

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

**СВОД ПРАВИЛ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

*ҚР ЕЖ ЕН
1992-1-1:2004/2011
2008 ж. қаңтар айының
өзгертулерімен.
СП РК ЕН
1992-1-1:2004/2011
Включая исправления
на январь 2008 г.*

ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ

1-1 бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттар үшін ережелер

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий

**Ресми басылым
Издание официальное**

**Осы ережелер жинағы EN 1990:2002+A1:2005
сәйкес келеді және CEN рұқсатымен қолданылады,
мекен-жайы: В-1000 Брюссель, Маркинс даңғылы, 17**

**Настоящий свод правил идентичен EN 1990:2002+A1:2005
и применяется с разрешения CEN,
по адресу: В-1000 Брюссель, проспект Маркинс, 17**

**Қазақстан Республикасы Өнеркәсіп және құрылыс министрлігінің Құрылыс және
тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитеті**

**Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального Министерства
промышленности и строительства Республики Казахстан**

Астана 2025

АЛҒЫ СӨЗ

1 ӘЗІРЛЕГЕН:

«ҚазҚСҒЗИ» АҚ

2 ҰСЫНҒАН:

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс және тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы

3 ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29 желтоқсандағы №156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1 шілдеден бастап

4 ОРНЫНА:

Алғаш рет

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасы сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды.

Қазақстан Республикасы Өнеркәсіп және құрылыс министрлігі Құрылыс және тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері комитетінің 12.08.2025 жылғы №117-НҚ бұйрығына сәйкес өзгерістер енгізілді.

ПРЕДИСЛОВИЕ

1 РАЗРАБОТАН:

АО «КазНИИСА»

2 ПРЕДСТАВЛЕН:

Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства национальной экономики Республики Казахстан

3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:

Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от 29 декабря 2014 года №156-НҚ с 1 июля 2015 года

Введен впервые

4 ВЗАМЕН:

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан.

Внесены изменения в соответствии с приказом Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства промышленности и строительства Республики Казахстан от 12.08.2025 года №117-НҚ.

НАЦИОНАЛЬНОЕ ВВЕДЕНИЕ

Настоящий свод правил Республики Казахстан СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» идентичен Европейскому стандарту EN 1992-1-1:2004 «Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building», разработанному Техническим Комитетом Европейского Комитета по стандартизации CEN/TC250 «Еврокоды конструкций».

Свод правил СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» является разделом комплекса Сводов Правил Республики Казахстан (СП РК EN), представляющего собой комплект документов в составе:

- СП РК EN 1990 Еврокод 0. Основы строительного проектирования
- СП РК EN 1991 Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции
- СП РК EN 1992 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций
- СП РК EN 1993 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций
- СП РК EN 1994 Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций
- СП РК EN 1995 Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций
- СП РК EN 1996 Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций
- СП РК EN 1997 Еврокод 7. Геотехническое проектирование
- СП РК EN 1998 Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций
- СП РК EN 1999 Еврокод 9. Проектирование алюминиевых конструкций

Неотъемлемой частью настоящего свода правил СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 является Национальное приложение. Национальное приложение к СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 содержит решения, принятые по назначению параметров, определенных в соответствии с Европейским стандартом EN 1992-1-1:2004 на национальном уровне (Национально Определенные Параметры, NDP).

С введением в действие настоящего свода правил СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 в течение переходного периода будут отменены противоречащие государственные нормативы Республики Казахстан в области проектирования и строительства железобетонных конструкций.

Официальные версии Европейских стандартов, на основе которых подготовлен настоящий документ, и стандартов, на которые даны ссылки, хранятся в Уполномоченном органе по архитектуре, градостроительству и строительству Республики Казахстан.

**Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций - Часть 1-1: Общие правила
и правила для зданий**

Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 2: Calcul des structures en beton-Partie 1-1:
Regles generales et regles pour les batiments

Eurocode 2: Bemessung und konstruktion von
Stahlbeton und Spannbetontragwerken –Teil 1-1:
Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln
für den Hochbau

Настоящий Европейский стандарт принят CEN 16 апреля 2004 г.

Члены Европейского комитета по стандартизации (CEN) обязаны выполнять регламент CEN/CENELEC, в котором содержатся условия, при которых европейскому стандарту придается статус национального стандарта без каких-либо изменений. Новейшие списки и библиографические ссылки, касающиеся таких нормативов, можно получить в центральном секретариате или у любого члена CEN по запросу.

Европейские нормы разработаны в трех официальных редакциях (на немецком, английском, французском языках). Перевод стандарта, выполненный членом Европейского комитета по стандартизации под собственную ответственность на язык его страны и сообщенный центральному секретариату, имеет такой же статус, как и официальные редакции.

Членами Европейского комитета по стандартизации CEN являются национальные организации по стандартизации Австрии, Бельгии, Кипра, Чешской Республики, Дании, Эстонии, Финляндии, Франции, Германии, Греции, Венгрии, Исландии, Ирландии, Италии, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Польши, Португалии, Словакии, Словении, Испании, Швеции, Болгарии, Румынии, Швейцарии, Великобритании.



Европейский комитет по стандартизации
European Committee for Standardization
Comitee Europeen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

СОДЕРЖАНИЕ

Программа применения Еврокодов	XIV
Статус и область применения Еврокодов.....	XIV
Национальные стандарты, обеспечивающие выполнение Еврокодов	XV
Связь Еврокодов и гармонизированных технических требований (ENs и ETAs) на изделия.....	XVI
Дополнительная информация об EN 1992-1-1	XVI
Национальное приложение к EN 1992-1-1	XVI
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	1
Предисловие	1
1.1 Область применения	1
1.1.1 Область применения Еврокода 2.....	1
1.1.2 Область применения части 1-1 Еврокода 2	2
1.2 Нормативные ссылки	2
1.2.1 Общие нормативные ссылки.....	2
1.2.2 Прочие нормативные ссылки	3
1.3 Предпосылки	3
1.4 Различие между принципами и правилами применения	3
1.5 Определения	3
1.5.1 Общие положения.....	3
1.5.2 Дополнительные термины и определения, используемые в настоящем Еврокоде	3
1.6 Обозначения	4
2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	8
2.1 Требования	8
2.1.1 Основные требования	8
2.1.2 Обеспечение надежности	8
2.1.3 Расчетный срок эксплуатации, долговечность и обеспечение качества	8
2.2 Принципы проектирования по предельным состояниям	8
2.3 Базисные переменные	8
2.3.1 Воздействия и влияние окружающей среды.....	8
2.3.1.1 Общие положения	8
2.3.1.2 Температурные эффекты.....	9
2.3.1.3 Неравномерные осадки/перемещения	9
2.3.1.4 Предварительное напряжение	10
2.3.2 Свойства материалов и изделий	10
2.3.2.1 Общие положения	10
2.3.2.2 Усадка и ползучесть	10
2.3.3 Деформации бетона	10
2.3.4 Геометрические данные	11
2.3.4.1 Общие положения	11
2.3.4.2 Дополнительные требования для монолитных свай.....	11
2.4 Расчет с применением частных коэффициентов	11
2.4.1 Общие положения.....	11
2.4.2 Расчетные значения	11
2.4.2.1 Частный коэффициент для воздействия усадки.....	11
2.4.2.2 Частные коэффициенты для предварительного напряжения	11
2.4.2.3 Частный коэффициент для усталостных нагрузок.....	12

2.4.2.4 Частные коэффициенты для материалов.....	12
2.4.2.5 Частные коэффициенты для материалов фундаментов	13
2.4.3 Комбинации воздействий	13
2.4.4 Проверка статического равновесия - EQU	13
2.5 Проектирование, сопровождаемое испытаниями	13
2.6 Дополнительные требования к фундаментам	13
2.7 Требования к анкерам	14
3 МАТЕРИАЛЫ	14
3.1 Бетон.....	14
3.1.1 Общие положения.....	14
3.1.2 Прочность	15
3.1.3 Упругие деформации.....	16
3.1.4 Ползучесть и усадка	19
3.1.5 Диаграмма «напряжение-деформация» для нелинейного расчета конструкций.....	22
3.1.6 Расчетные сопротивления сжатию и растяжению.....	23
3.1.7 Диаграмма «напряжение – деформация» для расчета поперечных сечений.....	24
3.1.8 Прочность на растяжение при изгибе	25
3.1.9 Ограничение поперечных деформаций	25
3.2 Арматурная сталь.....	26
3.2.1 Общие положения.....	26
3.2.2 Свойства.....	27
3.2.3 Прочность	28
3.2.4 Характеристики пластичности.....	28
3.2.5 Сварка.....	28
3.2.6 Усталость	29
3.2.7 Расчетные предпосылки	29
3.3 Предварительно напряженная сталь	30
3.3.1 Общие положения.....	30
3.3.2 Свойства.....	31
3.3.3 Прочность	33
3.3.4 Характеристики пластичности.....	33
3.3.5 Усталость	34
3.3.6 Расчетные предпосылки	34
3.3.7 Напрягаемая арматура в оболочках	35
3.4 Устройства для предварительного напряжения.....	35
3.4.1 Анкеры и муфты	35
3.4.1.1 Общие положения	35
3.4.1.2 Механические свойства	35
3.4.1.2.1 Анкеровка напрягающих элементов.....	35
3.4.1.2.2 Анкерные устройства и зоны анкеровки	36
3.4.2 Внешняя напрягаемая арматура, не имеющая сцепления с бетоном	36
3.4.2.1 Общие положения	36
3.4.2.2 Анкеровка.....	36
4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ И ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ ДЛЯ АРМАТУРЫ	36
4.1 Общие положения.....	36
4.2 Условия окружающей среды	37
4.3 Требования долговечности	39
4.4 Методы проверки.....	39

4.4.1 Защитный слой бетона.....	39
4.4.1.1 Общие положения	39
4.4.1.2 Минимальный защитный слой c_{min}	40
4.4.1.3 Допустимые отклонения при проектировании	43
5 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ.....	44
5.1 Общие положения.....	44
5.1.1 Общие требования	44
5.1.2 Специальные требования для фундаментов	45
5.1.3 Случаи нагрузжений и комбинации воздействий	45
5.1.4 Эффекты второго порядка.....	46
5.2 Геометрические несовершенства	46
5.3 Идеализация конструкции	48
5.3.1 Расчетные модели для общего расчета	48
5.3.2 Геометрические параметры.....	49
5.3.2.1 Эффективная ширина полок (все предельные состояния).....	49
5.3.2.2 Эффективные пролеты балок и плит в зданиях	50
5.4 Линейно-упругий расчет.....	52
5.5 Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением	52
5.6 Пластический расчет.....	53
5.6.1 Общие положения.....	53
5.6.2 Пластический расчет балок, рам и плит	53
5.6.3 Способность к повороту	54
5.6.4 Расчет по моделям «распорки-тяги».....	55
5.7 Нелинейный расчет.....	56
5.8 Расчет эффектов второго рода при осевой нагрузке	56
5.8.1 Определения	56
5.8.2 Общие положения.....	57
5.8.3 Упрощенные критерии для учета эффектов второго рода.....	57
5.8.3.1 Критерий гибкости для отдельных элементов	57
5.8.3.2 Гибкость и расчетная длина для отдельных элементов	58
5.8.3.3 Общие эффекты второго рода в зданиях.....	59
5.8.4 Ползучесть	60
5.8.5 Методы расчета.....	61
5.8.6 Общий метод.....	61
5.8.7 Метод, основанный на номинальной жесткости	62
5.8.7.1 Общие положения	62
5.8.7.2 Номинальная жесткость	62
5.8.7.3 Коэффициент увеличения момента	64
5.8.8 Метод, основанный на номинальной кривизне	65
5.8.8.1 Общие положения	65
5.8.8.2 Изгибающие моменты.....	65
5.8.8.3 Кривизна.....	66
5.8.9 Двухосный изгиб	67
5.9 Поперечная неустойчивость гибких балок	68
5.10 Предварительно напряженные элементы и конструкции.....	69
5.10.1 Общие положения.....	69
5.10.2 Усилие предварительного напряжения во время натяжения	70
5.10.2.1 Максимальное усилие предварительного напряжения.....	70
5.10.2.2 Ограничение напряжений в бетоне	70

5.10.2.3 Измерения.....	71
5.10.3 Усилие предварительного напряжения.....	71
5.10.4 Прямые потери предварительного напряжения при предварительном натяжении.....	72
5.10.5 Прямые потери усилия предварительного напряжения при натяжении на бетон.....	72
5.10.5.1 Потери от мгновенных деформаций бетона.....	72
5.10.5.2 Потери от трения.....	73
5.10.5.3 Потери в анкерных устройствах.....	73
5.10.6 Зависящие от времени потери усилия предварительного напряжения при натяжении на упоры и натяжении на бетон.....	74
5.10.7 Учет предварительного напряжения в расчете.....	75
5.10.8 Влияние предварительного напряжения в предельном состоянии по несущей способности.....	75
5.10.9 Влияние предварительного напряжения в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности и предельном состоянии по усталости.....	76
5.11 Расчет для некоторых отдельных конструктивных элементов.....	76
6 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ (ULS).....	76
6.1 Изгиб с или без осевой продольной силы.....	76
6.2 Поперечная сила.....	77
6.2.1 Общая процедура проверки.....	77
6.2.2 Элементы, не требующие по расчету поперечной арматуры.....	79
6.2.3 Элементы, требующие по расчету поперечную арматуру.....	81
6.2.4 Срез между стенкой и полками.....	85
6.2.5 Срез по контакту бетонов, уложенных в различное время.....	86
6.3 Кручение.....	88
6.3.1 Общие положения.....	88
6.3.2 Расчетные процедуры.....	89
6.3.3 Деформации кручения.....	91
6.4 Продавливание.....	91
6.4.1 Общие положения.....	91
6.4.2 Распределение нагрузки и основной контрольный периметр.....	92
6.4.3 Расчет на продавливание.....	95
6.4.4 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов колонн, не имеющих поперечной арматуры.....	99
6.4.5 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов колонн, имеющих поперечную арматуру.....	100
6.5 Расчет по моделям распорок и тяжей.....	102
6.5.1 Общие положения.....	102
6.5.2 Распорки.....	102
6.5.3 Тяжи.....	102
6.5.4 Узлы.....	103
6.6 Анкеровка и соединения внахлестку.....	105
6.7 Местное приложение нагрузки.....	106
6.8 Усталость.....	107
6.8.1 Верификация состояний.....	107
6.8.2 Внутренние силы и напряжения при проверке на усталость.....	107
6.8.3 Комбинации воздействий.....	108

6.8.4 Процедура верификации ненарягаемой и натягаемой арматуры	108
6.8.5 Проверка повреждений с использованием эквивалентного уровня напряжений.....	110
6.8.6 Другие проверки	110
6.8.7 Проверка бетона при сжатии или срезе	111
7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ (SLS)	113
7.1 Общие положения.....	113
7.2 Ограничение напряжений	113
7.3 Контроль трещин	114
7.3.1 Общие положения.....	114
7.3.2 Минимальная площадь арматуры	115
7.3.3 Контроль трещиностойкости без прямого расчета	118
7.3.4 Расчет ширины раскрытия трещин	120
7.4 Контроль прогибов.....	123
7.4.1 Общие положения.....	123
7.4.2 Случай, когда расчеты могут не проводиться	124
7.4.3 Проверка прогибов расчетом	126
8 КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕ НАПРЯГАЕМОЙ И НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ	127
8.1 Общие положения.....	127
8.2 Расстояние между стержнями	128
8.3 Допустимые диаметры оправки для загибаемых стержней	128
8.4 Анкеровка продольной арматуры.....	129
8.4.1 Общие положения.....	129
8.4.2 Предельное напряжение сцепления	130
8.4.3 Базовая длина анкеровки.....	131
8.4.4 Расчетная длина анкеровки	131
8.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры	133
8.6 Анкеровка путем приварки стержней	134
8.7 Соединения внахлестку и механические соединения	135
8.7.1 Общие положения.....	135
8.7.2 Соединения внахлестку	135
8.7.3 Длина нахлеста	136
8.7.4 Поперечная арматура в зоне нахлеста	137
8.7.4.1 Поперечная арматура для растянутых стержней	137
8.7.4.2 Поперечная арматура для постоянно сжатых стержней.....	138
8.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля.....	138
8.7.5.1 Соединения внахлестку рабочей арматуры.....	138
8.7.5.2 Соединения внахлестку вспомогательной или распределительной арматуры	139
8.8 Дополнительные правила для стержней большого диаметра	139
8.9 Пучок арматурных стержней.....	141
8.9.1 Общие положения.....	141
8.9.2 Анкеровка пучков	141
8.9.3 Соединения пучков внахлестку.....	142
8.10 Натягаемая арматура	142
8.10.1 Расположение натягаемой арматуры и каналов.....	142
8.10.1.1 Общие положения	142

8.10.1.2 Пучки при натяжении на упоры	142
8.10.1.3 Каналы при натяжении на бетон.....	143
8.10.2 Анкеровка напрягаемой арматуры при натяжении на упоры	143
8.10.2.1 Общие положения	143
8.10.2.2 Передача предварительного напряжения	144
8.10.2.3 Анкеровка напрягаемой арматуры в критических предельных состояниях.....	145
8.10.3 Зона анкеровки арматуры при натяжении на бетон	146
8.10.4 Анкеры и соединительные устройства для напрягаемой арматуры	147
8.10.5 Девиаторы	147
9 КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ И ОТДЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА	148
9.1 Общие положения	148
9.2 Балки.....	148
9.2.1 Продольная арматура	148
9.2.1.1 Минимальная и максимальная площади арматуры	148
9.2.1.2 Дополнительные конструктивные мероприятия.....	149
9.2.1.3 Обрыв продольной растянутой арматуры	149
9.2.1.4 Анкеровка нижней арматуры на крайних опорах	150
9.2.1.5 Анкеровка нижней арматуры на промежуточных опорах.....	151
9.2.2 Поперечная арматура.....	151
9.2.3 Армирование при кручении	153
9.2.4 Поверхностная арматура	154
9.2.5 Промежуточные опоры.....	154
9.3 Сплошные плиты	154
9.3.1 Армирование при изгибе.....	154
9.3.1.1 Общие положения	154
9.3.1.2 Арматура в плитах вблизи опор	155
9.3.1.3 Угловая арматура	155
9.3.1.4 Арматура на свободных краях	155
9.3.2 Поперечная арматура.....	156
9.4 Безбалочные плиты	156
9.4.1 Безбалочные перекрытия в зоне внутренних колонн.....	156
9.4.2 Безбалочные перекрытия в зоне крайних и угловых колонн.....	156
9.4.3 Поперечная арматура в зоне продавливания	157
9.5 Колонны	158
9.5.1 Общие положения.....	158
9.5.2 Продольная арматура	158
9.5.3 Поперечная арматура.....	159
9.6 Стены.....	159
9.6.1 Общие положения.....	159
9.6.2 Вертикальная арматура	160
9.6.3 Горизонтальная арматура	160
9.6.4 Поперечная арматура.....	160
9.7 Балки-стенки	160
9.8 Фундаменты	161
9.8.1 Свайные ростверки	161
9.8.2 Фундаменты под колонны и стены	162
9.8.2.1 Общие положения	162
9.8.2.2 Анкеровка стержней.....	162

9.8.3	Распределительные балки	163
9.8.4	Фундаменты под колонны на скальных грунтах	164
9.8.5	Буронабивные сваи	164
9.9	Зоны с прерывистостью в геометрии или воздействиях	165
9.10	Связевые системы	165
9.10.1	Общие положения	165
9.10.2	Подбор сечений связей	166
9.10.2.1	Общие положения	166
9.10.2.2	Периферийные связи	166
9.10.2.3	Внутренние связи	166
9.10.2.4	Горизонтальные связи по колоннам и стенам	167
9.10.2.5	Вертикальные связи	167
9.10.3	Непрерывность и анкеровка связей	168
10	ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ	168
10.1	Общие положения	168
10.1.1	Особые термины, используемые в этой главе	168
10.2	Основы проектирования, основные требования	169
10.3	Материалы	169
10.3.1	Бетон	169
10.3.1.1	Прочность	169
10.3.1.2	Ползучесть и усадка	170
10.3.2	Напрягаемая сталь	170
10.3.2.1	Технологические свойства напрягаемой стали	170
10.5	Расчет конструкций	170
10.5.1	Общие положения	170
10.5.2	Потери предварительного напряжения	171
10.9	Отдельные правила для проектирования и конструирования	171
10.9.1	Моменты от защемления плит	171
10.9.2	Соединения стен с перекрытиями	172
10.9.3	Системы перекрытий	172
10.9.4	Соединения и опорные части сборных элементов	174
10.9.4.1	Материалы	174
10.9.4.2	Общие правила расчета и конструирования соединений	174
10.9.4.3	Соединения, передающие усилия сжатия	174
10.9.4.4	Соединения, передающие поперечные усилия	175
10.9.4.5	Соединения, передающие изгибающие моменты и растягивающие усилия	175
10.9.4.6	Соединения с подрезкой высоты	176
10.9.4.7	Анкеровка арматуры на опорах	176
10.9.5	Опорные устройства	177
10.9.5.1	Общие положения	177
10.9.5.2	Опоры для неизолированных элементов	177
10.9.5.3	Опоры для изолированных элементов	179
10.9.6	Фундаменты стаканного типа	180
10.9.6.1	Общие положения	180
10.9.6.2	Фундаменты стаканного типа со шпоночной поверхностью	180
10.9.6.3	Фундаменты стаканного типа с гладкой поверхностью	180
10.9.7	Системы связей	181

11 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ЛЕГКОГО БЕТОНА.....	181
11.1 Общие положения	181
11.1.1 Область применения	181
11.1.2 Специальные обозначения	181
11.2 Основы проектирования	182
11.3 Материалы.....	182
11.3.1 Бетон.....	182
11.3.2 Упругие деформации.....	182
11.3.3 Ползучесть и усадка.....	183
11.3.4 Зависимость напряжение - относительные деформации для нелинейных расчетов конструкций	183
11.3.5 Расчетные сопротивления сжатию и растяжению.....	183
11.3.6 Диаграмма «напряжение – деформация» для расчета сечений.....	186
11.3.7 Бетон с косвенной арматурой.....	186
11.4 Долговечность и защитный слой для арматуры	186
11.4.1 Воздействия окружающей среды	186
11.4.2 Защитный слой бетона и свойства бетона	186
11.5 Расчет конструкций.....	186
11.5.1 Способность к повороту	186
11.6 Предельные состояния по несущей способности	186
11.6.1 Элементы, не требующие по расчету поперечную арматуру	186
11.6.2 Элементы, требующие по расчету поперечную арматуру	187
11.6.3 Кручение	187
11.6.3.1 Расчетная процедура	187
11.6.4 Продавливание.....	188
11.6.4.1 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов колонн, не имеющих поперечной арматуры	188
11.6.4.2 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов колонн, имеющих поперечную арматуру	188
11.6.5 Частично нагруженные площадки	188
11.6.6 Усталость	189
11.7 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности.....	189
11.8 Конструирование арматуры - Общие правила.....	189
11.8.1 Допустимые диаметры оправок для отогнутых стержней	189
11.8.2 Предельные напряжения сцепления	189
11.9 Конструирование элементов и отдельные правила	189
11.10 Дополнительные правила для сборных железобетонных элементов и конструкций	189
11.12 Конструкции из неармированного или слабоармированного бетона	189
12 КОНСТРУКЦИИ ИЗ НЕАРМИРОВАННОГО ИЛИ СЛАБОАРМИРОВАННОГО БЕТОНА	189
12.1 Общие положения	189
12.3 Материалы.....	190
12.3.1 Бетон: дополнительные расчетные предпосылки.....	190
12.5 методы расчета.....	190
12.6 Критические предельные состояния способности.....	191
12.6.1 Расчет сопротивлению изгиба и осевого усилия	191
12.6.2 Местное разрушение.....	191
12.6.3 Поперечная сила	192

12.6.4 Кручение	192
12.6.5 Предельные состояния по несущей способности, вызванные деформациями конструкций (продольный изгиб).....	192
12.6.5.1 Гибкость колонн и стен.....	193
12.6.5.2 Упрощенный метод расчета для стен и колонн	194
12.7 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности.....	195
12.8 Конструирование элементов и отдельные правила	195
12.8.1 Конструктивные элементы	195
12.8.2 Строительные швы	195
12.8.3 Ленточные и столбчатые фундаменты.....	195
ПРИЛОЖЕНИЕ А (информационное) Модификация частных коэффициентов для материалов.....	197
ПРИЛОЖЕНИЕ В (информационное) Деформации ползучести и усадки	200
ПРИЛОЖЕНИЕ С (информационное) Свойства арматуры, пригодной для использования в соответствии с настоящим Еврокодом.....	203
ПРИЛОЖЕНИЕ D (информационное) Уточненный метод расчета потерь предварительного напряжения вследствие релаксации	206
ПРИЛОЖЕНИЕ E (информационное) Индикативные классы прочности по долговечности	208
ПРИЛОЖЕНИЕ F (информационное) Зависимости для растянутой арматуры при плоском напряженном состоянии	209
ПРИЛОЖЕНИЕ G (информационное) Взаимодействие сооружения с грунтом	211
ПРИЛОЖЕНИЕ H (информационное) Общие эффекты второго порядка в конструкциях	213
ПРИЛОЖЕНИЕ I (информационное) Расчет безбалочных перекрытий и поперечных стен	216
ПРИЛОЖЕНИЕ J (информационное) Правила конструирования для частных случаев ...	219

Программа применения Еврокодов

В 1975 г. Комиссия Европейского сообщества приняла решение о применении программы в области строительства, основанное на статье 95 Соглашения. Целью программы являлось устранение технических препятствий деловой активности и стандартизация технических условий.

В данной программе действий Комиссия проявила инициативу по определению совокупности гармонизированных технических правил для проектирования строительных работ, которые на начальной ступени выступали бы в качестве альтернативы действующим национальным правилам в странах-членах и в итоге заменяли бы их.

На протяжении 15 лет Комиссия при помощи Руководящего комитета представителей стран-членов осуществляла разработку программы Еврокодов, что привело к появлению первого поколения Еврокодов в 1980-е годы.

В 1989 г. Комиссия и страны-члены ЕС и ЕАСТ на основании соглашения¹⁾ между Комиссией и CEN приняли решение о передаче подготовки и издания Еврокодов посредством ряда мандатов с целью предоставления им будущего статуса европейского стандарта (EN). Это фактически связывает Еврокоды с положениями Директив Совета и/или постановлениями Комиссии, рассматривающими европейские стандарты (например, Директива Совета 89/106/ЕЕС по строительным изделиям – CPD - и Директивы Совета 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС и 89/440/ЕЕС по общественным работам и услугам и аналогичные ЕАСТ Директивы, цель которых состоит в создании внутреннего рынка). Программа Еврокодов конструкций включает следующие стандарты, как правило, состоящие из частей:

- EN 1990 Еврокод 0: Основы строительного проектирования
- EN 1991 Еврокод 1: Воздействия на несущие конструкции
- EN 1992 Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций
- EN 1993 Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций
- EN 1994 Еврокод 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций
- EN 1995 Еврокод 5: Проектирование деревянных конструкций
- EN 1996 Еврокод 6: Проектирование каменных конструкций
- EN 1997 Еврокод 7: Геотехническое проектирование
- EN 1998 Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций
- EN 1999 Еврокод 9: Проектирование алюминиевых конструкций.

Еврокоды устанавливают обязанности распорядительных органов в каждой из стран-членов и гарантируют их право определять значения вопросов регулирования безопасности на национальном уровне, отличающиеся у различных государств.

Статус и область применения Еврокодов

Страны-члены ЕС и ЕАСТ признают, что Еврокоды выступают в качестве ссылочных документов в следующих целях:

– как средство подтверждения соответствия строительных работ и работ по гражданскому строительству основополагающим требованиям Директивы Совета 89/106/ЕЕС, в частности, основополагающему требованию №1 – Механическое сопротивление и устойчивость и основополагающему требованию №2 – Безопасность в случае пожара;

¹⁾ Соглашение между Комиссией Европейских сообществ и Европейским комитетом по стандартизации (CEN), относящееся к работе над Еврокодами по проектированию зданий и работ по гражданскому строительству (BC/CEN/03/89).

- как основание для изложения договоров на строительные работы и относящиеся к ним инженерно-конструкторские услуги;
- как структура составления гармонизированных технических условий на строительные изделия (EN и ETA).

Еврокоды, поскольку они непосредственно касаются строительных работ, имеют прямое отношение к разъясняющим документам²⁾, на которые приводится ссылка в статье 12 CPD, хотя они отличаются от гармонизированных стандартов на изделия³⁾. Следовательно, техническим комитетам CEN и/или Рабочим группам EOTA, работающим над стандартами на изделия с целью достижения полного соответствия данных технических условий Еврокодам, следует соответствующим образом рассмотреть технические аспекты действия Еврокодов.

Еврокоды устанавливают общие правила проектирования, расчета и определения параметров как самих конструкций, так и отдельных конструктивных элементов, которые пригодны для обычного применения. Они касаются как традиционных методов строительства, так и аспектов инновационного применения, но при этом не содержат правил для нестандартных конструкций или специальных решений, для которых необходимо привлекать экспертов.

Национальные стандарты, обеспечивающие выполнение Еврокодов

Национальная редакция Еврокода включает полный текст Еврокода (включая все приложения), изданного CEN, Национальный титульный лист с Национальным предисловием, а также Национальное приложение (справочное).

Национальное приложение (справочное) может содержать только информацию о параметрах, которые в Еврокоде оставлены открытыми для принятия решения на национальном уровне. Эти параметры, устанавливаемые на национальном уровне (NDP), распространяются только на проектирование зданий и инженерных сооружений в стране, в которой они установлены. Они включают:

- числовые значения частных коэффициентов безопасности и/или классов, по которым Еврокодам допускается альтернативное решение;
- числовые значения, которые следует использовать в тех случаях, когда в Еврокодах указаны только символы;
- специальную информацию о стране, географические и климатические данные, которые применимы только для определенной страны, например, карты снеговой нагрузки на грунт;
- методики в случаях, когда Еврокодами допускается применение нескольких альтернативных методик.

Они могут также содержать:

²⁾ В соответствии с пунктом 3.3 CPD существенным требованиям (ER) необходимо придать определенную форму в разъясняющих документах для создания необходимых связей между существенными требованиями и мандатами для гармонизированных EN и ETAG/ETA.

³⁾ В соответствии со статьей 12 CPD разъясняющие документы должны:

а) приводить в определенную форму существенные требования посредством стандартизации терминологии и технических основ и указания классов или уровней для каждого требования, где это необходимо;

б) устанавливать методы соотношения данных классов или уровней требований с техническими условиями, например, методами расчета и доказательства, техническими правилами для проектной разработки и т.д.;

в) выступать в качестве ссылки для введения гармонизированных стандартов и руководства для Европейского технического утверждения.

- рекомендации по применению справочных приложений;
- указания по применению дополняющей и не противоречащей информации, помогающей пользователю применять Еврокоды.

Связь Еврокодов и гармонизированных технических требований (ENs и ETAs) на изделия

Существует необходимость обеспечения последовательности гармонизации технических характеристик строительных изделий и технических правил производства работ⁴⁾. Кроме того, вся информация, сопровождающая СЕ-маркировку на строительные изделия, которые относятся к Еврокодам, должна четко устанавливать, какие параметры были приняты во внимание на Национальном уровне.

Дополнительная информация об EN 1992-1-1

EN 1992-1-1 описывает принципы и требования безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности железобетонных конструкций вместе со специальными положениями для зданий. Он базируется на концепции предельного состояния с применением частных коэффициентов.

При проектировании новых конструкций следует использовать EN 1992-1-1 вместе с другими частями EN 1992, а также Еврокодами EN 1990, 1991, 1997 и 1998.

EN 1992-1-1 также используется в качестве ссылочного документа для других технических комитетов CEN, занимающихся вопросами строительства.

Стандарт EN 1992-1-1 предназначен для использования:

- комитетами по разработке других стандартов на строительное проектирование и соответствующих изделий, контроля и исполнения;
- заказчиками (например, для формулирования специальных требований по уровню надежности и долговечности);
- проектировщиками и строителями;
- соответствующими специалистами.

Численные значения частных коэффициентов безопасности и другие параметры надежности рекомендованы в качестве базисных значений, при помощи которых достигается требуемый уровень надежности. Они были назначены в соответствии с достигнутыми уровнем качества выполнения работ и системой обеспечения качеством. Если EN 1992-1-1 будет использоваться другими комиссиями CEN/TC в качестве основы, то должны применяться такие же значения.

Национальное приложение к EN 1992-1-1

Этот стандарт дает значения и примечания с указанием, где можно сделать национальный выбор. Поэтому Национальный Стандарт, внедряющий EN 1992-1-1, должен иметь Национальное приложение, содержащее все установленные на национальном уровне Параметры, которые будут использоваться для проектирования зданий и инженерных сооружений, которые должны быть построены в соответствующей стране.

⁴⁾ См. статью 3.3 и статью 12 Директивы на строительные изделия, а также разделы 4.2, 4.3.1, 4.3.2 и 5.2 Основополагающего документа № 1.

Национальные определения в соответствии с EN 1992-1-1 предусмотрены в следующих разделах:

2.3.3 (3)	5.10.8 (3)	9.5.2 (2)
2.4.2.1 (1)	5.10.9 (1)P	9.5.2 (3)
2.4.2.2 (1)	6.2.2 (1)	9.5.3 (3)
2.4.2.2 (2)	6.2.2 (6)	9.6.2 (1)
2.4.2.2 (3)	6.2.3 (2)	9.6.3 (1)
2.4.2.3 (1)	6.2.3 (3)	9.7 (1)
2.4.2.4 (1)	6.2.4 (4)	9.8.1 (3)
2.4.2.4 (2)	6.2.4 (6)	9.8.2.1 (1)
2.4.2.5 (2)	6.4.3 (6)	9.8.3 (1)
3.1.2 (2)P	6.4.4 (1)	9.8.3 (2)
3.1.2(4)	6.4.5 (3)	9.8.4 (1)
3.1.6 (1)P	6.4.5 (4)	9.8.5 (3)
3.1.6 (2)P	6.5.2 (2)	9.10.2.2 (2)
3.2.2 (3)P	6.5.4 (4)	9.10.2.3 (3)
3.2.7 (2)	6.5.4 (6)	9.10.2.3 (4)
3.3.4 (5)	6.8.4 (1)	9.10.2.4 (2)
3.3.6 (7)	6.8.4 (5)	11.3.5 (1)P
4.4.1.2 (3)	6.8.6 (1)	11.3.5 (2)P
4.4.1.2 (5)	6.8.6 (3)	11.3.7 (1)
4.4.1.2 (6)	6.8.7 (1)	11.6.1 (1)
4.4.1.2 (7)	7.2 (2)	11.6.2 (1)
4.4.1.2 (8)	7.2 (3)	11.6.4.1 (1)
4.4.1.2 (13)	7.2 (5)	12.3.1 (1)
4.4.1.3 (1)P	7.3.1 (5)	12.6.3 (2)
4.4.1.3 (3)	7.3.2 (4)	A.2.1 (1)
4.4.1.3 (4)	7.3.4 (3)	A.2.1 (2)
5.1.3 (1)P	7.4.2 (2)	A.2.2 (1)
5.2 (5)	8.2 (2)	A.2.2 (2)
5.5 (4)	8.3 (2)	A.2.3 (1)
5.6.3 (4)	8.6 (2)	C.1 (1)
5.8.3.1 (1)	8.8 (1)	C.1 (3)
5.8.3.3 (1)	9.2.1.1 (1)	E.1 (2)
5.8.3.3 (2)	9.2.1.1 (3)	J.1 (2)
5.8.5 (1)	9.2.1.2 (1)	J.2.2 (2)
5.8.6 (3)	9.2.1.4 (1)	J.3 (2)
5.10.1 (6)	9.2.2 (4)	J.3 (3)
5.10.2.1 (1)P	9.2.2 (5)	
5.10.2.1 (2)	9.2.2 (6)	
5.10.2.2 (4)	9.2.2 (7)	
5.10.2.2 (5)	9.2.2 (8)	
5.10.3 (2)	9.3.1.1 (3)	
5.10.8 (2)	9.5.2 (1)	

ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011
СП РК EN 1992-1-1:2004/2011

ДЛЯ ЗАМЕТОК

СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий

DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES
Part 1-1. General rules and rules for buildings

Дата введения – 2015-07-01

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Предисловие

Европейский стандарт EN 1992-1-1 разработан Техническим Комитетом Европейского Комитета по стандартизации CEN/TC250 «Еврокоды конструкций», секретариат которого находится при BSI. Технический Комитет Европейского Комитета по стандартизации CEN/TC250 несет ответственность за все Еврокоды.

Еврокод 1992-1-1 введен взамен ENV 1992-1-1, 1992-1-3, 1992-1-4, 1992-1-5, 1992-1-6, ENV 1992-3.

Согласно Внутренних Регламентов CEN-CENELEC, этот Европейский Стандарт обязаны выполнять комиссии по национальным стандартам следующих стран: Австрии, Бельгии, Кипра, Чешской Республики, Дании, Эстонии, Финляндии, Франции, Германии, Греции, Венгрии, Исландии, Ирландии, Италии, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Польши, Португалии, Словакии, Словении, Испании, Швеции, Болгарии, Румынии, Швейцарии, Великобритании.

1.1 Область применения

1.1.1 Область применения СП РК EN 1992-1-1

(1)Р СП РК EN 1992-1-1 применяется для проектирования зданий и сооружений из бетонных и железобетонных конструкций, включая предварительно напряженные железобетонные конструкции. Он основан на принципах и требованиях к безопасности и эксплуатационной пригодности конструкций, основы проектирования и проверки которых приведены в стандарте СП РК EN 1990:Основы строительного проектирования.

(2)Р СП РК EN 1992-1-1 связан исключительно с требованиями к прочности, эксплуатационной пригодности, долговечности и огнестойкости железобетонных конструкций. Другие требования, например, связанные с тепло- и звукоизоляцией, не рассматриваются.

(3)Р СП РК EN 1992-1-1 следует применять совместно со следующими стандартами:
СП РК EN 1990 Еврокод 0: Основы строительного проектирования;
СП РК EN 1991 Еврокод 1: Воздействия на конструкции;
hEN's: европейские стандарты на строительные изделия, имеющие отношение к железобетонным конструкциям;

ENV* 13670-1: Возведение железобетонных конструкций;

*Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

СП РК EN 1997 Еврокод 7: Геотехническое проектирование;

СП РК EN 1998 Еврокод 8: Проектирование сейсмостойких конструкций.

(4)Р СП РК EN 1992-1-1 включает следующие части:

часть 1-1. Общие правила и правила для зданий;

часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости;

часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета;

часть 3. Конструкции, локализирующие и удерживающие жидкость.

1.1.2 Область применения части 1-1 СП РК EN 1992-1-1

(1)Р Часть 1-1 СП РК EN 1992-1-1 устанавливает основные правила проектирования бетонных и железобетонных конструкций, включая предварительно напряженные железобетонные конструкции, выполненные из нормального и легкого бетонов, совместно с особыми правилами для зданий.

(2)Р Часть 1-1 содержит следующие разделы:

Раздел 1. Общие положения

Раздел 2. Основы проектирования

Раздел 3. Материалы

Раздел 4. Долговечность и защитный слой для арматуры

Раздел 5. Расчет конструкций

Раздел 6. Критические предельные состояния по несущей способности

Раздел 7. Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

Раздел 8. Конструирование арматуры и напрягающих элементов-Общие положения

Раздел 9. Конструирование элементов и отдельные правила

Раздел 10. Дополнительные правила для сборных железобетонных элементов и конструкций

Раздел 11. Железобетонные конструкции из легкого бетона

Раздел 12. Конструкции из неармированного или слабоармированного бетона.

(3)Р Разделы 1 и 2 устанавливают дополнительные положения к СП РК EN 1990: Основы строительного проектирования.

(4)Р В настоящей части 1-1 не рассматриваются:

–использование гладкой арматуры;

–огнестойкость;

–особые аспекты для специальных типов зданий (например, высотных зданий);

–особые аспекты для специальных типов инженерных сооружений (таких, как виадуки, мосты, дамбы, давление судов, платформ или резервуаров);

–бетон без мелкого заполнителя, ячеистый бетон, бетон с особо тяжелым заполнителем или содержащий металлические профили (см. Еврокод 4 для сталежелезобетонных конструкций).

1.2 Нормативные ссылки

(1)Р Следующие стандарты содержат положения, на которые делается ссылка в настоящем стандарте. Для датированных ссылок не действуют более поздние изменения или переработки принятого во внимание издания. Тем не менее, при необходимости следует проверить возможность применения, смотря по обстоятельствам, более современных редакций перечисленных ниже стандартов. Для недатированных ссылок действует последняя редакция ссылочного стандарта.

1.2.1 Общие нормативные ссылки

СП РК EN 1990 Основы строительного проектирования

СП РК EN 1991-1-5 Воздействия на несущие конструкции. Температурные воздействия

СП РК EN 1991-1-6 Воздействия на несущие конструкции. Воздействия при производстве строительных работ.

1.2.2 Прочие нормативные ссылки

СП РК EN 1997 Геотехническое проектирование

СТ РК EN 197-1 Цемент. Часть 1. Состав, спецификации и критерии соответствия для обычных цементов

СТ РК EN 206-1 Бетон. Часть 1. Технические требования, показатели, производство и соответствие

EN 12390* Испытание затвердевшего бетона

СТ РК EN 10080 Арматура для железобетонных конструкций. Сварная арматура

СТ РК EN 10138 Напрягаемая арматура

EN ISO 17660* (все части) Сварка - Сварка арматурной стали

ENV 13670* Возведение железобетонных конструкций

EN 13791* Испытание бетона

СТ РК ISO 15630 Сталь для предварительного напряжения бетона. Методы испытаний.

1.3 Предпосылки

(1)Р В дополнение к общим предпосылкам СП РК EN 1990 действуют следующие предпосылки:

- проектирование конструкций должно осуществляться персоналом соответствующей квалификации и опыта;
- обеспечить необходимое сопровождение и контроль качества на предприятиях, полигонах и строительных площадках;
- строительные работы должны выполняться персоналом, имеющим соответствующую подготовку и опыт;
- строительные материалы и изделия используются в соответствии с настоящими нормами или в соответствии со спецификациями на материалы и изделия;
- обеспечить соответствующее обслуживание и сохранность конструкции;
- конструкция должна использоваться в соответствии с проектным назначением;
- должны выполняться требования по возведению и производству работ согласно ENV 13670*.

1.4 Различие между принципами и правилами применения

(1)Р Действуют положения стандарта СП РК EN 1990.

1.5 Определения

1.5.1 Общие положения

(1)Р Действуют термины и определения стандарта СП РК EN 1990.

1.5.2 Дополнительные термины и определения, используемые в настоящих Строительных нормах

1.5.2.1 Сборные конструкции (precast structures). Предварительно изготовленные

*Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

конструктивные элементы до их установки своим окончательном положении в конструкции. В конструкции сборные элементы соединяются в единую конструктивную систему.

1.5.2.2 Неармированные или слабо армированные бетонные элементы (plain or lightly rein forced concrete members). Элементы конструкций без армирования или с арматурой, количество которой менее требуемого минимального количества арматуры согласно разделу 9.

1.5.2.3 Напрягающие элементы без сцепления с бетоном и внешние напрягающие элементы (unbonded and external tendons). Напрягающие элементы без сцепления с бетоном при натяжении на бетон, имеющий внутренние незамоноличенные каналы, и напрягаемая арматуры, расположенная снаружи поперечного бетонного сечения (которые после натяжения могут быть защищены бетоном либо защитным покрытием).

1.5.2.4 Предварительное напряжение (prestress). Процесс предварительного напряжения заключается в создании усилий в бетонной конструкции путем растяжения напрягающих элементов, располагаемых в бетонном элементе. Термин «предварительное напряжение» используется, в общем случае, для обозначения любых постоянных воздействий процесса предварительного напряжения, которые приводят к возникновению внутренних усилий в сечениях и деформациям конструкции. Другие виды предварительного напряжения не рассмотрены в техническом стандарте.

1.6 Обозначения

В настоящих Строительных нормах приняты следующие обозначения.

Примечание – Использованные обозначения приняты согласно ISO 3898:1987.

Прописные буквы латинского алфавита

A – особое воздействие;

A – площадь поперечного сечения;

A_c – площадь поперечного сечения бетона;

A_p – площадь напрягающего элемента или элементов;

A_s – площадь поперечного сечения арматуры;

$A_{s,min}$ – минимальная площадь поперечного сечения арматуры;

A_{sw} – площадь поперечного сечения поперечной арматуры;

D – диаметр оправки;

E_{Ed} – коэффициент усталостных повреждений;

E – влияние воздействия;

$E_c, E_{c(28)}$ – касательный модуль упругости для нормального бетона при напряжении $\sigma_c = 0$ в возрасте 28 суток;

$E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона;

E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона;

E_{cm} – секущий модуль упругости бетона;

$E_{c(t)}$ – касательный модуль упругости для нормального бетона при напряжении $\sigma_c = 0$ в возрасте t суток;

E_p – расчетное значение модуля упругости преднапряженной стали;

E_s – расчетное значение модуля упругости арматурной стали;

EI – жесткость при изгибе;

QU – статическое равновесие;

F – воздействие;
 F_d – расчетное значение воздействия;
 F_k – характеристическое значение воздействия;
 G_k – характеристическое постоянное воздействие;
 I – момент инерции площади поперечного сечения бетона;
 L – длина;
 M – изгибающий момент;
 M_{Ed} – расчетное значение внутреннего изгибающего момента;
 N – продольное усилие;
 N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия (растяжения или сжатия);
 P – усилие предварительного напряжения;
 P_0 – начальное усилие на конце напрягающего элемента сразу после натяжения;
 Q_k – характеристическое переменное воздействие;
 Q_{fat} – характеристическая усталостная нагрузка;
 R – сопротивление;
 S – внутренние усилия и моменты;
 S – статический момент площади сечения;
 SLS – предельное состояние эксплуатационной пригодности (serviceability limit state);
 T – крутящий момент;
 T_{Ed} – расчетное значение крутящего момента;
 ULS – критическое предельное состояние (ultimate limit state);
 V – поперечное усилие;
 V_{Ed} – расчетное значение поперечного усилия.

Строчные буквы латинского алфавита

a – расстояние;
 a – геометрический параметр;
 Δa – отклонение геометрического параметра;
 b – ширина сечения или ширина полки T - или -образной балки;
 b_w – ширина стенки T -, I - или -образной балки;
 d – диаметр, высота;
 d – эффективная высота поперечного сечения;
 d_g – наибольший номинальный размер сечения крупного заполнителя;
 e – эксцентриситет;
 f_c – прочность бетона на сжатие;
 f_{cd} – расчетное значение прочности бетона на сжатие;
 f_{ck} – характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток;
 f_{cm} – среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие;
 f_{ctk} – характеристический предел прочности бетона при осевом растяжении;
 f_{ctm} – среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении;
 f_p – предел прочности преднапряженной стали при растяжении;
 f_{pk} – характеристический предел прочности преднапряженной стали при растяжении;
 $f_{p,0,1}$ – 0,1%-ный условный предел текучести для преднапряженной стали;
 $f_{p,0,1k}$ – характеристический 0,1%-ный условный предел текучести преднапряженной стали;
 $f_{0,2k}$ – характеристический 0,2%-ный условный предел текучести арматуры;
 f_t – предел прочности арматуры при растяжении;

f_{tk} – характеристический предел прочности арматуры при растяжении;

f_y – предел текучести арматуры;

f_{yd} – расчетный предел текучести арматуры;

f_{yk} – характеристический предел текучести арматуры;

f_{ywd} – расчетный предел текучести поперечной арматуры;

h – высота;

h – общая глубина сечения;

i – радиус инерции;

k – коэффициент, фактор;

l (или l или L) – длина, пролет;

m – масса;

r – радиус;

$1/r$ – кривизна;

t – толщина;

t – время;

t_0 – возраст бетона во время приложения нагрузки;

u – периметр поперечного сечения бетона с площадью A_c ;

u, v, w – составляющие перемещения точки;

x – нейтральная ось;

x, y, z – координаты;

z – плечо внутренней пары сил.

Строчные буквы греческого алфавита

α – угол, соотношение;

β – угол, соотношение, коэффициент;

γ – частный коэффициент;

γ_A – частный коэффициент для особых воздействий A ;

γ_C – частный коэффициент для бетона;

γ_F – частный коэффициент для воздействий F ;

$\gamma_{F,fat}$ – частный коэффициент для усталостных воздействий;

$\gamma_{C,fat}$ – частный коэффициент усталости бетона;

γ_G – частный коэффициент для постоянных воздействий G ;

γ_M – частный коэффициент для свойств строительных материалов, с учетом отклонений самого свойства материала, а также геометрических отклонений и свойств и несовершенств используемой расчетной модели;

γ_P – частный коэффициент для воздействия, создаваемого в результате предварительного напряжения P ;

γ_Q – частный коэффициент для переменных воздействий Q ;

γ_S – частный коэффициент для арматуры и преднапряженной стали;

$\gamma_{S,fat}$ – частный коэффициент для арматуры и преднапряженной стали при усталостных нагрузках;

γ_f – частный коэффициент для воздействий без учета несовершенства расчетной модели;

γ_g – частный коэффициент для постоянных воздействий без учета несовершенства расчетной модели;

γ_m – частный коэффициент для свойств материалов с учетом отклонений в самом свойстве материала;

δ – приращение/перераспределение соотношения;

ζ – коэффициент уменьшения/коэффициент распределения;
 ε_c – деформации сжатия бетона;
 ε_{c1} – деформации сжатия бетона при максимальном напряжении f_c ;
 ε_{cu} – предельные деформации бетона при сжатии;
 ε_u – деформации арматуры или преднапряженной стали при максимальной нагрузке;
 ε_{uk} – характеристические деформации арматуры или преднапряженной стали при максимальной нагрузке;
 θ – угол;
 λ – коэффициент гибкости;
 μ – коэффициент трения между напрягаемыми элементами и их каналами;
 ν – коэффициент Пуассона;
 ν – коэффициент снижения прочности бетона с наклонными трещинами;
 ξ – соотношение прочности сцепления для предварительно напряженной и арматурной стали;
 ρ – плотность высушенного бетона, кг/м³;
 ρ_{1000} – значение потерь от релаксации, %, через 1000 ч после натяжения при средней температуре 20°C;
 ρ_l – коэффициент армирования продольной арматурой;
 ρ_w – коэффициент армирования поперечной арматурой;
 σ_c – напряжение сжатия в бетоне;
 σ_{cp} – напряжение сжатия в бетоне при продольном усилии или предварительном напряжении;
 σ_{cu} – напряжение сжатия в бетоне при предельной деформации сжатия бетона ε_{cu} ;
 τ – касательное напряжение;
 $\emptyset$ – диаметр арматурного стержня или канала для преднапряжения;
 $\emptyset_n$ – приведенный диаметр пучка арматурных стержней;
 $\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести, определяющий ползучесть от времени точками t и t_0 по отношению к упругим деформациям через 28 суток;
 $\varphi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести;
 ψ – коэффициенты, определяющие репрезентативные значения переменных воздействий:
 ψ_0 – для комбинационных значений;
 ψ_1 – для частых значений;
 ψ_2 – для квазипостоянных значений.

2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

2.1 Требования

2.1.1 Основные требования

(1)Р Проектирование железобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с общими правилами, приведенными в СП РК EN 1990.

(2)Р Также применяются дополнительные положения для железобетонных конструкций, приведенные в настоящем разделе.

(3) Для железобетонных конструкций основные требования раздела 2 СП РК EN 1990 считаются выполненными, если совместно применяются:

- расчет по предельным состояниям с использованием частных коэффициентов в соответствии с СП РК EN 1990,
- воздействия в соответствии с СП РК EN 1991,
- комбинации воздействий в соответствии с СП РК EN 1990,
- сопротивление, долговечность и эксплуатационная пригодность в соответствии с настоящими стандартами.

Примечание – Требования к огнестойкости (смотри СП РК EN 1990 раздел 5 и СП РК EN 1992-1-2) может потребовать больших размеров элементов, чем это требуется для сопротивления конструкций при нормальной температуре.

2.1.2 Обеспечение надежности

(1) Правила обеспечения надежности приведены в разделе 2 СП РК EN 1990.

(2) Расчет с применением частных коэффициентов, приведенный в настоящей норме (см. 2.4), и частные коэффициенты, приведенные в приложениях СП РК EN 1990, соответствуют требованиям долговечности для класса RC2.

Примечание – Для получения дополнительной информации смотри СП РК EN 1990, приложения В и С.

2.1.3 Расчетный срок эксплуатации, долговечность и обеспечение качества

(1) Правила для расчетного срока эксплуатации, долговечности и обеспечения качества приведены в разделе 2 СП РК EN 1990.

2.2 Принципы проектирования по предельным состояниям

(1) Правила проектирования по предельным состояниям приведены в разделе 3 СП РК EN 1990.

2.3 Базисные переменные

2.3.1 Воздействия и влияние окружающей среды

2.3.1.1 Общие положения

(1) Воздействия, используемые при проектировании, могут быть приняты по соответствующим частям СП РК EN 1991.

Примечания

1 Соответствующие части СП РК EN 1991, используемые при проектировании, включают: СП РК EN 1991-1-1 Собственный вес, постоянные и приложенные нагрузки на здания

СП РК EN 1991-1-2 Огневые воздействия
СП РК EN 1991-1-3 Снеговые нагрузки
СН EN 1991-1-4 Ветровые воздействия
СП РК EN 1991-1-5 Температурные воздействия
СП РК EN 1991-1-6 Воздействия при производстве строительных работ
СП РК EN 1991-1-7 Аварийные воздействия
СП РК EN 1991-2 Транспортные нагрузки на мосты
СП РК EN 1991-3 Воздействия, вызываемые работой кранов и механизмов
СП РК EN 1991-4 Воздействия на силосы и резервуары.

2 Воздействия, характерные для данной нормы, приведены в соответствующих разделах.

3 Воздействия от давления грунта и воды могут быть приняты из СП РК EN 1997.

4 Если учитывается относительная осадка, могут быть использованы соответствующие оценочные значения ожидаемой осадки.

5 Другие воздействия, если необходимо, могут быть установлены в задании на проектирование для конкретного проекта.

2.3.1.2 Температурные эффекты

(1) Температурные эффекты следует учитывать при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

(2) Температурные эффекты следует учитывать при проверке предельных состояний по несущей способности только тогда, когда их влияние существенно (например, в условиях усталостной прочности, при проверке устойчивости, когда важно влияние эффектов 2-го рода и т.д.). В других случаях они не должны рассматриваться при условии, что элементы обладают достаточной пластичностью и способностью к повороту.

(3) Если температурные эффекты учитываются в расчете, то они должны быть рассмотрены как переменные воздействия с частным коэффициентом и коэффициентом ψ .

Примечание – Коэффициент ψ определен в соответствующих приложениях СП РК EN 1990 и СП РК EN 1991-1-5.

2.3.1.3 Неравномерные осадки/перемещения

(1) Неравномерные осадки/перемещения в результате проседания грунта классифицируются как постоянное воздействие G_{set} и входят таковыми в комбинации воздействий. В общем случае G_{set} состоит из набора значений, соответствующих разности (по отношению к базовому значению) осадок/перемещений отдельных фундаментов или частей фундаментов $d_{set,i}$ (i обозначает здесь номер отдельного фундамента или части фундамента).

Примечание – Если в расчете учитываются относительные осадки, могут быть использованы соответствующие оценочные значения ожидаемой осадки.

(2) Эффекты от неравномерных осадок следует, как правило, учитывать при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

(3) При проверке предельных состояний несущей способности эффекты от неравномерных осадок/перемещений следует учитывать только тогда, когда они существенны (например, в условиях усталостной прочности, при проверке устойчивости, когда важно влияние эффектов 2-го рода и т.д.). В случаях, когда элементы обладают достаточной пластической деформативностью и способностью к повороту, эффекты от относительных осадок (перемещений) допускается не учитывать.

(4) Если эффекты от воздействия неравномерных осадок учитываются в расчете, то они принимаются с частным коэффициентом безопасности для осадки.

Примечание – Значение частного коэффициента безопасности для осадки определено в соответствующем приложении СП РК EN 1990.

2.3.1.4 Предварительное напряжение

(1)Р Предварительное напряжение, рассматриваемое в настоящих Строительных нормах, создается натягающими элементами, выполненными из высокопрочной стали (проволокой, канатами и стержнями).

(2) Натягающие элементы могут быть заглублены в бетоне. Они могут быть натянутыми на упоры и иметь сцепление с бетоном, или натянутыми на бетон и имеющими сцепление или не имеющими сцепления с бетоном.

(3) Кроме того, натягающие элементы могут быть размещены вне конструкции с точками контакта, образуемыми отгибными приспособлениями и анкерами.

(4) Положения, касающиеся предварительного напряжения, приведены в 5.10.

2.3.2 Свойства материалов и изделий

2.3.2.1 Общие положения

(1) Правила для свойств материалов и изделий приведены в разделе 4 СП РК EN 1990.

(2) Положения для бетона, арматуры и натягаемой арматуры приведены в разделе 3 или в соответствующем стандарте на изделие.

2.3.2.2 Усадка и ползучесть

(1) Усадка и ползучесть являются свойствами бетона, которые зависят от времени. Их эффекты, как правило, следует учитывать при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

(2) Эффекты от усадки и ползучести при проверке предельных состояний по несущей способности следует учитывать только, если они существенны, например, при проверке предельного состояния по устойчивости, когда важно влияние эффектов 2-го рода. В случаях, когда элементы обладают достаточной пластической деформативностью и способностью к повороту, эффекты от усадки и ползучести допускается не учитывать.

(3) Если ползучесть учитывается в расчете, то, как правило, ее расчетные эффекты следует включать в квазипостоянное сочетание воздействий, независимо от того, какая из расчетных ситуаций рассматривается, т.е. постоянная, переходная или аварийная.

Примечание – В большинстве случаев эффекты от ползучести могут рассматриваться при действии постоянных нагрузок и среднего значения усилия предварительного напряжения.

2.3.3 Деформации бетона

(1)Р При проектировании необходимо учитывать последствия от деформаций, вызванных температурой, ползучестью и усадкой.

(2) Влияние этих эффектов, как правило, достаточно учтено путем соблюдения правил, изложенных в настоящих нормах. Также должно быть выполнено следующее:

- минимизация деформаций и трещинообразования вследствие раннего перемещения конструктивных элементов, ползучести и усадки путем соответствующего подбора состава бетонной смеси;

- минимизация ограничений деформаций путем обеспечения соответствующих условий опирания и стыковых соединений;

- при наличии ограничений деформаций их влияние следует учитывать в расчетах при проектировании.

(3) В конструкциях зданий влияние эффектов температуры и усадки может не

учитываться при общем статическом расчете, если предусмотрены стыки на расстоянии d_{joint} для обеспечения свободы результирующих деформаций.

Примечание – Значение d_{joint} приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 30 м. Для железобетонных конструкций, состоящих из сборных элементов, это значение может быть большим, чем для монолитных конструкций, так как часть деформации, вызванной ползучестью и усадкой, имеет место до их монтажа.

2.3.4 Геометрические данные

2.3.4.1 Общие положения

(1) Правила для геометрических данных приведены в разделе 4 СП РК EN 1990.

2.3.4.2 Дополнительные требования для монолитных свай

(1)Р При проектировании необходимо учитывать неточности (отклонения) в размерах поперечного сечения монолитной сваи и технологии бетонирования.

(2) При отсутствии других положений используемое при расчете значение диаметра монолитных свай без постоянных обсадных труб может быть принято равным, мм:

– для $d_{nom} < 400 \text{ мм}$ $d = d_{nom} - 20 \text{ мм}$

– для $400 \text{ мм} \leq d_{nom} \leq 1000 \text{ мм}$ $d = 0,95 d_{nom}$

– для $d_{nom} > 1000 \text{ мм}$ $d = d_{nom} - 50 \text{ мм}$

При этом d_{nom} является номинальным диаметром сваи.

2.4 Расчет с применением частных коэффициентов

2.4.1 Общие положения

(1) Методы расчета с применением частных коэффициентов приведены в разделе 6 СП РК EN 1990.

2.4.2 Расчетные значения

2.4.2.1 Частный коэффициент для воздействия усадки

(1) Если при проверке предельного состояния по несущей способности учитываются воздействия, вызванные усадкой, следует использовать частный коэффициент γ_{SH} .

Примечание – Значение γ_{SH} может быть указано в национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,0.

2.4.2.2 Частные коэффициенты для предварительного напряжения

(1) Предполагается, что предварительное напряжение в большинстве ситуаций является благоприятным эффектом, и для проверки предельного состояния по несущей способности следует использовать коэффициент $\gamma_{P,fav}$. Расчетное значение усилия предварительного напряжения может быть определено на основе среднего значения усилия предварительного напряжения (см. раздел 4 СП РК EN 1990).

Примечание – Значение $\gamma_{P,fav}$ может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для постоянных и переходных расчетных ситуаций равно 1,0. Это значение может быть также использовано для проверки на усталость.

(2) При проверке предельного состояния по устойчивости при внешнем предварительном напряжении, когда повышенное значение усилия обжатия может действовать неблагоприятно, применяется значение $\gamma_{P,unfav}$.

Примечание – Значение $\gamma_{P,unfav}$ для предельного состояния по устойчивости может быть указано в национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,3.

(3) При проверке местных эффектов должен также использоваться $\gamma_{P,unfav}$.

Примечание – Значение $\gamma_{P,unfav}$ при проверке местных эффектов может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,2. Местные эффекты от анкеровки предварительно напрягаемых арматурных элементов рассмотрены в 8.10.2.

2.4.2.3 Частный коэффициент для усталостных нагрузок

(1) Частный коэффициент для усталостных нагрузок $\gamma_{F,fat}$.

Примечание – Значение $\gamma_{F,fat}$ может быть приведено в национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,0.

2.4.2.4 Частные коэффициенты для материалов

(1) При проверке предельных состояний по несущей способности следует применять частные коэффициенты для материалов γ_c и γ_s .

Примечание – Значения γ_c и γ_s могут быть приведены в Национальном приложении. Рекомендуемые значения для «постоянной и переходной» и для «аварийной» расчетной ситуации приведены в таблице 2.1N. Они неприменимы для расчета огнестойкости, для которого действует СП РК EN 1992-1-2.

При проверке на усталость для постоянных расчетных ситуаций частные коэффициенты, приведенные в таблице 2.1N, рекомендуются для значений $\gamma_{c,fat}$ и $\gamma_{s,fat}$.

Таблица 2.1N - Частные коэффициенты для материалов для предельных состояний по несущей способности

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

(2) При проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности значения частных коэффициентов для материалов следует принимать согласно указаниям соответствующих разделов настоящих Строительных норм.

Примечание – Значения γ_c и γ_s при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности могут быть приведены в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для ситуаций, которые не рассматриваются в отдельных разделах настоящих Строительных норм, равно 1,0.

(3) Более низкие значения частных коэффициентов γ_c и γ_s могут использоваться в тех случаях, если это оправдано мерами по снижению неточностей в расчетных сопротивлениях.

Примечание – Информация приведена в приложении А.

2.4.2.5 Частные коэффициенты для материалов фундаментов

(1) Расчетные значения прочностных свойств грунта определяются согласно СП РК EN 1997.

(2) Частный коэффициент для бетона γ_c по 2.4.2.4 (1) при вычислении расчетного сопротивления бетона монолитных свай, бетонируемых без постоянных обсадных труб, должен быть умножен на коэффициент k_f .

Примечание – Значение k_f может быть приведено в национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,1.

2.4.3 Комбинации воздействий

(1) Общие правила для комбинаций воздействий для предельных состояний по несущей способности и эксплуатационной пригодности приведены в СП РК EN 1990, раздел 6.

Примечания

1 Подробные выражения для комбинаций воздействий приведены в приложениях к СП РК EN 1990, например, в приложении A1 для зданий, в приложении A2 для мостов и т.д., с приведенными в примечаниях соответствующими рекомендуемыми значениями частных коэффициентов и репрезентативными значениями воздействий.

2 Комбинации воздействий при проверке усталостной прочности приведены в 6.8.3.

(2) Для каждого постоянного воздействия нижнее или верхнее расчетное значение (в зависимости от того, какое из них дает более неблагоприятный эффект) должно быть приложено ко всей конструкции (например, собственный вес конструкции).

Примечание – При некоторых обстоятельствах есть исключения из этого правила (например, проверка статического равновесия, смотри СП РК EN 1990, раздел 6). В таких случаях могут использоваться различные наборы коэффициентов (набор A). Например, для зданий такой набор приведен в приложении A1 СП РК EN 1990.

2.4.4 Проверка статического равновесия - EQU

(1) Обеспечение надежности для проверки статического равновесия действует также для расчетных ситуаций *EQU*, таких как, например, падение грузов или отрыв опор неразрезных балок.

Примечание – Информация приведена в приложении A СП РК EN 1990.

2.5 Проектирование, сопровождаемое испытаниями

(1) Проектирование конструкций или конструктивных элементов может сопровождаться испытаниями.

Примечание – Информация приведена в разделе 5 и приложении "D" СП РК EN 1990.

2.6 Дополнительные требования к фундаментам

(1) Р Если взаимодействие грунт – конструкция оказывает существенное влияние на усилия в конструкции, то свойства грунта и эффекты взаимодействия должны быть приняты во внимание в соответствии с СП РК EN 1997-1.

(2) Если возможны значительные неравномерные осадки, то должно быть проверено их влияние на усилия в конструкции.

Примечания

1 Приложение G может быть использовано для моделирования взаимодействия грунт – конструкция.

2 Упрощенные методы, в которых пренебрегают эффектами от деформации грунтов основания, обычно применимы для большинства расчетов конструкций.

(3) Размеры бетонных фундаментов следует принимать в соответствии с указаниями СП РК EN 1997-1.

(4) В соответствующих случаях расчет должен включать эффекты таких явлений, как просадка, пучение, замораживание, оттаивание, эрозия грунтов и т.д.

2.7 Требования к анкерам

(1) Необходимо учитывать местное и общее влияние узлов сопряжения конструкций.

Примечание – Требования к проектированию анкеров приведены в Техническом Руководстве «Проектирование анкеров для бетона» (на стадии разработки). Это Техническое Руководство будет охватывать следующие типы соединений для бетона:

при натяжении на упоры:

– анкерные головки,

– стержни в каналах,

и при натяжении на бетон:

– внешние анкера,

– внутренние анкера с уширениями на конце,

– бетонные анкера,

– анкера для натягающих стержней,

– зачеканенные распорные анкера,

– зачеканенные анкера с уширениями на конце.

Характеристики анкеров должны соответствовать требованиям стандарта CEN Standard или отвечать положениям Европейского Технического Регламента.

Техническое Руководство «Проектирование анкеров для бетона» рассматривает местную передачу нагрузок на конструкцию.

При проектировании конструкции должны быть приняты во внимание нагрузки и дополнительные требования по проектированию, приведенные в Приложении А.

3 МАТЕРИАЛЫ

3.1 Бетон

3.1.1 Общие положения

(1)Р Следующие разделы содержат принципы и правила для обычного и высокопрочного бетона.

(2) Правила для легкого бетона приведены в разделе 11.

3.1.2 Прочность

(1)Р Прочность бетона на сжатие обозначается классами бетона по прочности, которые в соответствии с СТ РК EN 206-1 связаны с характеристической (5%) цилиндрической прочностью при сжатии f_{ck} или кубиковой прочностью при сжатии $f_{ck,cube}$.

(2)Р Классы прочности в данных Строительных нормах базируются на характеристической цилиндрической прочности f_{ck} , определенной в 28 суток при максимальной прочности C_{max} .

Примечание – Значение C_{max} для использования в конкретной стране может быть установлено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение C90/105.

(3) Характеристическая прочность f_{ck} и соответствующие механические характеристики, необходимые для проектирования, приведены в таблице 3.1.

(4) В некоторых случаях (например, при предварительном напряжении) прочность бетона на сжатие может определяться до или после 28 суток на основе испытаний опытных образцов, которые хранились в условиях, отличающихся от указанных в СП РК EN 12390.

Если прочность бетона определялась для возраста $t > 28$ суток, значения α_{cc} и α_{ct} , определенные в 3.1.6 (1)Р и 3.1.6 (2)Р, следует понижать с помощью коэффициента k_t .

Примечание – Значение k_t может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,85.

(5) При необходимости, можно определять прочность бетона на сжатие $f_{ck}(t)$, МПа, в возрасте t для ряда отдельных стадий (например, снятие опалубки, передача предварительного напряжения):

- для $3 < t < 28$ суток $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8$;
- для $t \geq 28$ суток $f_{ck}(t) = f_{ck}$.

Более точные значения должны основываться на результатах испытаний, особенно для опытных образцов бетона в возрасте $t \leq 3$ суток.

(6) Прочность бетона на сжатие в возрасте t зависит от типа цемента, температуры и условий хранения. При средней температуре 20°C и при хранении в соответствии с требованиями СП РК EN 12390 прочность бетона на сжатие в различном возрасте $f_{cm}(t)$ может быть определена из выражений (3.1) и (3.2):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}, \quad (3.1)$$

$$\text{при } \beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\}, \quad (3.2)$$

где:

$f_{cm}(t)$ – средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t суток;

f_{cm} – средняя прочность в возрасте 28 суток по таблице 3.1;

$\beta_{cc}(t)$ – коэффициент, зависящий от возраста бетона t ;

t – возраст бетона в сутках;

s – коэффициент, зависящий от используемого типа цемента, принимаемый:

$s=0,20$ – для цемента классов прочности CEM42,5 R, CEM52,5N и CEM52,5R (класс R);

$s=0,25$ – для цемента классов прочности CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (класс N);

$s=0,38$ – для цемента классов прочности CEM 32,5 N (класс S).

Примечание – $\exp\{ \}$ имеет такое же значение, как $e^{()}$.

Если бетон не соответствует прочности на сжатие в возрасте 28 суток, применение выражений (3.1) и (3.2) не допускается.

Данный пункт не может быть использован ретроспективно для подтверждения несоответствия базовой прочности через позднейший прирост прочности.

Для случая тепловой обработки элемента см. 10.3.1.1(3).

(7)Р Прочность на растяжение определяется как максимальное напряжение, которое достигается при осевой растягивающей нагрузке. Прочность волокон на растяжение при изгибе см. 3.1.8 (1).

(8) Если прочность на растяжение определена как прочность на растяжение при раскалывании $f_{ct,sp}$, то значение прочности на осевое растяжение f_{ct} может быть получено из зависимости

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

(9) Набор прочности бетона на растяжение во времени особенно сильно зависит как от условий хранения, так и от размеров конструктивного элемента. В первом приближении можно принять, что прочность на растяжение

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm}, \quad (3.4)$$

где:

$\beta_{cc}(t)$ следует из выражения (3.2) и

$\alpha = 1$ при $t < 28$

$\alpha = 2/3$ при $t \geq 28$.

Значения для f_{ctm} приведены в таблице 3.1.

Примечание – Если набор прочности бетона на растяжение во времени имеет важное значение, то рекомендуется провести испытания с учетом условий окружающей среды и размера конструктивного элемента.

3.1.3 Упругие деформации

(1) Упругие деформации бетона существенно зависят от его состава (особенно от заполнителей). Значения, приведенные в настоящих Строительных нормах, должны рассматриваться как ориентировочные для общего применения. Однако они должны быть специально оценены, если конструкция чувствительно реагирует на отклонения от приведенных в Строительных нормах общих значений.

(2) Модуль упругости бетона зависит от модулей упругости его составляющих.

Таблица 3.1 - Прочностные и деформационные характеристики бетона

Классы прочности бетона															Аналитическая зависимость/пояснение
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (МПа)
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ Квантиль 5 %
$f_{ctk,0,95}$ МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ Квантиль 95%
E_{cm} , ГПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} f_{cm}$, МПа
ε_{c1} , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	См. рисунок 3.2 $\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} , ‰	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	См. рисунок 3.2 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27 \left[\frac{(98 - f_{cm})}{100} \right]^4$
ε_{c2} , ‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	См. рисунок 3.3 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	См. рисунок 3.3 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35 \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$

Продолжение таблицы 3.1

Классы прочности бетона															Аналитическая зависимость/пояснение
-------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011
СП РК EN 1992-1-1:2004/2011

n	2,0	1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $n = 1,4 + 23,4 \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$
$\varepsilon_{c3}, \text{‰}$	1,75	1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	См. рисунок 3.4 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 \left[\frac{(f_{ck} - 50)}{40} \right]$
$\varepsilon_{cu3}, \text{‰}$	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	См. рисунок 3.4 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu3} = 2,6 + 35 \left[\frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$

Приближенные значения модуля упругости E_{cm} , определенные для секущей, проведенной через точки $\sigma_c = 0$ и $0,4 \cdot f_{cm}$ для бетона на кварцевых заполнителях, приведены в таблице 3.1. При заполнителях из известняка или песчаника эти значения должны быть уменьшены соответственно на 10% и 30%. При базальтовых заполнителях значение должно быть увеличено на 20%.

Примечание – Национальное приложение может содержать не противоречащую дополняющую информацию.

(3) Изменение модуля упругости во времени может быть оценено при использовании зависимости:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}, \quad (3.5)$$

где:

$E_{cm}(t)$ и $f_{cm}(t)$ – соответственно значения модуля упругости и средней прочности в возрасте t суток;

E_{cm} и f_{cm} – значения модуля упругости и средней прочности в возрасте 28 суток.

Взаимосвязь между $f_{cm}(t)$ и f_{cm} представлена выражением (3.1).

(4) Коэффициент Пуассона может быть принят равным 0,2 для бетона без трещин и равным 0 для бетона с трещинами.

(5) Если более точная информация отсутствует, линейный коэффициент температурного расширения принимается равным $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

3.1.4 Ползучесть и усадка

(1) Р Ползучесть и усадка бетона зависят, в основном, от относительной влажности окружающей среды, геометрических размеров конструктивного элемента и состава бетона. На ползучесть бетона также оказывает влияние степень зрелости бетона (начальная прочность) при первоначальном приложении нагрузки, а также продолжительность нагружения и величина нагрузки.

(2) Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ связан с касательным модулем упругости E_c , который может быть принят равным $1,05 E_{cm}$. Если особая точность не требуется, то в качестве предельной характеристики ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ может быть принято значение, приведенное на рисунке 3.1, при условии, что бетон в момент времени, соответствующий приложению нагрузки, $t = t_0$, не подвергается сжимающим напряжениям, большим, чем $0,45 f_{ck}(t_0)$.

Примечание – Дополнительная информация, включая развитие ползучести во времени, приведена в Приложении В.

(3) Деформация ползучести бетона $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ в возрасте $t = \infty$, при постоянном напряжении сжатия σ_c , приложенном во время $t = t_0$, рассчитывается по формуле:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (3.6)$$

(4) Если напряжения сжатия бетона в возрасте t_0 превышает значение $0,45 f_{ck}(t_0)$, то, как правило, следует учитывать нелинейную ползучесть. Такой высокий уровень напряжений может появиться в результате предварительного напряжения, например, в сборных преднапряженных элементах на уровне напрягаемой арматуры. В этих случаях нелинейный условный коэффициент ползучести определяется по формуле:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp(1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45)) \quad (3.7)$$

где:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ – нелинейный условный коэффициент ползучести, вводимый взамен $\varphi(\infty, t_0)$;

k_σ – отношение напряжение – прочность $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, где σ_c – напряжение сжатия,

$f_{ck}(t_0)$ – характеристическая прочность бетона в момент времени, соответствующий нагружению.

(5) Значения, приведенные на рисунке 3.1, действительны при температуре окружающей среды от -40°C до +40°C и средней относительной влажности воздуха от RH=40% до RH=100%. Используются следующие символы:

$\varphi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести;

t_0 – возраст бетона в момент нагружения, в сутках;

h_0 – приведенный размер, равный $2A_c/u$, где A_c – площадь поперечного сечения бетона;

u – периметр данной части площади поперечного сечения, подвергающейся высыханию;

S – класс Sv соответствии с 3.1.2 (6);

N – класс Nv соответствии с 3.1.2 (6);

R – класс Rv соответствии с 3.1.2 (6).

(6) Полная деформация усадки состоит из двух составных частей: деформации усадки при высыхании и деформации химической усадки.

Деформация усадки при высыхании развивается медленно, так как она зависит от условий миграции воды через затвердевший бетон. Деформация химической усадки от гидратации цемента развивается во время твердения бетона: большая ее часть образуется в первые сутки после укладки бетона. Химическая усадка является линейной функцией прочности бетона. Особенно ее следует учитывать в тех случаях, когда бетонная смесь укладывается на затвердевший бетон. Значение полной относительной деформации усадки ε_{cs} :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (3.8)$$

где:

ε_{cs} – полная деформация усадки;

ε_{cd} – деформация усадки при высыхании;

ε_{ca} – деформация химической усадки.

Предельное значение деформации усадки при высыхании $\varepsilon_{cd,\infty}$ равно $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$, и $\varepsilon_{cd,0}$ может быть принято из таблицы 3.2 (ожидаемые средние значения с коэффициентом вариации около 30%)

Примечание – Формула для определения $\varepsilon_{cd,0}$ приведена в Приложении В.

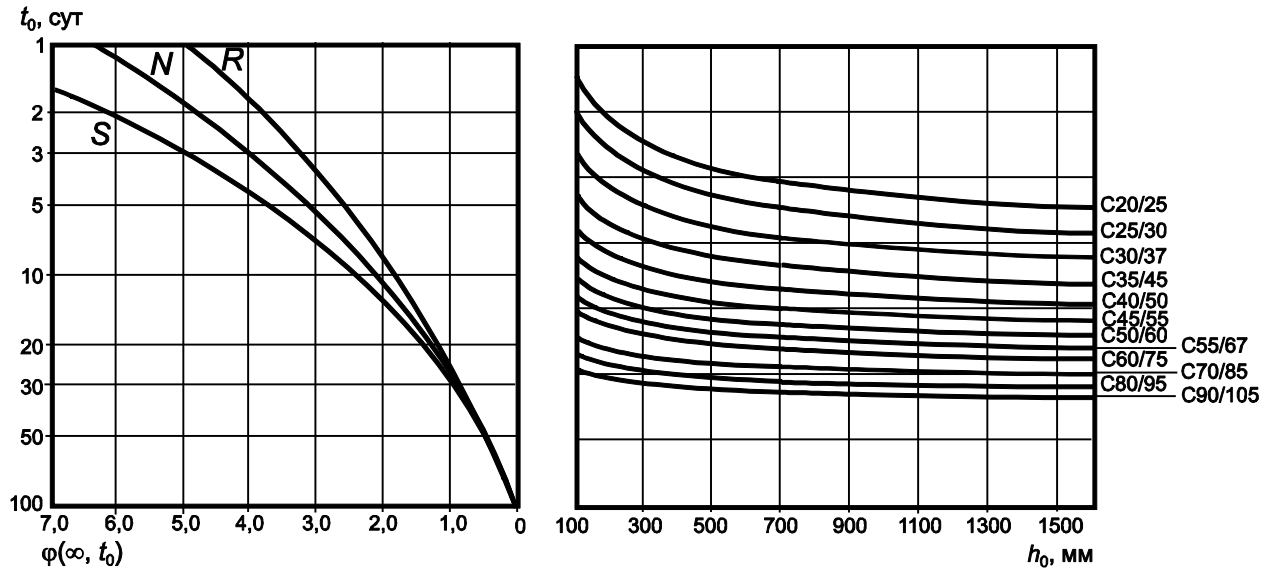
Развитие деформаций усадки при высыхании во времени следует из:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (3.9)$$

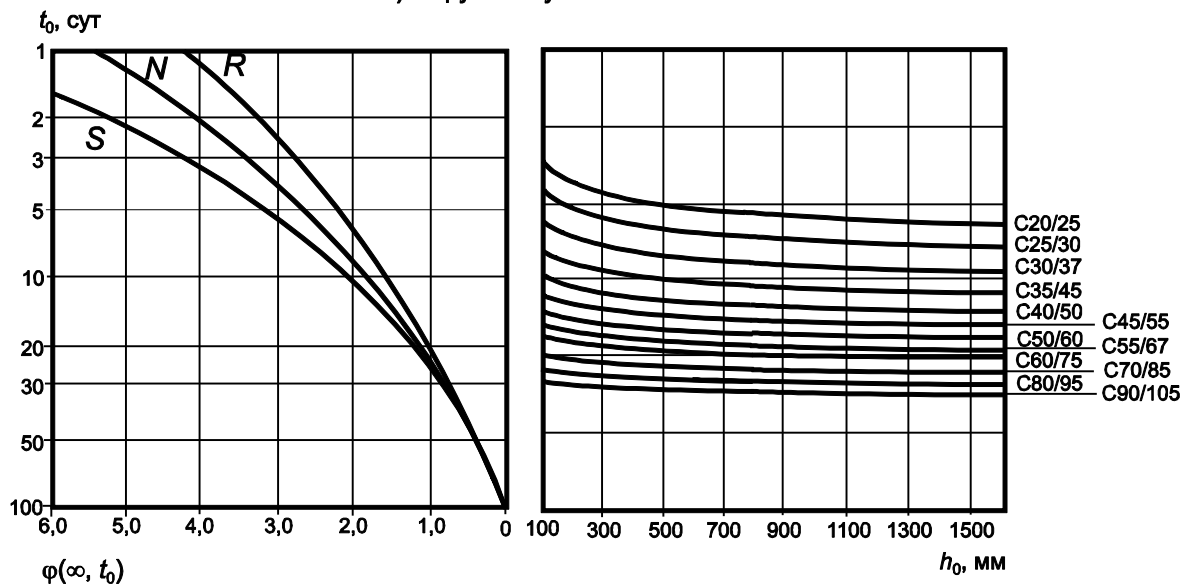
где:

k_h – коэффициент, который зависит от приведенного размера сечения h_0 , принимаемый по таблице 3.3.

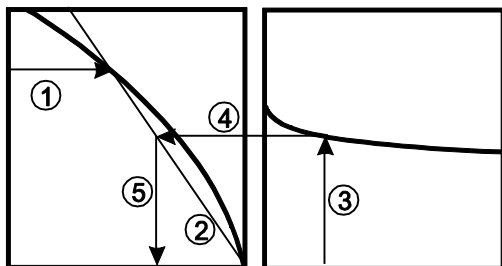
а) Внутренние условия — RH = 50 %



б) Наружные условия — RH = 80 %



Порядок действий при определении
предельных значений коэффициента
ползучести по номограммам



Примечания

- 1 Точка пересечения линий 4 и 5 также может быть выше точки 1.
- 2 При $t_0 > 100$ с приемлемой точностью можно принять $t_0 > 100$ (и использовать касательную линию).

Рисунок 3.1 – Номограммы для определения коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ для бетона при нормальных условиях окружающей среды

Таблица 3.2 – Значения номинальной свободной усадки при высыхании $\varepsilon_{cd,0}$ (в ‰) бетона с цементом СЕМ класса N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ МПа	Относительная влажность воздуха, %					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Таблица 3.3 – Значения k_h в формуле (3.9)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

где:

t – возраст бетона на рассматриваемый период, суток.

t_s – возраст бетона (суток) на начало усадки высыхания (или набухания). Как правило, это в конце твердения бетона.

h_0 – приведенный размер (мм) поперечного сечения

$$h_0 = 2 \cdot A_c / u$$

где:

A_c – площадь поперечного сечения бетона

u – периметр части площади поперечного сечения, подвергающейся высыханию

Деформация химической усадки следует из:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (3.11)$$

где:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ и} \quad (3.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}), \quad (3.13)$$

здесь t приведено в сутках.

3.1.5 Диаграммы «напряжение-деформация» для нелинейного расчета конструкций

(1) Показанная на рисунке 3.2 зависимость между σ_c и ε_c для кратковременного одноосного нагружения (сжимающие напряжения и деформации приведены в абсолютных значениях) описывается выражением (3.14):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \quad (3.14)$$

где:

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

ε_{c1} – деформация при максимальном значении напряжения, принимается в соответствии с таблицей 3.1

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} (f_{cm} \text{ принимается в соответствии с таблицей 3.1}).$$

Уравнение (3.14) действительно для интервала деформаций $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, где ε_{cu1} – номинальная предельная деформация.

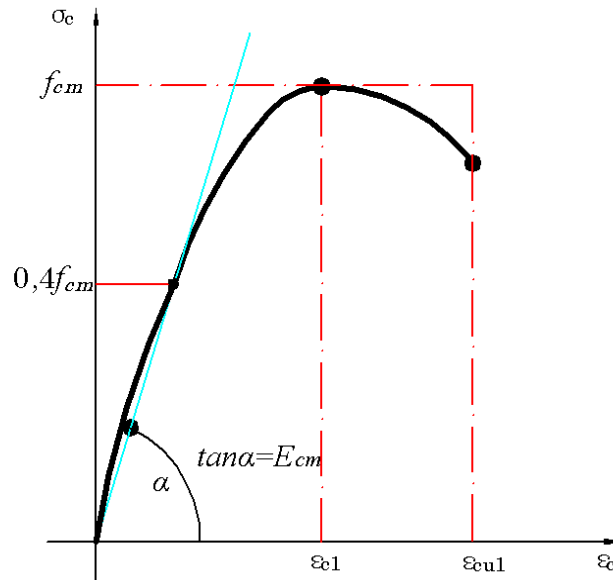


Рисунок 3.2 – Схематическое представление диаграммы «напряжения-деформации» для расчета конструкций (использование $0,4f_{cm}$ для определения E_{cm} является приближенным)

(2) Другие идеализированные диаграммы «напряжение-деформации» могут приниматься, если они адекватно описывают поведение бетона.

3.1.6 Расчетные сопротивления сжатию и растяжению

(1)Р Величина расчетного сопротивления сжатию определяется как

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.15)$$

где:

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, см. 2.4.2.4, и

α_{cc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных процессов на прочность при сжатии и неблагоприятных последствий в результате способа приложения нагрузки.

Примечание – Значение α_{cc} для конкретной страны находится в интервале от 0,8 до 1,0 и может быть принято в национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,0.

(2)Р Расчетное сопротивление бетона на растяжение f_{ctd} определяется как

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (3.16)$$

где:

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, см. также 2.4.2.4;

α_{ct} – коэффициент, учитывающий влияние длительных процессов на прочность при растяжении и неблагоприятных последствий в результате способа приложения нагрузки.

Примечание – Значение α_{ct} для конкретной страны может быть принято в национальном

приложении. Рекомендуемое значение равно 1,0.

3.1.7 Диаграммы «напряжение – деформация» для расчета поперечных сечений

(1) Для расчета поперечных сечений могут быть использованы следующие диаграммы «напряжение-деформации», см. рисунок 3.3 (деформации сжатия показаны положительными):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ для } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}, \quad (3.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ для } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3.18)$$

где:

n – показатель степени (смотри таблицу 3.1);

ε_{c2} – деформация при максимальной прочности в соответствии с таблицей 3.1

ε_{cu2} – предельная деформация в соответствии с таблицей 3.1.

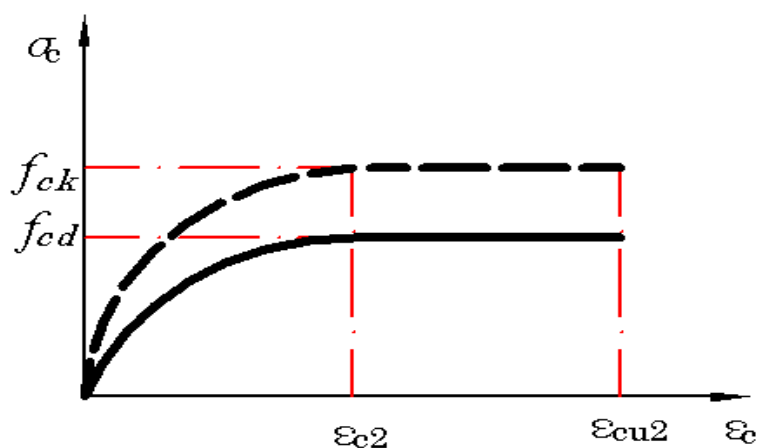


Рисунок 3.3 –Параболически-прямоугольная диаграмма для бетона при сжатии

(2) Могут быть использованы другие упрощенные диаграммы «напряжение-деформации», эквивалентные или более консервативные, чем определенные в (1), например, билинейная в соответствии с рисунком 3.4 (сжимающие напряжения и деформации показаны в абсолютных значениях) со значениями ε_{c3} и ε_{cu3} согласно таблице 3.1.

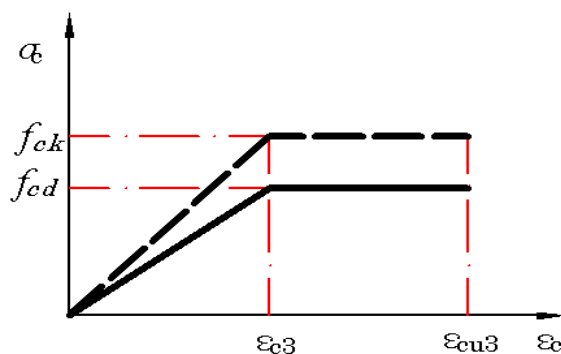


Рисунок 3.4 – Билинейная диаграмма «напряжение-деформации»

(3) Может приниматься равномерное распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны сечения, как показано на рисунке 3.5. Значение коэффициента λ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения и значение коэффициента η для определения эффективной прочности следуют из:

$$\lambda = 0,8 \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \text{ для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}, \quad (3.20)$$

$$\text{и } \eta = 1,0 \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \text{ для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}, \quad (3.22)$$

Примечание – Если ширина сжатой зоны сечения уменьшается по направлению к более сжатой грани сечения, то значение $\eta \cdot f_{cd}$ следует уменьшить на 10%.

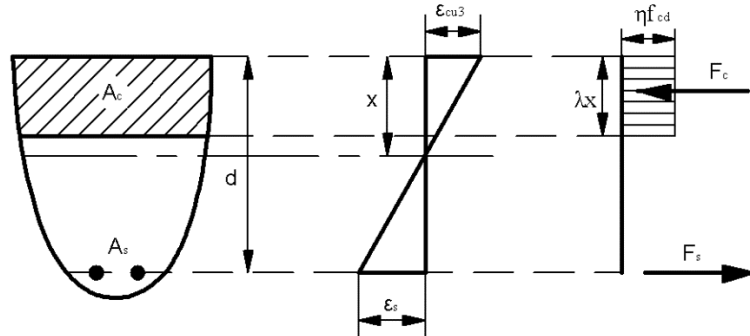


Рисунок 3.5 – Прямоугольное распределение напряжений

3.1.8 Прочность на растяжение при изгибе

(1) Средняя прочность на растяжение при изгибе для железобетонных элементов зависит от средней прочности бетона на осевое растяжение и высоты поперечного сечения. Для определения средней прочности бетона на растяжение при изгибе может быть использовано следующее условие:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right\}, \quad (3.23)$$

где:

h – общая высота конструктивного элемента, мм;

f_{ctm} – средняя прочность на осевое растяжение по таблице 3.1.

Приведенная в выражении (3.23) зависимость может также применяться для характеристических значений прочности на растяжение.

3.1.9 Бетон с косвенной арматурой

(1) Ограничение поперечных деформаций приводит к изменению диаграммы «напряжение-деформация»: достигается более высокая прочность бетона и более высокие предельные значения относительных деформаций. Другие основные характеристики материала при проектировании могут рассматриваться как неизменные.

(2) Если отсутствуют более точные данные, то может быть использована диаграмма «напряжение-деформация», графически показанная на рисунке 3.6 (относительные деформации приведены как положительные) с повышенными значениями прочности и относительных деформаций, определенными как:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,000 + 5,0 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ для } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}, \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,50 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ для } \sigma_2 > 0,05f_{ck}, \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2, \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}, \quad (3.27)$$

где:

$\sigma_2 (= \sigma_3)$ являются эффективными поперечными напряжениями сжатия в предельном состоянии по несущей способности (ULS) вызванными ограничением поперечных деформаций (например, косвенным армированием), а значения относительных деформаций ε_{c2} и ε_{cu2} следует принимать по таблице 3.1. Ограничение может быть создано путем установки замкнутых хомутов или поперечных связей, которые достигают пластичности в результате поперечного расширения бетона.

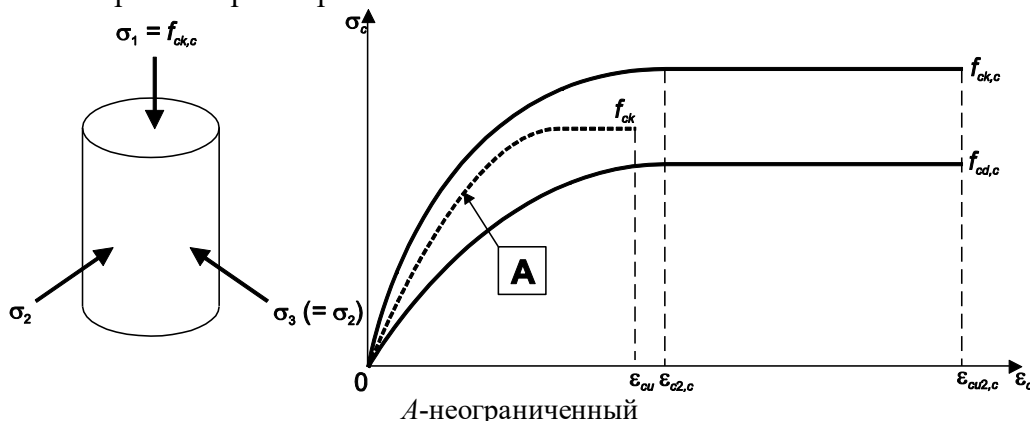


Рисунок 3.6 – Диаграмма «напряжение-деформация» бетона при ограничении поперечных деформаций

3.2 Арматурная сталь

3.2.1 Общие положения

(1)Р Следующие разделы содержат принципы и правила для арматуры, которая находится в форме стержней, арматурной стали в бухтах, сварных изделий и плоских или пространственных арматурных каркасов. Они не распространяются на арматуру со специальным покрытием.

(2)Р Требования к свойствам арматуры распространяются на материал, находящийся в затвердевшем бетоне. Если работы, выполняемые на строительной площадке, могут оказывать влияние на свойства арматуры, тогда эти свойства должны быть проверены после завершения этих работ.

(3)Р При использовании арматурных сталей, не соответствующих СТ РК EN 10080, их свойства должны быть проверены согласно с 3.2.2 по 3.2.6 и приложению С.

(4)Р Требуемые свойства арматурной стали должны быть подтверждены испытаниями в соответствии с СТ РК EN 10080.

Примечание – СТ РК EN 10080 использует предел текучести R_e , который связан с характеристическими минимальными и максимальными значениями, полученными на основании постоянного контроля качества в процессе производства. И, напротив, значение f_{yk} является характеристическим напряжением текучести для той арматуры, которая используется в конкретной конструкции. Прямая связь между f_{yk} и характеристическим пределом текучести R_e отсутствует. Описываемые в СТ РК EN 10080 методы оценки и подтверждения предела текучести предусматривают методы испытаний, обеспечивающие определение значений f_{yk} .

(5) Правила применения плоских или пространственных арматурных каркасов (смотри СТ РК EN 10080) применяются только для арматуры периодического профиля. Плоские или пространственные арматурные каркасы с другими видами арматуры могут быть даны в соответствующих Европейскому Техническому Регламенту.

3.2.2 Свойства

(1)Р Поведение арматурной стали определяется следующими свойствами:

- предел текучести (f_{yk} или $f_{0,2k}$);
- максимальный фактический предел текучести ($f_{y,max}$);
- прочность на растяжение (f_t);
- деформативность (ϵ_{uk} и f_{tk}/f_{yk});
- загиб;
- сцепление с бетоном (f_R – см. приложение С);
- размеры сечения и допуски;
- усталостная прочность;
- свариваемость;
- прочность на срез и прочность сварных швов для сварных сеток и решетчатых балок.

(2)Р Настоящий Свод правил распространяются на свариваемую арматуру периодического профиля, включая сетки. Допустимые способы сварки приведены в таблице 3.4.

Примечания

1 Свойства арматурной стали, требуемые для использования в Настоящих строительных нормах, приведены в Приложении С.

2 Свойства и правила применения стержней периодического профиля в сборных железобетонных изделиях можно найти в соответствующих стандартах на эти изделия.

(3)Р Правила применения при расчетах и конструировании, приведенные в настоящих нормах, распространяются на арматуру с пределом текучести $f_{yk}=400$ до 600 МПа.

Примечание – Верхний предел f_{yk} в пределах этого диапазона для использования в пределах одной страны могут быть приведены в его Национальном Приложении.

(4)Р Арматура периодического профиля должна обладать такими характеристиками поверхности, чтобы обеспечивалось ее надежное сцепление с окружающим бетоном.

(5) Сцепление может считаться достаточным при соблюдении требуемой площади выступающих ребер f_R .

Примечание – Минимальные значения для относительной площади выступающих ребер f_R приведены в Приложении С.

(6)Р Арматура должна обладать достаточной гибкостью, чтобы обеспечить возможность использования приведенного в таблице 8.1N минимального диаметра гибочного вала и возможность выполнения разгиба.

Примечание – Другая информация о загибе и разгибе приведена в Приложении С.

3.2.3 Прочность

(1)Р Предел текучести f_{yk} (или условный предел текучести $f_{0,2k}$ при остаточной относительной деформации 0,2%) и предел прочности при растяжении f_{tk} определяются соответственно как характеристические значения нагрузки, соответствующей текучести, или характеристическая максимальная нагрузка при прямом осевом растяжении, деленные на номинальную площадь сечения.

3.2.4 Характеристики пластичности

(1)Р Арматура должна иметь адекватную пластичность, определяемую отношением прочности на растяжение к пределу текучести $(f_t/f_{yk})_k$ и относительным удлинением при максимальной нагрузке ε_{uk} .

(2) На рисунке 3.7 приведены диаграммы «напряжение – деформация» для типичных горячекатанной и холоднодеформированной стали.

Примечание – Значения отношения $k = (f_t/f_{yk})_k$ и предельных относительных деформаций ε_{uk} для стали классов А, В и С приведены в Приложении С.

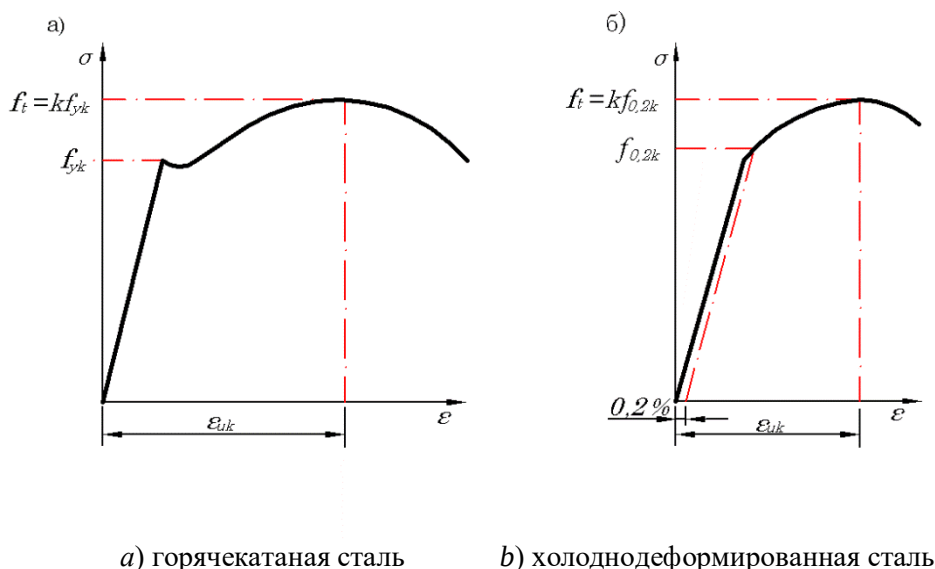


Рисунок 3.7 – Диаграммы «напряжение – деформация» для типичных арматурных сталей (абсолютные значения показывают растягивающие напряжения и относительные деформации)

3.2.5 Сварка

(1)Р Способы сварки арматурных стержней должны соответствовать таблице 3.4, требования по свариваемости должны соответствовать СТ РК EN 10080.

(2)Р Сварка арматурных стержней должна быть выполнена в соответствии с EN/ISO17660.

(3)Р Прочность сварных соединений по длине анкеровки сварных изделий должна быть достаточной для восприятия расчетных усилий.

(4) Прочность сварных соединений сварных изделий считается достаточной, если

каждое сварное соединение воспринимает поперечную силу, составляющую не менее 25% от усилия, равного характеристическому пределу текучести арматуры, умноженному на номинальную площадь сечения. Если свариваются стержни различных диаметров, это усилие должно быть определено по площади большего стержня.

Таблица 3.4 – Допустимые способы сварки и примеры применения

Вид нагрузки	Способ сварки	Растянутые стержни ¹⁾	Сжатые стержни ¹⁾
Преимущественно статическая (см. 6.8.2 (2))	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка и дуговая сварка металлическим электродом	Стыковое соединение $\varnothing \geq 20$ мм, стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ , соединение с другими стальными деталями	
	Сварка в активных защитных газах ²⁾	Стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ , соединение с другими стальными деталями	
		—	Стыковое соединение $\varnothing \geq 20$ мм
	Сварка трением	Стыковое соединение, соединение с другими стальными деталями	
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}	
Преимущественно не статическая (см. 6.8.1 (2))	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка	—	Стыковое соединение $\varnothing \geq 14$ мм
	Сварка в активных защитных газах ²⁾	—	Стыковое соединение $\varnothing \geq 14$ мм
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}	
Примечания			
1) Допускается сварка стержней только примерно одинакового диаметра.			
2) Допустимое отношение диаметров пересекающихся стержней более или равно 0,57.			
3) Для несущих соединений $\varnothing \leq 16$ мм.			
4) Для несущих соединений $\varnothing \leq 28$ мм.			

3.2.6 Усталость

(1)Р Усталостная прочность, при необходимости, должна быть проверена в соответствии с СТ РК EN 10080.

Примечание – Информация приведена в Приложении С.

3.2.7 Расчетные предпосылки

(1) Расчет должен выполняться на основе значений номинальной площади поперечного сечения арматуры и расчетных сопротивлений, определенных по характеристическим значениям, приведенным в 3.2.2.

(2) При обычном расчете может быть принято одно из следующих допущений (смотри рисунок 3.8):

а) диаграмма деформирования имеет наклонную верхнюю ветвь с предельной относительной деформацией ε_{ud} и максимальным напряжением $k f_{yk} / \gamma_s$ при ε_{uk} , где $k = (f_t / f_y)_k$;

б) диаграмма деформирования имеет горизонтальную верхнюю ветвь, без ограничения предельной относительной деформации.

Примечания

1 Значение ε_{ud} может быть приведено для использования в пределах одной страны могут быть приведены в его Национальном Приложении. Рекомендуемое значение равно $0,9\varepsilon_{uk}$.

2 Значение для $(f_t / f_y)_k$ приведено в приложении С.

(3) Среднее значение плотности может быть принято равным 7850 кг/м^3 .

(4) Расчетное значение модуля упругости E_s может быть принято равным 200 ГПа .

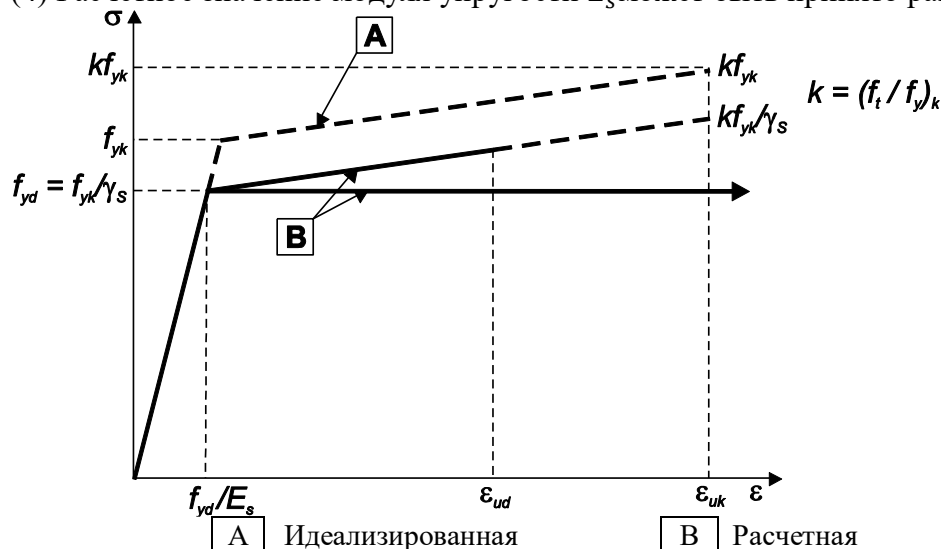


Рисунок 3.8 – Идеализированная и расчетная диаграммы «напряжение-деформация» для арматуры (для растяжения и сжатия)

3.3 Предварительно напряженная сталь

3.3.1 Общие положения

(1) Настоящий раздел распространяется на проволоку, стержни и канаты, используемые в качестве напрягаемой арматуры в железобетонных конструкциях.

(2) Напрягаемая арматура должна обладать достаточно низким уровнем подверженности коррозионному растрескиванию в напряженном состоянии.

(3) Уровень подверженности коррозионному растрескиванию в напряженном состоянии может быть признан достаточно низким, если напрягаемая арматура отвечает критериям, установленным СТ РК EN 10138 или приведенным в соответствующем Европейском Техническом Регламенте.

(4) Требования к свойствам напрягаемой арматуры распространяются как для материала, расположенного в конструкции после всех технологических операций. Если способы производства, испытания и свидетельство о соответствии напрягаемой арматуры

соответствуют СТ РК EN 10138 или приведенным в соответствующем Европейском Техническом Регламенте, то она соответствует требованиям настоящих Строительных норм выполнены.

(5)Р Для арматуры, соответствующей настоящим Строительным нормам, установлены характеристические предельные значения прочности на растяжение, условного предела текучести при остаточной относительной деформации 0,1% и относительные деформации при достижении максимальной нагрузки, обозначенные соответственно f_{pk} , $f_{p0,1k}$ и ε_{uk} .

Примечание – СТ РК EN 10138 устанавливает характеристические, минимальные и максимальные значения, получаемые на основе постоянного контроля качества продукции. Так, значения $f_{p0,1k}$ и f_{pk} являются характеристическими значениями условного предела текучести и прочности, которые применяются только в предварительно напряженных конструкциях. Их значения не связаны между собой. Однако установленные СТ РК EN 10138 характеристические значения усилия при остаточной деформации 0,1 % $F_{p0,1k}$, деленные на площадь поперечного сечения S_n , вместе с методами оценки и подтверждения обеспечивают установление значения $f_{0,1k}$.

(6) При использовании других арматурных сталей, которые не соответствуют СТ РК EN 10138, их свойства должны соответствовать требованиям Европейского Технического Регламента.

(7)Р Каждое изделие должно быть легко идентифицировано в соответствии с классификацией по 3.3.2 (2).

(8)Р Напрягающие элементы должны быть классифицированы по релаксационным свойствам по п. 3.3.2 (4)Р или должны соответствовать требованиям Европейского Технического Регламента.

(9)Р Каждая поставляемая партия должна сопровождаться свидетельством, содержащим всю информацию, необходимую для однозначного определения признаков по (i) – (iv) в 3.3.2 (2)Р, а, в случае необходимости, и дополнительную информацию.

(10)Р Проволока и стержни не должны подвергаться сварке. Отдельные проволоки канатов могут иметь сварные швы, выполненные до холодного волочения.

(11)Р Для бухтовых напрягающих элементов после размотки проволоки или каната параметры прямолинейности должны удовлетворять СТ РК EN 10138 или должны соответствовать требованиям Европейского Технического Регламента.

3.3.2 Свойства

(1)Р Свойства предварительно напряженной стали приводятся в частях 2-4 СТ РК EN 10138 или в Европейском Техническом Регламенте.

(2)Р Напрягаемая арматура (проволоки, канаты и стержни) должна быть классифицирована по:

(i) прочности, которая определяется значением условного предела текучести при остаточном удлинении 0,1% ($f_{p0,1k}$) и значением отношения прочности на растяжение к условному пределу текучести ($f_{pk}/f_{p0,1k}$), а также удлинением при максимальной нагрузке (ε_{uk});

(ii) классу по релаксационному поведению;

(iii) размеру;

(iv) свойствам поверхности.

(3)Р Разница между фактической массой напрягающего элемента и номинальной массой не должна превышать предельных значений, приведенных в СТ РК EN 10138 или в Европейском Техническом Регламенте.

(4)Р В настоящих Строительных нормах установлены три класса релаксации:

- класс 1: проволока или канат – обычная релаксация;
- класс 2: проволока или канат - низкая релаксация;
- класс 3: горячекатаные и обработанные стержни.

Примечание – Класс 1 в EN 10138 не рассматривается.

(5) Расчет потерь от релаксации в напрягаемой арматуре осуществляется, как правило, на основе значения ρ_{1000} - потерь от релаксации (в %) через 1000 ч с момента натяжения при средней температуре 20°C (см. СТ РК EN 10138 для определения изотермических релаксационных испытаний).

Примечание – Значение ρ_{1000} приводится как процентная доля начального напряжения и определено для начального напряжения, равного $0,7f_p$, где f_p является фактическим пределом прочности на растяжение образцов напрягаемой стали. При проектировании применяется характеристический предел прочности на растяжение f_{pk} , и это значение учтено в последующих формулах.

(6) Значения для ρ_{1000} могут быть приняты равными: 8% для класса 1; 2,5% для класса 2 и 4% для класса 3, или взяты из сертификата.

(7) Потери от релаксации могут быть приняты из испытательных сертификатов производителя или определены как процентная доля изменения предварительного напряжения по сравнению с начальным предварительным напряжением, определяемая по одной из приведенных ниже формул. Формулы (3.28) и (3.29) могут применяться соответственно для проволок и канатов с нормальной релаксацией и арматуры с низкой релаксацией соответственно, тогда как формула (3.30) может применяться для горячекатаных и обработанных стержней.

$$\text{Класс 1 } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}, \quad (3.28)$$

$$\text{Класс 2 } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}, \quad (3.29)$$

$$\text{Класс 3 } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8,0\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}, \quad (3.30)$$

где:

$\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютное значение потерь предварительного напряжения в результате релаксации;

σ_{pi} – при натяжении на бетон арматуры абсолютное значение начального напряжения

$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (см. также 5.10.3 (2));

для предварительно напряженной арматуры σ_{pi} равно максимальному напряжению растяжения в арматуре, за вычетом прямых потерь, возникающих в процессе напряжения, см. 5.10.4 (1) (i);

t – время после натяжения, ч;

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk},$$

здесь

f_{pk} – характеристическое значение предела прочности при растяжении напрягаемой стали;

ρ_{1000} – значение релаксационных потерь, %, за 1000 ч после момента натяжения при

средней температуре 20 °C.

Примечание – Если при определении потерь от релаксации для различных интервалов (этапов) времени большая точность не требуется см. Приложение D.

(8) Долговременные (окончательные) значения потерь от релаксации могут быть рассчитаны для интервала времени $t = 500\,000$ ч (т.е. примерно 57 лет).

(9) Потери от релаксации чувствительны к изменению температуры стали. При тепловой обработке (например, пропаривании) см. 10.3.2.1. В случаях, если температура выше 500°C, следует замерять величину релаксационных потерь.

3.3.3 Прочность

(1) Р Условный предел текучести при остаточной деформации 0,1% ($f_{p0,1k}$) и значение предела прочности на растяжение (f_{pk}) определяются как характеристические значения нагрузки при остаточной деформации 0,1% и максимальной нагрузке при осевом растяжении соответственно, деленные на номинальную площадь поперечного сечения (рисунок 3.9).

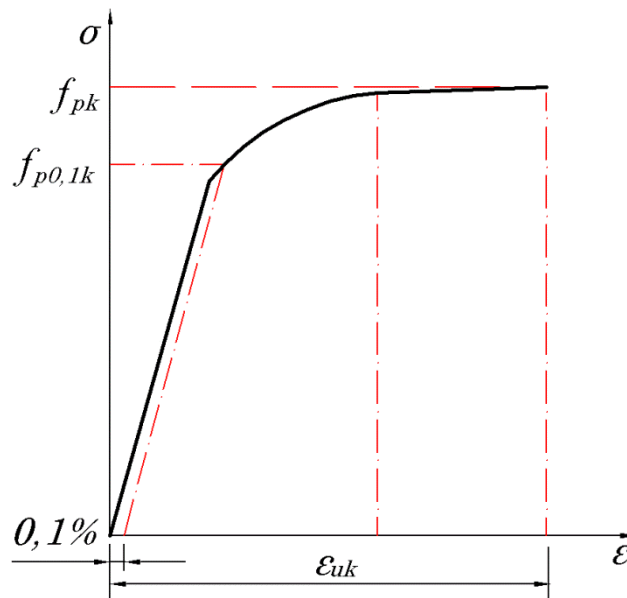


Рисунок 3.9 – Диаграмма «напряжение – деформация» для типичной напрягаемой стали (абсолютные значения приведены для растягивающих напряжений и деформаций)

3.3.4 Характеристики пластичности

(1) Р Напрягаемая арматура должна обладать достаточной пластичностью, как это определено в СТ РК EN 10138.

(2) Пластическая часть в общем удлинении может считаться достаточной, если напрягающие элементы достигают установленного значения удлинения при максимальной нагрузке согласно СТ РК EN 10138.

(3) Пластичность при изгибе считается достаточной, если напрягаемая арматура удовлетворяет требованиям способности к загибу согласно СТ РК EN ISO 15630.

(4) Диаграммы «напряжение – деформация» для напрягаемой арматуры, базирующиеся на заводских данных, должны быть подготовлены и представлены производителем

в качестве приложения к сертификату и документам на поставку (см. 3.3.1 (9)Р).

(5) Пластичность при растяжении для напрягаемой арматуры считается достаточной, если $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq k$.

Примечание – Значение k для использования в пределах одной страны может быть приведено в его Национальном Приложении. Рекомендуемое значение равно 1,1.

3.3.5 Усталость

(1)Р Напрягаемая арматура должна обладать достаточной усталостной прочностью.

(2)Р Уровень усталостных напряжений для напрягающей арматуры должен отвечать требованиям СТ РК EN 10138 или соответствовать Европейскому Техническому Регламенту.

3.3.6 Расчетные предпосылки

(1)Р Статический расчет следует производить на основе номинальной площади поперечного сечения для напрягаемой арматуры и характеристических значений сопротивлений f_{pk} , $f_{p0,1k}$ и ϵ_{uk} .

(2) Расчетное значение модуля упругости E_p для проволок и стержней может быть принято равным 205 ГПа. В зависимости от способа производства фактическое значение может находиться в пределах от 195 до 210 ГПа. В сопроводительные документы на поставляемую партию должен быть включен сертификат, указывающий фактическое значение модуля упругости.

(3) Расчетное значение модуля упругости E_p для канатов может быть принято равным 195 ГПа. В зависимости от способа производства фактическое значение модуля упругости может находиться в интервале от 185 до 205 ГПа. В сопроводительные документы на поставляемую партию должен быть включен сертификат, указывающий фактическое значение модуля упругости.

(4) Средняя плотность напрягаемой арматуры при проектировании может быть принята 7850 кг/м³.

(5) Приведенные выше значения действительны для напрягаемой арматуры, размещаемой в конструкции, для интервала температур от минус 40 °С до +100 °С.

(6) Расчетное сопротивление арматуры f_{pd} принимается как отношение $f_{p0,1k}/\gamma_s$. (см. рисунок 3.10).

(7) При расчете поперечных сечений может быть сделано одно из следующих допущений (см. рисунок 3.10):

– диаграмма имеет наклонную ветвь с предельной относительной деформацией ϵ_{ud} . Проектирование также может базироваться на фактической диаграмме «напряжение - деформация» в случае, если она известна, и с напряжением выше предела упругости, пониженного по аналогии с указанной на рисунке 3.10, или

– диаграмма имеет горизонтальную верхнюю ветвь без ограничения относительных деформаций.

Примечание – Значение ϵ_{ud} может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно $0,9\epsilon_{uk}$. Если более точные значения неизвестны, то рекомендуемые значения: $\epsilon_{ud} = 0,02$ и $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$.

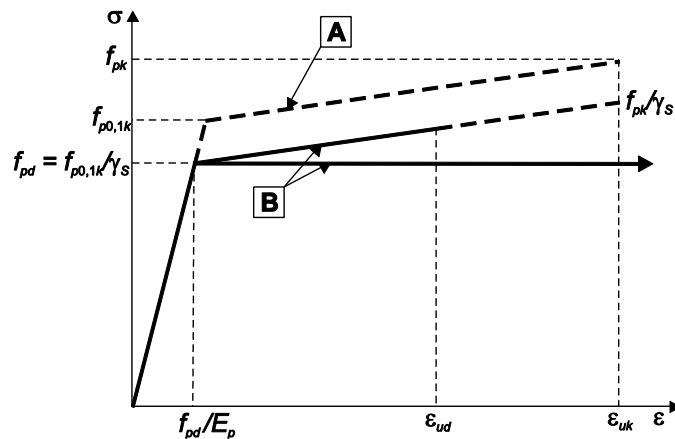


Рисунок 3.10 – Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы «напряжение – деформация» для напрягаемой стали (абсолютные значения приведены для растягивающих напряжений и деформаций)

3.3.7 Напрягаемая арматура в оболочках

(1)Р Напрягаемая арматура в оболочках (например, напрягаемая арматура со сцеплением с бетоном в каналах, напрягаемая арматура без сцепления с бетоном и т.д.) должны быть в достаточной степени защищены от коррозии (см. 4.3).

(2)Р Напрягаемая арматура в оболочках должна быть в достаточной степени защищена от огня (см. СП РК EN 1992-1-2).

3.4 Устройства для предварительного напряжения

3.4.1 Анкеры и муфты

3.4.1.1 Общие положения

(1)Р Подраздел 3.4.1 распространяется на анкеры и муфты, предназначенные для применения при натяжении на бетон, при этом:

(i) анкеры используются для передачи усилия от напрягающих элементов на бетон в зоне анкеровки;

(ii) муфты используются для того, чтобы соединить отдельные участки напрягающих элементов в один непрерывный напрягающий элемент;

(2)Р Анкеры и муфты для систем предварительного напряжения должны отвечать Европейскому Техническому Регламенту.

(3)Р Конструирование зон анкеровки должно быть выполнено в соответствии с 5.10, 8.10.3 и 8.10.4.

3.4.1.2 Механические свойства

3.4.1.2.1 Анкеровка напрягаемой арматуры

(1)Р Анкерные устройства и соединительные муфты напрягаемой арматуры должны иметь прочность, удлинение и усталостные свойства, удовлетворяющие требованиям проектирования.

(2) Эти требования могут считаться выполненными, если:

(i) Геометрия и свойства материалов составных элементов анкеров и муфт удовлетворяют требованиям соответствующего Европейского Технического Регламента и их преждевременное разрушение исключено.

(ii) Разрушение напрягающих элементов не происходит в местах их соединения с анкерами и муфтами.

- (iii) Удлинение при отказе узлов более 2%.
- (iv) Узлы «напрягающий элемент-анкер» не расположены в зонах с высоким уровнем напряжений.
- (v) Усталостные характеристики составляющих частей анкеров и муфт отвечают требованиям Европейского Технического Регламента.

3.4.1.2.2 Анкерные устройства и зоны анкеровки

(1)Р Прочность анкерных устройств и зон анкеровки должна быть достаточной для передачи усилия обжатия на бетон, а образование трещин в зоне анкеровки не должно влиять на эффективность анкеровки напрягающих элементов.

3.4.2 Внешняя напрягаемая арматура, не имеющая сцепления с бетоном

3.4.2.1 Общие положения

(1)Р Внешняя напрягаемая арматура, не имеющая сцепления с бетоном, – это напрягаемая арматура, расположенная вне бетонного сечения и связанная с конструкцией только посредством анкеров и огибающих приспособлений.

(2)Р Система преднапряжения при использовании внешней напрягаемой арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, должна удовлетворять требованиям Европейского Технического Регламента.

(3) Конструирование арматуры должно выполняться в соответствии с правилами, приведенными в 8.10.

3.4.2.2 Анкеровка

(1) Минимальный радиус кривизны напрягаемой арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, в зоне анкеровки следует принимать согласно Европейского Технического Регламента.

4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ И ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ ДЛЯ АРМАТУРЫ

4.1 Общие положения

(1)Р Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности, прочности и устойчивости в течение всего расчетного срока эксплуатации без существенной утраты эксплуатационных свойств при соразмерных эксплуатационных расходах (для общих требований см. СП РК EN 1990).

(2)Р Необходимые меры защиты конструкции следует устанавливать с учетом ее назначения, расчетного срока эксплуатации (см. СП РК EN 1990), программы обслуживания и текущих ремонтов.

(3)Р Необходимо учитывать возможное значение прямых и косвенных воздействий, условий окружающей среды (4.2) и связанных с ними воздействий.

Примечание – Примером этого является деформация, вызываемая ползучестью и усадкой (см. 2.3.2).

(4) Защита арматуры от коррозии зависит от плотности, качества и толщины защитного слоя (см. 4.4) и наличия трещин (см. 7.3). Плотность и качество защитного слоя достигаются ограничением водоцементного отношения, требованием к минимальному содержанию цемента (см. СТ РК EN 206-1) и могут быть обеспечены при минимальном классе прочности бетона.

Примечание – В Приложении E приведена подробная информация.

(5) Если металлические крепления установлены стационарно или могут быть заменяемыми, они должны использоваться с защитным покрытием в эксплуатационной ситуации. Иначе они должны быть выполнены из коррозионностойкого материала.

(6) Другие требования, приведенные в настоящем разделе, следует, как правило, рассматривать в особых расчетных ситуациях (например, для конструкций с особо коротким или особо длительным сроком эксплуатации, для конструкций, подвергающихся экстремальным или необычным воздействиям и т.п.).

4.2 Условия окружающей среды

(1)Р Условия окружающей среды – это химические и физические условия, в которых находится конструкция, в дополнение к механическим воздействиям.

(2) Условия окружающей среды классифицируются по таблице 4.1, базирующейся на СТ РК EN 206-1.

(3) Дополнительно к условиям согласно таблице 4.1, как правило, должны учитываться определенные виды агрессивных или косвенных воздействий, включая:

химическую коррозию, вызванную, например:

– использованием здания или конструкции по назначению (например, для хранения жидкостей и т.п.);

– растворами кислот или сульфатных солей (СТ РК EN 206-1, ISO 9690*);

– хлоридами, содержащимися в бетоне (СТ РК EN 206-1);

– реакциями едкой щелочи и заполнителя (СТ РК EN 206-1 и национальные стандарты); физическое воздействие, вызванное, например:

– температурными колебаниями;

– износом (истиранием) (см. 4.4.1.2 (13));

– проникновением воды (СТ РК EN 206-1).

Таблица 4.1 – Классы условий эксплуатации, соответствующие условиям окружающей среды согласно СТ РК EN 206-1

Класс	Описание окружающей среды	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации
1 Отсутствие риска коррозии и химического воздействия		
X0	Для бетона без арматуры или заделанного металла; все условия, за исключением замораживания-оттаивания, износа (истирания) или химического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом: очень сухо	Бетон внутри зданий с очень низкой влажностью воздуха

Продолжение таблицы 4.1

Класс	Описание окружающей среды	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации
2 Коррозия, вызванная карбонизацией		
XC1	Сухо или постоянно влажно	Бетон внутри зданий с низкой влажностью. Бетон, постоянно погруженный в воду

XC2	Влажно, редко сухо	Поверхности бетона, длительное время смоченные водой. Большинство фундаментов
XC3	Средняя влажность	Бетон в помещениях с обильной или высокой влажностью воздуха. Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе
XC4	Попеременно влажно и сухо	Поверхности бетона, смоченные водой, которые не вошли в класс XC2
3 Коррозия, вызванная хлоридами		
XD1	Средняя влажность	Поверхности бетона, подверженные воздуху, содержащему хлориды
Класс	Описание окружающей среды	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации
XD2	Влажно, редко сухо	Плавательные бассейны. Изделия из бетона, подверженные хлоридсодержащим промышленным стокам
XD3	Попеременно влажно и сухо	Части мостов, подверженные аэрозолям, содержащим хлориды. Дорожные покрытия. Плиты паркингов
4 Коррозия, вызванная хлоридами морской воды		
XS1	Соленый воздух, без непосредственного контакта с морской водой	Сооружения вблизи побережья или на побережье
XS2	Под водой	Части морских сооружений
XS3	Зона приливов и отливов, брызг и орошений	Части морских сооружений
5 Воздействие попеременного замораживания и оттаивания		
XF1	Обильное насыщение водой без содержания антиобледенителей	Вертикальные поверхности бетона, подверженные дождю и морозу
XF2	Обильное насыщение водой с содержанием антиобледенителей	Вертикальные поверхности бетона дорожных сооружений, подвергающиеся замораживанию и действию антиобледенителей
XF3	Высокое насыщение водой без содержания антиобледенителей	Горизонтальные поверхности бетона, подверженные дождю и морозу

продолжение таблицы 4.1

Класс	Описание окружающей среды	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации
XF4	Высокое насыщение водой с содержанием антиобледенителей или морской воды	Дорожные и мостовые панели, подвергающиеся антиобледенителям. Бетонные поверхности, подверженные

		прямому воздействию аэрозолей, содержащих антиобледенители, и замораживание. Морские сооружения в зоне брызг, подвергающиеся замораживанию
6 Химическое воздействие		
XA1	Слабое химическое воздействие окружающей среды по EN 206-1, таблица 2	Естественные почвы и грунтовые воды
XA2	Среднее химическое воздействие окружающей среды и морские сооружения по СТ РК EN 206-1	Естественные почвы и грунтовые воды
XA3	Сильное химическое воздействие окружающей среды по СТ РК EN 206	Естественные почвы и грунтовые воды

Примечание – Состав бетона влияет как на защиту арматуры, так и сопротивляемость бетона воздействиям. В Приложении E указаны индикативные классы прочности бетона на сжатие для определенных условий окружающей среды. Это приводит к выбору более высокого класса прочности на сжатие, чем это необходимо по расчетам. В таких случаях необходимо принять значение f_{ctm} более высокого класса прочности на сжатие для расчета минимального количества арматуры и проверки ширины раскрытия трещин (см. 7.3.2 – 7.3.4).

4.3 Требования долговечности

(1)Р Для достижения требуемого расчетного срока эксплуатации конструкции необходимо определить мероприятия для защиты каждого отдельного конструктивного элемента от соответствующих воздействий окружающей среды.

(2)Р Требования долговечности должны учитываться, когда выполняется: при

- выбор конструктивного решения;
- выбор строительных материалов;
- конструирование;
- производство работ;
- контроль качества;
- техническое обслуживание;
- проверка соответствия;
- особые мероприятия (например, применение нержавеющей стали, покрытий, катодная защита).

4.4 Методы проверки

4.4.1 Защитный слой бетона

4.4.1.1 Общие положения

(1)Р Под защитным слоем понимают расстояние между поверхностью арматуры (включая хомуты, поперечные стрежни, а также поверхностную арматуру) и ближайшей поверхностью бетона.

(2)Р Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах. Она определяется как сумма минимальной толщины c_{min} (см. 4.4.1.2) и принятого допустимого при проектировании отклонения Δc_{dev} (см. 4.4.1.3):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

4.4.1.2 Минимальный защитный слой c_{min}

(1)Р Минимальный защитный слой c_{min} должен обеспечивать:

- надежное сцепление арматуры и окружающего бетона (см. также разделы 7 и 8);
- защиту стали от коррозии (долговечность);
- соответствующую огнестойкость (см. СП РК EN 1992-1-2).

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

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{мм}\} \quad (4.2)$$

где:

$c_{min,b}$ – минимальная толщина из условия сцепления, смотри 4.4.1.2 (3);

$c_{min,dur}$ – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды, см.

4.4.1.2 (5);

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – дополнительный элемент надежности, смотри 4.4.1.2 (6);

$\Delta c_{dur,st}$ – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали, см. 4.4.1.2 (7);

$\Delta c_{dur,add}$ – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты, смотри 4.4.1.2(8).

(3) Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина защитного слоя должна быть не менее $c_{min,b}$ (таблица 4.2).

Таблица 4.2 – Минимальная толщина защитного слоя $c_{min,b}$, требования к обеспечению сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальная толщина защитного слоя $c_{min,b}$ ¹⁾
Отдельный стержень	Диаметр стержня
Соединенные вместе стержни	Эквивалентный диаметр ϕ_n (см. 8.9.1)
¹⁾ Если номинальный максимальный диаметр крупного заполнителя более 32 мм, $c_{min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.	

Примечание – Значение $c_{min,b}$, применяемое в конкретной стране для круглых и прямоугольных каналов при натяжении на бетон напрягаемой арматуры со сцеплением и при натяжении на упоры напрягающей арматуры, может быть указано в Национальном приложении.

Рекомендуемые значения для каналов при натяжении на бетон:

- круглые каналы: диаметр;
- прямоугольные каналы: большее из значений меньшего размера и половины большего размера.

Защитный слой более 80 мм не используется ни для круглых, ни для прямоугольных каналов.

Рекомендуемые значения при натяжении на упоры напрягаемой арматуры:

- 1,5-кратный диаметр каната или гладкой проволоки;
- 2,5-кратный диаметр арматуры периодического профиля.

(4) Для напрягающих элементов минимальный защитный слой должен быть принят согласно соответствующему Европейскому техническому сертификату.

(5) Минимальный защитный слой для арматурной стали без преднапряжения и напрягающих элементов в нормальном бетоне, исходя из классов условий эксплуатации

и классов конструкции, определяется значением $c_{min,dur}$.

Примечание – Значения для $c_{min,dur}$ могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемым классом конструкции (расчетный срок эксплуатации 50 лет) является S4 из индикативных классов прочности бетона, приведенных в приложении E, и рекомендуемые модификации классов конструкций приведена в таблице 4.3N. Рекомендуемым минимальным классом конструкции является класс S1.

Рекомендуемые значения для $c_{min,dur}$ принимаются по таблице 4.4N (для арматурной стали без преднапряжения) и таблице 4.5N (для напрягаемой арматуры).

Таблица 4.3N – Рекомендуемая классификация конструкций

Класс конструкции							
Критерий	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Срок службы 100 лет	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класса 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2
Класс прочности на сжатие ^{1), 2)}	≥C30/37 Снизить класс на 1	≥C30/37 Снизить класс на 1	≥C35/45 Снизить класс на 1	≥C40/50 Снизить класс на 1	≥C40/50 Снизить класс на 1	≥C40/50 Снизить класс на 1	≥C45/55 Снизить класс на 1
Элемент с плитной геометрией (положение арматуры не влияет на строительный процесс)	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1
Подтвержден особый контроль качества производства бетона	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1
¹⁾ Класс прочности и значение водоцементного отношения должны рассматриваться как зависимые величины. Особый состав бетона (тип цемента, водоцементного отношения, наполнители) должен применяться, чтобы получить низкую проницаемость. ²⁾ Требуемые классы прочности могут быть снижены на один класс, если воздухоовлечение более 4%.							

Таблица 4.4N – Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ из условий обеспечения долговечности арматурной стали (не напряженной) по СТ РК EN 10080

Требования долговечности для $c_{min,dur}$ ($c_{min,dur}$ в миллиметрах)							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Таблица 4.5N – Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ из условий обеспечения долговечности напрягаемой арматуры

Требования долговечности для $c_{min,dur}$ ($c_{min,dur}$ в миллиметрах)							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

(6) Защитный слой следует увеличить на дополнительный элемент надежности $\Delta c_{dur,\gamma}$.

Примечание – Значение $\Delta c_{dur,\gamma}$ может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно нулю.

(7) При использовании нержавеющей стали или в результате других особых мероприятий минимальный защитный слой может быть уменьшен на значение $\Delta c_{dur,st}$. Для таких ситуаций следует учитывать влияние всех основных свойств строительных материалов, включая сцепление.

Примечание – Значение $\Delta c_{dur,st}$ может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно нулю.

(8) Для бетона с дополнительной защитой (например, покрытием) минимальная толщина защитного слоя может быть уменьшена на значение $\Delta c_{dur,add}$.

Примечание – Значение $\Delta c_{dur,add}$ может быть принято в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно нулю.

(9) Если монолитный бетон укладывается на другой бетонный элемент (сборный или

монолитный), минимальная толщина защитного бетонного слоя от арматуры до контактной поверхности может быть уменьшена до значения, обеспечивающего требования сцепления при условиях:

- класс бетона по прочности на сжатие не ниже C25/30;
- кратковременное нахождение бетонной поверхности в атмосферных условиях (менее 28 суток);
- контактная поверхность должна быть шероховатой.

(10) Для напрягающих элементов без сцепления с бетоном защитный слой должен быть принят согласно соответствующему Европейскому техническому сертификату.

(11) Для неровных поверхностей (например, с выступающим заполнителем) минимальный защитный слой должен быть увеличен на 5 мм.

(12) Если ожидается, что бетон будет подвергаться попеременному замораживанию и оттаиванию или химическому воздействию (классы XF и XA), особое внимание следует уделить составу бетона (см. СТ РК EN 206-1, раздел 6). Защитный слой согласно 4.4 для таких условий обычно является достаточным.

(13) Если бетон подвержен износу (истиранию), как правило, особое внимание следует уделить выбору заполнителя согласно СТ РК EN 206-1. В качестве альтернативы износоустойчивость может быть обеспечена при увеличении толщины защитного слоя (так называемый «жертвенный» слой). В этом случае, как правило, минимальная толщина защитного слоя c_{min} может быть увеличена для класса износа XM1 на k_1 , для XM2 – на k_2 и для XM3 – на k_3 .

Примечание – Класс износа XM1 означает средний режим износа, как, например, для элементов промышленных площадок - от частого воздействия автотранспорта на пневматических шинах. Класс износа XM2 означает тяжелый режим износа, как, например, для элементов промышленных площадок – от частого воздействия вильчатых погрузчиков на пневматических или сплошных резиновых шинах. Класс износа XM3 означает экстремальный режим износа, как, например, конструктивных элементов промышленных площадок от частого воздействия вильчатых погрузчиков на эластомерных или стальных шинах, гусеничного транспорта.

Значения коэффициентов k_1 , k_2 и k_3 могут быть приняты в Национальном приложении. Рекомендуемые значения равны 5, 10 и 15 мм.

4.4.1.3 Допустимые отклонения при проектировании

(1)Р При расчете номинальной толщины защитного слоя c_{nom} должно производиться суммирование толщины минимального защитного слоя и отклонения (Δc_{dev}). Требуемая толщина защитного слоя должна быть увеличена на абсолютное значение допустимого отрицательного отклонения.

Примечание – Значение Δc_{dev} может быть принято в национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 10 мм.

(2) Для зданий в EN 13670* приведено допустимое отклонение. Его обычно достаточно для других типов конструкций. Это, как правило, необходимо учитывать при выборе номинальной толщины защитного слоя при проектировании. Номинальная толщина защитного слоя должна учитываться в расчетах и указываться на чертежах, кроме тех случаев, когда указаны значения, отличающиеся от номинального (например, минимальное значение).

(3) В некоторых ситуациях допустимое отклонение, а вместе с ним и величина допуска Δc_{dev} может быть уменьшена.

Примечание – Величина допуска Δc_{dev} в таком случае может быть принята из Национального

приложения. Рекомендуемые значения следующие:

–если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допуска (отклонения) может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 5 \text{ мм}; \quad (4.3\text{N})$$

–если для контроля используются особо точные измерительные приборы и несоответствующие элементы (например, сборные конструкции) будут исключены (отбракованы), то величина отклонения Δc_{dev} может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 0 \text{ мм}. \quad (4.4\text{N})$$

(4) Для бетона, укладываемого на неровную поверхность, как правило, номинальную толщину защитного слоя в общем случае необходимо увеличить на повышенное значение допустимого отклонения. Повышение производится на величину, обусловленную неровностью, но номинальная толщина защитного слоя должна составлять, как минимум, k_1 (мм) при укладке бетона по подготовленному грунту (включая стяжки), и k_2 (мм) при укладке бетона непосредственно по грунту. Защитный слой до арматуры при других видах поверхности, например при абразивной обработке или с обнаженным заполнителем, также необходимо увеличить с учетом неровности поверхности (см. 4.4.1.2 (11)).

Примечание – Значения k_1 и k_2 могут быть приняты из национального приложения. Рекомендуемые значения равны 40 и 75 мм.

5 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Общие положения

5.1.1 Общие требования

(1)Р Целью расчета конструкций является определение распределения внутренних сил и моментов или напряжений, относительных деформаций и перемещений во всей конструкции или ее части. При необходимости, следует произвести дополнительный местный расчет.

Примечание – В большинстве случаев расчет производится для того, чтобы определить распределение внутренних сил и моментов, а полная верификация или подтверждение сопротивления поперечных сечений базируется на этих усилиях; однако для подтверждения надежности отдельных элементов применяют методы расчета (например, метод конечных элементов), которые вместо внутренних усилий и моментов определяют напряжения, деформации и перемещения. В таких случаях необходимы специальные методы верификации полученных результатов.

(2) Дополнительный местный расчет может быть необходим, когда допущение о линейном распределении деформаций неверно, например:

- вблизи опор;
- вблизи сосредоточенных нагрузок;
- в местах пересечения балок и колонн;
- в зонах анкеровки;
- при скачкообразных изменениях поперечных сечений.

(3) Для плоского напряженного состояния может применяться упрощенный метод

определения армирования.

Примечание – В приложении F приведен упрощенный метод.

(4)Р При расчете используются идеализации как геометрии конструкции, так и ее поведения. Идеализации необходимо выбирать в соответствии с решаемой задачей.

(5)Р При расчете должно учитываться влияние геометрии и свойств конструкции на ее поведение на всех этапах строительства.

(6) При расчете используются следующие виды идеализации поведения конструкции:

–линейно-упругое поведение (см. 5.4);

–линейно-упругое поведение с ограниченным перераспределением (см. 5.5);

–пластическое поведение (см. 5.6), включая модели стержневой системы (см. 5.6.4);

–нелинейное поведение (см. 5.7).

(7) В зданиях могут быть проигнорированы деформации, возникающие от поперечных и продольных усилий в линейных элементах и плитах, если они составляют менее 10% деформации от изгиба.

5.1.2 Специальные требования для фундаментов

(1)Р Если взаимодействие «грунтовое основание – конструкция» оказывает существенное влияние на усилия в конструкции, то необходимо учитывать свойства грунта и влияние взаимодействия в соответствии с СП РК EN 1997-1.

Примечание – Более подробная информация о расчете фундаментов мелкого заложения приведена в Приложении G.

(2) Для проектирования фундаментов мелкого заложения могут применяться упрощенные модели для описания взаимодействия «грунтовое основание – конструкция».

Примечание – Для простых отдельно стоящих фундаментов и свайных ростверков воздействием «грунтовое основание – строительная конструкция», как правило, можно пренебречь.

(3) Для расчета несущей способности отдельных свай следует определить воздействия с учетом взаимодействия между сваями, свайным ростверком и опорным грунтом.

(4) Если сваи располагаются в несколько рядов, воздействие на каждую отдельную сваю необходимо определять с учетом взаимодействия между сваями.

(5) Этим взаимодействием можно пренебречь, если расстояние в свету между сваями вдвое больше диаметра свай.

5.1.3 Нагрузки и комбинации воздействий

(1)Р При определении комбинаций воздействий (см. СП РК EN 1990, раздел 6) следует рассмотреть достаточное число расчетных случаев, чтобы определить критические расчетные условия для всех поперечных сечений в конструкции или части конструкции.

Примечание – Когда требуется упрощение количества расчетных вариантов нагрузки для использования в конкретной стране, приводится ссылка в Национальном приложении. Следующие упрощенные расчетные варианты нагружений рекомендуются для зданий:

а) каждый второй пролет загружен переменными и постоянными расчетными нагрузками $(\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m)$, в то время как все остальные пролеты загружены постоянной нагрузкой $\gamma_G G_k + P_m$;

б) два любых смежных пролета загружены переменными и постоянными расчетными нагрузками

$(\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m)$. Все другие пролеты загружены только постоянной расчетной нагрузкой $\gamma_G G_k + P_m$.

5.1.4 Эффекты второго рода

(1)Р Эффекты второго рода (см. СП РК EN 1990, раздел 1) необходимо учитывать, если они существенно влияют на общую устойчивость конструкции или способствуют достижению предельного состояния по несущей способности в критических сечениях.

(2) Эффекты второго рода следует учитывать согласно 5.8.

(3) Для зданий эффекты второго рода ниже определенных пределов могут быть проигнорированы (см. 5.8.2 (6)).

5.2 Геометрические несовершенства

(1)Р При расчете конструктивных элементов и конструкций необходимо учитывать неблагоприятные эффекты от возможных отклонений в геометрии конструкций и в расположении нагрузок.

Примечание – Отклонения размеров поперечного сечения, как правило, учтены коэффициентами безопасности для материалов. И поэтому их не следует учитывать при расчете конструкций. Минимальный эксцентриситет при расчете поперечных сечений приводится в 6.1 (4).

(2)Р Несовершенства необходимо учитывать при проверке предельных состояний по несущей способности при постоянных и аварийных расчетных ситуациях.

(3) Несовершенства не следует учитывать при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

(4) На элементы, воспринимающие осевое сжатие, а также конструкции, несущие вертикальные нагрузки, располагаемые преимущественно в зданиях, распространяются следующие правила. Численные значения должны соответствовать допустимым отклонениям в производстве строительных работ (класс 1 в ENV 13670*). При применении других отклонений (например, класс 2), они должны быть выбраны соответствующим образом.

(5) Несовершенства могут быть представлены углом наклона θ_i , который определяется следующим образом:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m, \quad (5.1)$$

где:

θ_0 – основное базовое значение;

α_h – понижающий коэффициент для длины или высоты:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$$

α_m – понижающий коэффициент для количества элементов m :

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

Здесь:

l – длина или высота, м, см. (6);

m – количество вертикальных конструктивных элементов, вносящих вклад в общий

эффект.

Примечание – Значение θ_0 может быть принято из Национального приложения. Рекомендуемое значение – 1/200.

(6) В формуле (5.1) определение параметров l и m зависят от рассматриваемого воздействия, для которого необходимо различать три основных случая (рисунок 5.1):

– воздействие на изолированный (отдельный) элемент: l = фактическая длина элемента, $m = 1$;

– воздействие на раскрепляющую систему: l = высота здания, m = количество вертикальных конструктивных элементов, вносящих вклад в горизонтальное усилие в связевой системе;

– воздействие на верхние и нижние перекрытия диафрагм, которые распределяют горизонтальные нагрузки: l = высота этажа, m = количество вертикальных элементов на этажах, участвующих в восприятии горизонтальной силы на нижнее перекрытие.

(7) Для отдельных элементов (смотри 5.8.1) может быть учтено влияние несовершенств двумя различными способами *a)* и *b)*:

a) как эксцентриситет e_i – по формуле

$$e_i = \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} \quad (5.2)$$

где:

l_0 – расчетная длина, смотри 5.8.3.2.

Для стен и отдельных колонн в раскрепленных системах для упрощения всегда может быть принято $e_i = \frac{l_0}{400}$, а значение $\alpha_h = 1$;

b) как боковая (горизонтальная) поперечная сила H_i , в положении, которое создает максимальный момент:

для не раскрепленных элементов (смотри рисунок 5.1 a1):

$$H_i = \theta_i \cdot N; \quad (5.3a)$$

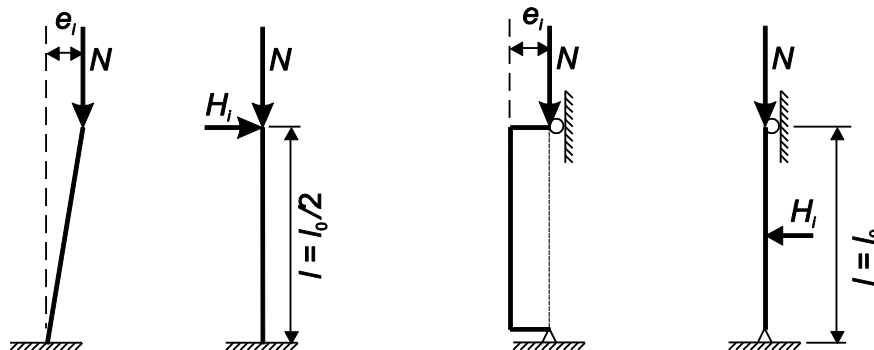
для раскрепленных элементов (смотри рисунок 5.1 a2):

$$H_i = 2 \cdot \theta_i \cdot N; \quad (5.3b)$$

где:

N – продольное усилие.

Примечание – Эксцентриситет применяется для статически определимых элементов, тогда как поперечная нагрузка может применяться как для статически определимых, так и для статически неопределимых элементов. Сила H_i может заменяться эквивалентным поперечным воздействием.



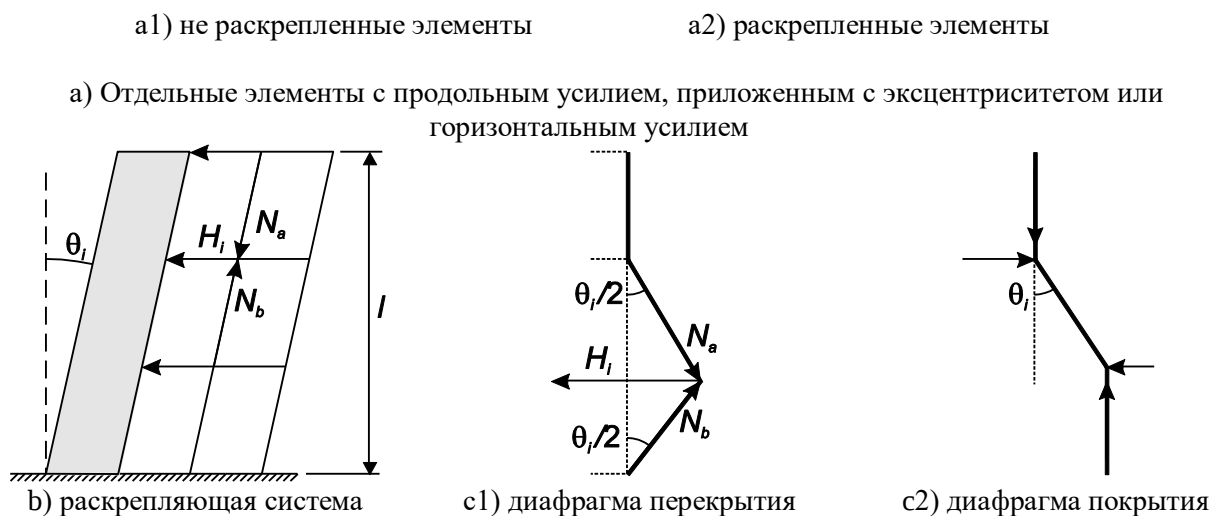


Рисунок 5.1 – Примеры учета геометрических несовершенств

(8) Для конструкций влияние угла наклона θ_i может быть представлено поперечными силами, которые необходимо учитывать при расчете вместе с другими воздействиями.

Воздействие на раскрепленную систему (см. рисунок 5.1 b):

$$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a) \quad (5.4)$$

Воздействие на диафрагму перекрытия (см. рисунок 5.1 c1):

$$H_i = \theta_i \cdot \frac{(N_b + N_a)}{2} \quad (5.5)$$

Воздействие на диафрагму покрытия (см. рисунок 5.1 c2):

$$H_i = \theta_i \cdot N_a \quad (5.6)$$

При этом N_a и N_b - вертикальные силы, вызывающие H_i .

(9) Для того, чтобы учесть несовершенства, вызванные обычными отклонениями в производстве работ (см. 5.2 (4)), в качестве упрощенной альтернативы для стен и отдельных колонн в раскрепленных системах может использоваться эксцентриситет $e_i = \frac{l_0}{400}$.

5.3 Идеализация конструкции

5.3.1 Расчетные модели для общего расчета

(1) Р Элементы конструкции классифицируются в зависимости от их размеров и назначения на балки, колонны, плиты, стены, пластины, арки, оболочки и т.п. Следующие правила расчета применяются для этих наиболее часто встречающихся элементов и для конструкций, которые состоят из комбинаций таких элементов.

(2) Для зданий могут применяться правила (3) – (7):

(3) Балкой считается элемент, в котором пролет составляет не менее трехкратной общей высоты поперечного сечения. В других случаях он рассматривается как балка-стенка.

(4) Плитой считается элемент, в котором минимальный размер плиты не менее ее пятикратной общей толщины.

(5) Плита, нагруженная преимущественно равномерно распределенными нагрузками, может рассматриваться как однопролетная, если она:

– имеет два свободных (не опертых) и почти параллельные края или

– является средней частью почти прямоугольной плиты, опертой по всем четырем сторонам, при отношении длинного пролета к короткому более 2.

(6) Ребристые или кессонные плиты при расчете не должны рассматриваться как дискретные конструктивные элементы, при условии, что полка или верхняя стяжка и поперечные ребра имеют достаточную жесткость на кручение. Это имеет место, если:

- расстояние между ребрами не превышает 1500 мм;
- высота ребер ниже полки не превышает четырехкратную ширину ребра;
- высота полки составляет как минимум 1/10 расстояния в свету между ребрами или 50 мм, причем большее значение является определяющим;
- предусмотрены поперечные ребра, расстояние в свету между которыми не более 10-кратной общей высоты плиты.

Минимальная толщина полки 50 мм может быть уменьшена до 40 мм, если между ребрами предусмотрены постоянные заполняющие блоки.

(7) Колонной считается элемент, высота поперечного сечения которого не более его четырехкратной ширины, а общая длина составляет не менее его трехкратной высоты. В других случаях она рассматривается как стена.

5.3.2 Геометрические параметры

5.3.2.1 Эффективная ширина полок (все предельные состояния)

(1)Р На тавровых балках эффективная ширина полки, для которой может быть принято постоянное напряжение, зависит от размеров стенки и полки балки, вида нагрузки, пролета, условий опирания и поперечного армирования.

(2) Эффективную ширину плиты, как правило, необходимо определять на основании расстояния l_0 между точками нулевых моментов, как это показано на рисунке 5.2.

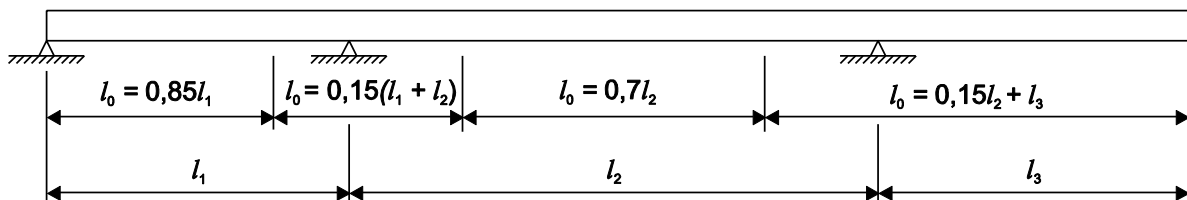


Рисунок 5.2 – Определение l_0 для расчета эффективной ширины полки

Примечание – Длина консоли l_3 должна составлять меньше половины соседнего пролета, а соотношение соседних пролетов должно быть от 2/3 до 1,5.

(3) Эффективная ширина полки b_{eff} для тавровых и -образных балок выводится из уравнения:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

При этом

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2l_0 b \quad (5.7a)$$

и

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(Обозначения смотри на рисунках 5.2 и 5.3.)

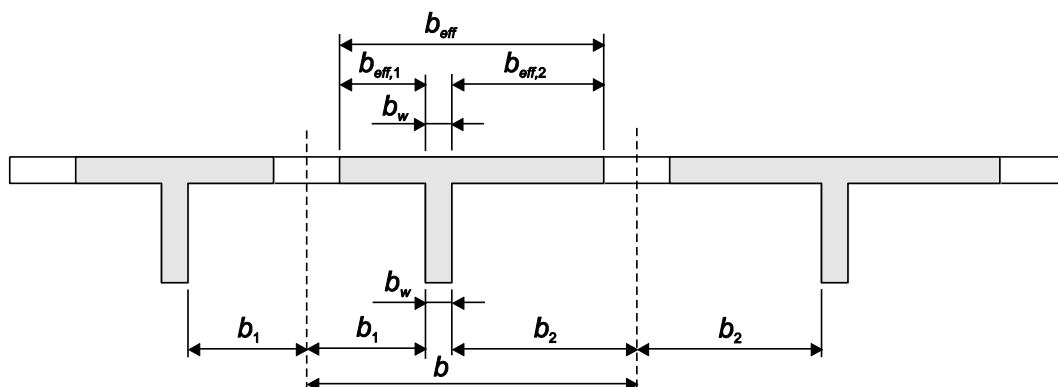


Рисунок 5.3 – Параметры эффективной ширины полки

(4) Для расчетов конструкций, для которых не требуется большая точность, может быть принята постоянная ширина полки на весь пролет.

5.3.2.2 Эффективные пролеты балок и плит в зданиях

Примечание – Настоящие правила предназначены преимущественно для расчета отдельных элементов. При расчете рам некоторые из этих упрощений могут быть использованы при необходимости.

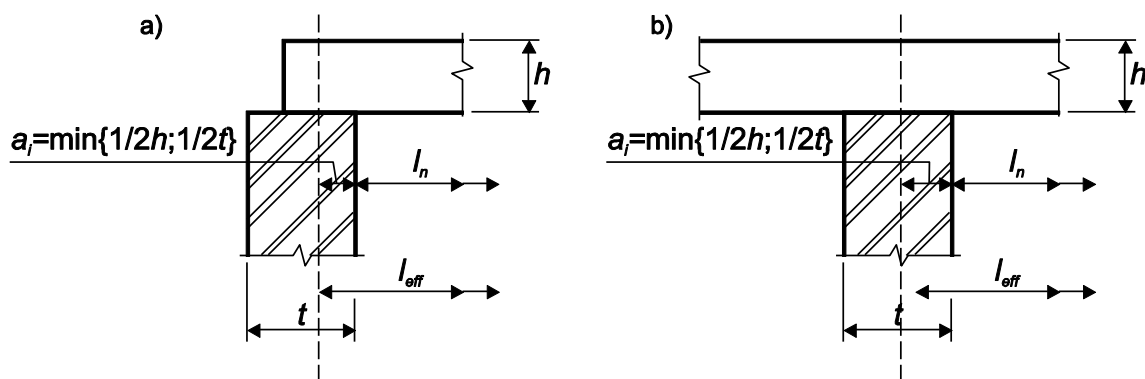
(1) Эффективный пролет l_{eff} определяется по формуле

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

где:

l_n – расстояние в свету между краями опор;

значения a_1 и a_2 для каждого конца пролета определяются по рисунку 5.4, где t – ширина опоры, как показано на рисунке.



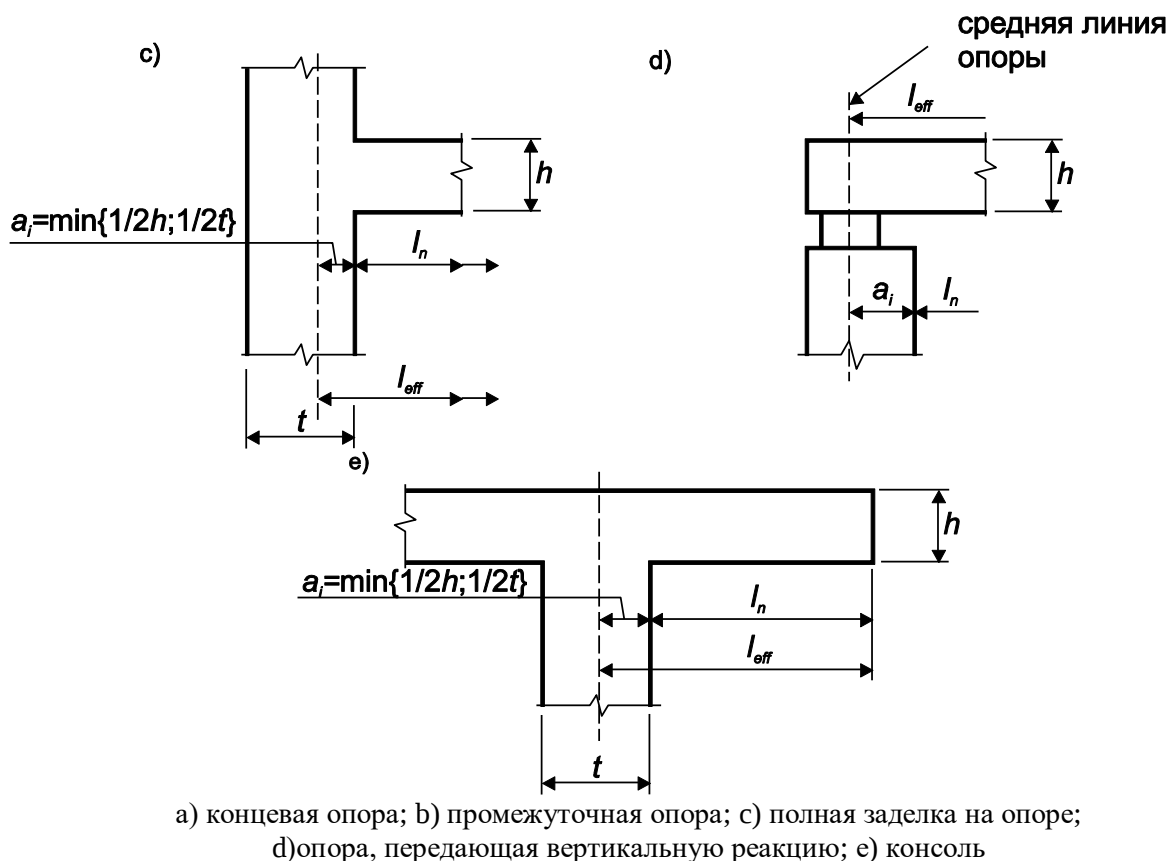


Рисунок 5.4 – Эффективный пролет l_{eff} для различных условий опирания:

(2) Неразрезные плиты и балки должны рассчитываться, как правило, с учетом допущения, что опоры не ограничивают поворота.

(3) Если балка или плита монолитно соединены с опорами, как правило, необходимо определять критический опорный расчетный момент по грани опоры. Расчетный момент и реакции, передающиеся на опору (например, колонна, стена и т.п.), как правило, следует определять как наибольшие из значений, полученных из упругого расчета и расчета с учетом перераспределения усилий.

Примечание – Момент по грани опоры должен составлять не менее 0,65 момента при полной заделке конца элемента.

(4) Независимо от метода расчета в неразрезных балках или плитах, опоры которых могут быть рассмотрены как не препятствующие повороту (например, над стенами), расчетное значение момента над опорой, определенное при расчетном пролете, равном расстоянию между центрами опор, может быть уменьшено на значение ΔM_{Ed} :

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} \cdot t}{8} \quad (5.9)$$

где:

$F_{Ed,sup}$ – расчетное значение опорной реакции;

t – глубина опоры (см. рисунок. 5.4 б).

Примечание – Если используются специальные опоры, то, как правило, за значение t принимается ширина опоры.

5.4 Линейно-упругий расчет

(1) Линейный расчет элементов, основанный на положениях теории упругости, может быть использован для проверки как предельных состояний по эксплуатационной пригодности, так и по несущей способности.

(2) Для определения эффекта от воздействий может производиться линейный расчет при следующих предположениях:

- i) поперечные сечения работают без трещин;
- ii) соблюдается линейная зависимость между напряжениями и относительными деформациями;
- iii) соблюдается линейная зависимость между напряжениями и относительными деформациями.

(3) Для эффектов, вызванных температурными деформациями, осадками и усадкой при проверке предельного состояния по несущей способности может быть принята уменьшенная жесткость сечений с трещинами, пренебрегая работой бетона на растяжение, но учитывая воздействие ползучести. При проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности следует, как правило, учитывать развитие трещин.

5.5 Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением

(1)Р На всех стадиях расчета должно быть учтено влияние любого перераспределения моментов.

(2) Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением может быть применен для расчета конструктивных элементов при проверке предельных состояний по несущей способности.

(3) Моменты, полученные для проверки предельных состояний по несущей способности линейно-упругим методом, могут быть перераспределены, таким образом, чтобы обеспечить распределение моментов с сохранением равновесия с приложенными нагрузками.

(4) На неразрезных балках или плитах, которые:

- а) преимущественно подвергаются изгибу и
 - б) имеют отношение длины соседних пролетов в пределах от 0,5 до 2,0,
- может производиться перераспределение изгибающих моментов без тщательной проверки способности к повороту, при условии

$$\delta \geq k_1 + \frac{k_2 \cdot x_u}{d} \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа;} \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + \frac{k_4 \cdot x_u}{d} \text{ для } f_{ck} > 50 \text{ МПа.} \quad (5.10b)$$

$\geq k_5$, если используется арматура классов *B* и *C* (смотри приложение С)

$\geq k_6$, если используется арматурная сталь класса *A* (смотри приложение С)

где:

δ – отношение перераспределенного момента к упругому изгибающему моменту;

x_u – высота сжатой зоны сечения при проверке предельного состояния по несущей способности после перераспределения;

d – рабочая высота поперечного сечения.

Примечание – Значения коэффициентов k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 и k_6 могут быть приведены в

Национальном приложении. Рекомендуемые значения для $k_1 = 0,44$, для $k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$, для $k_3 = 0,54$, для $k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$, для $k_5 = 0,7$, для $k_6 = 0,8$. Значение предельной относительной деформации ε_{cu2} определяется по таблице 3.1.

(5) Перераспределение не следует применять в тех случаях, если способность к повороту не может быть с уверенностью определена (например, в углах рам из предварительно напряженного бетона).

(6) Для расчета колонн необходимо применять упругие моменты из расчета рам без перераспределения.

5.6 Пластический расчет

5.6.1 Общие положения

(1)Р Методы, основанные на пластическом расчете, могут применяться исключительно для проверки предельного состояния по несущей способности.

(2)Р Пластичность критических поперечных сечений должна быть достаточной для формирования планируемого механизма разрушения.

(3)Р Пластический расчет необходимо производить, как правило, или на основе метода нижнего предела (статического), или на основе метода верхнего предела (кинематического).

Примечание – Не противоречащая дополнительная информация может быть приведена в Национальном приложении.

(4) Влияние предыдущих приложений нагрузки, в общем случае, может не учитываться, и принимается монотонное увеличение интенсивности воздействий.

5.6.2 Пластический расчет балок, рам и плит

1)Р Пластический расчет без прямой проверки способности к повороту может быть использован для проверки предельного состояния по несущей способности, если выполняются условия 5.6.1 (2).

(2) Требуемая пластичность считается достаточной без специальной проверки, если выполняются все следующие предпосылки:

i) площадь растянутой арматуры ограничена таким образом, что в любом поперечном сечении:

$$x_u/d \leq 0,25 \text{ - для бетонов класса прочности } \leq C50/60;$$

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ - для бетонов класса прочности } \geq C55/67;$$

ii) арматурная сталь класса В или С;

iii) отношение моментов на промежуточных опорах к моменту в пролете должно находиться в пределах от 0,5 до 2.

(3) Колонны должны быть проверены на максимальные пластические моменты, которые могут быть переданы примыкающими элементами. При соединении плит плоских перекрытий этот момент должен быть учтен при расчете на продавливание.

(4) При выполнении пластического расчета плит, как правило, необходимо учитывать любое неравномерное армирование, угловые усилия в тяжах, а также кручение на свободных краях.

(5) Пластический метод может быть применен к не сплошным плитам (ребристые, пустотные, кессонные плиты), если их поведение соответствует поведению сплошных плит, особенно при действии кручения.

5.6.3 Способность к повороту

(1) Упрощенный способ для неразрезных балок и неразрезных плит, работающих в одном направлении, основывается на проверке способности к повороту участков балок и плит длиной, примерно составляющей 1,2-кратную высоту поперечного сечения. При этом предполагается, что данные участки первыми испытывают пластическую деформацию (образование пластических шарниров) при соответствующих комбинациях воздействий. Проверка способности к пластическому повороту при проверке предельного состояния по несущей способности считается выполненной, если подтверждается, что при основном комбинации воздействий рассчитанный угол поворота θ_s менее или равен допустимому (рисунок 5.5).

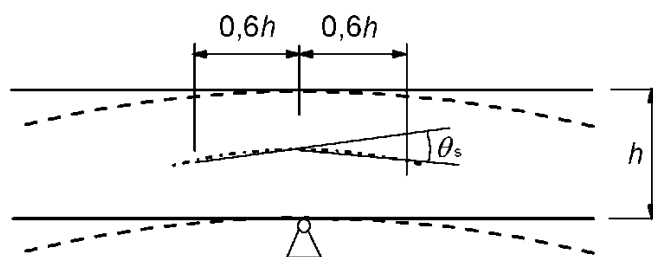


Рисунок 5.5 – Угол пластического поворота θ_s для армированных поперечных сечений неразрезных балок и неразрезных плит, работающих в одном направлении

(2) Для зон пластических шарниров отношение x_u/d не должно превышать значения 0,45 для бетонов классов прочности не выше C50/60 и 0,35 – для бетонов классов прочности не ниже C55/67.

(3) Угол поворота θ_s определяется на основании расчетных значений воздействий и свойств материалов, а также средних значений предварительного напряжения в соответствующий момент.

(4) В упрощенном методе допустимый угол пластического поворота определяется умножением основного значения допустимого поворота $\theta_{pl,d}$ с поправочным коэффициентом k_λ для учета поперечной гибкости.

Примечание – Значения $\theta_{pl,d}$ могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения для стали классов B и C (использование класса A при пластическом расчете не рекомендуется), а также для бетонов ниже классов прочности C50/60 и C90/105, даны на рисунке 5.6N.

Значения $\theta_{pl,d}$ бетона для классов прочности от C55/67 до C90/105 принимаются по интерполяции. Эти значения принимаются при гибкости $\lambda = 3,0$. При другой гибкости, как правило, необходимо $\theta_{pl,d}$ умножить на k_λ :

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad (5.11N)$$

При этом λ для определения λ расстояние между нулевым и максимальным изгибающим моментом делится на эффективную высоту d .

Упрощенно λ может быть определено из расчетных значений изгибающего момента и поперечного усилия:

$$\lambda = M_{sd}/(V_{sd} \cdot d) \quad (5.12N)$$

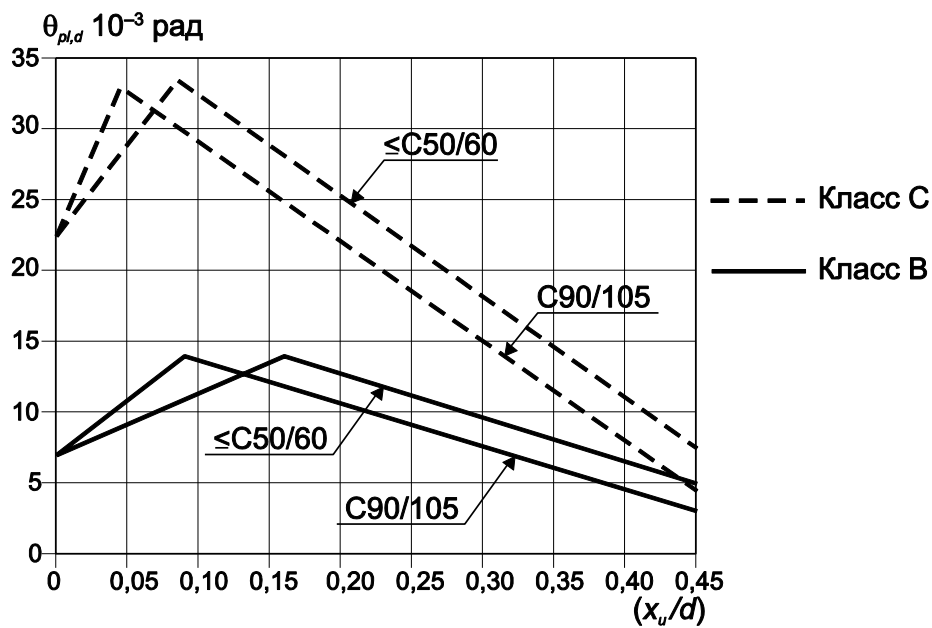


Рисунок 5.6N – Основные значения допустимого пластического поворота $\theta_{pl,d}$ поперечных сечений железобетона для классов арматуры B и C. Значения применимы для поперечной гибкости $\lambda = 3,0$

5.6.4 Расчет по моделям «распорок-тяжей»

(1) Модели «распорки и тяжи» используются при проверке предельного состояния по несущей способности непрерывных областей (зоны балок и плит в состоянии трещинообразования, смотри 6.1 – 6.4) и при проверке предельного состояния по несущей способности областей с разрывами сплошности (см. 6.5). Как правило, модели выходят за границу разрывов максимально на расстояние h (высота поперечного сечения элемента). Модели «распорки и тяжи» могут быть также использованы в элементах, в которых принято линейное распределение в пределах поперечного сечения, например, при плоской деформации.

(2) Верификация предельного состояния по эксплуатационной пригодности может также производиться с помощью модели «распорки и тяжи» (например, верификация напряжений в арматуре и ширины раскрытия трещин), если обеспечена приблизительная совместимость модели «распорки и тяжи» (в частности положение и направление главных распорок должны, как правило, ориентироваться согласно линейной теории упругости).

(3) Модели «распорки и тяжи» состоят из распорок, представляющих поля сжимающих напряжений, тяжей, представляющих арматуру, и соединительных узлов. Усилия в элементах модели «распорки и тяжи» определяются, как правило, при соблюдении равновесия с приложенными нагрузками в предельном состоянии по несущей способности. Элементы модели «распорки и тяжи» должны иметь размеры, определяемые по правилам, приведенным в 6.5.

(4) Тяжи модели «распорки и тяжи», как правило, должны совпадать по положению и направлению с соответствующим армированием.

(5) Возможные способы развития подходящих моделей «распорки и тяжи» включают использование траекторий и распределение напряжений в соответствии с линейной теорией упругости или методом траекторий (путей) передачи нагрузки. Все модели «распорки и тяжи» могут быть оптимизированы на основе энергетических критериев.

5.7 Нелинейный расчет

(1) Р Нелинейные методы расчета используются для проверки предельных состояний по несущей способности и эксплуатационной пригодности, при обеспечении условий равновесия и совместности деформаций с учетом нелинейного поведения материалов. Расчет производится по теории первого или второго рода.

(2) В предельном состоянии по несущей способности, как правило, следует проверить расчетом способность местных критических сечений к устойчивому восприятию любых неупругих деформаций, учтенных в расчете, принимая во внимание несовершенства.

(3) Для конструкций, преимущественно нагруженных статическими нагрузками, в общем случае, влияние предшествующих приложенных нагрузок может не учитываться и принимается монотонное увеличение интенсивности воздействий.

(4) Р При нелинейном расчете должны применяться такие характеристики материалов, которые отражают реальную жесткость вплоть до разрушения. Следует применять только такие методы проектирования, которые отвечают основным областям применения.

(5) Для гибких конструкций, в которых нельзя пренебрегать воздействиями второго рода, используется метод по 5.8.6.

5.8 Расчет эффектов второго рода при осевой нагрузке

5.8.1 Определения

Двухосный изгиб: одновременный изгиб вдоль двух главных осей.

Раскрепленные элементы или системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчете и проектировании принято, что они не способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции.

Раскрепляющие элементы или системы: конструктивные элементы или подсистемы, для которых при расчете и проектировании принято, что они способствуют общей горизонтальной устойчивости конструкции.

Потеря устойчивости при продольном изгибе: разрушение вследствие неустойчивости элемента или конструкции при действии преимущественно продольной силы без поперечной нагрузки.

Примечание – Определенная выше как «Чистая потеря устойчивости при продольном изгибе» в реальных несущих конструкциях не является определяющим предельным состоянием, поскольку одновременно учитываются несовершенства и поперечные нагрузки, но номинальная критическая нагрузка может использоваться как параметр в некоторых методах для расчета эффектов второго порядка.

Критическая продольная нагрузка: нагрузка, при которой происходит потеря устойчивости при продольном изгибе; для отдельных упругих элементов она является синонимом нагрузки Эйлера.

Расчетная длина: длина, используемая для учета формы кривой перемещений. Она также может быть определена как длина зоны продольного изгиба, т.е. длина шарнирно закрепленной по концам колонны с постоянной продольной силой, которая имеет такие же поперечные сечения и критическую продольную нагрузку, как фактический элемент.

Эффекты первого рода: эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Отдельные элементы: элементы, которые действительно расположены отдельно, или элементы конструкции, которые в процессе расчета рассматриваются как отдельно стоящие.

Примеры отдельных элементов с различными граничными условиями приведены на рисунке 5.7.

Номинальный момент с учетом эффектов второго рода: момент с учетом эффектов второго рода, который используется в определенных методах расчета, дающий общий момент, отвечающий предельному сопротивлению поперечного сечения (смотри 5.8.5 (2)).

Эффекты второго рода: дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

5.8.2 Общие положения

(1) В настоящем разделе рассматриваются элементы и конструкции, в которых поведение конструкции существенно зависит от эффектов второго рода (например, колонны, стены, сваи, арки и оболочки). В общем случае эффекты второго рода преимущественно возникают в конструкциях с гибкой связевой системой.

(2)Р Если принимается во внимание влияние эффектов второго рода (см. также (6)), необходимо проверить равновесие и устойчивость в деформированном состоянии. Деформацию необходимо рассчитывать с учетом образования трещин, нелинейных свойств материалов и ползучести.

Примечание – Если для расчета принимаются линейные свойства материалов, то это должно учитываться путем уменьшения значений жесткости, смотри 5.8.7.

(3)Р При необходимости, расчет должен включать влияние податливости примыкающих элементов и фундаментов (взаимодействие «грунтовое основание – строение»).

(4)Р Необходимо рассматривать поведение конструкции в направлении, в котором может возникнуть деформация, но, при необходимости, следует принимать во внимание двухосный изгиб.

(5)Р Погрешности геометрии и расположения осевых нагрузок следует учитывать как дополнительные эффекты первого рода, основываясь на геометрических несовершенствах, смотри 5.2.

(6) Эффекты второго рода могут не учитываться, если они составляют менее 10% от соответствующих эффектов первого рода. Упрощенные критерии приведены для отдельных элементов в 5.8.3.1 и для конструкций в 5.8.3.3.

5.8.3 Упрощенные критерии для учета эффектов второго рода

5.8.3.1 Критерий гибкости для отдельных элементов

(1)Р В качестве альтернативы 5.8.2 (6) эффекты второго рода могут не учитываться, если гибкость λ (как определено в 5.8.3.2) меньше определенного значения λ_{lim} .

Примечание – Значение λ_{lim} может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение определяется по формуле:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}, \quad (5.13N)$$

где:

$A = \frac{1}{1 + 0,2 \varphi_{ef}}$ – (если значение φ_{ef} неизвестно, А принимается равным 0,7);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ – (если значение ω неизвестно, В принимается равным 1,1);

$C = 1,7 - r_m$ – (если значение r_m неизвестно, С принимается равным 0,7);

φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести, см. 5.8.4;

$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$ – механический коэффициент армирования;

A_s – общая площадь продольной арматуры;

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ – относительное продольное усилие;

$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}}$ – отношение моментов;

M_{01}, M_{02} – моменты на концах элемента с учетом эффектов первого рода $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Если моменты на концах элемента M_{01} и M_{02} дают растяжение с одной и той же стороны, то r_m принимается как положительное (т. е. $C \leq 1,7$), в другом случае – как отрицательный (т.е. $C > 1,7$).

В следующих случаях значение r_m принимается равным 1,0 (т.е. $C = 0,7$):

– для раскрепленных элементов, в которых моменты возникают в результате эффектов первого рода исключительно или преимущественно в результате несовершенств или поперечной нагрузки;

– для раскрепленных элементов в целом.

(2) Для случая двухосного изгиба критерий гибкости необходимо проверять в каждом направлении отдельно. В зависимости от результатов этой проверки эффекты второго рода (a) могут не учитываться в обоих направлениях; (b) должны быть учтены в одном направлении или (c) должны быть учтены в обоих направлениях.

5.8.3.2 Гибкость и расчетная длина для отдельных элементов

(1) Гибкость определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (5.14)$$

где:

l_0 – расчетная длина, смотри 5.8.3.2 (2) – (7);

i – радиус инерции для сечения бетона без трещин.

(2) Общее определение расчетной длины смотри 5.8.1. Примеры расчетной длины для отдельно стоящих элементов с постоянным поперечным сечением приведены на рисунке 5.7.

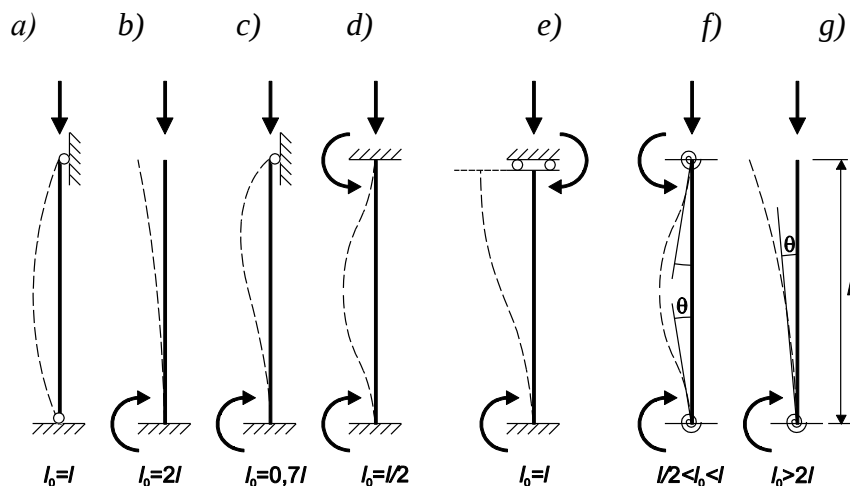


Рисунок 5.7 – Примеры различных форм потери устойчивости и соответствующая расчетная длина для отдельно стоящих элементов

(3) Для сжатых элементов регулярных рам критерий гибкости (см. 5.8.3.1) должен быть проверен с учетом расчетной длины l_0 , определенной следующим образом:

– для раскрепленных элементов (смотри рисунок 5.7 (f))

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45+k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45+k_2}\right)}; \quad (5.15)^*$$

(Изм.ред. – Приказ КДСиЖКХ от 12.08.2025 г. №117-НК)

– для не раскрепленных элементов (смотри рисунок 5.7 (g)):

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{\left(1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}\right)}; \left(1 + \frac{k_1}{1+k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1+k_2}\right) \right\}; \quad (5.16)$$

где:

k_1, k_2 – значения относительной податливости закрепления от поворота на концах 1 и 2 соответственно;

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot (EI/l),$$

θ – угол поворота раскрепляющего элемента при изгибающем моменте M ; смотри рисунок 5.7(f) и (g);

EI – изгибная жесткость сжатого элемента, см. также 5.8.3.2 (4) и (5);

l – длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов.

Примечание – $k = 0$ является теоретическим пределом для жесткого закрепления от поворота, а $k = \infty$ представляет собой предел при полном отсутствии закрепления от поворота. Так как полного закрепления от поворота на практике не встречается, то рекомендуется минимальное значение для k_1 и k_2 принимать равным 0,1.

(4) Если смежный сжатый элемент (колонна) в узле может, вероятно, оказать влияние на поворот при потере устойчивости, тогда (EI/l) при определении k следует заменить на $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$, при этом a и b относятся к сжатым элементам (колоннам) над и под узлом.

(5) При определении расчетной длины жесткость раскрепляющих элементов следует определять с учетом образования трещин, кроме случаев, когда может быть подтверждено, что в предельном состоянии по несущей способности они не имеют трещин.

(6) В случаях, отличных от изложенных в (2) и (3), например, в элементах с переменной продольной силой и/или поперечным сечением, следует проверить критерий по 5.8.3.1 с расчетной длиной, основанной на критической продольной силе (определенной, например, численным методом):

$$l_0 = \sqrt{\frac{EI}{N_b}}, \quad (5.17)$$

где:

EI – соответствующая изгибная жесткость;

N_b – критическая продольная сила, относящаяся к этому значению EI (в формуле (5.14), как правило, i – следует соотносить со значением EI).

(7) Раскрепляющий эффект от поперечных стен может учитываться при определении расчетной длины стен с коэффициентом β согласно 12.6.5.1. В формуле (12.9) и таблице 12.1 значение l_w заменяется значением l_0 , которое определяется согласно настоящему пункту.

5.8.3.3 Общие критерии эффекта второго рода в зданиях

(1) В качестве альтернативы 5.8.2 (6) влияние общего эффекта второго рода в зданиях может не учитываться, если

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_3}{n_3 + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} \cdot I_c}{L^2}, \quad (5.18)$$

где

$F_{V,Ed}$ – общая вертикальная нагрузка (в раскрепленных и раскрепляющих элементах);

n_3 – количество этажей;

L – общая высота здания выше уровня ограничения момента;

E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона, см. 5.8.6 (3);

I_c – момент инерции (сечение бетона без трещин) раскрепляющих элементов.

Примечание – Значение k_1 может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,31.

Формула (5.18) применяется в том случае, если выполнены все следующие условия:

– отсутствует неустойчивость при кручении, т.е. конструкция достаточно симметрична;

– общие поперечные деформации незначительны (так связевая система содержит преимущественно поперечные стены без больших проемов);

– раскрепляющие элементы жестко соединены с фундаментом, т.е. можно пренебречь поворотом;

– жесткость раскрепляющих элементов достаточно постоянна по всей высоте;

– общая вертикальная нагрузка увеличивается поэтажно приблизительно равномерно.

(2) k_1 в формуле (5.18) может быть заменено значением k_2 , если существует подтверждение, что раскрепляющие элементы в предельном состоянии по несущей способности не имеют трещин.

Примечания

1 Значение k_2 может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,62.

2 Для случаев, когда связевая система имеет значительные общие поперечные деформации и (или) повороты концов, смотри Приложение H (в котором изложены основы приведенных выше правил).

5.8.4 Ползучесть

(1)Р При расчете с учетом эффектов второго рода необходимо учитывать влияние ползучести, включая общие условия ползучести (см. 3.1.4), а также продолжительность действия различных нагрузок в рассматриваемых расчетных сочетаниях.

(2) Продолжительность нагрузки в упрощенном варианте учитывается с помощью эффективного коэффициента ползучести φ_{ef} , который при использовании совместно с расчетной нагрузкой дает ту деформацию ползучести (кривизну), которая соответствует квазипостоянной нагрузке:

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqr}}{M_{0Ed}}, \quad (5.19)$$

где:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ – предельная характеристика ползучести по 3.1.4;

M_{0Eqr} – изгибающий момент с учетом эффекта первого рода при квазипостоянной комбинации нагрузок (предельное состояние по эксплуатационной пригодности);

M_{0Ed} – изгибающий момент с учетом эффекта первого рода при расчетном комбинации нагрузок (предельное состояние по несущей способности).

Примечание – Возможно определить значение φ_{ef} по полным значениям изгибающих моментов M_{0Eqp} и M_{0Ed} , но это требует выполнения последовательных итераций и проверки устойчивости при действии квазипостоянной нагрузки при $\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)}$.

(3) Если отношение M_{0Eqp}/M_{0Ed} изменяется в элементе или конструкции, то оно может быть рассчитано для поперечного сечения с максимальным моментом или может быть применено репрезентативное среднее значение.

(4) Влияние ползучести не учитывается, т.е. $\varphi_{ef} = 0$, если выполнены три следующих условия:

$$\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2;$$

$$\lambda \leq 75;$$

$$\frac{M_{0Ed}}{M_{Ed}} \geq h.$$

При этом M_{0Ed} является моментом, определенным с учетом эффекта первого рода, а h – высота поперечного сечения в соответствующем направлении.

Примечание – Если условия согласно 5.8.2 (6) или 5.8.3.3 будут выполнены только частично, то следует учитывать эффекты второго рода и ползучесть, кроме случаев, когда механический коэффициент армирования (ω , см. 5.8.3.1 (1)) составляет не менее 0,25.

5.8.5 Методы расчета

(1) Методы расчета включают общий метод, основанный на нелинейном расчете с учетом эффектов второго рода (см. 5.8.6) и следующих двух упрощенных методов:

(a) Метод, основанный на номинальной жесткости, см. 5.8.7.

(b) Метод, основанный на номинальной кривизне, см. 5.8.8.

Примечания

1 Выбор упрощенного метода ((a) и (b)) для применения в своей стране может быть указан в Национальном приложении.

2 Номинальные моменты, определенные с учетом эффектов второго рода с помощью упрощенных методов (a) и (b) иногда могут быть больше, чем соответствующие потере устойчивости. Тем самым необходимо убедиться, что общий момент совместим с сопротивлением поперечного сечения.

(2) Метод (a) может применяться как для отдельных элементов, так и для конструкции в целом, если значения номинальной жесткости рассчитаны предварительно, см. 5.8.7.

(3) Метод (b) подходит преимущественно для отдельных элементов, см. 5.8.8. При реальных предпосылках в части распределения кривизны метод по 5.8.8 может быть применен для конструкций.

5.8.6 Общий метод

(1) Р Общий метод основан на нелинейном расчете, включающем геометрическую нелинейность, т.е. эффекты второго рода. Применяются общие правила для нелинейного расчета по 5.7.

(2)Р Следует использовать зависимости напряжений от относительных деформаций для бетона и стали, пригодные для общего расчета. Необходимо учитывать влияние ползучести.

(3) Могут быть использованы диаграммы «напряжение – деформация» для бетона и стали, которые приведены в 3.1.5, уравнении (3.14) и 3.2.7 (см. рисунок 3.8). По определенным на основе расчетных значений диаграммам «напряжение – относительная деформация» напрямую из расчета определяется расчетное значение предельной нагрузки. В уравнении (3.14) и в выражении для определения значения k значение f_{cm} заменяется расчетным значением прочности бетона f_{cd} , а E_{cm} заменяется

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}}. \quad (5.20)$$

Примечание – Значение γ_{CE} может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,2.

(4) При отсутствии более точных моделей ползучесть может быть учтена умножением всех значений относительных деформаций диаграммы «напряжение – относительная деформация» для бетона согласно 5.8.6 (3) на коэффициент $(1 + \varphi_{ef})$, где φ_{ef} является эффективным коэффициентом ползучести согласно 5.8.4.

(5) Может быть учтен благоприятный эффект ужесточения при растяжении.

Примечание – Этот эффект является благоприятным и для упрощения расчетов в каждом случае может не учитываться.

(6) Обычно условия равновесия и совместности деформаций проверяются в нескольких поперечных сечениях. Упрощенной альтернативой является рассмотрение только критических сечений и принятие подходящего изменения кривизны между ними, например, подобно изгибающему моменту с учетом эффектов первого рода или в соответствии с другим приемлемым способом.

5.8.7 Метод, основанный на номинальной жесткости

5.8.7.1 Общие положения

(1) В методе расчета с учетом эффектов второго рода на основе жесткости, как правило, используются номинальные значения изгибной жесткости, которые рассчитываются с учетом влияния на общее поведение трещин, нелинейных свойств материалов и ползучести. Это применимо также и к соседним (смежным) элементам, которые учитывают при расчете, например, балки, плиты или фундаменты. При необходимости, следует также учесть взаимодействие «грунтовое основание – конструкция».

(2) Полученный расчетный момент используется для расчета поперечных сечений при действии изгиба с продольной силой согласно 6.1, с учетом 5.8.5 (1).

5.8.7.2 Номинальная жесткость

(1) Следующие модели применяются для определения номинальной жесткости гибких сжатых элементов с различными поперечными сечениями.

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s, \quad (5.21)$$

где:

E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона, см. 5.8.6 (3);

I_c – момент инерции поперечного сечения бетона;

E_s – расчетное значение модуля упругости арматуры, см. 5.8.6 (3);
 I_s – момент инерции арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения бетона;
 K_c – коэффициент, учитывающий влияние трещин, ползучести и т. п., см. 5.8.7.2 (2) или (3);
 K_s – коэффициент, учитывающий влияние арматуры, см. 5.8.7.2 (2) или (3).
 (2) В формуле (5.21) необходимо использовать следующие коэффициенты, с учетом, что $\rho \geq 0,002$:

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

где:
 ρ – геометрический коэффициент армирования, $\rho = A_s / A_c$;
 A_s – общая площадь поперечного сечения арматуры;
 A_c – общая площадь поперечного сечения бетона;
 φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести, см. 5.8.4;
 k_1 – коэффициент, который зависит от класса прочности бетона, см. формулу (5.22);
 k_2 – коэффициент, который зависит от продольного усилия и гибкости, см. формулу (5.23):

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}, \text{ МПа} \quad (5.22)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20, \quad (5.23)$$

где:

n – относительное продольное усилие, $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$;

λ – гибкость, см. 5.8.3.

Если не определена гибкость λ , для k_2 может быть принято:

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20. \quad (5.24)$$

(3) Как упрощенная альтернатива при $\rho \geq 0,01$ в формуле (5.21) могут быть использованы следующие коэффициенты:

$$K_s = 0, \quad (5.25)$$

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}}. \quad (5.26)$$

Примечание – Упрощенная альтернатива может использоваться в качестве первого шага, за которым следует более точный расчет согласно (2).

(4) В статически неопределимых конструкциях необходимо учитывать неблагоприятное влияние образования трещин в примыкающих элементах. Формулы (5.21)-(5.26) в общем случае не распространяются на такие элементы. При расчете может учитываться частичное образование трещины эффект ужесточения при растяжении, например, по 7.4.3. Для упрощения могут быть рассмотрены поперечные сечения, полностью пересеченные трещиной. Жесткость, как правило, следует рассчитывать с использованием эффективного модуля бетона:

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{ef}}, \quad (5.27)$$

где:

E_{cd} – расчетное значение модуля упругости согласно 5.8.6 (3);

φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести; допускается применять то же значение, что и для колонн.

5.8.7.3 Метод, базирующийся на коэффициенте увеличения момента

(1) Общий расчетный момент, включая момент с учетом эффектов второго рода, рассчитывается путем увеличения изгибающих моментов, которые были определены с учетом эффектов первого рода, а именно

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{N_b/N_{Ed} - 1} \right], \quad (5.28)$$

где:

M_{0Ed} – момент с учетом эффектов первого рода, смотри также 5.8.8.2 (2);

β – коэффициент, который зависит от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго рода; смотри 5.8.7.3 (2)-(3);

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;

N_b – критическая сила, определенная на основе номинальной жесткости.

(2) Для отдельных элементов с постоянным поперечным сечением и продольным усилием момент с учетом эффекта второго рода может быть принят исходя из синусоидального распределения. Тогда

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0}, \quad (5.29)$$

где:

c_0 – коэффициент, который зависит от распределения момента с учетом эффектов первого рода (например, $c_0 = 8$ при постоянном моменте с учетом эффектов первого рода, $c_0 = 9,6$ при параболическом и $c_0 = 12$ при симметричном треугольном распределении и т.д.).

(3) Для элементов конструкции без поперечной нагрузки отличающиеся друг от друга концевые изгибающие моменты с учетом эффектов первого рода, M_{01} и M_{02} , могут быть заменены эквивалентным постоянным моментом с учетом эффектов первого рода, M_{0e} , согласно 5.8.8.2 (2). При принятии постоянного момента с учетом эффектов первого рода, как правило, необходимо применять $c_0 = 8$.

Примечание – Значение $c_0 = 8$ действительно также для элементов с изгибом в двух направлениях. Следует указать на то, что в некоторых случаях, в зависимости от гибкости и продольного усилия, концевые моменты могут быть больше, чем увеличенный эквивалентный момент.

(4) В случае, когда условия 5.8.7.3 (2) или (3) не применимы, то $\beta = 1$ является целесообразным упрощением. Формула (5.28) может быть сокращена до следующего вида:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 + \frac{N_{Ed}}{N_b}}. \quad (5.30)$$

Примечание – Указания 5.8.7.3 (4) действительно также для общего расчета определенных типов конструкций, например для конструкций, которые подкреплены поперечными стенами, или более простых, когда главным эффектом воздействия являются изгибающие моменты в раскрепляющих элементах. Для других типов конструкций более широкий подход приведен в разделе Н.2 (Приложение Н).

5.8.8 Метод, основанный на номинальной кривизне

5.8.8.1 Общие положения

(1) Данный метод применяется, прежде всего, для отдельно стоящих элементов с постоянной продольной силой и определенной расчетной длиной l_0 (см. 5.8.3.2). Метод определяет номинальный момент с учетом эффектов второго рода, на основе перемещения, которое, в свою очередь, получено на основе расчетной длины и рассчитанной максимальной кривизны (смотри также 5.8.5 (3)).

(2) Полученный расчетный момент применяется для расчета поперечных сечений при действии изгиба с продольной силой согласно 6.1.

5.8.8.2 Изгибающие моменты

(1) Расчетный момент

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \quad (5.31)$$

где:

M_{0Ed} – момент с учетом эффектов первого рода, включая влияние несовершенств, смотри 5.8.8.2 (2);

M_2 – номинальный момент с учетом эффектов второго рода, смотри 5.8.8.2 (3).

Максимальное значение M_{Ed} рассчитывается из распределения M_{0Ed} и M_2 причем последнее может быть принято параболическим или синусоидальным вдоль расчетной длины.

Примечание – Для статически неопределимых элементов конструкции M_{0Ed} определяется для фактических краевых условий, причем M_2 зависит от краевых условий по расчетной длине; смотри 5.8.8.1 (1).

(2) Для элементов без нагрузок, приложенных между концами элементов, различающие концевые изгибающие моменты с учетом эффектов первого рода, M_{01} и M_{02} , могут быть заменены эквивалентным моментом с учетом эффектов первого рода, M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02} \quad (5.32)$$

M_{01} и M_{02} имеют те же знаки, если они вызывают растяжение на одной и той же стороне, в противном случае они имеют противоположные знаки. Кроме этого, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

(3) Номинальный расчетный момент с учетом эффекта второго рода, M_2 , в формуле (5.31) составляет:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2, \quad (5.33)$$

где:

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;

e_2 – перемещение, определяемое $(1/r) \cdot l_0^2/c$;

$\frac{1}{r}$ – кривизна, смотри 5.8.8.3;

l_0 – расчетная длина, смотри 5.8.3.2;

c – коэффициент, который зависит от распределения кривизны, смотри 5.8.8.2 (4).

(4) При постоянном поперечном сечении обычно используется $c = 10$ ($\approx \pi^2$). Если момент с учетом эффектов первого рода является постоянным, то, как правило, необходимо проверять меньшее значение ($c = 8$ – это нижнее предельное значение, которое соответствует постоянному общему моменту).

Примечание – Значение π^2 соответствует синусоидальному распределению кривизны. Значение для постоянной кривизны составляет 8. Необходимо обратить внимание на то, что c зависит от вида общей кривизны, в то время как c_0 , согласно 5.8.7.3 (2), зависит от кривизны, соответствующей моменту с учетом эффектов первого рода.

5.8.8.3 Кривизна

(1) Для элементов с постоянными симметричными сечениями (включая арматуру) применяется следующая формула:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}, \quad (5.34)$$

где:

K_r – корректирующий коэффициент, зависящий от продольной нагрузки, см. 5.8.8.3 (3);

K_φ – коэффициент, учитывающий влияние ползучести, см. 5.8.8.3 (4);

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d'}$$

здесь

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s};$$

d – полезная высота, смотри 5.8.8.3 (2).

(2) Если вся арматура не сконцентрирована у противоположных сторон, а частично распределена параллельно плоскости изгиба, то d определяется по формуле

$$d = \frac{h}{2} + i_s \quad (5.35)$$

где:

i_s – радиус инерции площади всей арматуры.

(3) K_r в формуле (5.34) следует принимать следующим образом:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1, \quad (5.36)$$

где:

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ – относительное продольное усилие;

здесь

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;

n_{bal} – значение n при максимальном сопротивлении изгибу; допускается принимать равным 0,4;

$$n_u = 1 + \omega;$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}},$$

где:

A_s – общая площадь сечения арматуры;

A_c – общая площадь сечения бетона.

(4) Влияние ползучести следует учитывать коэффициентом

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1, \quad (5.37)$$

где:

φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести, см. 5.8.4;

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150};$$

λ – гибкость, см. 5.8.3.1.

5.8.9 Двухосный изгиб

(1) Общий метод, описанный в 5.8.6, может быть также использован для двухосного изгиба. Следующие правила действительны, когда применяются упрощенные методы. Особое внимание необходимо уделить нахождению сечения элемента с критической комбинацией моментов.

(2) В качестве первого шага необходимо произвести отдельный расчет в направлениях обеих главных осей, без учета двухосного изгиба. Несовершенства необходимо учитывать только в направлении, в котором они больше всего приводят к самым неблагоприятным воздействиям.

(3) Не требуется никакой дальнейшей проверки, если для гибкости выполняются следующие условия:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \leq 2 \text{ и } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \leq 2 \quad (5.38a)$$

и если относительный эксцентриситет e_y/h и e_z/b (рисунок 5.8), удовлетворяет одному из условий:

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{или} \quad \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2 \quad (5.38b)$$

где:

b, h – ширина и высота сечения;

$b_{eq} = i_y \sqrt{12}$ и $h_{eq} = i_z \sqrt{12}$ – для эквивалентного прямоугольного сечения,

здесь i_y, i_z – радиусы инерции соответственно относительно оси y и оси z ;

λ_y, λ_z – гибкость l_0/i соответственно относительно оси y и оси z ;

$e_z = \frac{M_{Edy}}{N_{Ed}}$ – эксцентриситет нагрузки в направлении оси z ;

$e_y = \frac{M_{Edz}}{N_{Ed}}$ – эксцентриситет нагрузки в направлении оси y ,

здесь

M_{Edy} – расчетное значение момента относительно оси y , включая моменты с учетом эффекта второго рода;

M_{Edz} – расчетное значение момента относительно оси z , включая моменты с учетом эффекта второго рода;

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия для соответствующего сочетания нагрузок.

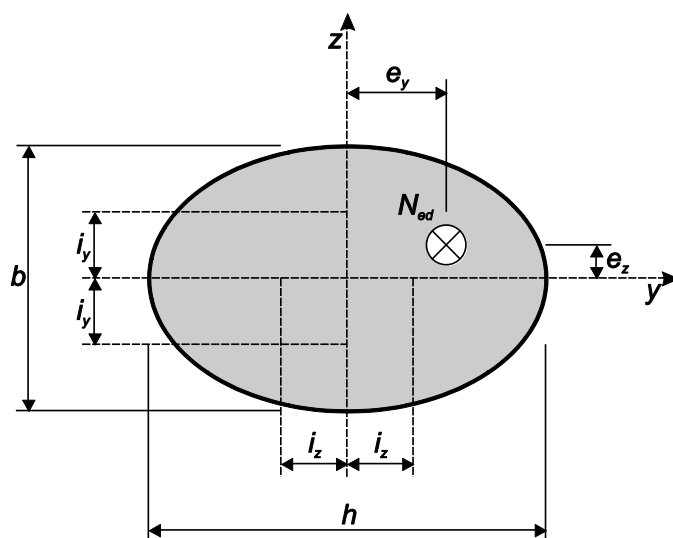


Рисунок 5.8 – Определение эксцентриситетов e_y и e_z

4) Если не выполняются условия (5.38), то необходимо учитывать двухосный изгиб, включая влияние эффектов второго рода в обоих направлениях (если ими нельзя пренебречь согласно 5.8.2 (6) или 5.8.3). При отсутствии более точного расчета сечений при двухосном изгибе может быть использован следующий упрощенный критерий:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad (5.39)$$

где:

$M_{Edz/y}$ – расчетный момент относительно соответствующей оси, включая момент от эффектов второго рода;

$M_{Rdz/y}$ – предельный момент в соответствующем направлении;

a – показатель степени:

для круглых и эллиптических сечений $a = 2$;

для прямоугольных сечений:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0

для промежуточных значений допускается линейная интерполяция,

здесь:

N_{Ed} – расчетное значение продольной силы;

$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$ – расчетное значение сопротивления сечения продольной силе,

A_c – площадь брутто бетонного сечения;

A_s – площадь продольной арматуры.

5.9 Поперечная неустойчивость гибких балок

(1)Р При определенных обстоятельствах необходимо учитывать боковую неустойчивость гибких балок, например, для сборных балок при транспортировке и монтаже, для балок без достаточного бокового раскрепления в готовой конструкции и т.д. Геометрические несовершенства должны быть учтены в расчете.

(2) При расчете балок в нераскрепленных условиях боковое перемещение $1/300$ необходимо принять как геометрическое несовершенство, причем l – общая длина балки.

В готовых конструкциях может быть учтено раскрепление присоединенными элементами.

(3) Влияние эффектов второго рода в отношении боковой неустойчивости может не учитываться, если будут выполнены следующие условия:

$$- \text{ для постоянных ситуаций: } \frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{\left(\frac{h}{b}\right)^{\frac{1}{3}}} \text{ и } h/b \leq 2,5;$$

(5.40a)

$$- \text{ для переходных ситуаций: } \frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{\left(\frac{h}{b}\right)^{\frac{1}{3}}} \text{ и } h/b \leq 3,5;$$

(5.40b)

где:

l_{0t} – расстояние между раскреплениями от кручения;

h – общая высота балки в центральной части пролета l_{0t} ;

b – ширина сжатой полки.

(4) Кручение, связанное с боковой неустойчивостью, необходимо учитывать при расчете поддерживающей конструкции.

5.10 Предварительно напряженные элементы и конструкции

5.10.1 Общие положения

(1)Р В настоящем стандарте рассматривается предварительное напряжение, создаваемое в бетоне напрягающей арматурой.

(2) Эффекты от предварительного напряжения учитываются как воздействие или сопротивление вследствие предварительного укорочения и предварительной кривизны. Несущая способность, как правило, рассчитывается соответствующим образом.

(3) В общем случае, предварительное напряжение в сочетаниях воздействий, определенных в СП РК EN 1990, рассматривается как случай нагружений и его эффекты необходимо учитывать в действующем внутреннем моменте и продольном усилии.

(4) При допущениях, указанных (3), вклад напрягаемой арматуры в сопротивление сечения необходимо ограничивать дополнительным увеличением напряжений после предварительного напряжения. Это может быть рассчитано путем смещения начала оси диаграммы «напряжение – деформация» для напрягаемой арматуры за счет эффектов от предварительного натяжения.

(5)Р Хрупкое разрушение элемента вследствие разрушения напрягаемой арматуры должно быть предотвращено.

(6) Хрупкое разрушение необходимо предотвратить посредством одного или нескольких следующих методов.

Метод А. Обеспечить минимальное армирование согласно 9.2.1.

Метод В. Обеспечить применение напрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном.

Метод С. Обеспечить легкий доступ к предварительно напряженным бетонным элементам, для того чтобы проверять и контролировать состояние напрягаемой арматуры неразрушающими методами или мониторингом.

Метод D. Обеспечить удовлетворительные доказательства надежности напрягаемой арматуры.

Метод Е. Обеспечить, чтобы разрушение происходило только при возрастании нагрузки или уменьшении предварительного напряжения при частных сочетаниях воздействий, трещины образовывались до того, как будет достигнута предельная несущая способность, с учетом перераспределения моментов вследствие образования трещин.

Примечание – Специфичный для страны выбор метода может быть приведен в Национальном приложении.

5.10.2 Усилие предварительного напряжения во время натяжения

5.10.2.1 Максимальное усилие предварительного напряжения

(1)Р Усилие, прилагаемое к натягающему элементу, P_{max} (т.е. усилие на конце элемента во время натяжения), не должно превышать следующее значение:

$$P_{max} \leq A_p \cdot \sigma_{p,max}, \quad (5.41)$$

где:

A_p – площадь сечения натягающего элемента;

$\sigma_{p,max}$ – максимальное напряжение, приложенное к натягающему элементу

$$\sigma_{p,max} = \min\{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}.$$

Примечание – Значения коэффициентов k_1 и k_2 могут быть приведены в Национальном приложении. Рекомендуемые значения: $k_1 = 0,8$ и $k_2 = 0,9$.

(2) Натяжение сверх установленных пределов допустимо при условии, что натяжное устройство обеспечивает точность измерения усилия напряжения $\pm 5\%$ от окончательного значения усилия предварительного напряжения. В этом случае может быть увеличено максимальное усилие напряжения P_{max} до $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$ (например, при возникновении неожиданного высокого трения при предварительном натяжении очень длинных натягающих элементов).

Примечание – Значения коэффициента k_3 могут быть приведены в Национальном приложении. Рекомендуемое значение – 0,95.

5.10.2.2 Ограничение напряжений в бетоне

(1)Р Не должно возникать местного раздробления или раскалывания бетона на концевых участках при натяжении на упоры и натяжении на бетон.

(2) Местное раздробление или раскалывание бетона под анкерами натягаемой арматуры при натяжении на бетон необходимо предотвращать согласно Европейскому Техническому регламенту.

(3) Прочность бетона при приложении или передаче предварительного напряжения, как правило, должна быть не ниже минимального значения, приведенного в соответствующем Европейском Техническом Регламенте.

(4) Если предварительное напряжение в натягаемой арматуре прилагается пошагово, требуемая прочность бетона может быть уменьшена. Минимальная прочность бетона $f_{cm}(t)$ в момент времени t , как правило, должна составлять $k_4[\%]$ прочности бетона, требуемой при полном предварительном напряжении, приведенной в соответствующем Европейском техническом сертификате. Между минимальной прочностью и требуемой прочностью бетона при полном предварительном напряжении предварительное напряжение может быть определено по интерполяции между $k_5[\%]$ и 100% полного предварительного напряжения.

Примечание – Значения коэффициентов k_4 и k_5 могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для k_4 составляет 50, для k_5 составляет 30.

(5) Сжимающие напряжения в бетоне конструкции, возникающие от усилия предварительного натяжения и других нагрузок, действующих во время натяжения и после отпуска предварительного напряжения, необходимо ограничивать следующим образом:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t). \quad (5.42)$$

Причем $f_{ck}(t)$ является характеристической прочностью бетона при сжатии в момент времени t , начиная с которого на него действует усилие предварительного напряжения.

Для напрягаемой арматуры напряжения в момент передачи усилия предварительного напряжения могут быть увеличены до $k_6 \cdot f_{ck}(t)$, если на основании испытаний или опыта можно обосновать, что продольные трещины раскалывания не образуются.

Примечание – Значение коэффициента k_6 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,7.

Если сжимающие напряжения постоянно превышают значение $0,45 \cdot f_{ck}(t)$, то необходимо учитывать нелинейность ползучести.

5.10.2.3 Контроль предварительного напряжения

(1) При натяжении на бетон усилие предварительного напряжения и соответствующее удлинение напрягаемой арматуры необходимо проверять посредством измерений, а также контролировать фактические потери от трения.

5.10.3 Величина предварительного напряжения

(1)Р В каждый момент времени t и на расстоянии x (или на дуге) от натягиваемого конца напрягаемой арматуры среднее усилие натяжения $P_{m,t}(x)$ должна соответствовать максимальному усилию P_{max} , действующему на натягиваемом конце, с вычетом прямых потерь и потерь, развивающихся во времени (см. ниже). Для всех потерь принимаются абсолютные значения.

(2) Значение начального усилия предварительного напряжения $P_{m0}(x)$ (в момент времени $t = t_0$), приложенного непосредственно после предварительного натяжения и анкеровки (при натяжении на упоры) или после передачи усилия предварительного напряжения (предварительное натяжение на упоры) рассчитывается посредством вычитания из усилия натяжения P_{max} прямых потерь $\Delta P_i(x)$, и должно быть не менее следующего значения:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x), \quad (5.43)$$

где:

$\sigma_{pm0}(x)$ – напряжение в напрягающем элементе непосредственно после натяжения или передачи $\sigma_{pm0}(x) = \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$.

Примечание – Значения коэффициентов k_7 и k_8 могут быть приведены в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для коэффициента k_7 составляет 0,75, для коэффициента k_8 составляет 0,85.

(3) При определении прямых потерь $\Delta P_i(x)$, как правило, необходимо соответствующим образом учитывать следующие непосредственные влияния при натяжении на упоры и натяжении на бетон (см. 5.10.4 и 5.10.5):

- потери от упругих деформаций бетона ΔP_{el} ;
- потери от кратковременной релаксации ΔP_r ;
- потери от трения $\Delta P_{\mu}(x)$;
- потери от скольжения в анкерных устройствах ΔP_{sl} .

(4) Среднее значение усилия предварительного напряжения $P_{m,t}(x)$ в момент времени $t > t_0$ необходимо определять в зависимости от вида предварительного напряжения. Дополнительно к прямым потерям согласно (3), как правило, необходимо учитывать зависящие от времени потери усилия напряжения $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (см. 5.10.6), вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напрягаемой арматуры. Таким образом, $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

5.10.4 Потери предварительного напряжения при натяжении на упоры

(1) Необходимо учитывать следующие потери, возникающие при предварительном натяжении на упоры:

(i) во время процесса напряжения: потери от трения об огибающие приспособления (в случаях отгибания проволок или канатов) и потери от скольжения в анкерном устройстве.

(ii) до передачи предварительного напряжения на бетон: потери от релаксации напрягающих элементов за время между натяжением напрягаемой арматуры и предварительным напряжением бетона.

Примечание – В случае тепловой обработки потери от усадки и релаксации следует модифицировать. Следует также учитывать воздействие температуры (смотри 10.3.2.1 и Приложение D).

(iii) при передаче предварительного напряжения на бетон: потери, вызванные упругими деформациями бетона в результате воздействия напрягающих элементов, когда они освобождаются от анкерных устройств.

5.10.5 Потери усилия предварительного напряжения при натяжении на бетон

5.10.5.1 Потери от мгновенных деформаций бетона

(1) Потери усилия в напрягаемой арматуре от деформации бетона необходимо рассчитывать с учетом последовательности, в которой натягиваются напрягающие элементы.

(2) Потери от деформации бетона ΔP_{el} могут быть приняты как среднее значение потерь в напрягаемой арматуре следующим образом:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \sum \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}, \quad (5.44)$$

где:

$\Delta \sigma_c(t)$ – изменение напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуре в момент времени t ;

j – коэффициент, равный:

$(n - 1)/2n$, где n – количество идентичных напрягающих элементов, натягиваемых последовательно. Приблизительно j может быть принято равным 0,5;

1 – для изменений, вызванных постоянными воздействиями, приложенными после предварительного напряжения.

5.10.5.2 Потери от трения

(1) Потери от трения $\Delta P_\mu(x)$ при натяжении на бетон напрягаемой арматуры могут быть приняты следующим образом:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}), \quad (5.45)$$

где:

θ – суммарный угол поворота на расстоянии x (независимо от направления и знака);

μ – коэффициент трения между напрягающим элементом и его каналом;

k – случайный угол поворота (на единицу длины) внутреннего напрягающего элемента;

x – расстояние вдоль напрягающего элемента от места, где усилие предварительного напряжения равно P_{max} (усилие на натягиваемом конце).

Значения μ и k указаны в соответствующем Европейском Техническом Регламенте. Значение μ зависит от свойств поверхности напрягающих элементов и каналов, от наличия ржавчины, кроме того, от удлинения напрягающего элемента и его профиля.

Значение k для случайного угла поворота зависит от качества производства работ, расстояния между местами закрепления напрягающих элементов, использованного типа канала или оболочки, а также степени вибрации при укладке бетона.

(2) При отсутствии данных в Европейских технических сертификатах при применении формулы (5.45) могут быть приняты значения μ , приведенные в таблице 5.1.

(3) При отсутствии данных в Европейском техническом Регламенте значения случайного угла поворота для внутренней напрягаемой арматуры, как правило, находятся в пределах $0,005 < k < 0,01$ на 1 м.

(4) При внешней напрягаемой арматуры элементах потери усилия напряжения из-за случайных угловых поворотов допускается не учитывать.

Таблица 5.1 – Коэффициенты трения μ при натяжении на бетон напрягаемой арматуры, располагаемой в конструкции, и внешней напрягаемой арматуры без сцепления

	Внутренняя напрягаемая арматура ¹⁾	Внешняя напрягаемая арматура без сцепления			
		Стальной канал/несмазанный	HDPE канал/несмазанный	Стальной канал/смазанный	HDPE канал/смазанный
Холоднотянутая проволока	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Канат	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Стержни периодического профиля	0,65	—	—	—	—
Гладкие круглые стержни	0,33	—	—	—	—
¹⁾ Для напрягаемой арматуры, которая заполняет примерно половину канала.					

Примечание – HDPE – высокоплотный полиэтилен.

5.10.5.3 Потери в анкерных устройствах

(1) Необходимо учитывать потери от проскальзывания в анкерных устройствах во время процесса анкеровки после натяжения и от деформаций самого анкерного устройства.

(2) Значения проскальзывания (втягивания) клина в анкерном устройстве

приведены в соответствующих стандартах.

5.10.6 Зависящие от времени потери усилия предварительного напряжения при натяжении на упоры и натяжении на бетон

(1) Зависящие от времени потери рассчитываются с учетом двух следующих эффектов, приводящих к снижению напряжения:

- (а) уменьшение относительных деформаций, вызванных деформацией бетона из-за ползучести и усадки при постоянных нагрузках;
- (б) уменьшение напряжения в стали из-за релаксации при растяжении.

Примечание – Релаксация стали зависит от деформации бетона вследствие ползучести и усадки. Данное взаимодействие, в общем случае, приблизительно может быть учтено понижающим коэффициентом 0,8.

(2) Упрощенный метод для определения потерь, зависящих от времени, в сечении на расстоянии x при действии постоянных нагрузок выражен формулой (5.46).

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8] \varphi(t, t_0)}, \quad (5.46)$$

где:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – абсолютное значение изменения напряжения в напрягаемой арматуре в результате ползучести, усадки и релаксации в сечении x в момент времени t ;

ε_{cs} – относительная деформация усадки, определенная согласно 3.1.4 (6) как абсолютное значение;

E_p – модуль упругости напрягаемой стали, см. 3.3.6 (2);

E_{cm} – модуль упругости бетона (Таблица 3.1);

$\Delta \sigma_{pr}$ – абсолютное значение изменения напряжения в напрягаемой арматуре в сечении x в момент времени t вследствие релаксации напрягаемой стали. Она определяется для напряжения $\sigma_p = \sigma_p \cdot (G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$. При этом $\sigma_p = \sigma_p \cdot (G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$ является начальным напряжением в напрягаемой арматуре от начального усилия предварительного натяжения и практически постоянных воздействий;

$\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести в момент времени t при приложении нагрузки в момент времени t_0 ;

$\sigma_{c,qp}$ – напряжение в бетоне, окружающем напрягаемую арматуру, от собственного веса, начального усилия предварительного напряжения и других возможных практически постоянных воздействий. Значение $\sigma_{c,qp}$ может быть рассчитано с использованием только части собственного веса и начального предварительного напряжения или от действия полного значения из практически постоянного сочетания воздействий $\sigma_p = \sigma_p \cdot (G + P_{m0} + \psi_2 \cdot Q)$, в зависимости от рассматриваемой стадии изготовления конструкции;

A_p – площадь сечения всех напрягающих элементов в сечении x ;

A_c – площадь сечения бетона;

I_c – момент инерции бетона;

z_{cp} – расстояние между центром тяжести сечения бетона и напрягаемой арматурой.

Сжимающие напряжения и соответствующие относительные деформации в формуле (5.46) применяются с положительным знаком.

(3) Выражение (5.46) действительно для напрягающих элементов со сцеплением, когда используются локальные значения напряжения, и для напрягающих элементов без

сцепления, когда используются средние значения напряжения. Средние значения следует рассчитывать в пределах прямых отрезков, ограниченных идеализированными точками перегиба, для внешних напрягающих элементов, или в пределах всей длины в случае напрягающих элементов, располагаемых в пределах сечения конструктивного элемента.

5.10.7 Учет предварительного напряжения в расчете

- (1) От предварительного напряжения могут возникнуть моменты второго порядка.
- (2) Моменты от косвенного влияния предварительного напряжения возникают только в статически неопределимых конструкциях.
- (3) При линейном расчете необходимо учитывать как непосредственное, так и косвенное влияние предварительного напряжения, прежде чем выполнять перераспределение сил и моментов (см. 5.5).
- (4) При пластическом и нелинейном расчете вторичный эффект предварительного напряжения может быть представлен как дополнительный пластический поворот, который затем должен учитываться при проверке способности к повороту.
- (5) После инъектирования каналов при натяжении на бетон напрягаемой арматуры сцепление между сталью и бетоном может рассматриваться как жесткое. Однако до инъектирования напрягаемую арматуру необходимо рассматривать как не имеющую сцепления.
- (6) Внешняя напрягаемая арматура точками поворота (девиаторами) может рассматриваться как прямолинейная.

5.10.8 Влияние предварительного напряжения в критическом предельном состоянии

- (1) В общем случае, расчетное значение усилия предварительного напряжения определяется как $P_{d,t}(x) = \gamma_p \cdot P_{m,t}(x)$ (смотри 5.10.3 (4) для определения $P_{m,t}(x)$ и 2.4.2.2 для γ_p).
- (2) Для предварительно напряженных элементов с напрягаемой арматурой, постоянно не имеющей сцепления с бетоном, в общем случае необходимо учитывать деформацию всего элемента для расчета приращения напряжения в напрягаемой арматуре. Если точный расчет не выполняется, то может быть принято, что приращение напряжения от усилия эффективного предварительного напряжения до напряжения в предельном состоянии по несущей способности равно $\Delta\sigma_{p,ULS}$.

Примечание – Значение $\Delta\sigma_{p,ULS}$ может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 100 МПа.

- (3) Если приращение напряжения рассчитывается с учетом деформированного состояния всего элемента, то необходимо применять средние значения свойств материала. Расчетное значение прироста напряжения $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \cdot \gamma_{\Delta P}$ необходимо определять посредством применения частных коэффициентов безопасности $\gamma_{\Delta P,sup}$ и $\gamma_{\Delta P,inf}$ соответственно.

Примечание – Значения коэффициентов $\gamma_{\Delta P,sup}$ и $\gamma_{\Delta P,inf}$ могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения для $\gamma_{\Delta P,sup}$ и $\gamma_{\Delta P,inf}$ составляют 1,2 и 0,8 соответственно. Если применяется линейный метод для элементов без трещин, то может быть принято меньшее предельное значение деформации, а рекомендуемое значение как для $\gamma_{\Delta P,sup}$, так и для $\gamma_{\Delta P,inf}$ составит 1,0.

5.10.9 Влияние предварительного напряжения в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности и предельном состоянии по усталости

(1)Р При расчетах по эксплуатационной пригодности и усталости необходимо учитывать возможные изменения предварительного напряжения. При помощи следующих уравнений определяются два характеристических значения усилия предварительного напряжения в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности:

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t}(x), \quad (5.47)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}(x), \quad (5.48)$$

где:

$P_{k,sup}$ – верхнее характеристическое значение;

$P_{k,inf}$ – нижнее характеристическое значение.

Примечание – Значения коэффициентов r_{sup} и r_{inf} могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения:

- при натяжении на упоры для напрягаемой арматуры без сцепления $r_{sup} = 1,05$ и $r_{inf} = 0,95$;
- при натяжении на бетон для напрягаемой арматуры со сцеплением $r_{sup} = 1,10$ и $r_{inf} = 0,90$;
- если производятся соответствующие измерения (например, прямое измерение предварительного напряжения) принимаются $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$.

5.11 Особенности различных конструктивных элементов

(1)Р Плиты, которые опираются на колонны, рассматриваются как плоские перекрытия.

(2)Р Поперечные стены – это неармированные и армированные бетонные стены, которые обеспечивают поперечную устойчивость здания.

Примечание – В Приложении I приведена дополнительная информация о расчете плоских перекрытий и поперечных стен.

6 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ (ULS)

6.1 Изгиб с или без осевой продольной силы

1(Р) Данный раздел распространяется на сплошные зоны балок, плит и аналогичных элементов, в которых сечения до и после нагружения остаются приблизительно плоскими. Зоны резкого изменения сечения балок и других элементов, в которых плоские сечения не остаются плоскими, рассчитываются и конструируются согласно 6.5.

2(Р) При определении предельного изгибающего момента в сечениях железобетонных и предварительно напряженных конструкций приняты следующие допущения:

- плоские сечения остаются плоскими;
- относительные деформации арматуры или напрягающих элементов, имеющих сцепление с бетоном, как при растяжении, так и при сжатии имеют такие же значения, как и относительные деформации окружающего бетона;
- прочность бетона при растяжении не учитывается;

– напряжения сжатия в бетоне принимаются по расчетной зависимости, связывающей напряжения и относительные деформации, приведенной в 3.17;
– напряжения в арматурной и предварительно напряженной стали принимаются по расчетным диаграммам, приведенным в 3.2 (рисунок 3.6) и 3.3 (рисунок 3.10);
– начальные относительные деформации напрягаемой арматуры учитываются при определении напряжений в ней.

(3)Р Относительную деформацию бетона при сжатии необходимо ограничить до ε_{cu2} или ε_{cu3} , в зависимости от принятой диаграммы «напряжение – деформация», см. 3.1.7 и таблицу 3.1. Относительные деформации арматурной стали и предварительно напряженной стали необходимо ограничивать до значения ε_{ud} (там, где это применимо), смотри 3.2.7 (2) и 3.3.6 (7) соответственно.

(4) Для поперечных сечений с симметричной арматурой, находящихся под действием сжимающей силы, необходимо применять минимальный эксцентриситет $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм, где h является высотой сечения.

(5) Для сечений, которые нагружены приблизительно концентричной нагрузкой ($e_d/h < 0,1$), как, например, сжатые полки коробчатых балок, среднюю относительную деформацию сжатия в этой части сечения необходимо ограничивать до значения ε_{c2} (или до значения ε_{c3} , если используется билинейная зависимость согласно рисунку 3.4).

(6) Возможные распределения относительных деформаций по высоте сечения представлены на рисунке 6.1.

(7) Для предварительно напряженных элементов с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, смотри 5.10.8.

(8) При внешне расположенной напрягаемой арматуре относительные деформации напрягаемой арматуры между двумя следующими друг за другом контактными точками (анкерами или девиаторами) принимают постоянными. В этом случае относительная деформация в напрягаемой арматуре равна начальной относительной деформации, которая достигается непосредственно после окончания операции предварительного напряжения, за вычетом относительных деформаций, возникающих от деформации конструкции между контактными зонами. Смотри также 5.10.



Рисунок 6.1 – Возможное распределение относительных деформаций в критическом предельном состоянии

6.2 Поперечная сила

6.2.1 Общая процедура проверки

(1)Р Для проверки сопротивления поперечной силе приняты следующие обозначения:

$V_{Rd,c}$ – расчетное значение сопротивления поперечной силе элемента без поперечной арматуры;

$V_{Rd,s}$ – расчетное значение поперечной силы, которая может быть воспринята поперечной арматурой, достигшей текучести;

$V_{Rd,max}$ – расчетное значение максимальной поперечной силы, которая может быть воспринята элементом, из условия раздавливания сжатых подкосов.

Для элементов конструкции с наклонными поясами определены следующие дополнительные обозначения (смотри рисунок 6.2):

V_{ccd} – расчетное значение поперечной составляющей усилия в сжатой зоне при наклонном сжатом поясе;

V_{td} – расчетное значение поперечной составляющей усилия в наклонном растянутом поясе.

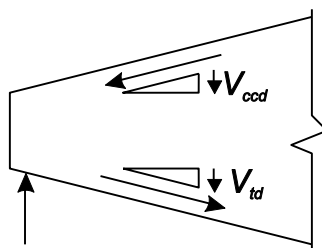


Рисунок 6.2 – Составляющие поперечных усилий для элементов с наклонными поясами

(2) Сопротивление срезу элемента с поперечной арматурой равно:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{Ed} \quad (6.1)$$

(3) В зонах элемента, где $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, поперечная арматура по расчету не требуется. V_{Ed} – это расчетное значение поперечной силы в сечении, возникающей от внешней нагрузки и предварительного напряжения (со сцеплением или без него).

(4) Даже если по расчету поперечная арматура не требуется, необходимо предусмотреть минимальное поперечное армирование согласно 9.2.2. Минимальное поперечное армирование допускается не предусматривать в таких элементах, как плиты (сплошные, ребристые или многопустотные плиты), где возможно перераспределение усилий. Допускается также не предусматривать минимальное поперечное армирование во второстепенных элементах (например, для перемычек с пролетом, менее или равным 2 м), которые существенно не влияют на общую несущую способность и устойчивость здания.

(5) В зонах элемента, где $V_{Ed} > V_{Rd}$ согласно формуле (6.2), необходимо предусматривать поперечную арматуру, которая обеспечит выполнение условия $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (смотри формулу (6.1)).

(6) Сумма расчетной поперечной силы и вкладов поясов, $V_{Ed} + V_{ccd} + V_{td}$ в каждом сечении элемента конструкции не должна превышать $V_{Rd,max}$ (смотри 6.2.3).

(7) Продольная растянутая арматура, как правило, должна воспринимать дополнительное растягивающее усилие, вызванное поперечной силой (смотри 6.2.3 (7)).

(8) Для элементов, подверженных действию преимущественно равномерно распределенной нагрузки, расчетное поперечное усилие требуется проверять на расстоянии меньше d от грани опоры. Поперечную арматуру, устанавливаемую по расчету, необходимо

доводить до опоры. Дополнительно необходимо проверить, чтобы поперечная сила на опоре не превышала $V_{Rd,max}$ (смотри также 6.2.2 (6) и 6.2.3 (7)).

(9) Если сила приложена вблизи внизу сечения дополнительно к поперечной арматуре, которая обеспечивает сопротивление поперечной силе, необходимо установить вертикальную арматуру, передающую это усилие к верху сечения.

6.2.2 Элементы, не требующие по расчету поперечной арматуры

(1) Расчетное значение сопротивления поперечной силе $V_{Rd,c}$ определяется как:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (6.2a)$$

но не менее

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.2b)$$

где:

f_{ck} в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ где } d \text{ в мм;}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

здесь

A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на $\geq (l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение (смотри рисунок 6.3);

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны, мм;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}, \text{ МПа;}$$

здесь

N_{Ed} – продольная сила в поперечном сечении от воздействия нагрузки или предварительного напряжения, Н, ($N_{Ed} > 0$ для сжатия). Влияние вынужденных деформаций на величину N_{Ed} допускается не учитывать;

A_c – площадь бетонного сечения, мм²;

$V_{Rd,c}$ – в Н.

Примечание – Значения $C_{Rd,c}$, v_{min} и k_1 могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение $C_{Rd,c}$ равно $0,18/\gamma_c$, v_{min} определяется по формуле (6.3N), k_1 равно 0,15.

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}. \quad (6.3N)$$

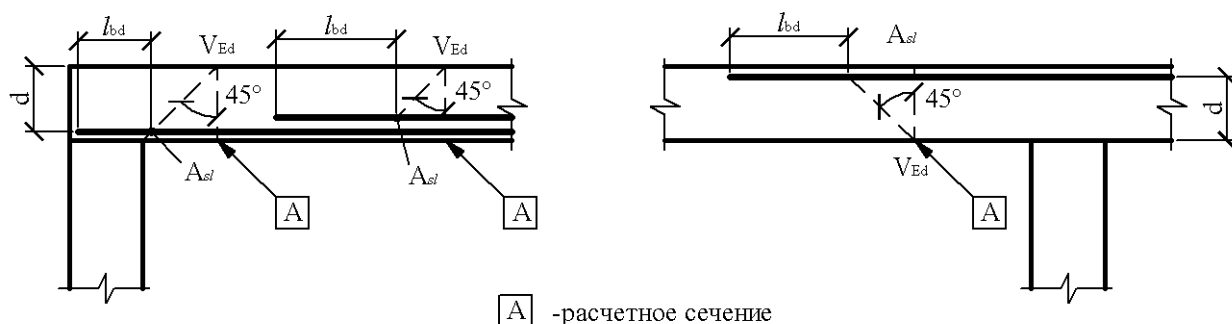


Рисунок 6.3 – Определение A_{sl} в формуле (6.2)

(2) Для однопролетных предварительно напряженных элементов без поперечной арматуры сопротивление поперечной силе в зонах с трещинами от изгиба определяется по формуле (6.2а). В зонах, которые не имеют трещин вследствие изгиба (для тех, где растягивающие напряжения при изгибе менее чем $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$), сопротивление поперечной силе необходимо ограничить пределом прочности бетона при растяжении. Для таких сечений сопротивление поперечной силе рассчитывается следующим образом:

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}, \quad (6.4)$$

где:

I – момент инерции сечения;

b_w – ширина поперечного сечения в центре тяжести, определенном, при наличии каналов, по формулам (6.16) и (6.17).

S – статический момент площади сечения, расположенного над центральной осью, относительно этой оси;

$\alpha_1 = \frac{l_x}{l_{pt2}} \leq 1,0$ – для напрягаемой арматуры при натяжении на упоры;

$\alpha_1 = 1,0$ – для других видов предварительного напряжения;

l_x – расстояние до рассматриваемого сечения от начала зоны передачи напряжений;

l_{pt2} – верхнее предельное значение длины зоны передачи напряжений для предварительно напряженных элементов согласно формуле (8.18);

σ_{cp} – сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести от продольной силы и/или предварительного напряжения ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$, МПа, $N_{Ed} > 0$ при сжатии).

Для поперечных сечений, в которых ширина превышает высоту, максимальные главные напряжения может возникнуть на оси, не совпадающей с центральной. В данном случае минимальное значение сопротивления поперечной силе принимается как расчетное значение $V_{Rd,c}$ для различных положений оси в поперечном сечении.

(3) Расчет сопротивления поперечной силе по формуле (6.4) не требуется выполнять в сечениях, которые находятся вблизи опоры на расстоянии, меньшем, чем точка пересечения центральной оси сечения и линии, наклоненной под углом 45° от внутренней грани опоры.

(4) В общем случае для элементов, подвергающихся действию изгибающего момента и продольной силы элементов, для которых трещины не образуются

в критических предельных состояниях, рекомендации приведены в 12.6.3.

(5) Для расчета продольной арматуры, в зонах, имеющих трещины при изгибе, линию эпюры M_{Ed} необходимо смещать на длину $a_1 = d$ в неблагоприятном направлении (смотри 9.2.1.3 (2)).

(6) Для элементов конструкций, у которых нагрузка приложена к верхней грани сечения в пределах зоны $0,5d \leq a_v \leq 2d$ от края опоры (или середины опоры, если используются деформируемые опоры), величина этой нагрузки в поперечном усилии V_{Ed} может быть уменьшена умножением на коэффициент $\beta = a_v/2d$. Данное уменьшение может быть применено при определении $V_{Rd,c}$ по формуле (6.2a). Это правило действительно только в тех случаях, когда продольная арматура полностью надежно заанкерена на опоре. Для $a_v \leq 0,5d$, как правило, необходимо использовать значение $a_v = 0,5d$.

Поперечное усилие V_{Ed} , рассчитанное без учета понижающего коэффициента β , должно удовлетворять условию

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}. \quad (6.5)$$

При этом v является коэффициентом снижения прочности для бетона, с учетом образования наклонных трещин.

Примечание – Значение v может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение рассчитывается следующим образом:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) (f_{ck} \text{ в МПа}), \quad (6.6N)$$

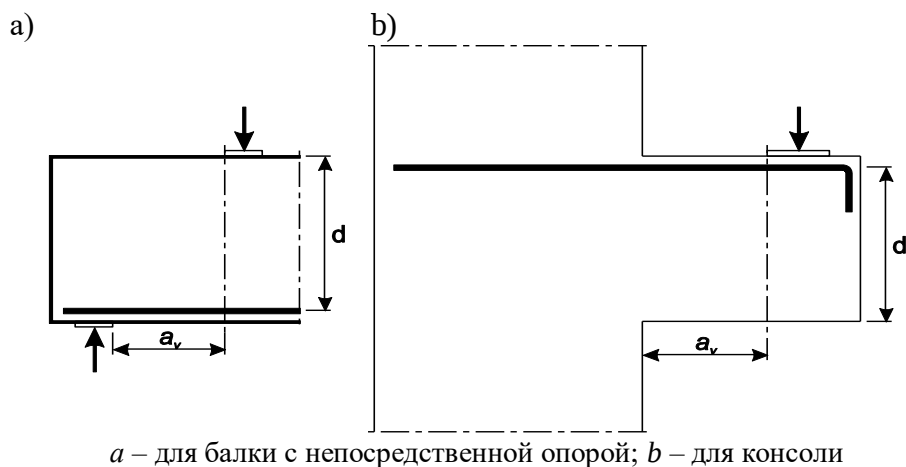


Рисунок 6.4 – Приопорные нагрузки

(7) Балки с нагрузками, приложенными на консолях вблизи опор, альтернативно рассчитываются также при помощи моделей «распорка-тяж». Для этого смотри рекомендации в 6.5.

6.2.3 Элементы, требующие по расчету поперечную арматуру

(1) Расчет элементов конструкции с поперечной арматурой базирующийся на ферменной модели (рисунок 6.5). Граничные значения угла наклона подкосов в стенке θ приведены в 6.2.3 (2).

На рисунке 6.5 используются следующие обозначения:

α – угол между поперечной арматурой и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию (положительный, как показано на рисунке 6.5);

θ – угол между бетонным сжатым раскосом и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию;

F_{td} – расчетное значение растягивающего усилия в продольной арматуре;

F_{cd} – расчетное значение сжимающего усилия в бетоне в направлении продольной оси элемента;

b_w – наименьшая ширина сечения между растянутым и сжатым поясами;

z – плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы обычно может быть использовано приближенное значение $z = 0,9d$.

Для элементов с наклонной напрягаемой арматурой в растянутом поясе необходимо устанавливать продольную арматуру, воспринимающую продольное растягивающее усилие от действия поперечной силы, как это определено в (7).

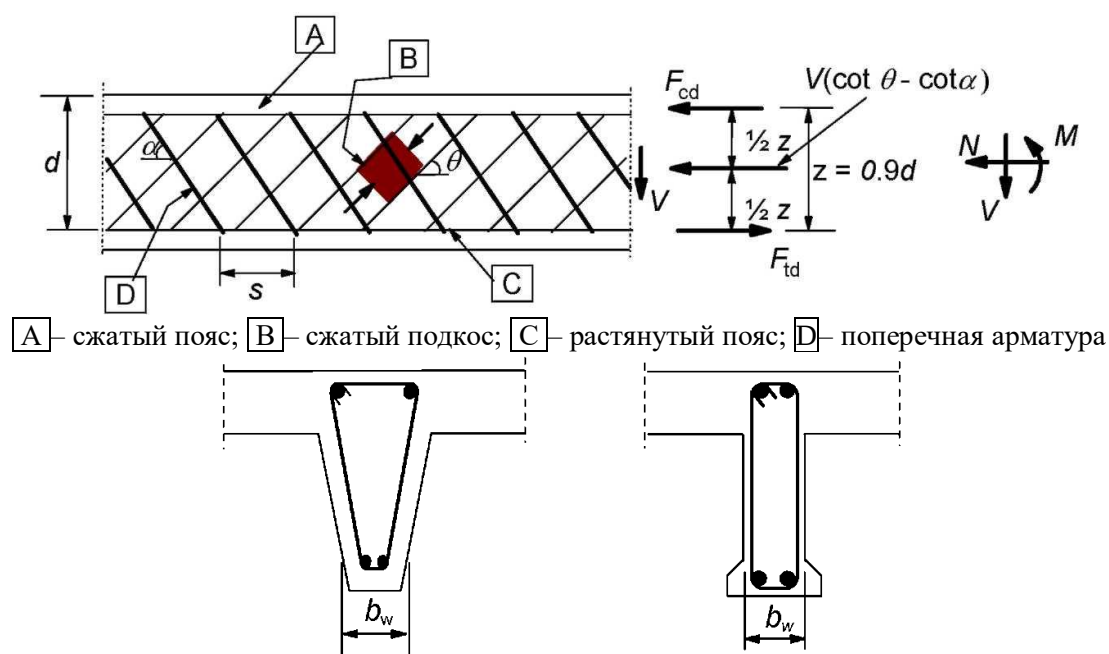


Рисунок 6.5 – Ферменная модель и обозначения для элементов с поперечной арматурой

(2) Угол θ , как правило, необходимо ограничивать.

Примечание – Значение $\cos \theta$ может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуются предельные значения приведены в выражении (6.7N):

$$1 \leq \cos \theta \leq 2,5 \quad (6.7N)$$

(3) Для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление срезу V_{Rd} принимается как меньшее из значений, рассчитанных по формулам (6.8) и (6.9):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.8)$$

Примечание – При использовании формулы (6.10), как правило, значение f_{ywd} в формуле

(6.8) необходимо уменьшить до $0,8f_{ywk}$

и

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cos \theta + \tan \theta} \quad (6.9)$$

где

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

s – расстояние между хомутами;

f_{ywd} – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

v_1 – коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин;

α_{cw} – коэффициент, учитывающий уровень напряжений в сжатом поясе.

Примечания

1 Значения для v_1 и α_{cw} могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для v_1 равно v (см. формулу (6.6N)).

2 Если расчетное значение напряжений в поперечной арматуре составляет менее 80% характеристического предела текучести f_{yk} , то значение v_1 может быть определено следующим образом:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{для} \quad f_{ck} \leq 60 \text{ МПа} \quad (6.10aN)$$

$$v_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 \quad \text{для} \quad f_{ck} \geq 60 \text{ МПа} \quad (6.10bN)$$

3 Рекомендуемое значение для α_c следующее:

1 – для конструкций без предварительного напряжения;

$$1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{для} \quad 0 < \sigma_{cp} < 0,25f_{cd}, \quad (6.11aN)$$

$$1,25 \quad \text{для} \quad 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5f_{cd}, \quad (6.11bN)$$

$$2,5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \quad \text{для} \quad 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd}, \quad (6.11cN)$$

где:

σ_{cp} – среднее сжимающее напряжение в бетоне, с положительным знаком, от расчетного значения продольной силы. Значения напряжения могут быть получены усреднением по сечению бетона с учетом арматуры. Значение для σ_{cp} не требуется рассчитывать для зон, располагаемых ближе, чем расстояние, равное $0,5 \cdot d \cdot \cot \theta$ от края опоры.

4 Максимальная площадь сечения эффективной поперечной арматуры $A_{sw,max}$ для $\cot \theta = 1$:

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}. \quad (6.12)$$

(4) Для элементов с наклонной поперечной арматурой сопротивление поперечной силе принимается меньшим значением из вычисленных по формулам (6.13) и (6.14):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha; \quad (6.13)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}, \quad (6.14)$$

Примечание – Минимальная площадь эффективной поперечной арматуры $A_{sw,max}$ для

$\cot \theta = 1$ следует из условия:

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{\alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{2 \cdot \sin \alpha}. \quad (6.15)$$

(5) В зонах без скачков и разрывов на эпюре поперечной силы V_{Ed} (например, при равномерно распределенной приложенной по верхней грани элемента нагрузке) площадь поперечной арматуры на любом отрезке длины $l = z \cdot \cot \theta$ может быть рассчитана по наименьшему значению V_{Ed} на данном отрезке.

(6) Если стенка имеет заинъецированные каналы диаметром $\phi > b_w/8$, сопротивление поперечной силе $V_{Rd,max}$ необходимо вычислять на основе номинальной толщины ребра, определяемой по формуле:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \phi, \quad (6.16)$$

где:

ϕ – внешний диаметр канала, а $\sum \phi$ определяется для самого неблагоприятного положения.

Для заинъецированных металлических каналов диаметром $\phi < b_w/8$, $b_{w,nom} = b_w$.

Для незаинъецированных металлических каналов, заинъецированных пластиковых каналов и напрягаемой арматуры без сцепления расчетная ширина стенки

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi, \quad (6.17)$$

Коэффициент 1,2 в формуле (6.17) введен, для того чтобы учесть возможное раскалывание бетонных подкосов от поперечного растяжения. Если установлено достаточное количество поперечной арматуры, то данное значение может быть уменьшено до 1,0.

(7) Дополнительное растягивающее усилие ΔF_{td} в продольной арматуре вследствие поперечного усилия V_{Ed} может быть рассчитано следующим образом:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$$

Суммарное значение растягивающего усилия $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$, как правило, необходимо принимать не более чем $M_{Ed,max}/z$, где $M_{Ed,max}$ является максимальным моментом в пределах длины балки.

(8) Для элементов конструкции, на верхнюю грань сечения которых приложена нагрузка в пределах зоны $0,5 \leq a_v \leq 2d$ от края опоры, доля этой нагрузки в поперечном усилии V_{Ed} может быть снижена умножением на коэффициент $\beta = a_v/2d$.

Определенное таким образом поперечное усилие V_{Ed} должно удовлетворять условию

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha, \quad (6.19)$$

где:

$A_{sw} \cdot f_{ywd}$ – сопротивление поперечной арматуры, которая пересекает наклонную трещину между нагруженными зонами (рисунок 6.6). Необходимо учитывать только поперечную арматуру в средней зоне длиной $0,75a_v$. Понижение с помощью коэффициента β должно применяться только при расчете поперечного армирования. Это действительно только тогда, когда продольная арматура полностью заанкерена на опоре.

Для $a_v < 0,5d$, как правило, необходимо использовать значение $a_v = 0,5d$.

Значение V_{Ed} , определенное без учета понижающего коэффициента β , однако, не должно превышать $V_{Rd,max}$, смотри формулу (6.9).

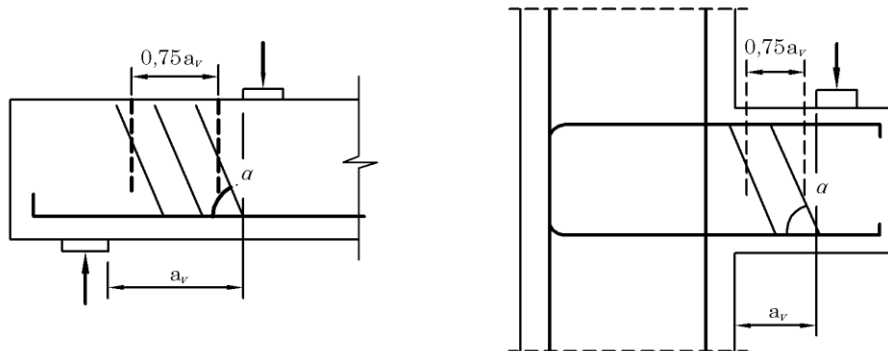


Рисунок 6.6 – Учитываемая поперечная арматура в коротких зонах действия поперечной силы

6.2.4 Срез между стенкой и полками

(1) Прочность при срезе полки может быть рассчитана, если ее рассматривать как систему сжатых раскосов, соединенных с тяжами в виде растянутой арматуры.

(2) Необходимо предусматривать минимальную продольную арматуру, как это установлено в 9.2.1.

(3) Продольные напряжения среза, v_{Ed} , действующие по контакту стенки и полки, примыкающей с одной стороны определяются из приращения нормальной (продольной) силы в рассматриваемой части, по формуле

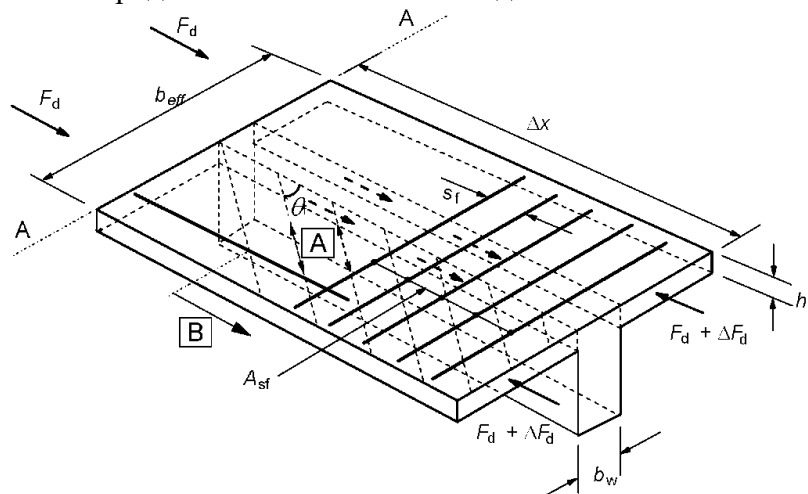
$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} \quad (6.20)$$

где:

h_f – толщина полки в месте соединения;

Δx – рассматриваемая длина (рисунок 6.7);

ΔF_d – изменение продольной силы в полке по длине Δx .



[A] – сжатый раскос; [B] – продольный стержень, заанкеренный за данной точкой (см. 6.2.4 (7))

Рисунок 6.7 – Обозначения для соединения между полкой и стенкой

Максимальное значение, которое может быть принято для Δx , это половина

расстояния между сечением, где момент равен нулю, и сечением, где момент максимальный.

(4) Площадь поперечной арматуры на длине отрезка A_{st}/s_f определяется из условия

$$\frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}. \quad (6.21)$$

Во избежание раздробления (раздавливания) сжатых подкосов в полке необходимо выполнять условие

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cos \theta_f. \quad (6.22)$$

Примечание – Значения $\cot \theta_f$ могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения, при отсутствии более точных данных:

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ – для сжатых поясов ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$);

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ – для растянутых поясов ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$).

(5) При комбинированной нагрузке от среза между полкой и стенкой и поперечного изгиба площадь сечения арматуры должна быть принята как наибольшее из значений, которые определяются, с одной стороны, из формулы (6.21) и, с другой стороны, из половины значения, полученного из формулы (6.21), с добавлением площади сечения, необходимой из расчета на поперечный изгиб.

(6) Если v_{Ed} менее или равно $k \cdot f_{cd}$, не требуется постановка дополнительной арматуры сверх той, что установлена для восприятия изгиба.

Примечание – Значение коэффициента k может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,4.

(7) Продольная растянутая арматура в полке должна быть заанкерена за раскосом, который необходим для передачи усилия обратно в стенку, в сечении, в котором арматура требуется по расчету (смотри разрез А-А на рисунке 6.7).

6.2.5 Срез по контакту бетонов, уложенных в различное время

(1) Дополнительно к требованиям 6.2.1 – 6.2.4 напряжение среза по контакту бетонов, укладываемых в различное время, должно удовлетворять условию:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}, \quad (6.23)$$

где:

v_{Edi} – расчетное значение напряжения среза по контакту, определяемое по формуле:

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z \cdot b_i}, \quad (6.24)$$

Здесь:

β – отношение продольной силы в новом бетоне к полной продольной силе в сжатой или растянутой зоне, рассчитанной для рассматриваемого сечения;

V_{Ed} – поперечная сила;

z – плечо сил в составном сечении;

b_i – ширина контакта (рисунок 6.8);

v_{Rdi} – расчетное сопротивление срезу по контакту, определяемое по формуле:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (6.25)$$

Здесь:

c и μ – коэффициенты, зависящие от шероховатости поверхности контакта (смотри (2));

f_{ctd} – как определено в 3.1.6 (2)Р;

σ_n – напряжение, вызванное наименьшей внешней нормальной силой, действующей перпендикулярно контакту, которое может действовать одновременно с поперечной силой (положительное для сжатия, так что $\sigma_n < 0,6f_{cd}$, и негативное для растяжения). Если σ_n – напряжение растяжения, то с f_{ctd} необходимо принять равным нулю;

$$\rho = \frac{A_s}{A_i},$$

A_s – площадь сечения арматуры, проходящего через контакт, включая обычную поперечную арматуру (если имеется), с достаточным анкерным креплением с обеих сторон контакта;

A_i – площадь контакта;

α – определяется по рисунку 6.9и, как правило, должен быть в пределах от 45° до 90° ;

v – понижающий коэффициент к прочности бетона (смотри 6.2.2 (6)).

(2) Если отсутствуют более точные данные по степени шероховатости, поверхности могут быть классифицированы: очень гладкая, гладкая, шероховатая или шпоночная с последующими примерами:

– очень гладкая: поверхность, полученная как отпечаток от поверхности стали, пластмассы или специально подготовленной деревянной опалубки: $c = 0,025 - 0,10$ и $\mu = 0,5$;

– гладкая: заглаженная или запрессованная поверхность, а также свободная поверхность после вибрирования и заглаживания: $c = 0,20$ и $\mu = 0,6$;

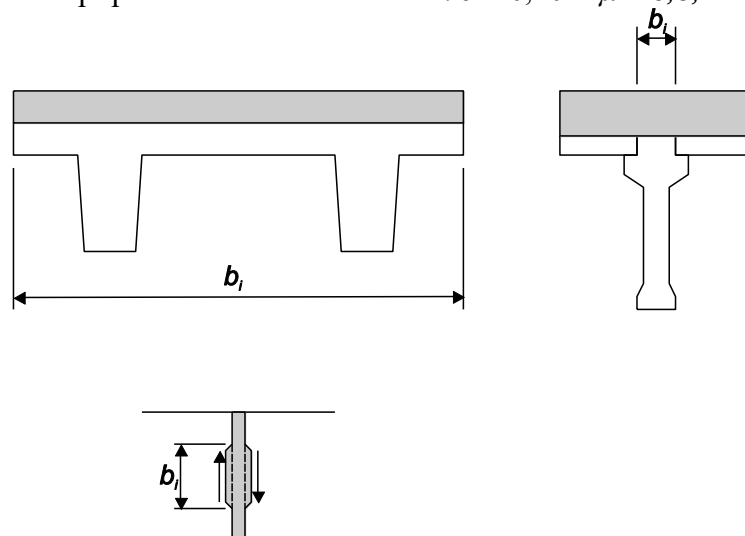


Рисунок 6.8 - Примеры контактов

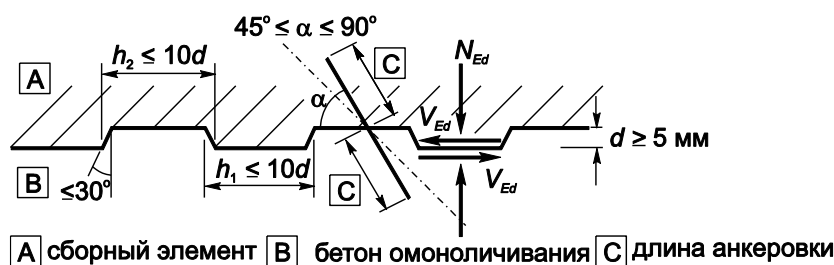


Рисунок 6.9 – Шпоночное исполнение контакта

– шероховатая: поверхность с шероховатостью не менее 3 мм на расстоянии примерно 40 мм, образованная реечным скребком, обнажением заполнителя или другими методами, которые приводят к эквивалентным характеристикам: $c = 0,40$ и $\mu = 0,7$;

– шпоночная: поверхность согласно рисунку 6.9: $c = 0,50$ и $\mu = 0,9$.

(3) Поперечная арматура может иметь разное шаговое расположение, как это показано на рисунке 6.10. Для соединения между двумя различными бетонами (балка с решетчатыми фермами), несущая способность стальных анкеров в V_{Rdi} может быть принята как сумма усилий каждого из диагональных элементов, при условии что $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

(4) Сопротивление продольному срезу замоноличенных швов между плитами или стеновыми элементами может быть определено согласно 6.2.5 (1). В случаях, когда в соединении могут образоваться значительные трещины, значение коэффициента c следует принимать равным нулю для гладких и шероховатых соединений и равным 0,5 – для шпоночных соединений (смотри 10.9.3 (12)).

(5) При усталостных и динамических нагрузках значения c в 6.2.5 (1) необходимо делить пополам.

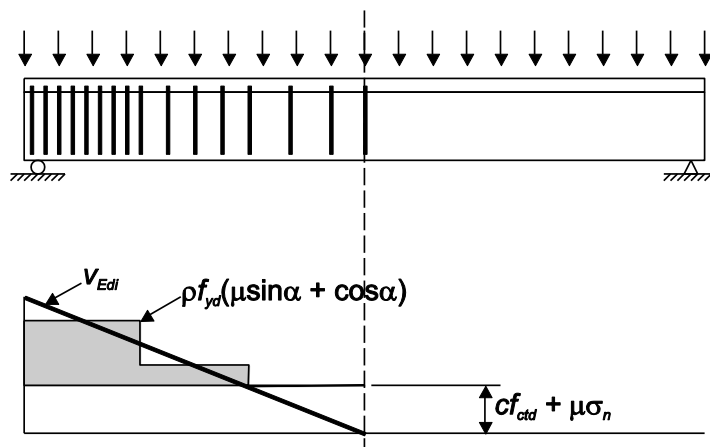


Рисунок 6.10 – Диаграмма поперечного усилия со схемой размещения требуемой арматуры в стыке

6.3 Кручение

6.3.1 Общие положения

(1) Если статическое равновесие конструкции зависит от сопротивления кручению элементов, то необходим полный расчет на кручение для предельных состояний по несущей способности и по эксплуатационной пригодности.

(2) Если в статически неопределимых конструкциях кручение возникает только из-за

соблюдения условий совместности и устойчивость конструкции не зависит от ее сопротивления кручению, то, в общем случае, нет необходимости учитывать кручение в предельном состоянии по несущей способности. В таких случаях необходимо предусмотреть установку минимального армирования согласно 7.3 и 9.2 в виде хомутов и продольных стержней арматуры, для того чтобы предотвратить чрезмерное трещинообразование.

(3) Сопротивление кручению сечения может быть рассчитано на основе тонкостенного замкнутого сечения, для которого равновесие выполняется замкнутым потоком касательных напряжений. Сплошные сечения могут быть заменены эквивалентным тонкостенными сечениями. Сечения сложной формы, как, например, T-образные сечения, могут быть разделены на несколько подсечений, каждое из которых заменяется эквивалентным тонкостенным сечением, а общее сопротивление кручению определяется как сумма сопротивлений отдельных элементов.

(4) Распределение действующего крутящего момента между подсечениями должно производиться пропорционально их жесткости на кручение без трещин. Для несплошных сечений эквивалентная толщина стенки не должна превышать фактическую толщину стенки.

(5) Расчет каждого подсечения может быть произведен отдельно.

6.3.2 Расчетные процедуры

(1) Касательные напряжения в стенке сечения, на которое воздействует только крутящий момент, определяются по формуле:

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k}. \quad (6.26)$$

Поперечная сила $V_{Ed,i}$ в -й стенке при кручении определяется по формуле:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i. \quad (6.27)$$

где:

T_{Ed} – расчетное значение приложенного крутящего момента (рисунок 6.11);

A_k – площадь, ограниченная центральными линиями соединенных стенок, включая площадь внутренней полости;

$\tau_{t,i}$ – касательные напряжения от кручения в -й стенке;

$t_{ef,i}$ – эффективная толщина стенки: допускается принимать равной A/u , но не менее удвоенного расстояния между краем и центром тяжести продольной арматуры. Для полых сечений верхним пределом является фактическая толщина;

A – общая площадь сечения в пределах внешнего периметра сечения, включая площадь внутренней полости;

u – внешний периметр поперечного сечения;

z_i – длина стороны -й стенки, определенная как расстояние между точками пересечения с примыкающими стенками.

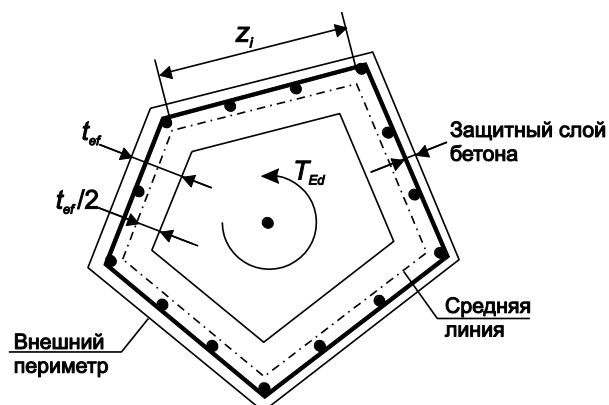


Рисунок 6.11 – Обозначения и определения при расчете на кручение

(2) Эффекты от кручения и поперечного усилия, как для полых, так и для сплошных элементов могут суммироваться, принимая такое же значение угла наклона сжатых подкосов θ . Предельные значения для угла θ , приведенные в 6.2.3 (2), полностью действительны также для комбинации поперечной силы и кручения.

Максимальную несущую способность элемента, находящегося под действием поперечной силы и крутящего момента, следует определять по 6.3.2 (4).

(3) Требуемая площадь поперечного сечения продольной арматуры для восприятия кручения $\sum A_{sl}$ определяется по формуле

$$\frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot \cot \theta, \quad (6.28)$$

где:

u_k – периметр площади A_k ;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести продольной арматуры A_{sl} ;

θ – угол наклона сжатых раскосов (см. рисунок 6.5).

В сжатых поясах продольная арматура может быть уменьшена пропорционально приложенным сжимающим усилиям. В растянутых поясах продольная арматура для восприятия кручения должна быть добавлена к прочей арматуре. Продольную арматуру необходимо, как правило, распределять по длине стенки z_i , но для небольших малых сечений она может быть сконцентрирована на концах этой длины.

(4) Максимальное сопротивление кручению элемента, подверженного воздействию кручения и поперечного усилия, ограничивается несущей способностью бетонных раскосов. Сопротивление считается обеспеченным, если выполняется условие:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0, \quad (6.29)$$

где:

T_{Ed} – расчетное значение крутящего момента;

V_{Ed} – расчетное значение поперечной силы;

$T_{Rd,max}$ – расчетное сопротивление кручению, определяемое по формуле:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta, \quad (6.30)$$

где:

v – определяется по формуле 6.2.2 (6) и

α_{cw} – определяется по формуле (6.9);

$V_{Rd,max}$ – максимальное сопротивление поперечной силе согласно формулам (6.9) или (6.14). При сплошных сечениях может быть использована полная ширина стенки для определения $V_{Rd,max}$.

(5) Для сплошных сечений, близких к прямоугольным, требуется только минимальное армирование (смотри 9.2.1.1), если выполняется условие:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0, \quad (6.31)$$

где:

$T_{Rd,c}$ – крутящий момент при образовании трещин, который может быть определен, принимая $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ – следует из формулы (6.2).

6.3.3 Деформации кручения

(1) Для замкнутых тонкостенных сечений и сплошных сечений деформации кручения могут, в общем случае, не учитываться.

(2) Для открытых тонкостенных элементов может потребоваться учет деформаций кручения. Для очень гибких поперечных сечений, как правило, производится расчет на основании модели решетчатой балки, в других случаях – на основании ферменной модели. Во всех случаях, как правило, расчет необходимо производить согласно правилам расчета для изгиба и продольной силы, а также для поперечного усилия.

6.4 Продавливание

6.4.1 Общие положения

(1)Р Требование настоящего раздела дополняют требования 6.2 и касаются продавливания сплошных плит, ребристых перекрытий со сплошными сечениями над колоннами и фундаментами.

(2)Р Продавливание может произойти вследствие действия сосредоточенных нагрузок или реакций, приложенных на относительно малой площади, называемой площадью приложения нагрузки A_{load} .

(3) Подходящая расчетная модель для проверки прочности от продавливания для предельного состояния по несущей способности представлена на рисунке 6.12.

(4) Сопротивление продавливанию необходимо определять на грани колонны и на основном контрольном периметре u_1 . Если требуется поперечная арматура, необходимо найти другой периметр $u_{out,ef}$, для которого уже не требуется поперечная арматура.

(5) Требования настоящего подраздела действуют, главным образом, для случая равномерно распределенной нагрузки. В определенных случаях, как, например, для фундаментов, нагрузка в пределах контрольного периметра увеличивает сопротивление конструктивной системы и может быть вычтена при определении расчетных напряжений от продавливания.

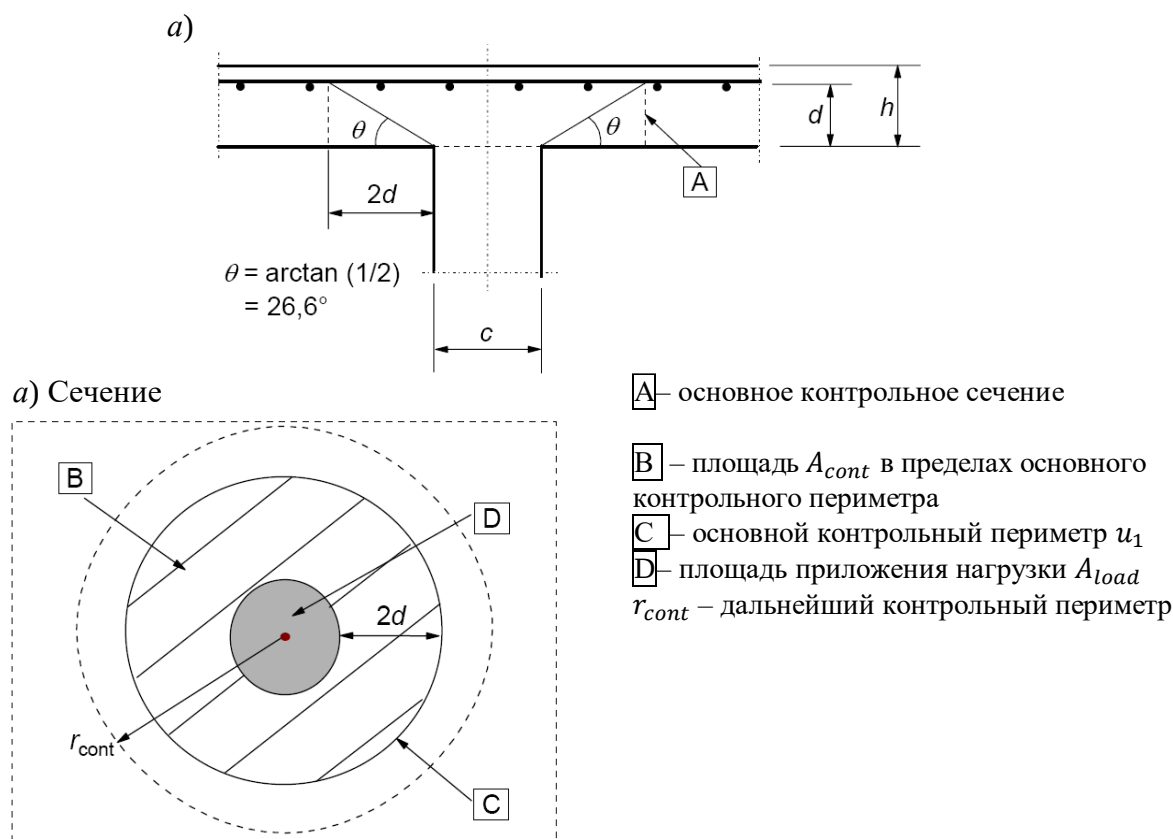


Рисунок 6.12 – Модель расчета на продавливание в предельном состоянии по несущей способности: а – сечение; б – горизонтальная проекция

6.4.2 Распределение нагрузки и основной контрольный периметр

(1) Основной контрольный периметр u_1 может быть, в общем случае, принят на расстоянии $2,0d$ от площади нагрузки и должен быть построен таким образом, чтобы его длина была минимальной (рисунок 6.13).

Полезная (рабочая) высота плиты принимается постоянной и может быть рассчитана следующим образом:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}, \quad (6.32)$$

где:

d_y и d_z – полезная высота для арматуры в двух ортогональных направлениях.

(2) Контрольные периметры на расстоянии менее $2d$ необходимо рассматривать, если сосредоточенной силе противостоит высокое давление (например, давление грунта на фундамент) или эффекты от нагрузки, или реакции в пределах расстояния $2d$ от края площади приложения силы.

(3) Для площадей приложения нагрузки вблизи отверстий, если наименьшее расстояние между периметром площади приложения нагрузки и краем отверстия не превышает $6d$, рассматривается как неэффективная та часть контрольного периметра, которая расположена между двумя касательными, проведенными к отверстию из центральной точки площади приложения нагрузки (рисунок 6.14).

(4) Для площади приложения нагрузки, расположенной вблизи края или свободного угла, контрольный периметр необходимо принимать согласно рисунку 6.15, если это дает

периметр (за исключением свободного края) меньший, чем периметры, определенные в (1) и (2).

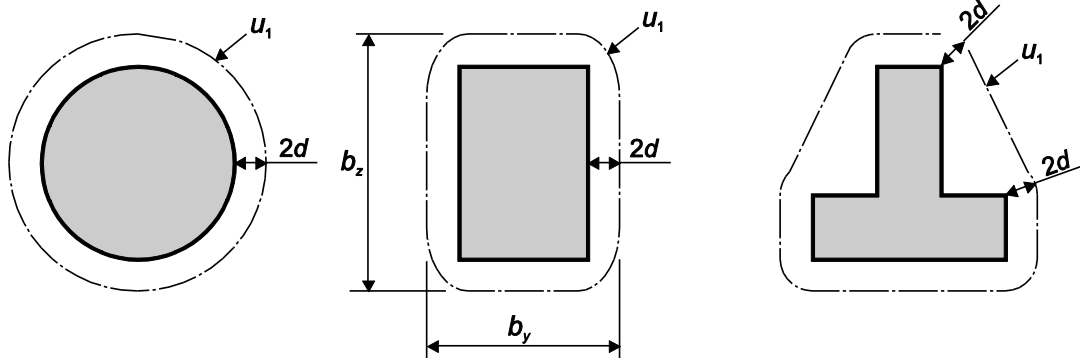


Рисунок 6.13 – Типичные основные контрольные периметры вокруг площадей приложения нагрузки

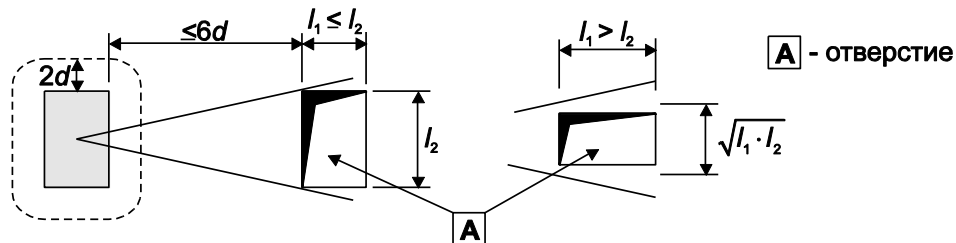


Рисунок 6.14 – Контрольный периметр вблизи отверстия

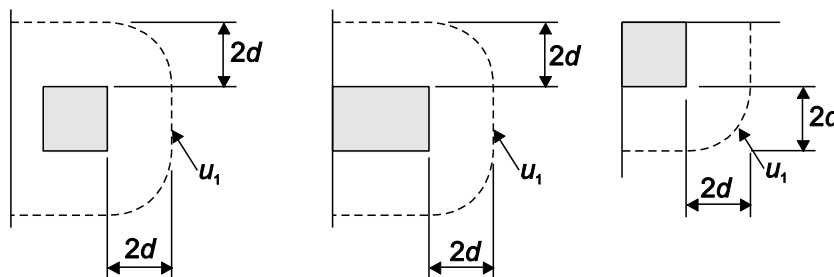


Рисунок 6.15 – Основные контрольные периметры для площадей приложения нагрузки вблизи края или угла

(5) Для площадей приложения нагрузки, расположенных вблизи края или угла, т.е. на расстоянии менее d необходимо всегда предусматривать специальную краевую арматуру, см. 9.3.1.4.

(6) Контрольное сечение расположено по контрольному периметру в пределах полезной высоты d . Для плит постоянной толщины контрольное сечение перпендикулярно к срединной плоскости поверхности плиты. Для плит или фундаментов переменной толщины (за исключением ступенчатых фундаментов) полезная высота может быть принята как высота по периметру площади приложения нагрузки, как показано на рисунке 6.16.

(7) Другие периметры, u_i , внутри и снаружи основной контрольной площади должны иметь такую же форму, как основной контрольный периметр.

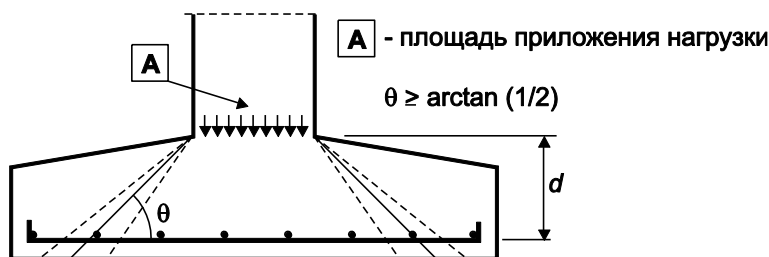


Рисунок 6.16 – Высота контрольного сечения в фундаменте переменной высоты

(8) Плиты с круглыми капителями колонн, для которых $l_H < 2h_H$ (рисунок 6.17), требуется проверять по напряжениям от продавливания согласно 6.4.3 только по контрольному сечению вне капители колонны. Расстояние до этого сечения от центра колонны r_{cont} определяется по формуле

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c, \quad (6.33)$$

где:

l_H – расстояние от грани колонны до грани капители колонны;

c – диаметр круглой колонны.

Для прямоугольных колонн с прямоугольной капителью при $l_H < 2h_H$ (см. рисунок 6.17) и общими размерами l_1 и l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$) значение r_{cont} может быть принято как меньшее из следующих значений:

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 l_2} \quad (6.34)$$

$$r_{cont} = 2d + 0,69l_1 \quad (6.35)$$

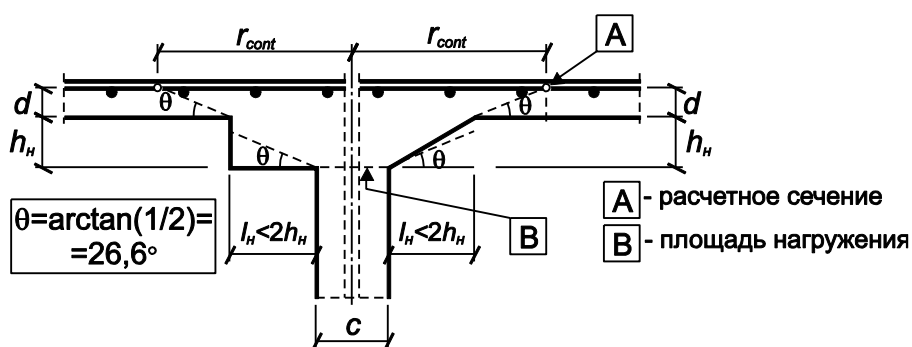


Рисунок 6.17 – Плита с капителью колонны при $l_H < 2,0h_H$

(9) Для плит с капителью колонны при $l_H > 2h_H$ (рисунок 6.18) необходимо определять контрольные сечения, как в пределах капители, так и в плите.

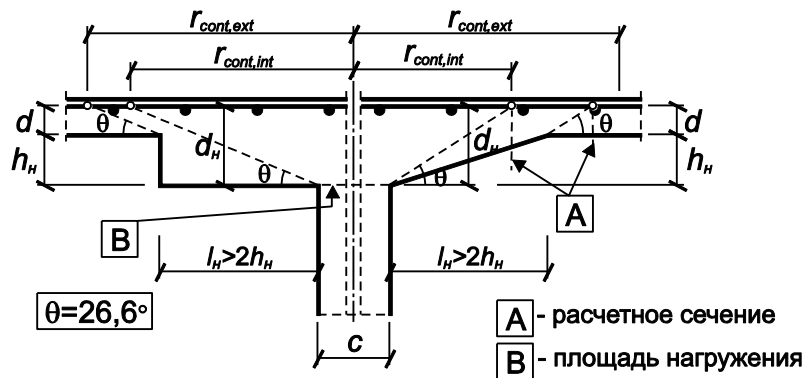


Рисунок 6.18 – Плита с капителью колонны при $l_H > 2(d + h_H)$

(10) Положения 6.4.2 и 6.4.3 также применимы для проверки капителей, принимая $d = d_H$ согласно рисунку 6.18.

(11) Для круглых колонн расстояния от центра колонны до контрольных сечений на рисунке 6.18 определяются следующим образом:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c; \quad (6.36)$$

$$r_{cont,int} = 2 \cdot (d + h_H) + 0,5c. \quad (6.37)$$

6.4.3 Расчет на продавливание

(1) Р Метод расчета на продавливание основан на проверках, выполняемых по грани колонны и по основному контрольному периметру u_1 . Если требуется поперечная арматура, необходимо определить периметр $u_{out,ef}$ (см. рисунок 6.22), для которого далее не требуется постановка поперечной арматуры. Определяются расчетные значения касательных напряжений, МПа, по контрольным сечениям:

$V_{Rd,c}$ – расчетное значение сопротивления продавливанию плиты без поперечной арматуры в рассматриваемом контрольном сечении;

$V_{Rd,cs}$ – расчетное значение сопротивления продавливанию плиты с поперечной арматурой в основном контрольном сечении;

$V_{Rd,max}$ – расчетное значение максимального сопротивления продавливанию в основном контрольном сечении.

(2) Следует выполнить следующие проверки:

(а) вдоль периметра колонны или периметра площади приложения нагрузки максимальное напряжение от продавливания не должно быть превышено:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}.$$

(b) поперечная арматура из условия продавливания не требуется, если:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}.$$

(с) если значение V_{Ed} превышает $V_{Rd,c}$ для рассматриваемого контрольного сечения, необходимо предусмотреть поперечную арматуру от продавливания согласно 6.4.5.

(3) Если реакция опоры действует с эксцентриситетом по отношению к контрольному периметру, необходимо определить максимальное напряжение среза по формуле:

$$v = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}, \quad (6.38)$$

где:

d – средняя полезная высота плиты, принимаемая равной $(d_y + d_z)/2$;
 d_y, d_z – полезная высота плиты в направлениях y и z соответственно в контрольном сечении;

u_i – длина рассматриваемого контрольного периметра;

β – определяется по формуле:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_i}{W_i}, \quad (6.39)$$

здесь

u_i – длина основного контрольного периметра;

k – коэффициент, зависящий от отношения размеров колонны c_1 и c_2 : его значение является функцией пропорции неуравновешенного момента, переданного поперечной силой и совместно изгибом и кручением (таблица 6.1);

W_i – соответствует распределению поперечного усилия, представленному на рисунке 6.19, и является функцией основного контрольного периметра u_i :

$$W_i = \int_0^{u_i} |e| dl, \quad (6.40)$$

dl – приращение длины периметра;

e – расстояние от dl до оси, вокруг которой действует момент M_{Ed} .

Таблица 6.1 - Значения k прямоугольных площадей приложения нагрузки

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Для прямоугольных колонн:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4 c_2 d + 16 d^2 + 2\pi \cdot d \cdot c_1, \quad (6.41)$$

где:

c_1 – размер колонны параллельно эксцентриситету нагрузки;

c_2 – размер колонны перпендикулярно эксцентриситету нагрузки.

Для внутренних круглых колонн β определяется по формуле

$$\beta = 1 + 0,6\pi \cdot \frac{e}{D+4d}, \quad (6.42)$$

где:

D – диаметр круглой колонны;

e – эксцентриситет приложенной нагрузки, $e = M_{Ed}/V_{Ed}$.

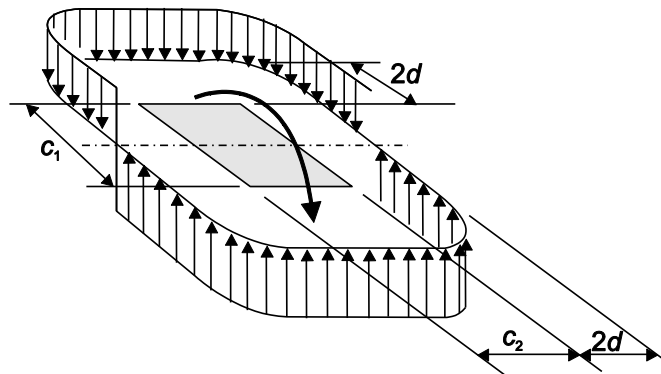


Рисунок 6.19 – Распределение поперечного усилия при неуравновешенном моменте в узле «плита – внутренняя колонна»

Для внутренней прямоугольной колонны, при нагрузке, приложенной с эксцентриситетом по отношению к обеим осям, β определяется приближенно по формуле

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}, \quad (6.43)$$

где:

e_y и e_z - эксцентриситеты M_{Ed}/V_{Ed} , соответственно вдоль осей y и z ;

b_y и b_z - размеры контрольного периметра (см. рисунок 6.13).

Примечание – e_y определяется из момента относительно оси z , e_z определяется из момента относительно оси y .

(4) При соединениях крайних колонн, если эксцентриситет нагрузки, перпендикулярный краю плиты (определяется по моменту вокруг параллельной краю плиты оси, направлен внутрь и нет эксцентриситета нагрузки параллельно краю, продавливающая сила может быть принята равномерно распределенной вдоль контрольного периметра u_{1*} , как показано на рисунке 6.20 а).

При эксцентриситетах в обоих ортогональных направлениях коэффициент β определяется по формуле:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \cdot \frac{u_1}{W_1} \cdot e_{par}, \quad (6.44)$$

где:

u_1 - основной контрольный периметр (смотри рисунок 6.15);

u_{1*} -уменьшенный основной контрольный периметр (смотри рисунок 6.20 а));

e_{par} - эксцентриситет параллельно краю плиты, определяемый по моменту относительно оси, перпендикулярной краю плиты;

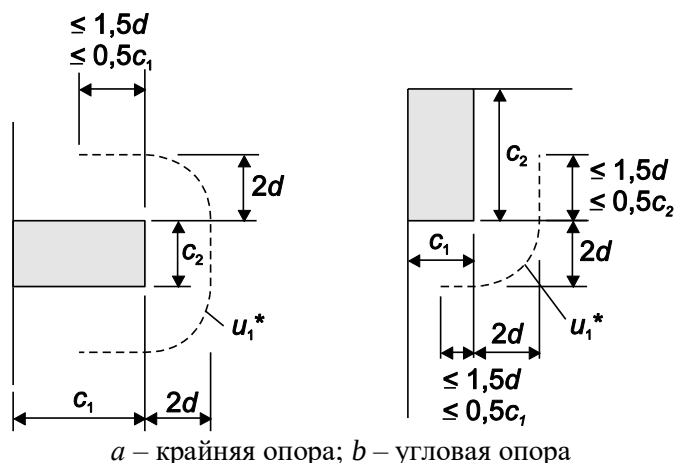


Рисунок 6.20 - Эквивалентный контрольный периметр u_{1*} :

k – определяется по таблице 6.1, при условии замены c_1/c_2 на $c_1/2c_2$;

W_1 – рассчитано для основного контрольного периметра u_1 (смотри рисунок 6.13).

Для прямоугольных колонн (рисунок 6.20 а) действительна формула:

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + 2\pi \cdot d \cdot c_2, \quad (6.45)$$

Если эксцентриситет перпендикулярен краю плиты и не направлен внутрь, действительна формула (6.39). При расчете W_1 расстояние e необходимо рассчитывать от центра тяжести контрольного периметра.

(5) Для соединений угловых колонн, если эксцентриситет направлен к внутренней части плиты, предполагается, что поперечная (продавливающая) сила распределена равномерно вдоль уменьшенного контрольного периметра u_{1*} согласно рисунку 6.20 (b). Тогда значение β определяется по формуле

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}}. \quad (6.46)$$

Если эксцентриситет направлен наружу, то действительна формула (6.39).

(6) Для конструкций, поперечная устойчивость которых не зависит от рамного воздействия между плитами и колоннами и смежные пролеты различаются по длине не более чем на 25%, для β могут быть применены приближенные значения.

Примечание – Значения коэффициента β могут быть указаны в национальном приложении. Рекомендуемые значения приведены на рисунке 6.21 N.

(7) При сосредоточенной нагрузке, приложенной вблизи колонны плоского перекрытия, правила уменьшения поперечного усилия согласно 6.2.2 (6) и 6.2.3 (8) соответственно не действуют и не должны применяться.

(8) Поперечная сила V_{Ed} в фундаментной плите может быть уменьшена на величину благоприятного действия давления грунта.

(9) Вертикальная составляющая V_{pd} , являющаяся результатом действия напрягающих элементов, которые пересекают контрольное сечение, может быть учтена как благоприятное воздействие при определенных обстоятельствах.

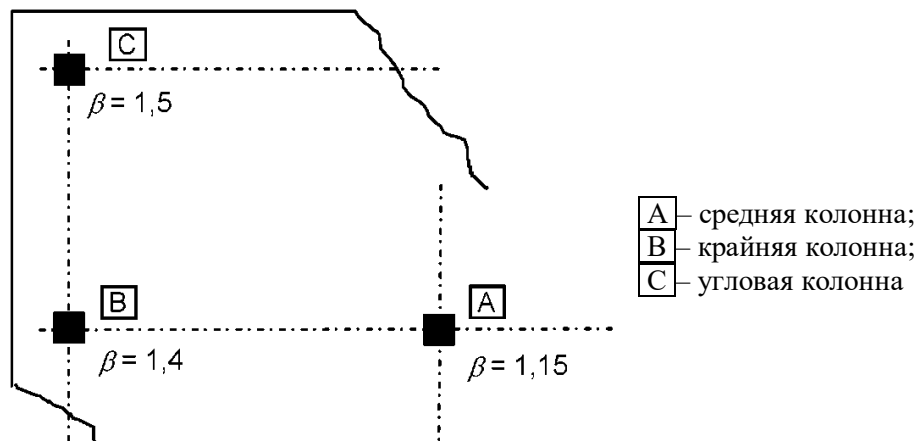


Рисунок 6.21N – Рекомендуемые значения β

6.4.4 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов колонн, не имеющих поперечной арматуры

(1) Сопротивление плиты продавливанию следует определять для основного контрольного сечения согласно 6.4.2. Расчетное значение сопротивления продавливанию, МПа, может определяться следующим образом:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \quad (6.47)$$

где:

f_{ck} в МПа;

$$k_1 = 1 + \sqrt{\frac{200}{\rho_l}} \leq 2,0 \quad \text{где } d \text{ в мм;}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

здесь

ρ_{ly} , ρ_{lz} – коэффициенты армирования растянутой стали, имеющей сцепление с бетоном, в направлении y и z соответственно. Значения ρ_{ly} и ρ_{lz} , как правило, следует рассчитывать как средние значения, принимая в расчет ширину плиты, равную ширине колонны плюс $3d$ в каждую сторону;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$$

здесь

σ_{cy} , σ_{cz} – нормальные напряжения в бетоне в направлениях y и z в критическом сечении (МПа, для сжатия - положительные):

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ и } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}$, $N_{Ed,z}$ – продольные усилия, которые действуют для внутренних опоры во всей зоне в пределах площади рассматриваемого круглого сечения, и продольные усилия, которые действуют для угловых колонн в площади рассматриваемого круглого сечения. Данное усилие может возникнуть из-за нагрузки или из-за предварительного напряжения;

A_c – площадь бетона согласно определению N_{Ed} .

Примечание – Значения $C_{Rd,c}$, v_{min} и k_1 могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения: для $C_{Rd,c}$ – $0,18/\gamma_c$, для v_{min} – выражены формулой (6.3N), для k_1 – 0,1.

(2) Сопротивление продавливанию фундаментов колонн необходимо определять для контрольного периметра в пределах $2d$ от края колонны.

Для сосредоточенной нагрузки результирующее усилие:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (6.48)$$

где:

V_{Ed} – приложенная поперечная сила;

ΔV_{Ed} – результирующее, направленное вверх усилие в пределах рассматриваемого контрольного периметра, т.е. направленное вверх давление грунта за вычетом собственного веса фундамента.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d}, \quad (6.49)$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a}, \quad (6.50)$$

где:

a – расстояние от края колонны до рассматриваемого контрольного периметра;

$C_{Rd,c}$ – определяется согласно 6.4.4 (1);

v_{min} – определяется согласно 6.4.4 (1);

k – определяется согласно 6.4.4 (1).

Для нагрузки, приложенной с эксцентриситетом,

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d} \cdot \left[1 + k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed,red} \cdot W} \right], \quad (6.49)$$

где:

k определяется в зависимости от ситуации в 6.4.3 (3) или 6.4.3 (4), а W соответствует W_1 , но для периметра u .

6.4.5 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов колонн, имеющих поперечную арматуру

(1) Если требуется поперечная арматура, то ее следует рассчитывать по формуле

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \sin \alpha, \quad (6.52)$$

где:

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры одного периметра вокруг колонны, мм²;

s_r – радиальное расстояние между периметрами поперечной арматуры, мм;

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}, \text{ МПа};$$

u_1 – в мм;

d – среднее значение полезной (рабочей) высоты в ортогональных направлениях, мм;

α – угол между поперечной арматурой и плоскостью плиты.

При одном единственном ряде выгнутых стержней для отношения d/s_r в формуле

(6.52) используется значение 0,67.

(2) Требования к конструированию поперечной арматуры приведены в 9.4.3.

(3) Сопротивление продавливанию по грани колонны ограничено максимальным значением:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max}, \quad (6.53)$$

где:

для внутренней опоры u_0 равно длине периметра колонны, мм;

для краевой опоры $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$, мм;

для угловой опоры $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$, мм;

c_1, c_2 – размеры колонны, как показано на рисунке 6.20;

v – смотри формулу (6.6);

β – смотри 6.4.3 (3), (4) и (5).

Примечание – Значение $v_{Rd,max}$ может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение $0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$.

(4) Контрольный периметр u_{out} (или $u_{out,ef}$, рисунок 6.22), для которого не требуется поперечная арматура, необходимо определять по формуле:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d}. \quad (6.54)$$

Наиболее удаленный периметр поперечной арматуры должен быть расположен на расстоянии не более kd по направлению внутрь от u_{out} (или $u_{out,ef}$, смотри рисунок 6.22).

Примечание – Значение k может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение 1,5.

(5) При использовании специальных изделий в качестве поперечной арматуры, $V_{Rd,cs}$ необходимо определять испытанием согласно соответствующем ЕТА. Смотри также 9.4.3.

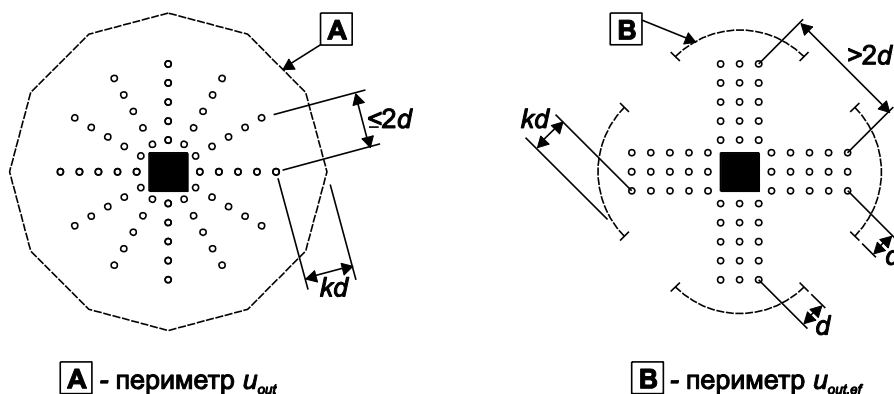


Рисунок 6.22 – Контрольные периметры для внутренних колонн

6.5 Расчет по моделям «распорки-тяжи»

6.5.1 Общие положения

(1)Р При нелинейном распределении относительных деформаций (например, при опорах, вблизи сосредоточенных нагрузок или плоском напряженном состоянии) могут быть использованы модели «распорки и тяжи» (см. также 5.6.4).

6.5.2 Распорки

(1) Расчетное значение прочности бетонной распорки в зоне с поперечным сжимающим напряжением или без поперечных напряжений может быть рассчитано из выражения (6.55) (рисунок 6.23).

В зонах, где имеет место многоосное сжатие, может быть принято более высокое расчетное значение прочности бетона.

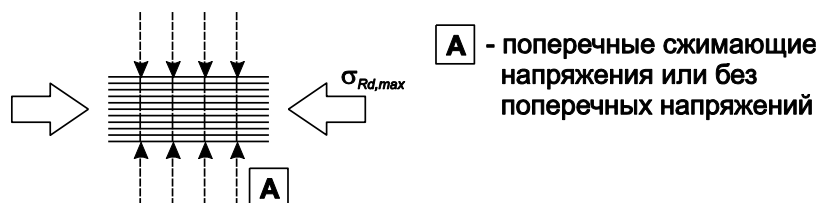


Рисунок 6.23 – Расчет прочности бетонных распорок без поперечного растяжения

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (6.55)$$

(2) Расчетное значение прочности для бетонных распорок следует понижать в сжатых зонах, работающих с трещинами, и, если не используется более точный подход, определять по формуле (смотри рисунок 6.24):

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (6.56)$$

Примечание – Значение v' может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение определяется по формуле:

$$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (6.57N)$$

(3) Для распорок, которые находятся непосредственно между площадями приложения нагрузки (нагрузочными площадками), как в консолях или коротких высоких балках, альтернативные методы расчета приведены в 6.2.2 и 6.2.3.

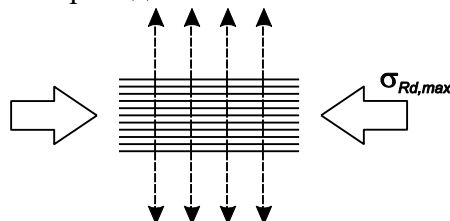


Рисунок 6.24 – Расчетное значение прочности бетонных распорок с поперечным растяжением

6.5.3 Тяжи

(1) Расчетные значения прочности поперечных тяжей и арматуры должны быть ограничены согласно 3.2 и 3.3.

(2) Арматура должна быть достаточно заанкерена в узлах.

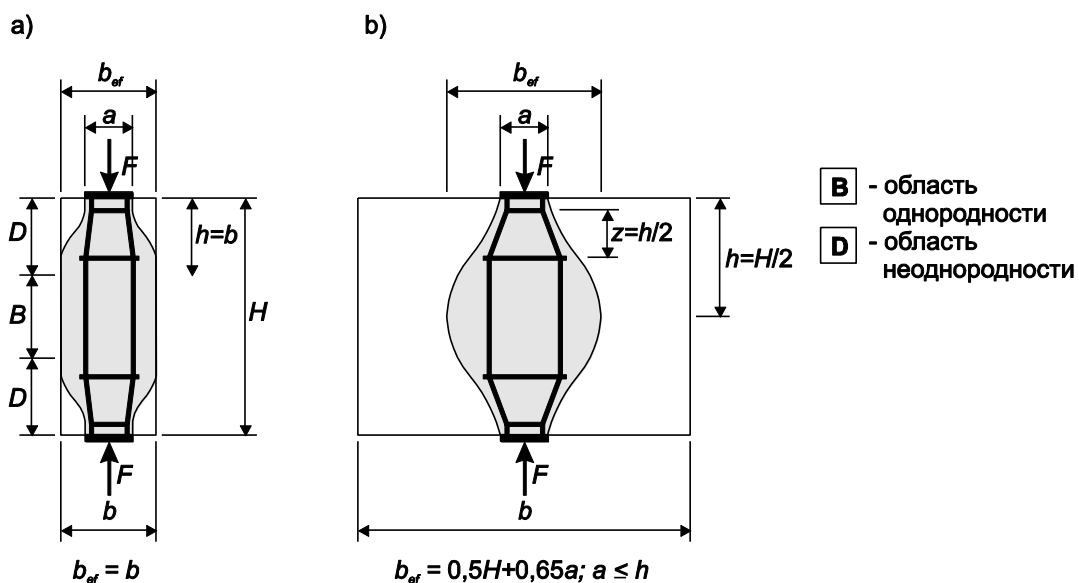
(3) Арматура, необходимая для сопротивления силам в концентрированных узлах, может быть распределена по длине (рисунок 6.25 а) и б)). Если арматура в зоне узла расположена на значительной длине элемента, то арматура должна быть распределена по длине в направлении искривления траектории сжимающих напряжений (тяжи и распорки). Растягивающая сила T определяется следующим образом:

а) для областей с частичным распределением ($b \leq \frac{H}{2}$), смотри рисунок 6.25 а):

$$T = \frac{1}{4} \cdot \frac{b-a}{b} \cdot F; \quad (6.58)$$

б) для областей с полным распределением ($b > \frac{H}{2}$) смотри рисунок 6.25 б):

$$T = \frac{1}{4} \cdot \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) \cdot F. \quad (6.59)$$



а) частичная неоднородность б) полная неоднородность

Рисунок 6.25 – Параметры для определения растягивающих усилий в сжатой области с концентрированными узлами

6.5.4 Узлы

(1) Правила для областей, которые применяются для зон с конценцтрацией усилий, распространяются и на элементы, которые не рассчитываются при помощи модели «распорка – тяж».

(2) Усилия, действующие на узлы, должны быть уравновешены. Поперечные растягивающие усилия, перпендикулярные плоскости узла, должны быть учтены.

(3) Расчет и конструирование концентрированных узлов являются важными для обеспечения их несущей способности. Концентрированные узлы могут образоваться там где приложены сосредоточенные нагрузки, на опорах, в зонах анкеровки с концентрацией арматуры и напрягающих элементов, на изгибах арматурных стержней, а также в соединениях и узлах элементов.

(4) Расчетные значения сжимающих напряжений в узлах определяются следующим образом:

а) в сжатых узлах, где нет тяжей, заанкеренных в узле (рисунок 6.26),

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot v' \cdot f_{cd}, \quad (6.60)$$

где:

$\sigma_{Rd,max}$ — максимальное напряжение, которое может быть приложено на края узла. Смотри 6.5.2 (2) для определения v' .

Примечание — Значение коэффициента k_1 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,0.

b) в сжато-растянутых узлах с анкеровой тяжей в одном направлении (рисунок 6.27)

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd}, \quad (6.61)$$

где:

$\sigma_{Rd,max}$ — максимальное значение $\sigma_{Rd,1}$ и $\sigma_{Rd,2}$ См. 6.5.2 (2) для определения v' .

Примечание — Значение коэффициента k_2 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,85.

c) в сжато-растянутых узлах с анкеровой тяжей в нескольких направлениях (рисунок 6.28).

Примечание — Значение коэффициента k_3 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,75.

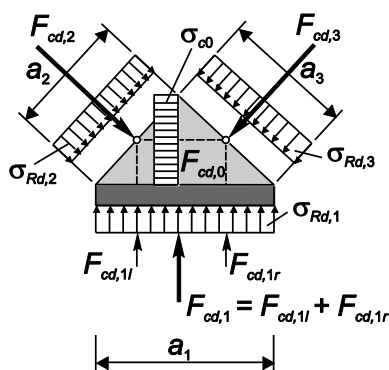


Рисунок 6.26 – Сжатый узел без тяжей

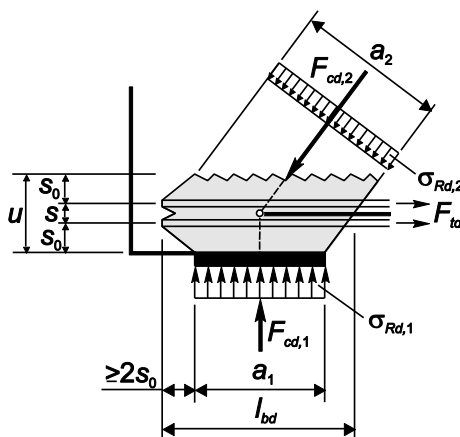


Рисунок 6.27 – Сжато-растянутый узел с арматурой в одном направлении

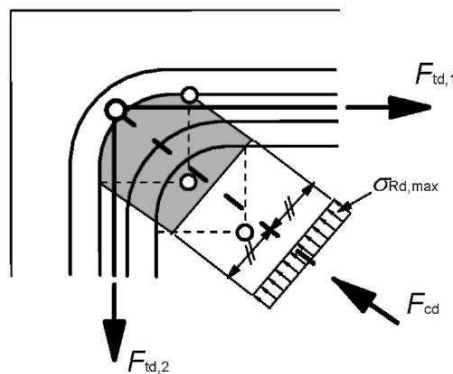


Рисунок 6.28 – Сжато-растянутый узел с арматурой в двух направлениях

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \cdot v' \cdot \beta \cdot f_{cd}, \quad (6.62)$$

(5) При условиях, приведенных ниже, расчетное значение сжимающих напряжений, приведенное в 6.5.4 (4), может быть уменьшено на 10%, если выполняется как минимум одно из приведенных ниже условий:

- обеспечено трехосное сжатие;
- все углы между распорками и тяжами составляют не менее 55°;
- напряжения, приложенные от опор, или сосредоточенные силы распределены равномерно, и узел усилен хомутами;
- арматура расположена в нескольких уровнях;
- узел надежно усилен путем устройства опор или трением.

(6) Трехосно сжатые узлы могут быть проверены согласно формулам (3.24) и (3.25), с верхним пределом $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 \cdot v' \cdot f_{cd}$, если для всех трех направлений распорок известно распределение нагрузок.

Примечание – Значение коэффициента k_4 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 3,0.

(7) Анкеровка арматуры в сжато-растянутых узлах начинается от начала узла, т.е., например, в случае опоры анкеровка начинается на ее внутренней стороне (см. рисунок 6.27). Длина зоны анкеровки может превышать длину узла. В этих случаях арматура может быть заанкерена также и за узлом. Для анкеровки и изгиба арматуры смотри 8.4 и 8.6.

(8) Плоские сжатые узлы, в которых встречаются три распорки, могут проверяться согласно рисунку 6.26. Максимальные средние главные напряжения узла ($\sigma_{c0}, \sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}$) необходимо проверить согласно 6.5.4 (4) а). Обычно может быть принято следующее: $F_{cd,1}/a_1 = F_{cd,2}/a_2 = F_{cd,3}/a_3$, дающее $\sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}$.

(9) Узлы на изгибах арматуры могут быть рассчитаны согласно рисунку 6.28. Средние напряжения в распорках должны быть проверены согласно 6.5.4 (5). Диаметр оправки должен быть проверен согласно 8.4.

6.6 Анкеровка и соединения внахлестку

(1)Р Расчетное напряжение сцепления ограничено значением, которое зависит от характеристик поверхности арматуры, предела прочности при растяжении бетона и усиления окружающим бетоном. Оно в свою очередь зависит от толщины защитного слоя, поперечной арматуры и поперечного давления.

(2) Длина, требуемая для развития необходимого растягивающего усилия в анкеровке или в соединении внахлестку, определяется на основе постоянного напряжения сцепления.

(3) Правила расчета и конструирование анкеровок и соединений внахлестку приведены в 8.4 и 8.8.

6.7 Местное приложение нагрузки

(1)Р При частично нагруженных площадках необходимо учитывать местное раздробление (раздавливание) (см. ниже) и действие поперечного растяжения (см. 6.5).

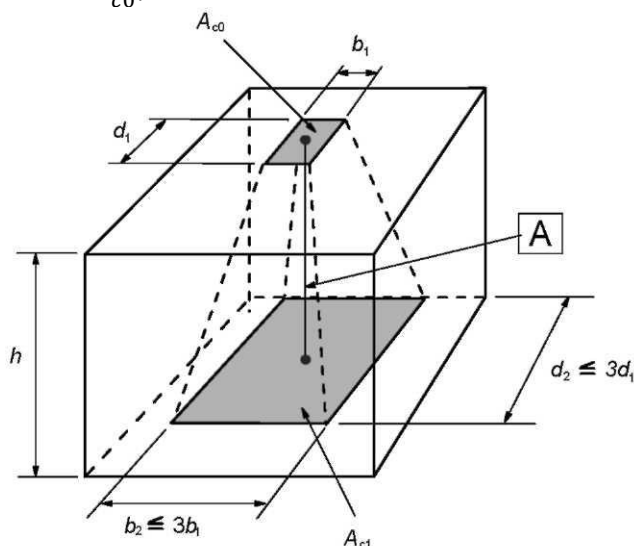
(2) Для равномерного распределения нагрузки на площадь A_{c0} (см. рисунок 6.29) сила сопротивления определяется по формуле

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}, \quad (6.63)$$

где:

A_{c0} — площадь нагружения;

A_{c1} — максимальная расчетная площадь распределения с геометрическим подобием по отношению к A_{c0} .



A — линия действия нагрузки

$$h \geq (b_2 - b_1) \text{ и} \\ h \geq (d_2 - d_1)$$

Рисунок 6.29 – Расчетная схема для частично нагруженных площадок

(3) Расчетная площадь распределения A_{c1} , необходимая для определения силы сопротивления F_{Rdu} , должна удовлетворять следующим условиям:

– высота для распределения нагрузки в направлении нагрузки должна удовлетворять условиям на рисунке 6.29;

– центр тяжести площади распределения A_{c1} должен быть расположен на линии, проходящей через центр тяжести площади нагружения A_{c0} ;

– если на поперечное сечение бетона действует несколько сжимающих сил, то расчетные площади распределения не должны взаимно накладываться.

Значение F_{Rdu} необходимо уменьшать, если нагрузка неравномерно распределена по площади A_{c0} или если поперечные растягивающие напряжения превышены.

(4) Арматура должна обеспечивать восприятие растягивающей силы, возникающей из-за эффекта действия.

6.8 Усталость

6.8.1 Верификация состояний

1(Р) В некоторых случаях необходимо проверять сопротивление конструкций усталостным воздействиям. Эту проверку необходимо производить отдельно для бетона и арматуры.

(2) Проверку на усталость необходимо производить для конструкций и частей конструкций, подверженных регулярным циклическим нагрузкам (например, рельсовые пути кранов, мосты с высокими транспортными нагрузками).

6.8.2 Внутренние силы и напряжения при проверке на усталость

(1)Р Определение напряжений должно производиться в предположении, что поперечные сечения работают с трещинами, пренебрегая прочностью бетона при растяжении, но при выполнении совместности относительных деформаций.

(2)Р Влияние различного сцепления напрягаемой и обычной арматурной необходимо учитывать путем расчета напряжений в арматурной стали, определенных с учетом коэффициента η :

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \cdot \sqrt{\xi (\phi_s / \phi_p)}}, \quad (6.64)$$

где:

A_s – площадь сечения арматурной стали;

A_p – площадь сечения напрягающего элемента или элементов;

ϕ_s – наибольший диаметр арматуры;

ϕ_p – диаметр или эквивалентный диаметр арматуры напрягаемой стали:

$\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$ – для пучков;

$\phi_p = 1,75\phi_{wire}$ – для отдельных семипроволочных канатов;

$\phi_p = 1,20\phi_{wire}$ – для отдельных трехпроволочных канатов;

здесь ϕ_{wire} – диаметр проволоки;

ξ – соотношение прочности сцепления с бетоном напрягаемой и обычной арматуры периодического профиля. Значение должно соответствовать требованиям Европейского Технического Регламента. При его отсутствии могут быть использованы значения из таблицы 6.2.

Таблица 6.2 – Соотношение ξ прочности сцепления с бетоном напрягаемой и не напрягаемой арматуры

Напрягаемая сталь	ξ		
	Натяжение на упоры	Натяжение на бетон	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
Гладкие стержни и проволока	Не применяется	0,3	0,15
Канаты	0,6	0,5	0,25
Рифленая проволока	0,7	0,6	0,3
Стержни периодического профиля	0,8	0,7	0,35
Примечание – Для значений между C50/60 и C70/85 может быть определена по интерполяции.			

6.8.3 Комбинации воздействий

(1)Р Для расчета амплитуды напряжений от повторных воздействий необходимо их разделить на нециклические и циклические, ведущие к усталости.

(2)Р Основная комбинация нециклических воздействий подобна определению частой комбинации воздействий для предельного состояния по эксплуатационной пригодности.

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1. \quad (6.66)$$

Комбинация воздействий, указанная в фигурных скобках { } (названная основной комбинацией), может быть выражено как

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \psi_{1,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} . \quad (6.67)$$

Примечание – $Q_{k,1}$ и $Q_{k,i}$ – нециклические, непостоянные воздействия.

(3)Р Циклическое воздействие должно быть объединено с самой неблагоприятной основной комбинацией:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}; Q_{fat}\} j \geq 1; i > 1. \quad (6.68)$$

Комбинация воздействий, указанная в фигурных скобках { } (названная основной комбинацией), включая циклическое воздействие, может быть выражено как:

$$(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \psi_{1,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}) + Q_{fat}, \quad (6.69)$$

где:

Q_{fat} – учитываемая усталостная нагрузка (например, транспортная нагрузка согласно EN 1991 или другие циклические воздействия).

6.8.4 Процедура верификации для ненапрягаемой арматуры и напрягаемой арматуры

(1) Повреждение от одиночной амплитуды напряжения $\Delta\sigma$ может быть определено при использовании соответствующих "S – N» диаграмм (рисунок 6.30) для обычной арматуры и напрягаемой арматуры. Приложенная нагрузка должна быть умножена на $\gamma_{F,fat}$. Рассчитанную амплитуду напряжений для N^* циклов нагрузки $\Delta\sigma_{Rsk}$ необходимо делить на частный коэффициент безопасности $\gamma_{S,fat}$.

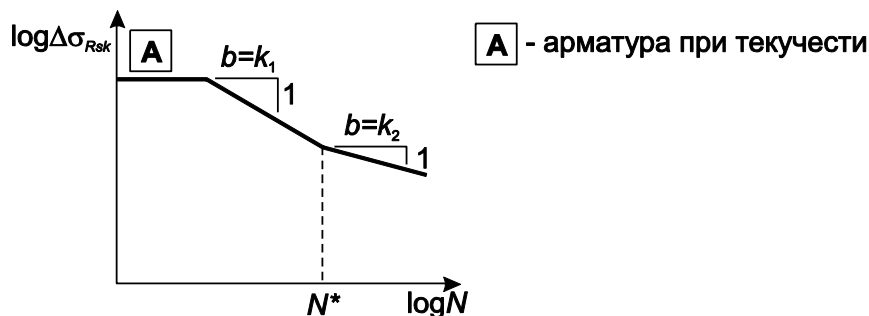


Рисунок 6.30 – Вид характеристической кривой усталостной прочности ("S – N" кривые для ненапрягаемой и напрягаемой арматуры)

Примечания

1 Значения $\gamma_{F,fat}$ могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,0.

2 Значения параметров $S - N$ – кривых для арматурной и напрягаемой стали могут быть указаны в национальном приложении. Рекомендуемые значения приведены в таблицах 6.3N и 6.4N и действительны для ненапрягаемой арматурной и напрягаемой арматуры соответственно.

Таблица 6.3N – Параметры "S – N" кривых для ненапрягаемой арматуры

Вид арматуры	N^*	Показатель напряжения		$\Delta\sigma_{Rsk}$, МПа, при N^* циклах
		k_1	k_2	
Прямые и отогнутые стержни ¹⁾	10^6	5	9	162,5
Сваренные стержни и проволочные сетки	10^7	3	5	58,5
Соединения внахлестку	10^7	3	5	35
¹⁾ Значения для $\Delta\sigma_{Rsk}$ действительны для прямых стержней. Значения для отогнутых стержней необходимо определять при помощи $\xi = 0,35 + 0,026D/\phi$, где D – диаметр оправки; ϕ – диаметр стержня.				

Таблица 6.4N - Параметры "S – N" кривых для напрягаемой арматуры

S – N кривая для напрягаемой стали используемой	N^*	Показатель напряжений		$\Delta\sigma_{Rsk}$, МПа, при N^* циклах
		k_1	k_2	
при натяжении на упоры	10^6	5	9	185
при натяжении на бетон				
отдельные канаты в пластмассовых каналах	10^6	5	9	185
прямые напрягающие элементы или отогнутые элементы, напрягающие элементы в пластмассовых каналах	10^6	5	10	150
отогнутые напрягающие элементы в стальных трубах	10^6	5	7	120
соединения внахлестку	10^6	5	5	80

(2) При многократных циклах с переменными амплитудами повреждения могут быть сложены по правилу Пальмгрена-Минера. Поэтому коэффициент усталостных повреждений D_{Ed} для стали вследствие соответствующих усталостных нагрузок должен удовлетворять условию

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1, \quad (6.70)$$

где:

$n(\Delta\sigma_i)$ – количество приложенных циклов для уровня напряжений $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ – расчетное количество циклов для уровня напряжений $\Delta\sigma_i$.

(3)Р Если напрягаемая и арматурная сталь подвержена усталостным нагрузкам, рассчитанные напряжения не должны превышать расчетного значения предела текучести стали.

(4) Предел текучести необходимо определять посредством испытаний на растяжение используемой стали.

(5) Если применяются правила из 6.8 для определения остаточного срока эксплуатации существующей конструкции или для проверки необходимости усиления после начала коррозии уровень напряжений может быть определен путем уменьшения начального напряжения k_2 для прямых и изогнутых стержней.

Примечание – Значение коэффициента k_2 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 5.

(6) Р Уровень напряжений для сварных стержней не должен превышать уровня напряжений для прямых или изогнутых стержней.

6.8.5 Проверка повреждений с использованием эквивалентного уровня напряжений

(1) Вместо подробного подтверждения эксплуатационной прочности согласно 6.8.4 проверка усталостных свойств в стандартных случаях с известными нагрузками (железнодорожные и дорожные мосты) производится следующим образом:

- эквивалентные уровни напряжений при повреждении для стали согласно 6.8.5 (3);
- эквивалентные уровни напряжений сжатия при повреждении для бетона согласно 6.8.7.

(2) Метод эквивалентного уровня напряжений при повреждении заключается в представлении фактического эксплуатационного воздействия в виде N^* циклов загрузки с одним уровнем напряжений. Свод правил РК EN 1992-2 дают соответствующие модели усталостных нагрузок и методы расчета эквивалентных уровней напряжений $\Delta\sigma_{S, equ}$ для верхних строений дорожных и железнодорожных мостов.

(3) Для обычной или напрягаемой арматуры и соединений внахлестку может быть принято достаточное сопротивление усталости, если выполняется условие

$$\gamma_{F, fat} \cdot \Delta\sigma_{S, equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S, tat}}, \quad (6.71)$$

где:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ – уровень напряжений при N^* циклах нагрузки $S - N$ кривым на рисунке 6.30;

Примечание – Смотри также таблицы 6.3N и 6.4N.

$\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$ – эквивалентный уровень напряжений при повреждении для различных видов арматуры с учетом количества циклов нагружения N^* . Для конструкций зданий $\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$ может быть принят приблизительно равным $\Delta\sigma_{S, max}$;

$\Delta\sigma_{S, max}$ – максимальный уровень напряжений в стали при соответствующем сочетании нагрузок.

6.8.6 Другие проверки

(1) Для арматурных стержней без сварки при растяжении может быть принято достаточным сопротивление усталости, если уровень напряжений при основном сочетании воздействий, включая частое циклическое воздействие, $\Delta\sigma_S \leq k_1$.

Примечание – Значение k_1 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 70 МПа.

Для сварных арматурных стержней при растяжении может быть принято достаточное сопротивление усталости, если уровень напряжений при основном сочетании воздействий, включая частое циклическое воздействие, $\Delta\sigma_s \leq k_2$.

Примечание – Значение k_2 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 35 МПа.

(2) В качестве упрощения к перечислению (1) может быть произведена проверка с использованием частой комбинации воздействий. Если результаты проверки удовлетворяют требованиям, то дальнейшие проверки не нужны.

(3) В случае, когда в предварительно напряженных конструкциях используются сварные соединения или соединения внахлестку, в бетонном сечении в пределах окружности 200 мм вокруг напрягающих элементов и арматурной стали не должно быть растяжения, при частом сочетании воздействий совместно со средним усилием предварительного напряжения P_m , уменьшенным на коэффициент k_3 .

Примечание – Значение k_3 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,9.

6.8.7 Проверка бетона с использованием эквивалентного уровня напряжений

(1) Сопротивление усталости для сжатого бетона может быть достаточным, если выполняется условие

$$E_{cd,max,eq} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1, \quad (6.72)$$

где:

$$R_{eq} = \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}}; \quad (6.73)$$

$$E_{cd,min,eq} = \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}}; \quad (6.74)$$

$$E_{cd,max,eq} = \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}}; \quad (6.75)$$

Примечание – Смотри также таблицы 6.3N и 6.4N.

R_{eq} – отношение напряжений;

$E_{cd,min,eq}$ – минимальный уровень сжимающих напряжений;

$E_{cd,max,eq}$ – максимальный уровень сжимающих напряжений;

$f_{cd,fat}$ – расчетное значение усталостной прочности бетона согласно формуле (6.76);

$\sigma_{cd,max,eq}$ – верхнее напряжение прочности при предельной амплитуде с количеством N циклов;

$\sigma_{cd,min,eq}$ – нижнее напряжение прочности при предельной амплитуде с количеством N циклов.

Примечание – Значение $N(\leq 10^6)$ циклов может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 10^6 .

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (6.76)$$

где:

$\beta_{cc}(t_0)$ – коэффициент прочности бетона при первой нагрузке (см. 3.1.2 (6));

t_0 – момент времени первой циклической нагрузки бетона, суток.

Примечание – Значение коэффициента k_1 может быть указано в национальном приложении. Рекомендуемое значение для $N = 10^6$ циклов равно 0,85.

(2) Достаточное сопротивление усталости может быть принято для бетона при сжатии, если выполняется условие:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}, \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}$$

$$\leq 0,8 \text{ для } f_{ck} > 50 \text{ МПа,}$$

где:

$\sigma_{c,max}$ – максимальное сжимающее напряжение в волокне при частом сочетании воздействий (напряжения сжатия принимаются со знаком «плюс»);

$\sigma_{c,min}$ – минимальное сжимающее напряжение в том же волокне, в котором действует $\sigma_{c,max}$. Если $\sigma_{c,min}$ является напряжением растяжения, то, как правило, $\sigma_{c,min}$ принимают равным нулю.

(3) Условие (6.77) может применяться также для сжатых распорок элементов, подверженных действию поперечной силы. В данном случае, как правило, прочность бетона при сжатии $f_{cd,fat}$ необходимо уменьшить на коэффициент снижения прочности v (см. 6.2.2 (6)).

(4) При элементах без требуемой по расчету в предельном состоянии по несущей способности поперечной арматуры может быть принято достаточное сопротивление бетона усталости вследствие поперечного усилия, если выполняются следующие условия:

$$\text{– для } \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0 \quad \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|}, \quad (6.78)$$

$\leq 0,9$ для бетона класса C50/60 и менее;

$\leq 0,8$ для бетона класса более C55/67;

$$\text{– для } \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0 \quad \frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,ct}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,ct}|}, \quad (6.79)$$

где:

$V_{Ed,max}$ – расчетное значение максимального поперечного усилия при частом сочетании воздействий, включающем усталостную нагрузку;

$V_{Ed,min}$ – расчетное значение минимального поперечного усилия при частом сочетании воздействий, включающем усталостную нагрузку, в том же волокне, в котором возникает $V_{Ed,max}$;

$V_{Rd,ct}$ – расчетное значение сопротивления поперечной силе, определенной по формуле (6.2а).

7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ (SLS)

7.1 Общие положения

(1) Настоящий раздел содержит общие требования к предельным состояниям по эксплуатационной пригодности, включающие:

- ограничение напряжений (смотри 7.2);
- контроль трещин (смотри 7.3);
- контроль деформаций (смотри 7.4).

Другие предельные состояния (например, такие как колебания) могут иметь важное значение для определенных зданий, в настоящих Строительных нормах не рассматриваются.

(2) Если при расчете напряжений и деформаций в поперечных сечениях должна быть обеспечена трещиностойкость, то напряжения растяжения при изгибе не должны превышать f_{ct} или $f_{ct,eff}$. За значение $f_{ct,eff}$ может быть приняты f_{ctm} или $f_{ctm,fi}$ при расчете с учетом минимального количества продольной арматуры. При расчете ширины раскрытия трещин и жесткости необходимо использовать значения средней прочности при растяжении f_{ctm} .

7.2 Ограничение напряжений

(1) Сжимающие напряжения в бетоне должны быть ограничены для исключения образования продольных трещин, микротрещин или высокого уровня ползучести, если это может привести к неприемлемым эффектам для нормальной эксплуатации.

(2) Продольные трещины могут возникнуть, если уровень напряжений при характеристической комбинации воздействий превышает критическое значение. Такое образование трещин может привести к снижению долговечности. При отсутствии других способов защиты, таких как увеличение толщины защитного слоя для арматуры в сжатой зоне или усиление косвенной арматурой, напряжения сжатия бетона должны быть ограничены до значения $k_1 \cdot f_{ck}$ в конструкциях, находящихся в условиях окружающей среды, отвечающих классам XD, XF и XS (см. таблицу 4.1).

Примечание – Значение коэффициента k_1 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,6.

(3) Если напряжение в бетоне при квазипостоянной комбинации воздействий составляет менее $k_2 \cdot f_{ck}$, может быть принята модель линейной ползучести. Если напряжение в бетоне превышает $k_2 \cdot f_{ck}$, как правило, необходимо учитывать нелинейную ползучесть (см. 3.1.4).

Примечание – Значение коэффициента k_2 может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,45.

(4) Растягивающие напряжения в арматуре должны быть ограничены до зоны неупругих относительных деформаций, исключающих неприемлемое трещинообразование или деформации.

(5) Неприемлемое трещинообразование или деформации будут исключены, если при характеристической комбинации воздействий растягивающие напряжения в арматуре не

превышают $k_3 \cdot f_{yk}$. Если напряжения вызываются вынужденными деформациями, растягивающие напряжения не должны превышать $k_4 \cdot f_{yk}$. Средние значения напряжений в напрягаемой арматуре не должны превышать $k_5 \cdot f_{yk}$.

Примечание – Значения коэффициентов k_3 , k_4 и k_5 могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения равны 0,8, 1 и 0,75 соответственно.

7.3 Трещиностойкость

7.3.1 Общие положения

(1) Трещиностойкость необходимо ограничивать до уровня, при которой она не будет влиять на нормальное функционирование и долговечность конструкции или ухудшать ее внешний вид.

(2) Трещинообразование является обычным в железобетонных конструкциях, подверженных изгибу, срезу, кручению или растяжению, и оно вызывается непосредственным приложением нагрузок или действием вынужденных деформаций.

(3) Трещины могут появляться также по другим причинам, таким как повышенная усадка или расширение в процессе химической реакции твердения бетона. Такие трещины могут иметь недопустимую величину, но их исключение и контроль выходят за пределы настоящего раздела.

(4) Образование трещин может быть допущено без проверки ширины их раскрытия, если они не влияют на функционирование конструкции.

(5) Предельное значение расчетной ширины трещин w_{max} должно быть назначено с учетом предполагаемого назначения и типа конструкции, а также расходов на ограничение трещинообразования.

Таблица 7.1N – Рекомендуемые значения для w_{max} (мм)

Класс эксплуатации	Железобетонные элементы и предварительно напряженные элементы с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном	Предварительно напряженные элементы с напрягаемой арматурой, имеющей сцепление с бетоном
	Квазипостоянная комбинация воздействий	Частная комбинация воздействий
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Декомпрессия
Примечания 1 Для классов эксплуатации X0 и XC1 ширина раскрытия трещины не влияет на долговечность, и это предельное значение используется для обеспечения, как правило, допустимого внешнего вида исходя из эстетико-психологических требований. Если отсутствуют требования к внешнему виду, то данное предельное значение может быть увеличено. 2 Для данных классов условий эксплуатации, дополнительно необходимо проверить деком-прессию при квазипостоянной комбинации нагрузок.		

Примечание – Значение W_{max} может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемые значения для соответствующих классов эксплуатации приведены в таблице 7.1N.

При отсутствии специальных требований (например, водонепроницаемость), предельная расчетная ширина трещин W_{max} , приведенная в таблице 7.1N, при квазипостоянной комбинации воздействий будет достаточной, если будут соблюдаться требования по внешнему виду и долговечности железобетонных конструкций зданий.

Долговечность предварительно напряженных конструкций может быть более зависима от трещинообразования. Если отсутствуют более точные требования, может быть принято, что расчетная ширина трещин ограничивается до значений W_{max} согласно таблице 7.1N; при частной комбинации воздействий она будет, как правило, достаточной для предварительно напряженных элементов. Ограничение декомпрессии требует, чтобы все части напрягаемого элемента, имеющего сцепление с бетоном, или канал были расположены не менее чем на 25 мм внутри сжатого бетона.

(6) Для конструкций, имеющих напрягаемую арматуру без сцепления с бетоном, применяются те же требования, что и для железобетонных элементов. Для конструкций с комбинацией напрягаемой арматуры, имеющей и не имеющей сцепление с бетоном, распространяются те же требования, что и для предварительно напряженных конструкций с напрягающей арматурой, имеющей сцепление с бетоном.

(7) Особые меры необходимы для элементов, находящихся в условиях класса эксплуатации XD3. Выбор соответствующих мер будет зависеть от вида агрессивного агента.

8) При использовании моделей «распорка – тяж», с распорками, ориентированными вдоль траекторий сжимающих напряжений и работающими без трещин, возможно использовать усилия в тяжах для определения соответствующих напряжений в стали и расчета ширины трещины (см. 5.6.4 (2)).

(9) Ширина раскрытия трещины может быть определена согласно 7.3.4. Упрощенная альтернатива заключается в ограничении диаметра стержней или расстояний между ними согласно 7.3.3.

7.3.2 Минимальная площадь арматуры

(1) Р Если требуется контроль ширины раскрытия трещин, необходимо установить минимальное количество арматуры, имеющей сцепление с бетоном, для контроля трещинообразования в зонах, в которых ожидается растяжение. Требуемое количество арматуры может быть рассчитано из условия равновесия между растягивающим усилием в бетоне непосредственно перед образованием трещин и растягивающим усилием в арматуре при ее текучести или при меньшем напряжении, если это необходимо для ограничения ширины трещин.

(2) Если более строгий расчет показывает, что меньшая площадь сечения арматуры будет достаточной, требуемая минимальная площадь арматуры может быть рассчитана следующим образом. При сложных сечениях, таких как тавровые балки и коробчатые балки, минимальное армирование должно быть определено для каждой части сечения (стенок, полков) по формуле

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}, \quad (7.1)$$

где:

$A_{s,min}$ – минимальная площадь сечения арматурной стали в пределах растянутой зоны;

A_{ct} – площадь растянутой зоны бетона. Растянутая зона – это та часть сечения,

которая, согласно расчету, растянута перед образованием первой трещины;

σ_s – абсолютное значение максимального напряжения, допускаемого в арматуре непосредственно после образования трещины. Оно может быть принято как предел текучести арматуры f_{yk} . Однако меньшее значение может потребоваться для обеспечения предельных значений ширины раскрытия трещины в соответствии с максимальным диаметром стержня или расстоянием (шагом) между стержнями (см. 7.3.3 (2));

$f_{ct,eff}$ – среднее значение прочности бетона при растяжении во время образования трещин, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$, или меньше ($f_{ctm}(t)$), если образование трещин ожидается ранее чем через 28 сут;

k – коэффициент, учитывающий влияние неравномерных самоуравновешенных напряжений, которые приводят к снижению ограничивающих усилий: $k = 1,0$ для ребер с $h \leq 300$ мм или полков с шириной менее 300 мм; $k = 0,65$ для ребер с $h \geq 800$ мм или полков с шириной более 800 мм; промежуточные значения определяются интерполяцией;

k_c – коэффициент, учитывающий распределение напряжения в сечении непосредственно перед образованием трещин и изменение плеча внутренней пары сил: для чистого растяжения $k = 1,0$; для изгиба или изгиба совместно с продольными силами:

для прямоугольных сечений и ребер коробчатых сечений и T-сечений

$$k_c = 0,4 \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h^*} \right) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1; \quad (7.2)$$

для полков коробчатых сечений и T-сечений

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5; \quad (7.3)$$

здесь

σ_c – среднее напряжение в бетоне, действующее на рассматриваемую часть сечения:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h}; \quad (7.4)$$

N_{Ed} – осевая сила в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности, которая воздействует на рассматриваемую часть сечения (усилие сжатия обозначено положительным знаком). N_{Ed} должна быть определена при характеристических значениях предварительного напряжения и осевых сил при соответствующем комбинации воздействий;

$h^* = h$ для $h < 1,0$ м;

$h^* = 1,0$ м для $h \geq 1,0$ м;

k_1 – коэффициент, учитывающий влияние осевых сил на распределение напряжения:

$k_1 = 1,5$, если N_{Ed} сжимающая сила;

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$, если N_{Ed} растягивающая сила;

F_{cr} – абсолютное значение растягивающего усилия в полке непосредственно перед образованием трещин при моменте трещинообразования, рассчитанном при $f_{ct,eff}$.

(3) Напрягаемая арматура, имеющая сцепление с бетоном, в растянутой зоне могут быть учтена при расчете трещиностойкости в пределах расстояния от центра напрягаемой арматуры

не более 150мм. Это влияние может быть учтено добавлением слагаемого $\xi_1 \cdot A'_p \cdot \Delta\sigma_p$ в левую часть формулы (7.1),

где:

A'_p – площадь сечения напрягаемой арматуры, натянутой на упоры или на бетон в пределах эффективной площади $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутого бетона, окружающего арматуру или напрягаемую арматуру, высотой $h_{c,ef}$, причем $h_{c,ef}$ принимается как меньшее значение из $2,5 \cdot (h - d)$, $(h - x)/3$; $h/2$ (рисунок 7.1);

ξ_1 – поправочный коэффициент прочности сцепления, учитывающий различные диаметры напрягаемой и ненапрягаемой арматурной стали:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}, \quad (7.5)$$

ξ – отношение прочностей сцепления напрягаемой и ненапрягаемой арматурной стали согласно таблице 6.2;

ϕ – наибольший диаметр арматурной стали;

ϕ_p – эквивалентный диаметр напрягаемой арматуры согласно 6.8.2. Если для ограничения ширины раскрытия трещин используется только напрягаемая арматура, то действует условие $\xi_1 = \sqrt{\xi}$

$\Delta\sigma_p$ – отклонение напряжения в напрягающих элементах от состояния нулевых относительных деформаций в бетоне на том же уровне;

(4) В предварительно напряженных элементах не требуется никакой минимальной арматуры в сечениях, если при характеристической комбинации воздействий и характеристическом значении усилия предварительного напряжения бетон сжат или абсолютное значение растягивающих напряжений в бетоне менее $\sigma_{ct,p}$.

Примечание – Значение для $\sigma_{ct,p}$ может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно $f_{ct,eff}$ согласно 7.3.2 (2).

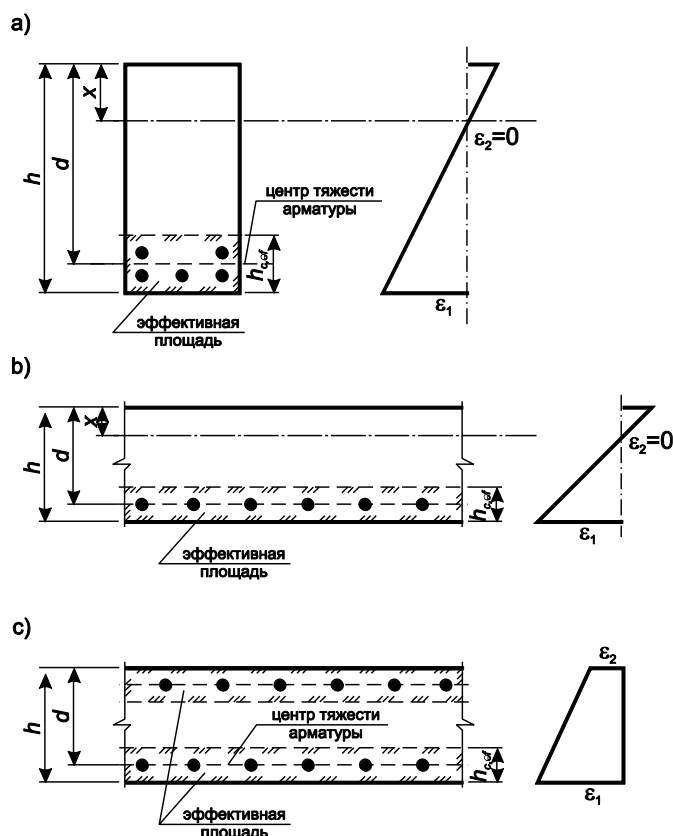


Рисунок 7.1 – Эффективная растянутая зона (типичные случаи):

a – балки; б – плиты; с – растянутые элементы

7.3.3 Контроль трещиностойкости без прямого расчета

(1) Для железобетонных и предварительно напряженных плит зданий, подвергающихся изгибу без существенного осевого растяжения, нет необходимости в применении специальных мер для ограничения ширины раскрытия трещин, если общая высота не превышает 200 мм и требования 9.3 соблюдены.

(2) Требование 7.3.4 для упрощения могут быть представлены в форме таблицы, содержащей ограничение диаметра стержня или расстояния между стержнями.

Примечание – Если соблюдается минимальное армирование согласно 7.3.2, то ширина трещин не превысит допустимую, если:

– при трещинах, вызванных преимущественно ограничением деформаций, размеры стержней согласно таблице 7.2N соблюдены, когда значение напряжения в стали определено непосредственно после образования трещин (т.е. σ_s в формуле (7.1));

– при трещинах, вызванных преимущественно нагружением, и условия согласно таблице 7.2N или таблице 7.3N соблюдаются. Напряжения в стали должны быть рассчитаны как для сечений с трещинами при соответствующем сочетании воздействий.

В конструкциях с натяжением на упоры, когда ограничение ширины раскрытия трещины обеспечивается преимущественно напрягаемой арматурой, имеющей сцепление с бетоном, могут быть использованы таблицы 7.2N и 7.3N, при напряжении, определяемом как разность между полным напряжением и предварительным напряжением. При натяжении на бетон, когда ограничение ширины раскрытия трещин преимущественно обеспечивается обычной ненапрягаемой арматурой, могут быть использованы данные таблицы, при напряжении в этой арматуре, рассчитанной с учетом усилия предварительного напряжения.

Таблица 7.2N – Предельный диаметр ϕ_s^* для ограничения ширины трещин¹⁾

Напряжение в арматуре ²⁾ , МПа	Предельный диаметр стержней, мм		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

Примечания
1 Значения таблицы основываются на следующих допущениях:
 $c = 25$ мм; $f_{ct,eff} = 2,9$ МПа; $h_{cr} = 0,5h$; $(h - d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ и $k_4 = 1,0$.
2 При соответствующей комбинации воздействий.

Таблица 7.3N – Максимальные расстояния между стержнями для ограничения ширины трещин¹⁾

Напряжение в арматуре ²⁾ , МПа	Максимальное значение расстояния между стержнями, мм		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

Примечание – смотри таблицу 7.2N.

Максимальный диаметр стержня может быть изменен следующим образом:

– изгиб (по крайней мере в сжатой части сечения)

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2 \cdot (h - d)}; \quad (7.6N)$$

– растяжение (равномерное осевое растяжение)

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \cdot \frac{k_c \cdot h_{cr}}{8 \cdot (h - d)}; \quad (7.7N)$$

где:

ϕ_s – уточненный максимальный диаметр;

ϕ_s^* – максимальный диаметр, приведенный в таблице 7.2;

h – полная высота сечения;

h_{cr} – высота растянутой зоны непосредственно перед образованием трещин, определяемая для характеристических значений предварительного напряжения и осевых сил при квазипостоянной комбинации воздействий;

d – эффективная высота до центра тяжести внешнего слоя арматуры.

Если сечение полностью растянуто, то $h - d$ является минимальным расстоянием между центром тяжести арматуры и поверхностью бетона (необходимо учитывать каждую поверхность, когда стержни расположены несимметрично).

(3) В балках общей высотой 1000 мм и более, в которых основная арматура сконцентрирована на малой части высоты, необходимо предусмотреть дополнительный слой арматуры, для обеспечения трещиностойкости боковых сторон балки. Эта арматура должна быть равномерно распределена в зоне между уровнем растянутой арматуры и нейтральной осью и должна располагаться внутри хомутов.

Площадь поверхностной арматуры должна быть не менее чем количество, определенное по 7.3.2 (2), принимая $k = 0,5$ и $\sigma_s = f_{yk}$. Расстояние между стержнями и их соответствующие диаметры могут быть приняты по Таблицам 7.2 и 7.3 как для чистого растяжения при напряжениях в арматуре, равных половине рассчитанных для основной растянутой арматуры.

(4) Следует отметить, что возможны особые риски появления больших трещин в сечениях, в которых бывают резкие изменения напряжения, например:

- при изменении размера сечения;
- вблизи сосредоточенных сил;
- в зонах обрыва арматуры;
- в зонах с высокими напряжениями сцепления, особенно по длине нахлестки.

Для таких зон необходимо, насколько это возможно, минимизировать перепад напряжений. Однако приведенные выше правила контроля трещиностойкости будут обеспечиваться при соблюдении правил конструирования арматуры, приведенных в разделах 8 и 9.

Трещиностойкость от действия тангенциальных напряжений считается контролируемой в достаточной степени, если соблюдены правила конструирования, приведенные в 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 и 9.4.3.

7.3.4 Расчет ширины раскрытия трещин

(1) Ширина раскрытия трещин w_k определяется по формуле

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (7.8)$$

где:

$s_{r,max}$ – максимальное расстояние между трещинами;

ε_{sm} – средние относительные деформации арматуры при рассматриваемой комбинации воздействий, включая влияние вынужденных деформаций и учитывая работу бетона на растяжение. Учитывается только дополнительная относительная деформация, выходящая за нулевое значение деформаций бетона на том же уровне;

ε – средняя относительная деформация бетона между трещинами.

(2) Значение $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ определяется по формуле

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}}}{E_s} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

где:

σ_s – напряжение в растянутой арматуре сечения с трещиной. Для предварительно напряженной арматуры σ_s может быть заменено на $\Delta\sigma_s$ – приращение напряжения в напрягаемой арматуре от состояния нулевых относительных деформаций в бетоне на уровне напрягаемой арматуры;

α_e – отношение E_s/E_b

$$\rho_{sp,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p'}{A_{c,eff}} \quad (7.10)$$

здесь

A_p' и $A_{c,eff}$ – определены в 7.3.2 (3);

ξ_1 – определяется по формуле (7.5);

k_t – коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки:

$k_t = 0,6$ при кратковременном действии нагрузки;

$k_t = 0,4$ при длительном действии нагрузки.

(3) В случаях, когда арматура, имеющая сцепление с бетоном, расположена сосредоточенно в растянутой зоне (расстояния не более $5(c+\phi/2)$), максимальное расстояние между трещинами может быть определено по формуле (7.11) (смотри рисунок 7.2);

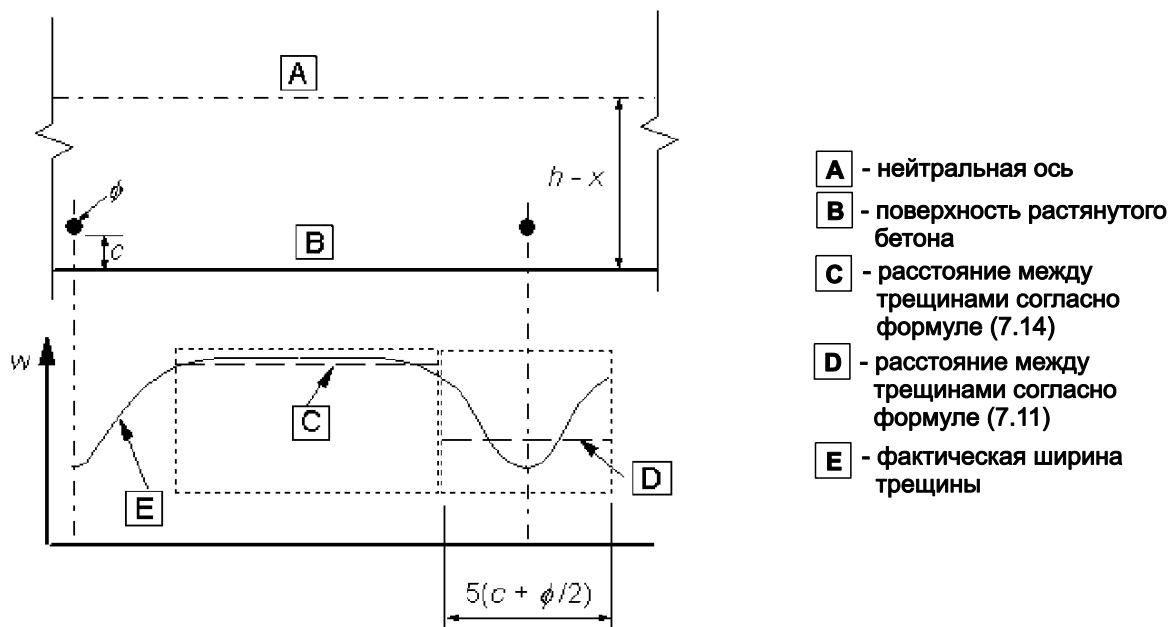


Рисунок 7.2 – Ширина трещины w на поверхности бетона, в зависимости от расстояния между стержнями

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (7.11)$$

где:

ϕ – диаметр стержня. Если в сечении используются различные диаметры стержней, необходимо применять заменяющий (эквивалентный) диаметр ϕ_{eq} . Для сечения с n_1 стержнями диаметром ϕ_1 и n_2 стержнями с диаметром ϕ_2 следует применять формулу

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}, \quad (7.12)$$

c – защитный слой бетона для продольной арматуры;

k_1 – коэффициент, учитывающий свойства сцепления арматуры:

$k_1 = 0,8$ для стержней с хорошими свойствами сцепления;

$k_1 = 1,6$ для стержней с практически гладкой поверхностью (включая, напрягаемую арматуру);

k_2 – коэффициент, учитывающий распределения относительных деформаций:

$k_2 = 0,5$ для изгиба;

$k_2 = 1,0$ для чистого растяжения.

В случаях внецентренного растяжения или для локальных зон необходимо применять промежуточные значения k_2 , которые определяются по формуле

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}, \quad (7.13)$$

где:

ε_1 – наибольшая,

ε_2 – наименьшая относительные деформации растяжения на краях рассматриваемого сечения, определенные в сечении с трещиной.

Примечание – Значения коэффициентов k_3 и k_4 могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения равны 3,4 и 0,425 соответственно.

Если расстояние между стержнями, имеющими сцепление с бетоном, превышает $5(c + \phi/2)$ (см. рисунок 7.2) или если в растянутой зоне нет арматуры, имеющей сцепление с бетоном, верхнее значение для ширины раскрытия трещины определяется, принимая максимальное расстояние между трещинами

$$S_{r,max} = 1,3 \cdot (h - x). \quad (7.14)$$

(4) Если угол между осями главных напряжений и направлением арматуры, для элементов, армированных в двух ортогональных направлениях, значителен (более 15°), расстояние между трещинами $S_{r,max}$ определяется по формуле

$$S_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{S_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{S_{r,max,z}}}, \quad (7.15)$$

где:

θ – угол между арматурой в направлении y и направлением главного растягивающего напряжения;

$S_{r,max,y}$, $S_{r,max,z}$ – максимальные расстояния между трещинами в направлениях y и z соответственно согласно 7.3.4 (3).

(5) Для стен, подвергающихся раннему температурному воздействию, в которых площадь горизонтальной арматуры A_s не полностью удовлетворяет требованиям 7.3.2 и где низ стены ограничивается ранее изготовленным фундаментом, $S_{r,max}$ принимается равным 1,3-кратной высоты стены.

Примечание – Если для расчета ширины раскрытия трещин используются упрощенные методы, то они должны производиться на основании свойств, приведенных в настоящих Строительных нормах или определенные испытаниями.

7.4 Контроль прогибов

7.4.1 Общие положения

(1) Деформации элемента или конструкции не должны неблагоприятно отражаться на их надлежащем функционировании или внешнем виде.

(2) Должны быть установлены соответствующие предельные значения перемещений, учитывающие вид конструкции, наличие отделки, перегородок, закладных деталей, а также функциональное назначение конструкции.

(3) Деформации не должны превышать значения, которые могут быть восприняты другими примыкающими элементами, например, перегородками, остеклением, внешней обшивкой стен, оборудованием или отделкой. В некоторых случаях ограничения необходимы для того, чтобы обеспечить надлежащую работу машин или приборов и оборудования, располагаемых на конструкции, или избежать образования застоев воды на плоских покрытиях.

Примечание – Предельные значения прогибов, приведенные в (4) и (5), основываются на ISO4356 и, в общем случае, обеспечивают достаточные эксплуатационные свойства зданий, например, жилых домов, офисных зданий, общественных зданий. Необходимо проверить, что предельные значения прогибов соответствуют рассматриваемой несущей конструкции и нет никаких особых требований. Другие данные по ограничению прогибов и их предельные значения могут быть приняты по ISO4356.

(4) Внешний вид и общая эксплуатационная пригодность несущей конструкции могут быть нарушены, если рассчитанный прогиб балки, плиты или консольной балки при квазипостоянном сочетании воздействий превышает $1/250$ пролета. Прогиб необходимо определять относительно опор. Начальный строительный подъем может быть использован для компенсации части или всего перемещения, но любой подъем, созданный опалубкой, как правило, не должен превышать $1/250$ расчетного пролета.

(5) Деформации, в результате которых могут быть повреждены смежные части конструкции, должны быть ограничены. Прогиб после окончания строительства не должен превышать $1/500$ расчетного пролета при квазипостоянном сочетании воздействий. Другие предельные значения могут быть рассмотрены в зависимости от чувствительности смежных частей конструкций.

(6) Предельное состояние деформации контролируется следующим образом:

- посредством ограничения отношения пролета к высоте балки согласно 7.4.2 или
- посредством сравнения рассчитанной деформации согласно 7.4.3 с предельно допустимым значением.

Примечание – Фактические деформации могут отклоняться от рассчитанных значений, особенно когда приложенные моменты близки к моменту образования трещин. Различия будут зависеть от разброса свойств материалов, условий окружающей среды, истории нагружения, закрепления на опорах, свойств грунта и т.д.

7.4.2 Случай, когда расчеты могут не проводиться

(1)Р Как правило, нет необходимости точно рассчитывать прогиб, поскольку могут выполняться простые правила, например, ограничения отношения пролета к высоте, которые позволяют адекватно избегать проблемы прогибов в обычных условиях. Более строгие проверки необходимы для элементов, которые выходят за рамки этих пределов, или если применяются другие правила для ограничения прогиба, отличающиеся от заложенных в основе упрощенных методов.

(2) Если железобетонные балки и плиты зданий имеют такие размеры, что они удовлетворяют предельным значениям отношения пролета к высоте, приведенным в настоящем разделе, их прогибы могут быть вычислены на основании ограничений, указанных в 7.4.1 (4) и (5). Допустимое предельное отношение пролета к высоте определяется по формулам (7.16.a) и (7.16.b) и умножением его на корректирующий коэффициент, который учитывает вид используемой арматуры и другие факторы. В эти формулы нельзя включать значения строительного подъема:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ если } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ если } \rho \geq \rho_0 \quad (7.16b)$$

где:

$\frac{l}{d}$ – предельное значение отношения расчетного пролета к полезной высоте;

K – коэффициент, учитывающий различные статические системы;

ρ_0 – рекомендуемый коэффициент армирования, $\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$;

ρ – требуемый коэффициент растянутой арматуры в середине пролета для восприятия момента от расчетных нагрузок (на опоре для консоли);

ρ' – требуемый коэффициент сжатой арматуры в середине пролета для восприятия момента от расчетных нагрузок (на опоре для консоли);

f_{ck} – в МПа.

Формулы (7.16a) и (7.16b) были выведены при условии, что напряжение в стали при соответствующей расчетной нагрузке в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности в сечении с трещиной в середине пролета балки или плиты или на опоре консоли составляет 310 МПа (это соответствует примерно $f_{yk} = 500$ МПа). Если используются другие уровни напряжений, то значения, определенные по формулам (7.16a) и (7.16b), необходимо умножить на $310/\sigma_s$. В общем случае, с запасом можно принять, что:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{ck} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}} \quad (7.17)$$

где:

σ_s – растягивающее напряжение в стали в середине пролета (на опоре консоли) при расчетных значениях для предельного состояния по эксплуатационной пригодности;

$A_{s,prov}$ – площадь сечения арматуры, установленная в данном сечении;

$A_{s,req}$ – требуемая площадь сечения арматуры в данном сечении для предельного состояния по несущей способности.

Для сечений с полкой, когда отношение ширины полки к ширине ребра превышает 3, значения l/d согласно формулам (7.16a) и (7.16b) необходимо умножить на 0,8.

Для балок и плит (кроме плит плоских перекрытий) с пролетами более 7 м, с установленными на них перегородками, которые могут быть повреждены чрезмерным прогибом, значения l/d согласно формулам (7.16a) и (7.16b) необходимо умножить на коэффициент $7/l_{eff}$ (l_{eff} – в метрах, см. 5.3.2.2 (1)).

При плоских перекрытиях с наибольшим пролетом более 8,5 м, с установленными на них перегородками, которые могут быть повреждены чрезмерным прогибом, значения l/d согласно уравнению (7.16) необходимо умножить на коэффициент $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} – в метрах).

Примечание – Значения коэффициента K могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения K указаны в таблице 7.4N. Приведенные значения получены по формулам (7.16a) и (7.16b) для общих случаев (C30, $\sigma_s = 310$ МПа, различные статические системы и значения коэффициента армирования: $\rho = 0,5\%$ и $\rho = 1,5\%$).

Значения, приведенные в формулах (7.16) и таблице 7.4N, являются результатом параметрического исследования, выполненного для серий свободно опертых балок и плит прямоугольного сечения с использованием общего подхода, приведенного в 7.4.3. Были рассмотрены различные классы прочности бетона и характеристический предел текучести арматуры 500 МПа. Для данной площади растянутой арматуры был рассчитан предельный момент по несущей способности, а квазипостоянные нагрузки были приняты как 50% соответствующей полной расчетной нагрузки. Получившиеся при этом предельные отношения пролета к полезной высоте удовлетворяют предельным значениям прогибов согласно 7.4.1 (5).

Таблица 7.4N – Основные соотношения пролет/полезная высота для железобетонных элементов при отсутствии продольной силы сжатия

Статическая система	K	Бетон сильно нагруженный $\rho = 1,5\%$	Бетон слабо нагруженный $\rho = 0,5\%$
Свободно опертая однопролетная балка; одно- или двух пролетная плита	11,0	14	20
Крайний пролет неразрезной балки или неразрезной плиты, или двухпролетной плиты, имеющей неразрезность по длинной стороне	11,3	18	26
Средний пролет балки или плиты, работающей в одном или двух направлениях	11,5	20	30
Плита, опертая на колонны без балок (плита перекрытия) (основано на наибольшем пролете)	11,2	17	24
Консоль	00,4	6	8

Примечания

- 1 Указанные значения, как правило, консервативны и расчеты могут часто показывать, что возможно применение более тонких элементов.
- 2 Для плит, работающих в двух направлениях, проверку необходимо выполнять на основе более короткого пролета. При плоских перекрытиях за основу необходимо принимать наибольший пролет.
- 3 Пределы, указанные для плоских перекрытий, дают менее строгие ограничения, чем прогиб относительно колонн в середине пролета, равный $1/250$ пролета. Как показывает опыт, этого достаточно.

7.4.3 Проверка прогибов расчетом

(1) Если расчет необходим, следует рассчитать прогиб на нагрузки, соответствующие цели проверки.

(2) Р Принятый метод расчета должен описывать истинное поведение конструкции при соответствующих воздействиях с точностью, которая соответствует цели расчетов.

(3) Элементы, для которых можно исходить из того, что они не нагружены выше уровня, при котором предел прочности бетона при растяжении не превышен для любого сечения элемента, должны рассматриваться как работающие без трещин. Элементы, в которых предполагается появление трещин, но при этом трещины не полностью пересекают сечение, будут находиться в промежуточном положении между состояниями без трещин и с трещинами, полностью пересекающими сечение. Для элементов, преимущественно подверженных изгибу, соответствующий прогноз поведения выражается формулой (7.18):

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I, \quad (7.18)$$

где

α – рассматриваемый деформационный параметр, который может быть, например, относительной деформацией, кривизной или углом поворота (упрощенно может быть рассмотрен как прогиб (см. (6)));

α_I, α_{II} – значения параметра, рассчитанные для элемента без трещин и с трещинами соответственно;

ζ – коэффициент распределения (учитывает так называемый эффект ужесточения при растяжении) определяется по формуле

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (7.19)$$

$\zeta = 0$ – для сечений без трещин;

β – коэффициент, учитывающий влияние длительности нагрузки или повторности нагрузки на среднюю относительную деформацию:

$\beta = 1,0$ при однократном кратковременном нагружении;

$\beta = 0,5$ при постоянных нагрузках или многократно повторных нагружениях;

σ_s – напряжение в растянутой арматуре, которое рассчитывается для сечения с трещиной;

σ_{sr} – напряжение в растянутой арматуре, которое рассчитывается для сечения с трещиной при нагрузке, при действии которой образовалась первая трещина.

Примечание – σ_s/σ_{sr} может быть заменено на M_{cr}/M для изгиба или на N_{cr}/N – для чистого растяжения, причем M_{cr} является моментом трещинообразования, N_{cr} – усилием трещинообразования.

(4) Деформации от нагрузки могут быть оценены при использовании предела прочности при растяжении и эффективного модуля упругости бетона, см. (5).

Таблица 3.1 содержит значения предела прочности при растяжении. Как правило, наилучшие оценки поведения могут быть получены, когда используется средняя прочность при растяжении f_{ctm} . Если может быть подтверждено, что осевые растягивающие напряжения (например, вызванные усадкой или температурными воздействиями) отсутствуют, может быть использован предел прочности при растяжении с изгибом $f_{ctm,fl}$ (см. 3.1.8).

(5) Для длительно действующих нагрузок, вызывающих ползучесть, общая

деформация, учитывающая деформацию ползучести, определяется с использованием эффективного модуля упругости бетона по формуле:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (7.20)$$

где:

$\varphi(\infty, t_0)$ – коэффициент ползучести, соответствующий нагрузке и интервалу времени (смотри 3.1.4).

(6) Кривизна вследствие усадки определяется по формуле:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S}{I}, \quad (7.21)$$

где:

$\frac{1}{r_{cs}}$ – кривизна, вызванная усадкой;

ε_{cs} – свободные относительные деформации усадки (см. 3.1.4);

S – статический момент площади арматуры относительно центра тяжести сечения;

I – момент инерции сечения;

α_e – отношение эффективных модулей упругости:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}.$$

S и I , как правило, необходимо определять как для сечения без трещин, так и в состоянии трещинообразования, причем полная кривизна определяется по формуле (7.18).

(7) Наиболее строгим (точным) методом расчета прогиба является метод, указанный в (3), основанный на вычислении кривизны для ряда сечений вдоль длины элемента конструкции и последующем определении прогиба посредством численного интегрирования. В большинстве случаев достаточно рассчитать прогиб дважды, рассматривая весь элемент без трещин и в состоянии с трещинами, а затем интерполировать с использованием формулы (7.18).

Примечание – Если для расчета прогибов используются упрощенные методы, то расчеты должны производиться на основании свойств, приведенных в настоящих Строительных нормах, или определяться испытаниями.

8 КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕНАПРЯГАЕМОЙ И НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

8.1 Общие положения

(1)Р Приведенные в настоящем разделе требования распространяются на арматуру периодического профиля, сетки и напрягаемую арматуру при преимущественно статической нагрузке. Они действительны для обычных зданий и мостов. Они могут быть недостаточными для:

- элементов, подверженных динамической нагрузке, вызванной сейсмическими воздействиями или вибрацией машин, ударной нагрузкой;
- элементов, специально покрашенных, имеющие эпоксидные или цинковые покрытия.

Дополнительные правила приведены для стержней больших диаметров.

(2)Р Требования к минимальному защитному слою бетона должны быть удовлетворены (см. 4.4.1.2).

(3) Для легкого бетона действуют дополнительные правила, приведенные в разделе 11.

(4) Правила для конструкций, подверженных усталостной нагрузке, приведены в 6.8.

8.2 Расстояние между стержнями

(1)Р Расстояние между стержнями должно быть таким, чтобы бетон мог быть удовлетворительно уложен и уплотнен для обеспечения достаточного сцепления.

(2) Расстояние в свету (горизонтальное и вертикальное) между параллельными отдельными стержнями или горизонтальными слоями параллельных стержней должно быть не менее чем максимальное значение из приведенных:

- k_1 диаметр стержня,
 - $(d_g + k_2)$ мм или
 - 20 мм,
- где
 d_g – диаметр наибольшего зерна заполнителя.

Примечание – Значения k_1 и k_2 могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения 1 и 5 мм соответственно.

(3) Когда стержни расположены отдельными горизонтальными слоями, стержни каждого отдельного слоя должны располагаться по вертикали друг над другом. Расстояние между вертикальными рядами стержней должно быть достаточно для размещения вибраторов и качественного уплотнения бетона.

(4) Соединяемые внахлест стержни могут соприкасаться друг с другом в пределах длины нахлеста. Подробнее смотри 8.7.

8.3 Допустимые диаметры оправки для загибаемых стержней

(1)Р Минимальный диаметр, вокруг которого изгибается стержень, должен быть таким, чтобы избежать трещин от изгиба в стержне и исключить разрушение бетона внутри зоны загиба стержня.

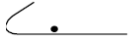
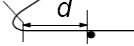
(2) Чтобы избежать повреждения арматуры, диаметр, вокруг которого загибается стержень (диаметр оправки), должен быть не менее $\phi_{m,min}$.

Примечание – Значения $\phi_{m,min}$ могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения приведены в таблице 8.1N.

Таблица 8.1N – Минимальный диаметр оправки, исключаящий повреждения арматуры
a) для стержней и проволоки

Диаметр стержня	Минимальный диаметр оправки для загнутых стержней, угловых крюков и петель (см. рисунок 8.1)
$\phi \leq 16$ мм	4 ϕ
$\phi > 16$ мм	7 ϕ

в) для свариваемой загибаемой арматуры и сеток, загибаемых после сварки

Минимальный диаметр оправки	
 или 	 или 
5Ø	d ≥ 3Ø: 5Ø: d < 3Ø или сварка в пределах зоны изгиба: 20Ø
Примечание – Размер оправки при сварке в пределах зоны загиба может быть уменьшен до 5Ø, если сварка выполняется согласно ENISO 17660*, приложение В.	

(3) Диаметр оправки не нуждается в проверке для исключения разрушения бетона, если выполняются следующие условия:

- длина анкеровки стержня не требуется более 5Ø после окончания загиба;
- стержень не расположен на краю (загиб обращен к поверхности бетона) и имеется поперечный стержень с диаметром не менее Ø, расположенный внутри загиба;
- диаметр оправки не менее рекомендуемых значений, приведенных в таблице 8.1 N.

В противном случае диаметр оправки, $\Phi_{m,min}$, должен быть увеличен согласно выражению (8.1):

$$\Phi_{m,min} \geq \frac{F_{bt} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\Phi} \right)}{f_{cd}}, \quad (8.1)$$

где:

F_{bt} – растягивающее усилие в предельном состоянии по несущей способности в стержне или группе стержней в начале загиба;

a_b – для каждого стержня (или группы стержней) половина расстояния между центрами тяжести стержня (или группы стержней) по перпендикуляру к плоскости загиба. Для стержня или группы стержней вблизи поверхности элемента a_b следует принимать равным защитному слою бетона плюс $\Phi/2$.

Значение f_{cd} не должно приниматься большим, чем значение расчетного сопротивления для класса прочности бетона C55/67.

8.4 Анкеровка продольной арматуры

8.4.1 Общие положения

(1) Р Арматурные стержни, проволоки или сварные сетки из арматурной стали должны быть заанкерены таким образом, чтобы силы сцепления обеспечивали безопасную передачу силы на бетон, исключая образование продольных трещин и раскалывание. Если необходимо, следует предусматривать поперечную арматуру.

(2) Способы анкеровки показаны на рисунке 8.1 (смотри также 8.8 (3)).

(3) Загибы и крюки не влияют на длину анкеровки при сжатии.

(4) Разрушение бетона в пределах загиба должно быть предотвращено посредством соблюдения требований 8.3 (3).

(5) При установке механических устройств на основании испытаний, требования к испытаниям должны соответствовать стандартам на устройства или Европейскому Техническому регламенту.

(6) О передаче усилий предварительного напряжения на бетон смотри 8.10.

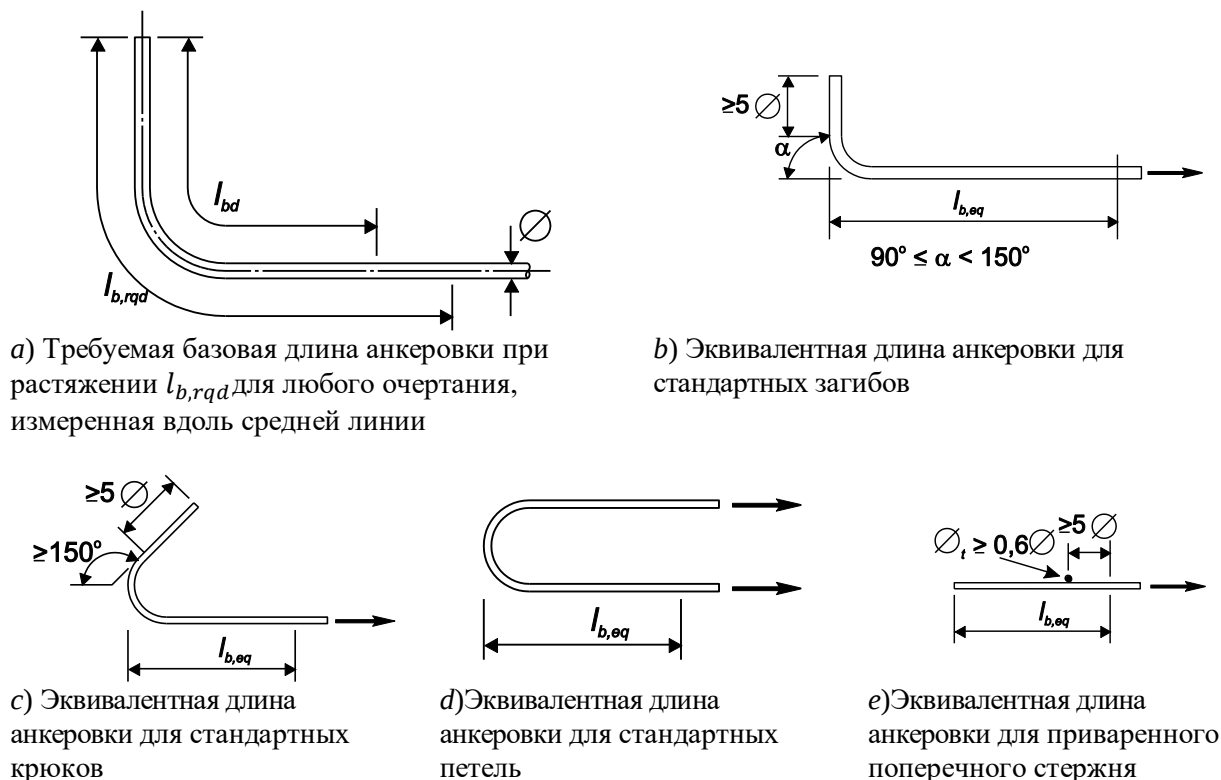


Рисунок 8.1 – Способы анкеровки, отличающиеся от анкеровки прямого стержня:

8.4.2 Предельные напряжения сцепления

(1) Р Предельные напряжения сцепления должны быть достаточными для исключения разрушения от потери сцепления.

(2) Расчетное значение предельных напряжений сцепления f_{bd} для стержней периодического профиля может быть рассчитано следующим образом:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}, \quad (8.2)$$

где:

f_{ctd} – расчетное значение предела прочности бетона при растяжении согласно 3.1.6 (2)Р.

С учетом повышенной хрупкости высокопрочного бетона $f_{ctk,0,05}$ должно быть ограничено до значений для С60/75, если не может быть проверено, что средняя прочность сцепления ограничивается указанным пределом;

η_1 – коэффициент, учитывающий качество условий сцепления и положение стержней во время бетонирования (см. рисунок 8.2);

$\eta_1 = 1,0$ если достигаются хорошие условия сцепления, и

$\eta_1 = 0,7$ для всех других случаев, а также для конструктивных элементов, которые были изготовлены в скользящей опалубке, или если не может быть показано что обеспечиваются хорошие условия сцепления;

η_2 – коэффициент, учитывающий диаметр стержня:

$\eta_2 = 1,0$ для $\phi \leq 32$ мм;

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ для $\phi > 32$ мм.

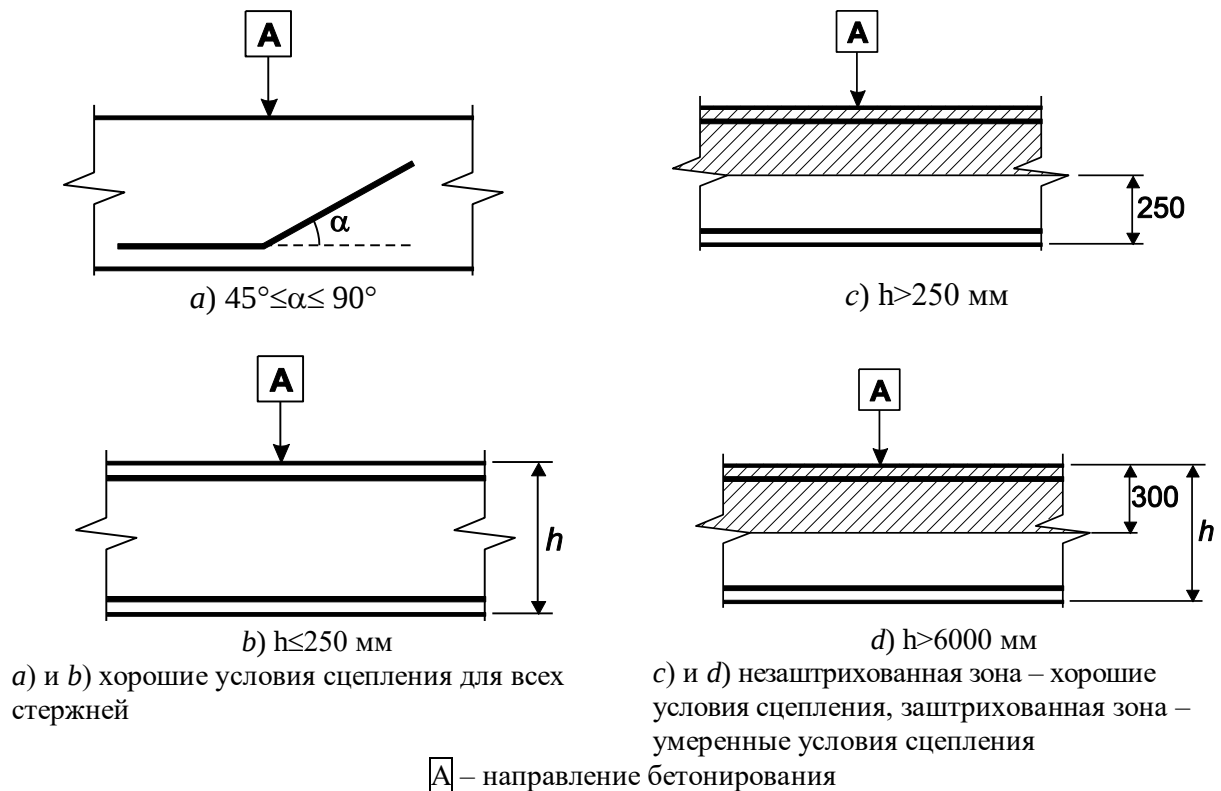


Рисунок 8.2 – Описание условий сцепления

8.4.3 Базовая длина анкеровки

(1) Расчет требуемой длины анкеровки должен учитывать вид арматурной стали и свойства сцепления стержней.

(2) Требуемая базовая длины анкеровки $l_{b,rqd}$ для анкеровки усилия $A_s \sigma_{sd}$ в прямом стержне, при допущении постоянных напряжений сцепления f_{bd} , определяется по формуле

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (8.3)$$

где:

σ_{sd} – расчетные напряжения стержня в сечении, в котором измеряется анкеровка.

Значения для f_{bd} приведены в 8.4.2.

(3) При загнутых стержнях базовая требуемая длина анкеровки $l_{b,rqd}$ и расчетная длина анкеровки l_{bd} должны измеряться вдоль средней линии стержня (см. рисунок 8.1а).

(4) Для сварных сеток из спаренных стержней или проволок диаметр ϕ в формуле (8.3) необходимо заменить эквивалентным диаметром $\phi_n = \phi\sqrt{2}$.

8.4.4 Расчетная длина анкеровки

(1) Расчетная длина анкеровки l_{bd} равна:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (8.4)$$

где:

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 – коэффициенты, приведенные в таблице 8.2:

α_1 – учитывает влияние формы стержней, принимаемую адекватно бетону (смотри

рисунок 8.1);

α_2 – учитывает влияние минимальной толщины защитного слоя бетона (смотри рисунок 8.3);

α_3 – учитывает влияние усиления поперечной арматурой;

α_4 – учитывает влияние одного или нескольких приваренных поперечных стержней ($\varnothing_t > 0,6\varnothing$) вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} (смотри также 8.6);

α_5 – учитывает влияние поперечного давления вдоль расчетной длины анкеровки.

Произведение

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7; \quad (8.5)$$

$l_{b,rqd}$ – следует из формулы (8.3);

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, если не действует другое ограничение, принимается:

– для анкеровки растянутых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{мм}\}; \quad (8.6)$$

– для анкеровки сжатых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{мм}\}. \quad (8.7)$$

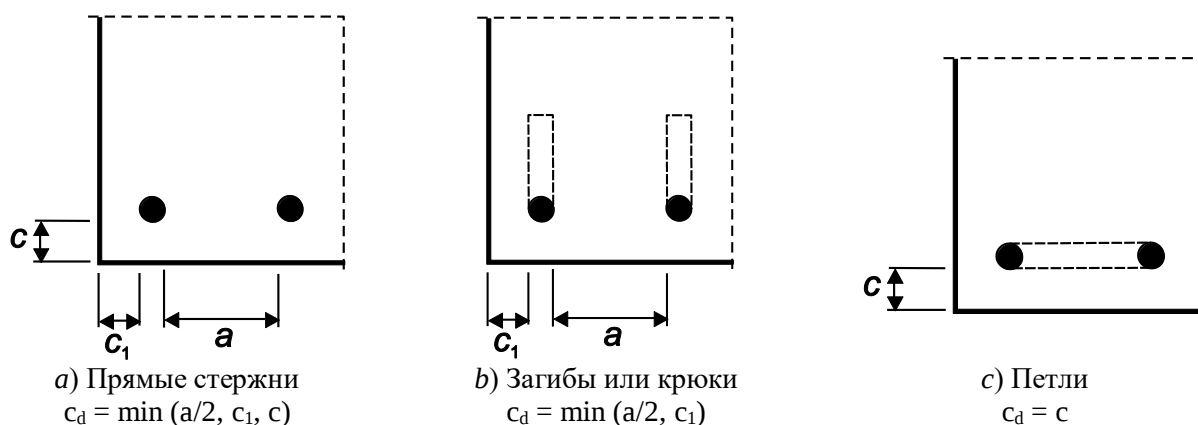


Рисунок 8.3 – Значения c_d для балок и плит

(2) В качестве упрощенной альтернативы 8.4.4 (1) анкеровка при растяжении некоторых видов, показанных на рисунке 8.1, может быть обеспечена при эквивалентной длине анкеровки $l_{b,eq}$. Эквивалентная длина анкеровки $l_{b,eq}$ показана на рисунке 8.1 и может быть принята следующим образом:

– $\alpha_1 l_{b,rqd}$ для видов, показанных на рисунках 8.1b – 8.1d (смотри таблицу 8.2 для значений α_1);

– $\alpha_4 l_{b,rqd}$ для видов, показанных на рисунке 8.1e (смотри таблицу 8.2 для значений α_4), где

α_1 и α_4 определены в (1),

$l_{b,rqd}$ рассчитывается по формуле (8.3).

Таблица 8.2 – Значения коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 , α_4 и α_5

Фактор влияния	Тип анкеровки	Арматурный стержень	
		растянутый	сжатый
Форма стержней	прямая	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	не прямая (см. Рисунок 8.1(b), (c) и (d) и Рисунок 8.3)	$\alpha_1 = 0,7$ если $c_d > 3\varnothing$, в противном случае $\alpha_1 = 1,0$ (см. Рисунок 8.3 для c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Защитный слой бетона	прямая	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \varnothing)/\varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	не прямая (см. Рисунок 8.1(b), (c) и (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\varnothing)/\varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (см. Рисунок 8.3 для c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Наличие поперечной арматуры, не приваренной к главной арматуре	все типы	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Наличие приваренной поперечной арматуры*	все типы, положения и размеры указаны на Рисунке 8.1(е)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Наличие поперечного сжатия	все виды	$\alpha_5 = 1 - 0,04\rho$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—
где: $\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min})/A_s$; $\sum A_{st}$ - площадь сечения поперечной арматуры на расчетной длине анкеровки l_{bd}; $\sum A_{st,min}$ - площадь сечения минимальной поперечной арматуры, равная $0,25A_s$ для балок и 0 для плит; A_s - площадь одиночного заанкеренного стержня максимального диаметра; K - значения смотри рисунок 8.4; ρ - поперечное давление на длине l_{bd}, МПа, в предельном состоянии по несущей способности.			
Смотри также 8.6:	В направлении опор l_{bd} может быть принято меньшей, чем $l_{bd,min}$, если как минимум одна поперечная проволока приварена в пределах опоры. Она должна быть на расстоянии не менее 15 мм от грани опоры.		

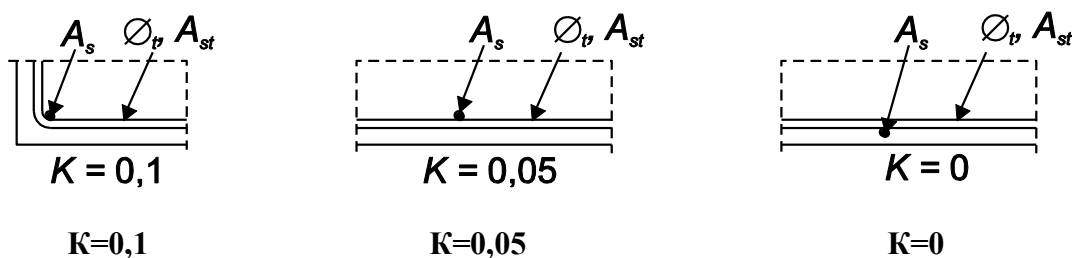


Рисунок 8.4 – Значения К для балок и плит

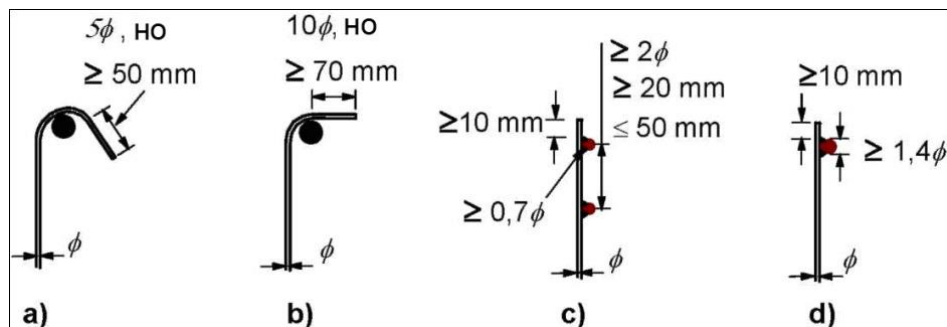
8.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры

(1) Анкеровка хомутов и поперечной арматуры обычно обеспечивается при помощи

загибов или крюков или посредством приваривания поперечной арматуры. Стержень должен быть внутри крюка или загиба.

(2) Анкеровка должна быть выполнена согласно рисунку 8.5. Сварка должна быть выполнена согласно ENISO 17660* и должна иметь несущую способность согласно 8.6 (2).

Примечание – Определение угла загиба смотри рисунок 8.1.



Примечание – Для c) и d) защитный слой не должен быть менее 3ϕ или 50 мм.

Рисунок 8.5 – Анкеровка хомутов

8.6 Анкеровка путем приварки стержней

(1) Дополнительно к 8.4 и 8.5 анкеровка может быть достигнута путем приварки поперечных стержней (см. рисунок 8.6), находящихся в бетоне.

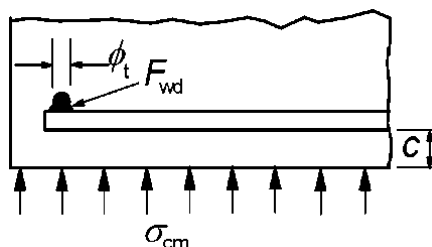


Рисунок 8.6 – Приваренный поперечный стержень как анкерное устройство

(2) Анкерующая способность одного приваренного поперечного стержня (диаметром от 14 до 32мм), приваренного к внутренней стороне главного стержня, составляет F_{btd} . Значение σ_{sd} в формуле (8.3) может быть уменьшено на F_{btd}/A_s , где A_s – площадь сечения стержня.

Примечание – Значение F_{btd} может быть указано в Национальном приложении.

Рекомендуемое значение определяется следующим образом:

$$F_{btd} = l_{td} \cdot \phi_t \cdot \sigma_{td}, \quad \text{но не более } F_{wd}, \quad (8.8N)$$

где:

F_{wd} – расчетное значение поперечного усилия сварки (определяемое как произведение некоторого коэффициента на $A_s \cdot f_{yd}$; например, $0,5A_s \cdot f_{yd}$, причем A_s – площадь поперечного сечения анкерующего стержня, а f_{yd} – расчетное значение его предела текучести);

l_{td} – расчетная длина поперечного стержня: $l_{td} = 1,16\phi_t (f_{yd}/\sigma_{td})^{0.5} \leq l_t$;

l_t – длина поперечного стержня, но не более расстояния от стержня до конца зоны анкеровки;

ϕ_t – диаметр поперечного стержня;

σ_{td} – сжимающее напряжение в бетоне: $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/y \leq 3f_{cd}$;

σ_{cm} – сжатие в бетоне перпендикулярно обоим стержням (среднее значение, сжатие со знаком плюс);

y -функция: $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$;

x -функция, учитывающая геометрию: $x = 2(c/\phi_t) + 1$;

c -защитный слой бетона в направлении, перпендикулярном обоим стержням.

(3) Если два стержня одинакового диаметра приварены к противоположным сторонам анкерно закрепляемого стержня, то рассчитанная согласно 8.6 (2) несущая способность может быть удвоена при условии, что защитный слой бетона внешнего стержня соответствует требованиям раздела 4.

(4) Если два стержня приварены по одну сторону с минимальным расстоянием между ними 3ϕ , несущая способность должна быть увеличена умножением на коэффициент 1,41.

(5) Для стержня диаметром не более 12 мм несущая способность анкеровки главным образом зависит от расчетной прочности сварного соединения. Она может быть определена следующим образом:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16A_s f_{cd} \cdot \frac{\phi_t}{\phi_l}, \quad (8.9)$$

где:

F_{wd} – расчетное значение несущей способности на срез сварки (см. 8.6 (2));

ϕ_t – номинальный диаметр поперечного стержня: $\phi_t \leq 12$ мм;

ϕ_l – номинальный диаметр анкерно закрепляемого (анкеруемого) стержня: $\phi_l \leq 12$ мм.

Если используются два приваренных поперечных стержня с минимальным расстоянием между ними ϕ_t , то несущая способность анкеровки согласно выражению (8.9) должна быть умножена на коэффициент 1,41.

8.7 Соединения внахлестку и механические соединения

8.7.1 Общие положения

(1)Р Передача усилия от одного стержня к другому происходит посредством:

- нахлеста, с загибами или без них, или крюков;
- сварки;
- механических соединений, обеспечивающих передачу нагрузок при сжатии-растяжении или только при сжатии.

8.7.2 Соединения внахлестку

(1)Р Конструкция соединений стержней внахлест должна быть такой, чтобы:

- была обеспечена передача усилий от одного стержня к другому;
- в зоне нахлеста не было раскалывания бетона;
- не возникали большие трещины, ухудшающие структуру бетона.

(2) Соединения внахлест:

– стержни должны, как правило, располагаться со смещением и не должны находиться в зонах с большими моментами/силами (например, в местах пластических шарниров). Исключения указаны ниже в (4);

- в любом сечении они должны быть расположены, как правило, симметрично.

(3) Расположение соединенных внахлестку стержней должно соответствовать рисунку 8.7:

– расстояние в свету между стержнями, соединенными внахлестку, не должно быть больше 4ϕ или 50 мм, в противном случае, как правило, длина нахлеста должна быть

увеличена на длину, равную расстоянию в свету в местах, где оно превышает 4ϕ или 50 мм;

– продольное расстояние между двумя соседними соединениями внахлестку должно быть не менее 0,3-кратного длины нахлеста l_0 ;

– для соседних (расположенных рядом) соединений внахлестку, как правило, расстояние в свету между ними должно быть не менее 2ϕ или 20 мм.

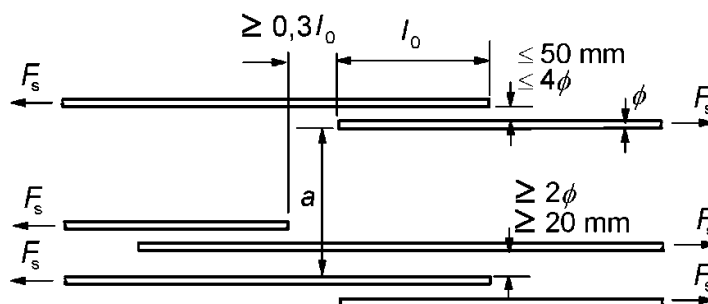


Рисунок 8.7 – Соседние соединения внахлестку

(4) Если выполнены требования (3), приведенные выше, допускаемый процент растянутых стержней, соединяемых внахлестку, может быть 100%, если все стержни находятся в одном слое. Для стержней, располагаемых в несколько слоев, процент должен быть снижен до 50%.

Все сжатые стержни и вторичная (распределительная) арматура могут стыковаться внахлестку в одном сечении.

8.7.3 Длина нахлеста

(1) Расчетная длина нахлеста составляет:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,rqd} \quad (8.10)$$

где:

$l_{b,rqd}$ – рассчитана по формуле (8.3).

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200\text{мм}\}; \quad (8.11)$$

Значения α_1 , α_2 , α_3 и α_5 могут быть взяты из таблицы 8.2. Однако для расчета $\alpha_3 \cdot \sum A_{st,min}$ должно быть принято равным $1,0 \cdot A_s (\sigma_s / f_{yd})$,

где:

A_s – площадь сечения одного соединяемого внахлестку стержня;

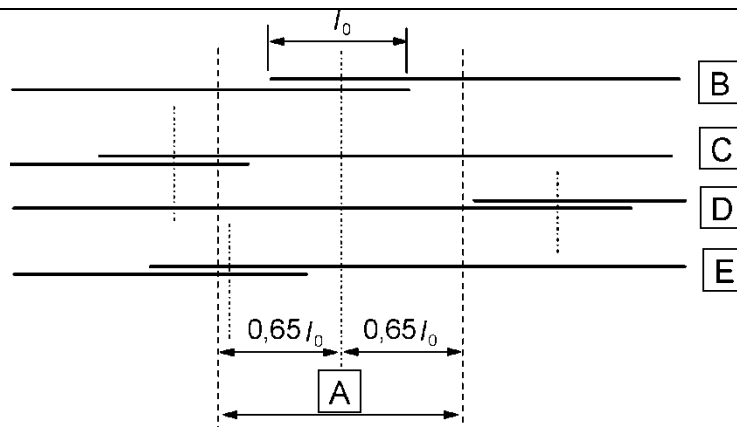
$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}$. но не более 1,5 и не менее 1,0,

где:

ρ_1 – процент арматуры, соединенной внахлестку, в пределах $0,65l_0$ от середины рассматриваемой длины нахлеста (см. рисунок 8.8). Значения α_6 приведены в таблице 8.3.

Таблица 8.3 – Значения коэффициента α_6

Процент соединяемых внахлестку стержней относительно полной площади сечения	<25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
Примечание – Промежуточные значения могут быть определены интерполяцией.				



$\boxed{A}$ – рассматриваемое сечение; $\boxed{B}$ – стержень I; $\boxed{C}$ – стержень II;
 $\boxed{D}$ – стержень III; $\boxed{E}$ – стержень IV

Пример. Стержни II и III находятся за пределами рассматриваемого отрезка: процент соединяемых внахлестку стержней – 50%, $\alpha_6 = 1,4$.

Рисунок 8.8 – Расположение стержней, соединяемых внахлестку в одном сечении

8.7.4 Поперечное армирование в зоне нахлеста

8.7.4.1 Поперечное армирование для растянутых стержней

(1) Поперечная арматура необходима в зоне соединения внахлестку для того, чтобы воспринять поперечные растягивающие усилия.

(2) Если диаметр ϕ соединяемых внахлестку стержней меньше 20 мм или процент соединяемых внахлестку стержней в любом сечении менее 25%, то любая поперечная арматура или хомуты, установленные по другим причинам, могут считаться достаточными для восприятия поперечных растягивающих усилий без какого-либо дальнейшего подтверждения.

(3) Если диаметр ϕ соединяемых внахлестку стержней больше или равен 20 мм, то общая площадь сечения поперечной арматуры $\sum A_{st}$ (сумма всех стержней, которые расположены параллельно слою соединяемых внахлестку стержней) не должна быть меньше чем площадь сечения A_s одного соединяемого внахлестку стержня ($\sum A_{st} \geq 1,0A_s$). Поперечный стержень должен быть расположен перпендикулярно направлению соединяемой внахлестку арматуры между нею и поверхностью бетона.

Если в одном сечении соединяются внахлестку более 50% арматуры и расстояние a между соседними соединениями внахлестку в сечении менее или равно 10ϕ

(см. рисунок 8.7), поперечная арматура должна быть выполнена в форме хомутов или U-образных стержней, анкерованных в теле бетона.

(4) Поперечная арматура, требуемая согласно (3), должна быть расположена на внешних сечениях соединения внахлестку согласно рисунку 8.9(а).

8.7.4.2 Поперечное армирование для постоянно сжатых стержней

(1) В дополнению к правилам, приведенным для растянутых стержней, один стержень поперечной арматуры должен быть расположен вне соединения на расстоянии 4ϕ от конца длины нахлеста (см. Рисунок 8.9б)).

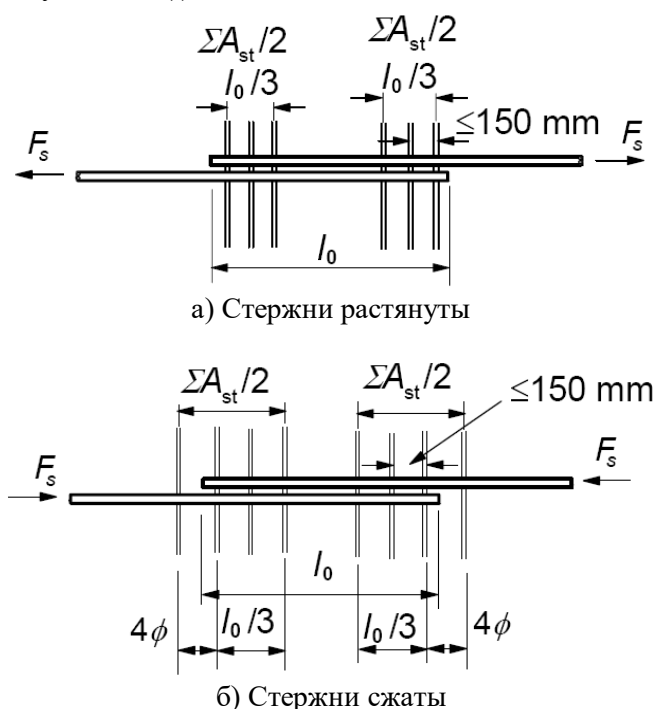


Рисунок 8.9 – Поперечное армирование для соединений внахлестку

8.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля

8.7.5.1 Соединения внахлестку рабочей арматуры

(1) Соединения внахлестку могут быть выполнены либо путем скрещивания, либо путем наложения сеток (рисунок 8.10).

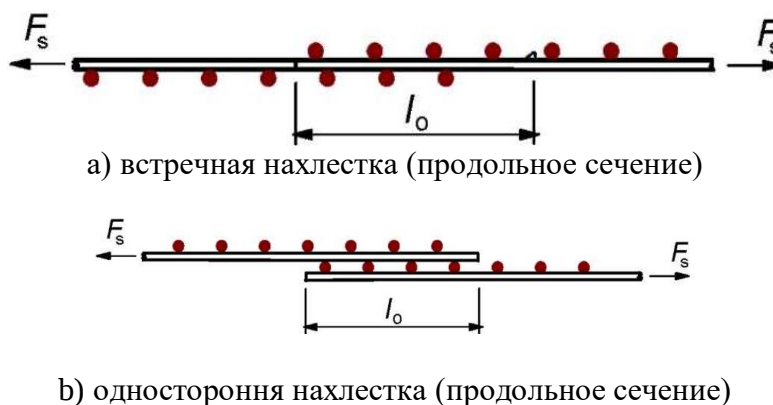


Рисунок 8.10 – Соединения сварных сеток внахлестку

- (2) При действии усталостных нагрузок должна применяться встречная нахлестка.
- (3) При встречной нахлестке сеток расположение главных продольных стержней должно соответствовать 8.7.2. Любое благоприятное влияние поперечных стержней должно быть проигнорировано: принимается $\alpha_3 = 1,0$.
- (4) При односторонней нахлестке сеток соединения внахлест главной арматуры должен, как правило, располагаться в зонах, где расчетные напряжения в арматуре в предельном состоянии по несущей способности составляют не более 80% расчетного сопротивления.
- (5) Если условие, приведенное в (4), не выполняется, полезная высота сечения при расчете сопротивления изгибу согласно 6.1 должна быть принята для крайнего растянутого волокна. Дополнительно, при проверке трещиностойкости у концов соединения внахлест, напряжения в арматуре, определенные по таблицам 7.2 и 7.3, должны быть увеличены на 25% из-за разрыва у конца соединения.
- (6) Процент содержания главной арматуры, которая может быть соединена внахлест в любом сечении, должен отвечать следующим условиям:
- для встречной нахлестки применяются значения, приведенные в таблице 8.3.
 - для односторонней нахлестки допустимый процент главной арматуры, которая может быть соединена внахлест в любом сечении, зависит от условной площади сечения сварных сеток $(A_s/s)_{prov}$, где s – расстояние между проволоками в сетке:
 - 100%, если $(A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$;
 - 60%, если $(A_s/s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$.
- Соединения при многослойном армировании должны располагаться в шахматном порядке на расстоянии не менее $1,3l_0$ (l_0 определяется согласно 8.7.3).
- (7) В зоне нахлестки дополнительная поперечная арматура не требуется.

8.7.5.2 Соединения внахлестку вспомогательной или распределительной арматуры

(1) Вся второстепенная арматура может быть соединена внахлестку в одном и том же сечении.

Минимальные значения длины нахлестки l_0 , приведены в таблице 8.4; в пределах длины нахлестки вспомогательной арматуры должны находиться минимум два стержня главной арматуры.

Таблица 8.4 – Требуемые длины нахлеста для вспомогательной арматуры сеток

Диаметр второстепенной проволочной арматуры, мм	Длина нахлестки
$\phi \leq 6$	≥ 150 мм; не менее 1 шага проволоки в пределах длины нахлеста
$6 < \phi \leq 8,5$	≥ 250 мм; не менее 2 шагов проволоки
$8,5 < \phi \leq 12$	≥ 350 мм; не менее 2 шагов проволоки

8.8 Дополнительные правила для стержней большого диаметра

(1) Для стержней с диаметром большим, чем ϕ_{large} , дополнительно к правилам, приведенным в 8.4 и 8.7, действуют следующие правила.

Примечание – Значение ϕ_{large} может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 32 мм.

(2) При использовании стержней таких больших диаметров трещиностойкость может быть обеспечена путем установки дополнительной поверхностной арматуры (см. 9.2.4) или путем расчетов (см. 7.3.4).

(3) При использовании стержней больших диаметров увеличиваются как раскалывающее усилие, так и нагельное усилие. Такие стержни должны анкериться с помощью анкерных устройств. Альтернативно возможна анкеровка прямых стержней, но с установкой косвенного армирования.

(4) Стержни больших диаметров, как правило, не соединяются внахлестку. Исключениями являются сечения с минимальной длиной 1,0 м, или случаи, когда напряжения в стержне составляют не более 80% от расчетного сопротивления арматуры.

(5) Поперечная арматура, устанавливаемая дополнительно к расчетной арматуре для восприятия поперечной силы, должна быть установлена в зонах анкеровки, в которых отсутствует поперечное сжатие.

(6) При анкеровке прямых стержней (см. рисунок 8.11 для используемых обозначений) дополнительная арматура, упомянутая выше в (5), должна быть не менее, чем:

– в направлении, параллельном растянутой грани:

$$A_{sh} = 0,25 \cdot A_s \cdot n_1; \quad (8.12)$$

– в направлении, перпендикулярном растянутой грани:

$$A_{sv} = 0,25 \cdot A_s \cdot n_2; \quad (8.13)$$

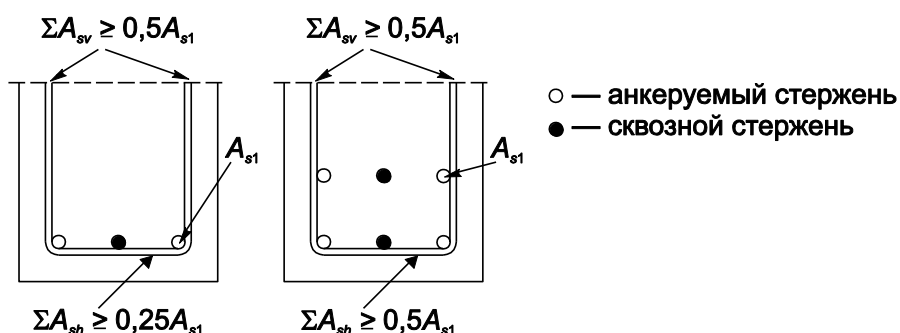
где:

A_s – площадь сечения анкеруемого стержня;

n_1 – количество слоев со стержнями, анкеруемых в этом же сечении элемента;

n_2 – количество стержней, анкеруемых в каждом слое.

(7) Дополнительная поперечная арматура должна быть равномерно распределена в зоне анкеровки, а расстояния между стержнями не должны превышать 5 диаметров продольной арматуры.



Пример: Левый рисунок в случае $n_1 = 1$, $n_2 = 2$, Правый рисунок для случая $n_1 = 2$, $n_2 = 2$.

Рисунок 8.11 – Дополнительная арматура для анкеровки стержней большого диаметра при отсутствии поперечного сжатия

(8) Поверхностной арматуры выполняется по 9.2.4, но площадь сечения поверхностной арматуры не должна быть меньше $0,01A_{ct,ext}$ в направлении,

перпендикулярном стержням большого диаметра, и $0,02A_{ct,ext}$ – в направлении, параллельном этим стержням.

8.9 Пучок арматурных стержней

8.9.1 Общие положения

(1) Если не указано иное, правила для отдельных стержней также действуют и для арматурных пучков. В пучке все стержни должны иметь одинаковые характеристики (тип и класс). Стержни с различными диаметрами могут быть объединены, если отношение их диаметров не превышает 1,7.

(2) В расчетах пучок стержней заменяется условным стержнем с такой же площадью сечения и таким же центром тяжести, как и пучок. Эквивалентный диаметр ϕ_n этого условного стержня определяется следующим образом:

$$\phi_n = \phi \cdot \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ мм}, \quad (8.14)$$

где:

n_b – количество арматурных стержней в пучке, ограниченное значениями:

$n_b \leq 4$ для вертикальных сжатых стержней и для стержней в соединении внахлестку;

$n_b \leq 3$ для всех других случаев.

(3) Для пучков действуют правила, приведенные в 8.2 для расстояний между стержнями. При использовании эквивалентного диаметра ϕ_n , расстояние в свету между пучками должно измеряться по фактическому внешнему контуру пучка стержней. Защитный слой должен измеряться по фактическому внешнему контуру пучка и должен быть не менее ϕ_n .

(4) Когда два соприкасающихся стержня расположены друг над другом и условия сцепления являются хорошими, эти стержни не должны рассматриваться как пучок.

8.9.2 Анкеровка пучков

(1) Растянутые пучки могут быть оборваны у крайних и промежуточных опор. Пучки с эквивалентным диаметром менее 32 мм могут быть оборваны около опоры без необходимости ступенчатого размещения отдельных стержней. В пучках с эквивалентным диаметром более или равным 32 мм, заанкеренных около опоры, концы отдельных стержней должны быть заканчиваться ступенчато в продольном направлении согласно рисунку 8.12.

(2) Если отдельные стержни анкеруются ступенчато со смещением $1,3l_{b,rqd}$ (причем $l_{b,rqd}$ относится к диаметру стержня), для расчета l_{bd} может быть использован диаметр стержня (см. рисунок 8.12). В противном случае должен быть использован эквивалентный диаметр пучка ϕ_n .

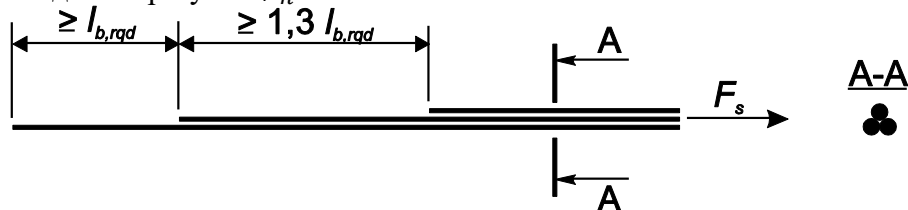


Рисунок 8.12 – Анкеровка стержней, ступенчато расположенных в пучке

(3) Для анкеровки пучков при сжатии не требуется ступенчатого размещения отдельных стержней. Для пучков с эквивалентным диаметром более или равным 32 мм должны быть установлены не менее четырех хомутов диаметром более или равным 12 мм

на концах пучков. Остальные хомуты должны быть установлены на концах обрезаемых стержней.

8.9.3 Соединения пучков внахлестку

(1) Длина нахлеста должна быть рассчитана согласно 8.7.3 с использованием ϕ_n (по 8.9.1(2)) в качестве эквивалентного диаметра стержня.

(2) В пучках, состоящих из двух стержней с эквивалентным диаметром $\phi_n < 32$ мм, стержни могут быть соединены внахлестку без ступенчатого продольного смещения отдельных стержней. В этом случае для расчета l_0 должен быть использован эквивалентный диаметр стержня.

(3) В пучках, состоящих из двух стержней с эквивалентным диаметром $\phi_n \geq 32$ мм или из трех стержней, отдельные стержни должны быть расположены ступенчато в продольном направлении со смещением не менее $1,3l_0$ согласно рисунку 8.13, где l_0 относится к отдельному стержню. В этом случае стержень 4 используется в качестве соединительной накладки. Необходимо следить за тем, чтобы в каждом сечении соединения внахлестку было не более четыре стержней. Пучки, состоящие более чем из трех стержней, не могут быть соединены внахлестку.

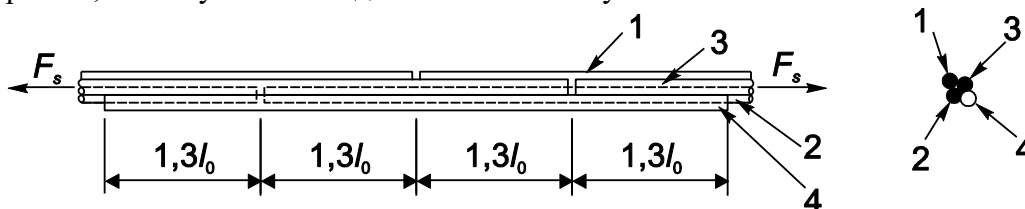


Рисунок 8.13 – Соединение внахлестку при растяжении с применением четвертого стержня (соединительной накладки)

8.10 Напрягаемая арматура

8.10.1 Расположение напрягающих пучков и каналов

8.10.1.1 Общие положения

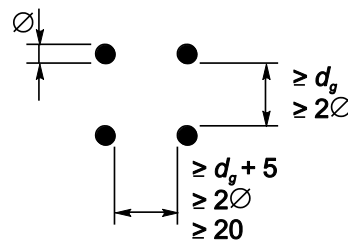
(1) Расстояния между каналами или напрягающими пучками должны быть установлены таким образом, чтобы укладка и уплотнение бетона могли быть выполнены безупречно, и чтобы было обеспечено достаточное сцепление между бетоном и напрягающими пучками.

8.10.1.2 Пучки для натяжения на упоры

(1) Горизонтальное и вертикальное минимальные расстояния в свету между отдельными напрягающими пучками при натяжении на упоры должны соответствовать рисунку 8.14. Другие расположения могут быть использованы при условии, что результаты испытаний подтверждают удовлетворительное поведение в предельном состоянии:

- сжатого бетона в зоне анкеровки;
- отслоению бетона на криволинейных участках каналов для пучков;
- анкеровки напрягающих пучков;
- инъецируемый раствора не перетекал в соседние каналы.

Необходимо также учитывать долговечность и опасность коррозии напрягающих пучков на концевых участках.



Примечание – Здесь $\emptyset$ – диаметр напрягающего элемента, d_g – размер наибольшего зерна заполнителя.

Рисунок 8.14 – Минимальные расстояния в свету между напрягающими пучками

(2) Стыковка напрягающих пучков не должно происходить в зоне анкеровки, пока не будет обеспечена достаточная прочность инъектированного раствора и не будет обеспечено сцепление между бетоном и напрягающими пучками.

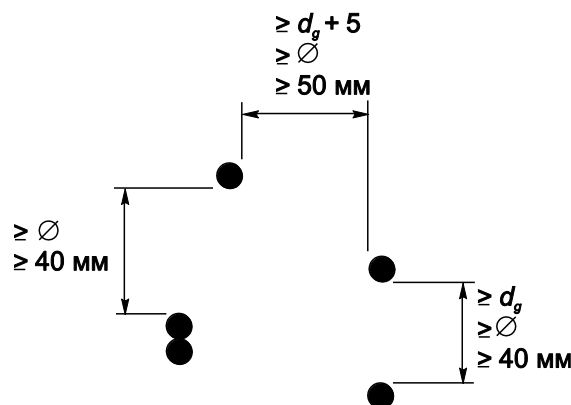
8.10.1.3 Каналы для натяжения на бетон

(1)Р При натяжении на бетон каналы для напрягающих пучков должны быть расположены и законструированы таким образом, чтобы:

- окружающий бетон не мог быть повредить каналы;
- бетон на искривленных участках каналов мог противостоять усилиям, возникающим во время и после завершения натяжения;
- инъектируемый раствор не попадал в другие каналы.

(2) При натяжении на бетон каналы не должны обычно объединяться, за исключением случая, когда пара каналов расположена вертикально друг над другом.

(3) Минимальные расстояния в свету между каналами должны соответствовать рисунку 8.15.



Примечание – Здесь $\emptyset$ – диаметр канала при натяжении на бетон, d_g – диаметр наибольшего зерна заполнителя.

Рисунок 8.15 – Минимальные расстояния в свету между каналами

8.10.2 Анкеровка при натяжении на бетон

8.10.2.1 Общие положения

(1) В зоне анкеровки напрягаемых на бетон пучках должны рассматриваться следующие характеристики, см. рисунок 8.16:

- а) длина передачи напряжений l_{pt} , за которой усилие предварительного натяжения (P_0) полностью передается на бетон, смотри 8.10.2.2 (2),

б) длина распределения l_{disp} , за которой напряжения в бетоне распределяются линейно по бетонному сечению, смотри 8.10.2.2 (4);

с) длина анкеровки l_{bpd} , за которой усилие в напрягающем элементе F_{pd} в предельном состоянии по несущей способности полностью передано на бетон, смотри 8.10.2.3 (4) и (5).

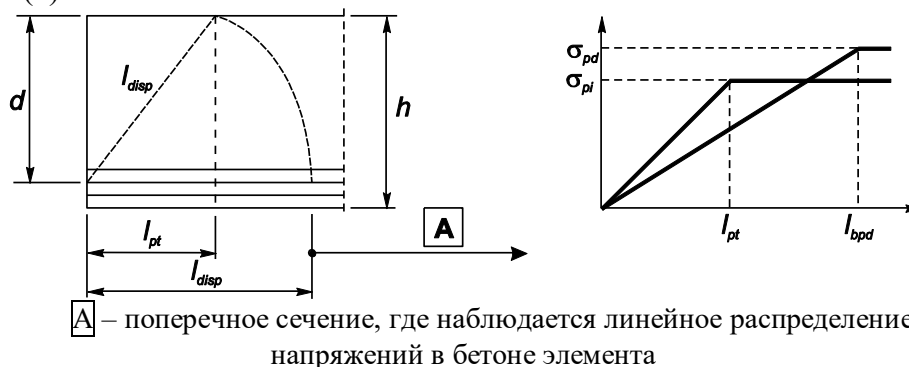


Рисунок 8.16 – Передача предварительного напряжения в предварительно натянутых элементах; распределение по длине

8.10.2.2 Передача предварительного напряжения

(1) При отпуске натяжения напрягаемого пучка может быть принято, что предварительное напряжение передается на бетон постоянными напряжениями сцепления f_{bpt} :

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t), \quad (8.15)$$

где:

η_{p1} – коэффициент, учитывающий тип напрягаемого пучка и условия сцепления при отпуске:

$\eta_{p1} = 2,7$ для рифленой проволоки;

$\eta_{p1} = 3,2$ для 3-х и 7-ми проволочных канатов;

$\eta_1 = 1,0$ при хороших условиях сцепления (смотри 8.4.2);

$\eta_1 = 0,7$ при других условиях сцепления, кроме случаев, когда более высокое значение может быть подтверждено специальными испытаниями;

$f_{ctd}(t)$ – расчетное сопротивление бетона при растяжении в момент отпуска натяжения:

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c \text{ (смотри также 3.1.2(9) и 3.1.6(2)P).}$$

Примечание – Значения η_{p1} для других типов напрягающих элементов, кроме приведенных выше, могут быть указаны в сертификатах производителя или в Европейском Техническом Регламенте.

(2) Базовое значение длины зоны передачи напряжения l_{pt} определяется по формуле

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pmo}}{f_{bpt}}, \quad (8.16)$$

где:

$\alpha_1 = 1,0$ для постепенного отпуска;

$\alpha_1 = 1,25$ для мгновенного отпуска;

$\alpha_2 = 0,25$ для напрягающих стержне круглого сечения;

$\alpha_2 = 0,19$ для 3-х и 7-ми проволочных канатов;

$\emptyset$ – номинальный диаметр напрягающего элемента;

σ_{pm0} – напряжение в напрягающем элементе после отпуска.

(3) Расчетное значение длины зоны передачи напряжений должно быть принято как наиболее неблагоприятное из следующих двух значений, зависящих от расчетной ситуации:

$$l_{pt1} = 0,8l_{pt}, \quad (8.17)$$

или

$$l_{pt2} = 1,2l_{pt}. \quad (8.18)$$

Примечание – Как правило, наименьшее из значений используется для проверки местных напряжений при отпуске, а более высокое значение используется для предельных состояний по несущей способности (поперечное сила, анкеровка и т.д.).

(4) За пределами длины распределения напряжения в бетоне могут быть приняты как распределенные по линейному закону распределения, см. рисунок 8.17:

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d}. \quad (8.19)$$

(5) Альтернативно могут быть применены другие способы передачи усилия предварительного напряжения, если они обоснованы и соответственно определена передаточная длина.

8.10.2.3 Анкеровка напрягающих усилий в критических предельных состояниях

(1) Анкеровка напрягаемых элементов должна быть проверена в сечениях, где растягивающее напряжение в бетоне превышает $f_{ctk,0,05}$. Усилие в напрягающем элементе должно быть определено в сечении с трещиной с учетом влияния поперечной силы согласно 6.2.3 (7), см. также 9.2.1.3. Если растягивающие напряжения в бетоне менее $f_{ctk,0,05}$, нет необходимости проверки анкеровки.

(2) Напряжение сцепления для проверки анкеровки в критическом предельном состоянии составляет:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}, \quad (8.20)$$

где:

η_{p2} – коэффициент, который учитывает тип напрягающего элемента и особенности сцепления в зоне анкеровки:

$\eta_{p2} = 1,4$ для рифленой проволоки или

$\eta_{p2} = 1,2$ для 7-ми проволочных канатов;

η_1 – определено в 8.10.2.2 (1).

Примечание – Значения η_{p2} для других типов напрягающих элементов, кроме приведенных выше, указаны в Европейском Техническом Регламенте.

(3) Поскольку с увеличением прочности бетона возрастает его хрупкость, то здесь необходимо $f_{ctk,0,05}$ ограничивать до значения для класса прочности бетона С60/70, кроме тех случаев, когда может быть подтверждено, что средняя прочность сцепления также превышает этот предел.

(4) Полная длина анкеровки напрягаемого элемента с напряжением σ_{pd} составляет:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \frac{\alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty})}{f_{bpd}}, \quad (8.21)$$

где:

l_{pt2} – верхнее расчетное значение длины передачи, см. 8.10.2.2 (3);

α_2 – определено в 8.10.2.2 (2);

σ_{pd} – напряжение в напрягающем элементе, которое соответствует усилию, описанному в (1);

$\sigma_{pm\infty}$ – предварительное напряжение с учетом всех потерь.

(5) Напряжения в напрягающем элементе в зоне анкеровки представлены на рисунке 8.17.

(6) В случае, случае смешанного армирования обычной и напрягаемой арматурой, несущая способность анкеровки их суммируется.

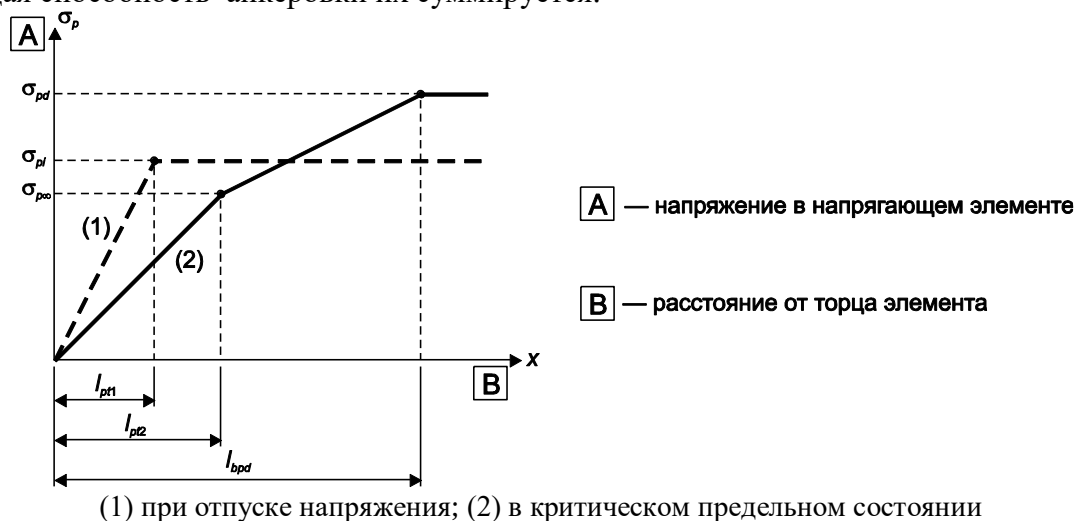


Рисунок 8.17 – Напряжения в зоне анкеровки при натяжении на упоры

8.10.3 Зона анкеровки при натяжении на бетон

(1) Расчет зон анкеровки, как правило, должен соответствовать правилам, приведенным в данном разделе и в 6.5.3.

(2) Если усилие предварительного натяжения рассматривается как сосредоточенная сила в зоне анкеровки, расчетное сопротивление напрягающих элементов должно соответствовать 2.4.2.2 (3), и, как правило, должна применяться более низкая характеристическая прочность бетона при растяжении.

(3) Напряжение под анкерными плитами должно быть проверено согласно соответствующему Европейского Технического Регламента.

(4) Значения растягивающих сосредоточенных сил должны соответствовать модели «распорок и тяжей» или по другой обоснованной модели (см. 6.5). Ненапрягаемая арматура должна быть проектироваться с допущением, что в ней достигается ее расчетное сопротивление. Если напряжение в этой арматуре ограничивается 300 МПа, то проверять ширину трещин нет необходимости.

(5) В качестве упрощения, усилие предварительного напряжения может быть разложена по сторонам угла 2β (см. рисунок 8.18), начиная от конца анкера устройства, где β может быть принято равным $\arctan 2/3$.

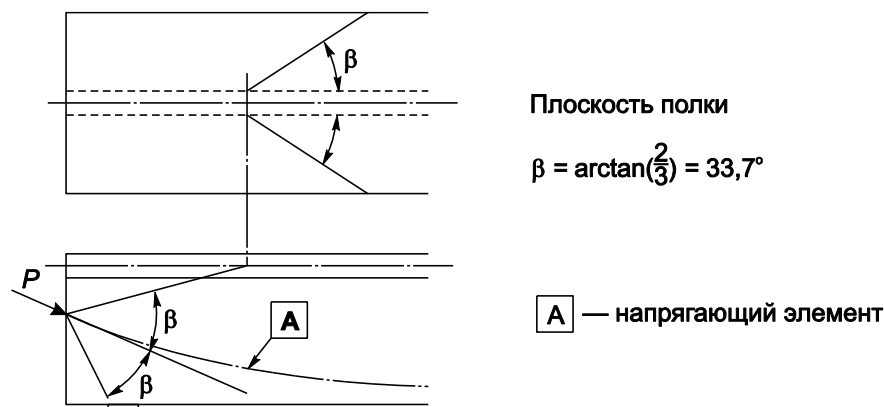


Рисунок 8.18 – Разложение предварительного напряжения

8.10.4 Анкеры и муфты для предварительного напряжения

(1)Р Анкерные устройства, которые используются при натяжении на бетон напрягающих элементов, должны соответствовать требованиям, предъявляемым к системам для предварительного напряжения, а длина анкеровки напрягаемой арматуры должна быть такой, чтобы позволяла достичь полной расчетной прочности напрягаемой арматуры, с учетом любых повторяющихся и быстро изменяющихся воздействий.

(2)Р Когда используются муфты, они должны соответствовать требованиям для предварительно напрягаемых систем и должны располагаться таким образом, чтобы они не снижали несущую способность элемента, а также любые временные анкера, которая потребуются во время изготовления, могли включаться в работу надлежащим образом.

(3) Расчеты местных эффектов в бетоне и в поперечной арматуре должны быть выполнены в соответствии с 6.5 и 8.10.3.

(4) Как правило, муфты должны располагаться вдали от промежуточных опор.

(5) Размещения 50% соединительных устройств и более в одном сечении следует избегать, кроме тех случаев, когда может быть подтверждено, что более высокий процент не снижает безопасность конструкции.

8.10.5 Девиаторы

(1)Р Девиатор должен удовлетворять следующим условиям:

- противостоять как продольным, так и поперечным силам, которые напрягаемый элемент прикладывает к нему, и передавать эти силы на конструкцию;
- обеспечивать, чтобы при имеющемся радиусе кривизны напрягающего элемента, не происходило его перенапряжения или повреждение.

(2)Р В зонах изгиба формирующей трубы радиальное давление и продольное перемещение напрягающего элемента не должны вызывать опасности его повреждения или ухудшения его функционирования.

(3)Р Радиус кривизны напрягающего элемента в зоне изменения направления должен соответствовать требованиям СТ РК EN 10138 и Европейского Технического Регламента.

(4) Расчетное значение отгиба напрягающего элемента до угла 0,01 радиана допускается без использования девиатора. Усилия, которые возникают вследствие изменения угла с использованием девиатора, в соответствии с Европейским Техническим Регламентом, должны быть получены расчетом.

9 КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ И ОТДЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА

9.1 Общие положения

(1)Р Требования к надежности, эксплуатационной пригодности и долговечности выполняются посредством соблюдения правил данного раздела дополнительно к другим выше изложенным правилам.

(2) Конструирование элементов должно соответствовать используемым расчетным моделям.

(3) Минимальная площадь арматуры должна устанавливаться во избежание хрупкого разрушения, чрезмерного раскрытия трещин, а также для восприятия усилий, возникающих при ограничении деформаций.

Примечание – Правила, приведенные в данном разделе, применимы для железобетонных конструкций зданий.

9.2 Балки

9.2.1 Продольная арматура

9.2.1.1 Минимальная и максимальная площади арматуры

(1) Площадь сечения продольной растянутой арматуры не должна быть меньше $A_{s,min}$.

Примечания

1 См. также 7.3 относительно площади сечения продольной растянутой арматуры для ограничения ширины трещин.

2 Значение $A_{s,min}$ для балок, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение определяется по формуле:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, \text{ но не менее } 0,0013 b_t d \quad (9.1N)$$

где:

b_t – средняя ширина растянутой зоны; для тавровых балок со сжатой полкой для расчета b_t нужно принимать в расчет только ширину ребра;

f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении, определяемая исходя из соответствующего класса прочности бетона согласно таблице 3.1.

Альтернативно, для второстепенных элементов, для которых может быть допущен определенный риск хрупкого разрушения, $A_{s,min}$ может быть принята как 1,2-кратная площадь сечения, требуемой исходя из проверки критического предельного состояния.

(2) Сечения с армированием менее $A_{s,min}$ следует рассматривать как неармированные (см. раздел 12).

(3) Площадь сечения растянутой или сжатой арматуры не должна превышать $A_{s,max}$ за исключением зон расположения соединений внахлестку.

Примечание – Значение $A_{s,max}$ для балок, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно $0,04A_c$.

(4) Для предварительно напряженных элементов с напрягающими элементами,

не имеющими постоянного сцепления с бетоном, или с внешними напрягающими элементами, необходимо проверять, чтобы сопротивление изгибу в критическом предельном состоянии было больше, чем изгибающий момент при образовании трещин. Достаточно, чтобы предельное сопротивление изгибу было в 1,15 раза больше момента при образовании трещин.

9.2.1.2 Дополнительные конструктивные мероприятия

(1) В монолитных конструкциях, даже в тех случаях, когда при расчете принимается свободное опирание, опорные сечения необходимо рассчитывать на изгибающий момент, возникающий вследствие частичного защемления, равный β_1 наибольшего изгибающего момента в пролете.

Примечания

1 Значение β_1 для балок, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,15.

2 Минимальная площадь сечения продольной арматуры указана в 9.2.1.1 (1).

(2) На промежуточных опорах неразрезных балок общая площадь сечения растянутой арматуры A_s сечения полки должна быть распределена в пределах эффективной ширины полки (см. 5.3.2). Часть этой арматуры может быть сконцентрирована в пределах ширины ребра (см. рисунок 9.1).

(3) Любая сжатая арматура (диаметром $\emptyset$), которая учитывается при расчете прочности сечения, должна удерживаться поперечной арматурой с расстоянием между стержнями не более чем $15 \emptyset$.

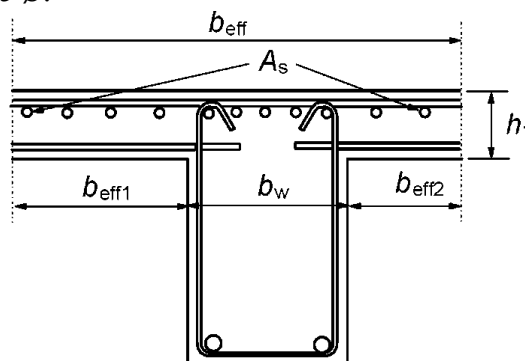


Рисунок 9.1 – Расположение растянутой арматуры в сечении полки неразрезных балок

9.2.1.3 Обрыв продольной растянутой арматуры

(1) Арматуру следует предусматривать для всех сечениях, где возможно действие растягивающего усилия, включая влияние наклонных трещин в ребрах и полках.

(2) Для элементов с поперечной арматурой должно быть подсчитано дополнительное растягивающее усилие ΔF_{td} согласно 6.2.3 (7). Для элементов без поперечной арматуры ΔF_{td} может быть определено смещением эпюры изгибающего момента на расстояние $a_l = d$ согласно 6.2.2 (5). Данное «правило сдвига» может также быть использовано в качестве альтернативы для элементов с поперечной арматурой, где:

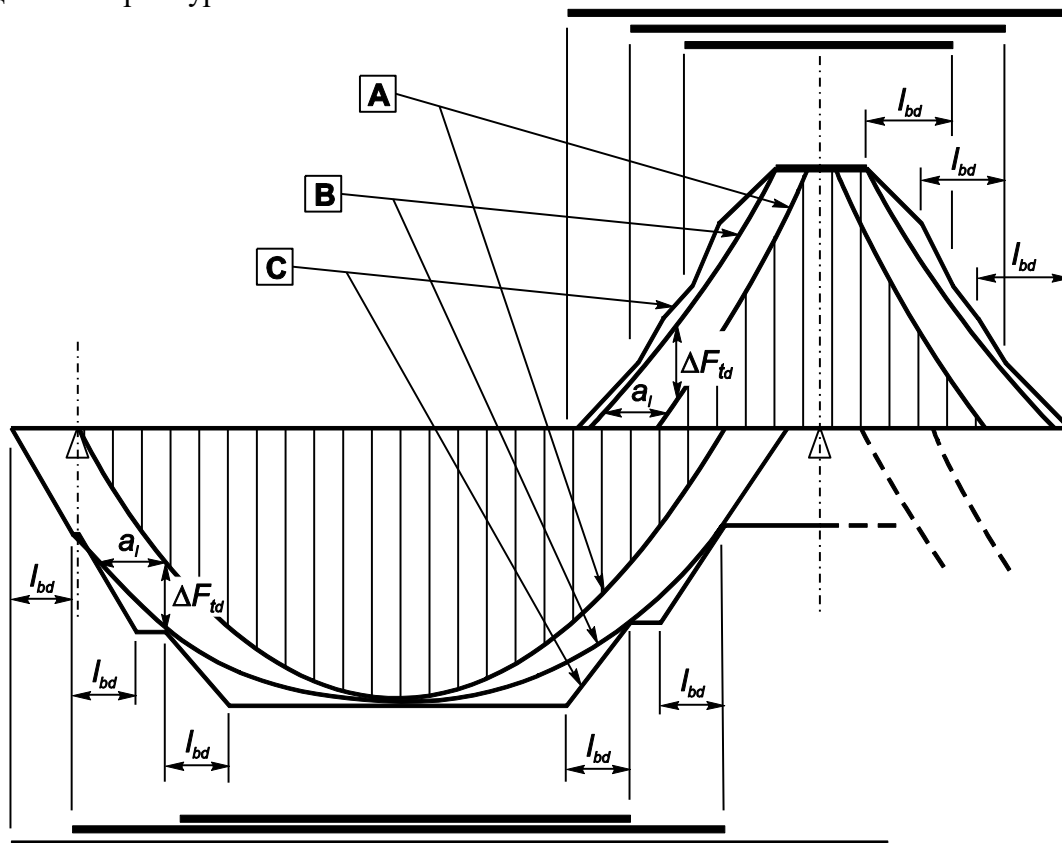
$$a_l = z \cdot (\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \alpha) / 2 \quad (\text{определения обозначений согласно 6.2.3}). \quad (9.2)$$

Дополнительное растягивающее усилие показано на рисунке 9.2.

(3) Сопротивление стержней в пределах зоны их анкеровки может быть принято во

внимание, учитывая линейное изменение усилия, см. рисунок 9.2. При упрощенном подходе это требование можно проигнорировать.

(4) Длина анкеровки отогнутого стержня, который участвует в восприятии поперечной силы, не должна быть менее $1,3l_{bd}$ в растянутой зоне и менее $0,7l_{bd}$ в сжатой зоне. Она измеряется от точки пересечения осей отогнутого стержня и продольной арматуры.



А – огибающая эпюра $M_{Ed}/z + N_{Ed}$; В – действующее растягивающее усилие F_s ;
 С – воспринимаемое растягивающее усилие F_{Rs}

Рисунок 9.2 – Иллюстрация обрыва продольной арматуры с учетом влияния наклонных трещин и сопротивления арматуры в пределах зоны анкеровки

9.2.1.4 Анкеровка нижней арматуры на крайних опорах

(1) Площадь сечения нижней арматуры на крайних опорах, для которых при расчете была принята небольшая степень или отсутствие защемления, должна составлять не менее β_2 площади арматуры, установленной в пролете.

Примечание – Значение β_2 для балок, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,25.

(2) Растягивающее усилие в анкере может быть определено согласно 6.2.3 (7) (элементы с поперечной арматурой), включая условие для любого осевого усилия, или используя «правило сдвига»:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \frac{a_l}{z} + N_{Ed}, \quad (9.3)$$

где:

N_{Ed} – осевое усилие, которое прибавляется к растягивающему усилию или вычитается из него;

a_l – см. 9.2.1.3 (2).

(3) Длина анкеровки l_{bd} согласно 8.4.4 измеряется от линии контакта балки с опорой. Поперечное давление может быть учтено для действительной опоры. Смотри рисунок 9.3.

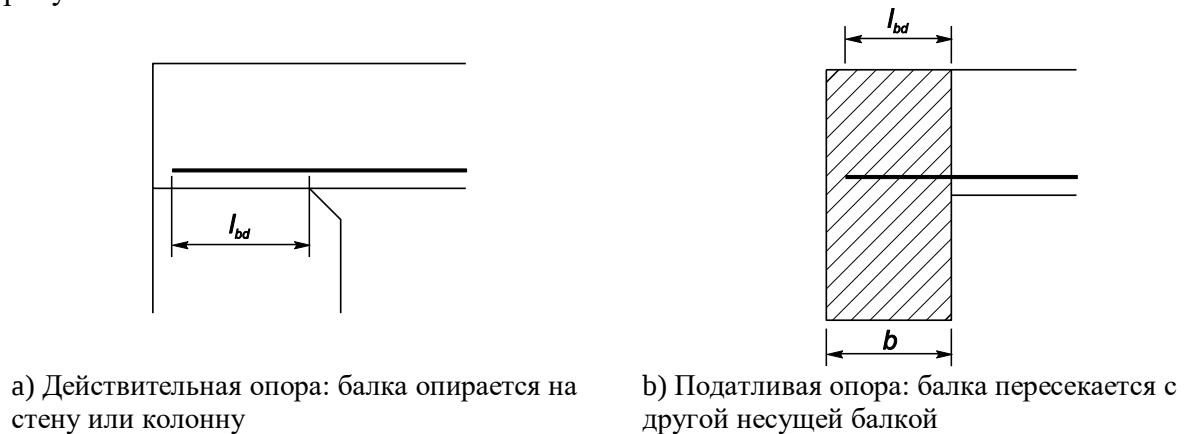


Рисунок 9.3 – Анкеровка нижней арматуры на крайних опорах

9.2.1.5 Анкеровка нижней арматуры на промежуточных опорах

(1) Площадь арматуры назначается согласно 9.2.1.4 (1).

(2) Длина анкеровки должна быть не менее 10ϕ (для прямых стержней), или не менее диаметра оправки (для крюков и загибов с диаметром стержня не менее 16 мм) или двойного диаметра оправки (в других случаях) (см. рисунок 9.4 а). Эти минимальные значения обычно достаточны, но более точный расчет может быть выполнен согласно 6.6.

(3) Арматура, требуемая для восприятия возможных положительных моментов (например, при осадке опоры, взрыве и т.д.), должна быть определена в заданиях на проектирование. Эту арматуру необходимо выполнять неразрезной, что может быть достигнуто посредством соединения стержней внахлестку (см. рисунок 9.4 б) или с)).

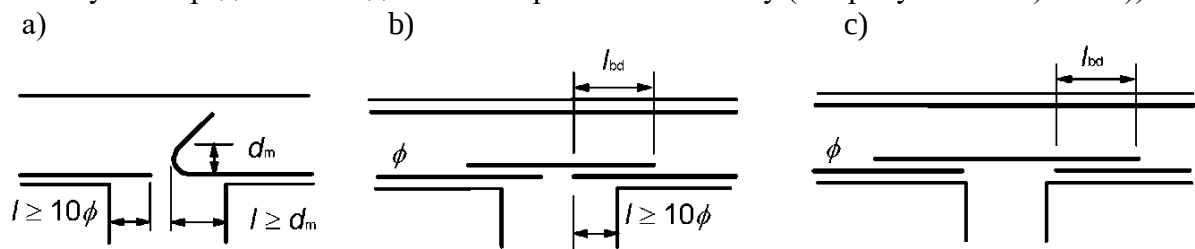


Рисунок 9.4 – Анкеровка на промежуточных опорах

9.2.2 Поперечная арматура

(1) Поперечная арматура должна иметь наклон α от 45° до 90° к оси конструктивного элемента.

(2) Она может состоять из комбинации:

– хомутов, охватывающих продольную растянутую арматуру и сжатую зону (см. рисунок 9.5);

– отогнутых стержней;

– обойм, петель и т.д., которые охватывают продольную арматуру, но достаточно заанкерены в сжатой и растянутой зонах.

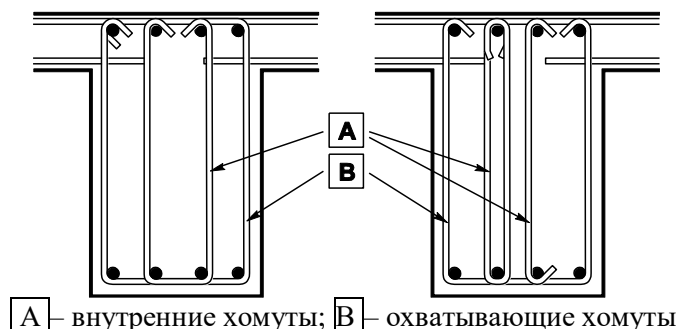


Рисунок 9.5 – Примеры поперечного армирования

(3) Хомуты должны быть эффективно заанкерены. Отогнутые концы хомутов, расположенные вблизи поверхности ребра, не позволяют хомуту воспринимать кручение.

(4) Наименьший коэффициент β_3 учитывает форму хомута, принимаемый для поперечной арматуры при расчете по поперечной силе.

Примечание – Значение β_3 , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,5.

(5) Коэффициент поперечного армирования рассчитывается по формуле (9.4).

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha'} \quad (9.4)$$

где:

ρ_w – коэффициент поперечного армирования; ρ_w должен быть не менее $\rho_{w,min}$;

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры на длине s ;

s – расстояние между поперечной арматурой, измеренное вдоль продольной оси элемента (шаг поперечной арматуры);

b_w – ширина ребра элемента;

α – угол между поперечной арматурой и продольной осью элемента (см. 9.2.2. (1)).

Примечание – Значение $\rho_{w,min}$ для балок, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение определяется по формуле (9.5N).

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (9.5N)$$

(6) Максимальный шаг поперечной арматуры не должен превышать значения $s_{l,max}$.

Примечание – Значение $s_{l,max}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение определяется по формуле (9.6N).

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha), \quad (9.6N)$$

где:

α – угол между поперечной арматурой и продольной осью балки.

(7) Наибольшее продольное расстояние между отогнутыми стержнями не должно превышать значения $s_{b,max}$.

Примечание – Значение $s_{b,max}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение определяется по формуле (9.7N):

$$s_{b,max} = 0,6d \cdot (1 + \cot \alpha). \quad (9.7N)$$

(8) Поперечное расстояние между ветвями хомутов в одном ряду хомутов не должно превышать значения $s_{t,max}$.

Примечание – Значение $s_{t,max}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение определяется согласно выражению:

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ мм}. \quad (9.8N)$$

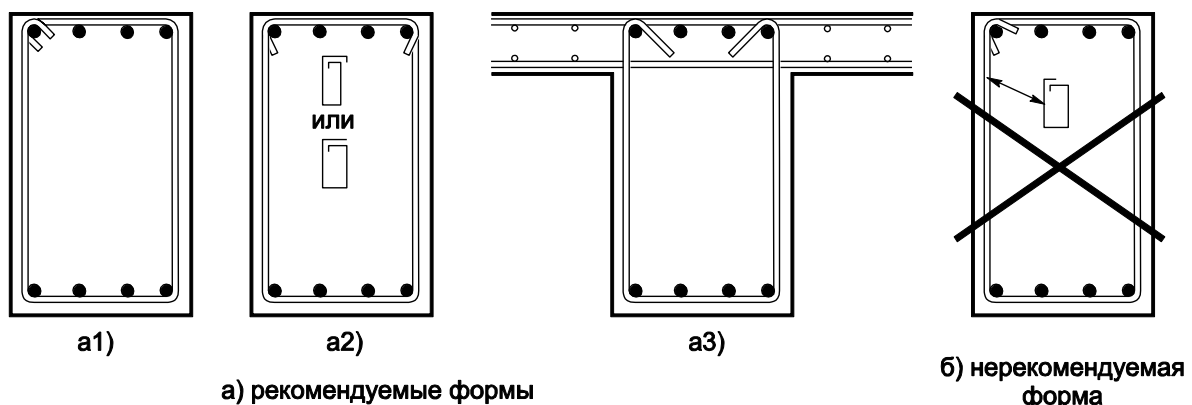
9.2.3 Армирование при кручении

(1) Хомуты для восприятия кручения должны быть замкнутыми и заанкеренными посредством нахлестов или крюков, (см. рисунок 9.6). Они должны образовывать угол 90° с осью конструктивного элемента.

(2) Положения 9.2.2 (5) и (6) определяют минимальное количество хомутов, требуемых для восприятия кручения.

(3) Продольное расстояние между хомутами для восприятия кручения не должно превышать значения $u/8$ (обозначения см. 6.3.2, рисунок 6.11), или должно удовлетворять требованиям 9.2.2 (6), или не должно быть большим, чем наименьший размер сечения балки.

(4) Продольные стержни должны быть расположены так, чтобы в каждом углу был установлен как минимум один стержень, другие стержни должны быть распределены равномерно по внутреннему периметру хомутов на расстоянии не более 350 мм.



Примечание – Второй альтернативный вариант а2) (нижний рисунок) должен иметь полную длину нахлеста вдоль верхнего отрезка.

Рисунок 9.6 – Примеры исполнения хомутов для восприятия кручения

9.2.4 Поверхностная арматура

(1) Для обеспечения трещиностойкости и отслаиванию защитного слоя, может потребоваться установка поверхностной арматуры.

Примечание – Правила конструирования поверхностной арматуры приведены в справочном Приложении J.

9.2.5 Промежуточные опоры

(1) Если балка опирается на балку, а не на стену или колонну, в зоне пересечения элементов конструкции должна быть установлена арматура, рассчитанная на восприятие взаимной реакции. Эта арматура устанавливается дополнительно к арматуре, которая требуется по другим причинам. Данное правило распространяется также на плиты, которые не опираются по верхнюю грань балки.

(2) Поддерживающая арматура между двумя балками должна иметь хомуты, охватывающие главную арматуру поддерживающего элемента. Часть этих хомутов может быть расположена вне общего объема бетона пересекающихся балок (см. рисунок 9.7).

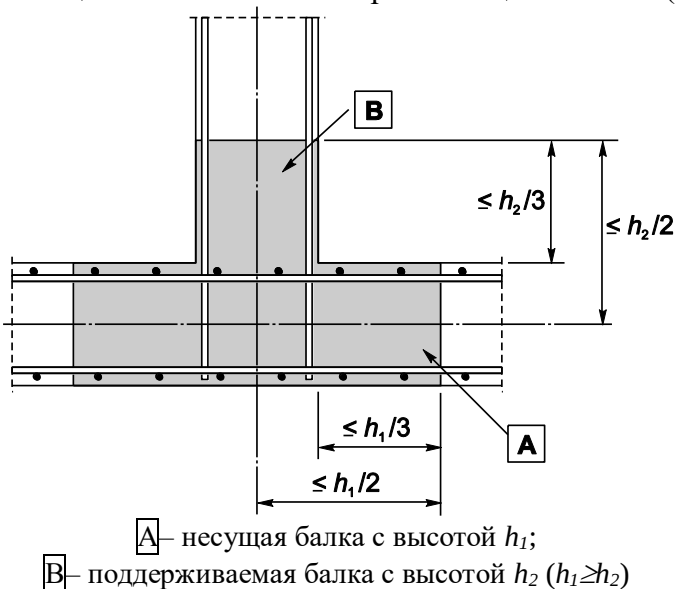


Рисунок 9.7 – Размещение опорной арматуры в зоне пересечения двух балок (вид в плане)

9.3 Сплошные плиты

(1) Данный раздел распространяется на сплошные (плоские) плиты, работающие в одном и в двух направлениях, у которых b и l_{eff} составляют не менее $5h$ (см. 5.3.1).

9.3.1 Армирование при изгибе

9.3.1.1 Общие положения

(1) Для минимальных и максимальных процентов армирования в главном направлении действуют положения 9.2.1.1 (1) и (3).

Примечание – Дополнительно к примечанию 2 из 9.2.1 (1) для плит, у которых риск хрупкого разрушения не велик, $A_{s,min}$ может быть принято равным 1,2 - кратной площади сечения, которая необходима для проверки в критическом предельном состоянии.

(2) Второстепенная (располагаемая в поперечном направлении) арматура должна составлять не менее 20% главной арматуры плит, расположенной в одном направлении. В зонах вблизи опор поперечную арматуру по отношению к главным верхним стержням устанавливать нет необходимости, если отсутствует поперечный изгибающий момент.

(3) Расстояние между стержнями не должно превышать $S_{max,slabs}$.

Примечание – Значение $S_{max,slabs}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет:

- для главной арматуры $3h \leq 400$ мм, где h - общая толщина плиты;
- для второстепенной арматуры $3,5 h \leq 400$ мм.

Для участков с сосредоточенными нагрузками или зон, в которых действуют максимальные моменты, принимается соответственно:

- для главной арматуры $2 h \leq 250$ мм;
- для второстепенной арматуры $3 h \leq 400$ мм.

(4) Правила, приведенные в 9.2.1.3 (1) – (3), 9.2.1.4 (1) – (3) и 9.2.1.5 (1) – (2), также действительны, при принятии $a_1 = d$.

9.3.1.2 Арматура в плитах вблизи опор

(1) При свободно опертых плитах половина расчетной арматуры, располагаемой в пролете, должна быть доведена до опоры и заанкерена на опоре согласно 8.4.4.

Примечание – Обрыв и анкеровка арматуры могут быть выполнены согласно 9.2.1.3, 9.2.1.4 и 9.2.1.5.

(2) При частичном защемлении вдоль стороны плиты, неучитаемом расчете, верхняя арматура должна быть способна воспринять не менее 25% от максимального момента в примыкающем пролете. Эта арматура должна быть продлена не менее чем на 0,2 длины примыкающего пролета, измеренной от грани опоры. Арматура должна быть продлена за промежуточные опоры и быть заанкерена на крайних опорах. Для крайних опор воспринимаемый момент может быть уменьшен на 15% от максимального момента в примыкающем пролете.

9.3.1.3 Угловая арматура

(1) Если конструктивное решение опоры таково, что возможен подъем угловой части плиты, должна быть установлена соответствующая арматура.

9.3.1.4 Арматура на свободных краях

(1) Вдоль свободного (не опертого) края плита должна, как правило, должна иметь продольную и поперечную арматуру, располагаемую согласно рисунка 9.8.

(2) Обычная арматура, установленная в плите, может также учитываться как краевая арматура.

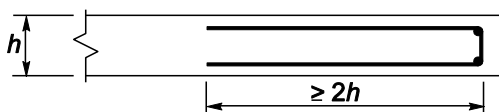


Рисунок 9.8 – Краевая арматура плиты

9.3.2 Поперечная арматура

(1) Плита, в которой следует устанавливать поперечную арматуру, должна иметь толщину не менее 200 мм.

(2) Для конструирования поперечной арматуры минимальное количество и коэффициента армирования принимаются по 9.2.2, за исключением следующих случаев.

(3) В плитах с $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ (см. 6.2) поперечная арматура может состоять полностью из отогнутых стержней или каркасов поперечных стержней.

(4) Максимальное расстояние между хомутами определяется по формуле

$$s_{max} = 0,75 \cdot (1 + \cot \alpha), \quad (9.9)$$

где

α – угол наклона поперечной арматуры.

Наибольшее расстояние между отогнутыми стержнями

$$s_{max} = d. \quad (9.10)$$

(5) Максимальное поперечное расстояние между поперечной арматурой не должно превышать $1,5d$.

9.4 Безбалочные (плоские) плиты

9.4.1 Безбалочные перекрытия в зоне внутренних колонн

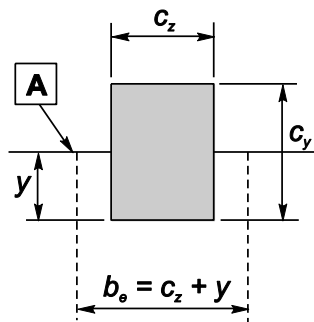
(1) Расположение арматуры в безбалочных перекрытиях должно отражать поведение плиты в условиях эксплуатации. В основном это приводит к концентрации арматуры около колонн.

(2) Над внутренними колоннами, если более точные расчеты эксплуатационной пригодности не проводятся, необходимо устанавливать верхнюю арматуру с площадью сечения $0,5A_t$, размещаемую на ширине, равной $0,125$ ширины плиты, с каждой стороны колонны. A_t – площадь сечения арматуры, требуемая для восприятия полного отрицательного момента, определяемого как сумма моментов от прилегающих половин плиты с каждой стороны колонны.

(3) Во внутренних колоннах в каждом ортогональном направлении должна быть установлена нижняя арматура (не менее двух стержней), которая должна проходить сквозь колонну.

9.4.2 Безбалочные перекрытия в зоне крайних и угловых колонн

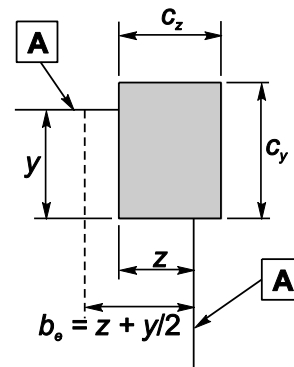
(1) Арматура, перпендикулярная свободному краю плиты, требуемая для передачи изгибающих моментов от плиты на угловую или крайнюю колонну, должна быть расположена в пределах эффективной ширины b_e , показанной на рисунке 9.9.



А – край плиты

Примечание – может быть $y > c_y$.

а) Крайняя колонна



Примечание – может быть $z > c_z$ и $y > c_y$.

б) Угловая колонна

Примечание – y – расстояние от края плиты до внутренней грани колонны.

Рисунок 9.9 - Эффективная ширина b_e безбалочного перекрытия

9.4.3 Поперечная арматура в зоне продавливания

(1) Если требуется установка поперечной арматуры в зоне продавливания (см. 6.4), она должна быть расположена внутри между площадью нагружения/колонной и $k \cdot d$ контрольным периметром, в котором поперечная арматура больше не требуется. Она должна быть выполнена не менее чем из двух периметров поперечных хомутов (см. рисунок 9.10). Расстояние между периметрами хомутов не должно превышать $0,75d$.

Расстояние между хомутами вдоль периметра не должно превышать $1,5d$ внутри первого контрольного периметра (на расстоянии $2d$ от площади нагружения) и не должно превышать $2d$ вне первого контрольного периметра там, где эта часть периметра учитывается при определении сопротивления продавливанию (см. рисунок 6.22).

Для отогнутых вниз стержней (как представлено на рисунке 9.10 б) может учитываться один периметр хомутов.

Примечание – Значение k см. в 6.4.5 (4).

(2) Когда требуется поперечная арматура, площадь хомута (или его эквивалента) $A_{s,min}$ определяется при помощи выражения (9.11).

$$A_{s,min} \cdot \frac{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (9.11)$$

где:

α – угол между поперечной арматурой и главной арматурой (т. е. при вертикальных хомутах $\alpha = 90^\circ$ и $\sin \alpha = 1$);

s_r – расстояние между поперечными хомутами в радиальном направлении;

s_t – расстояние между поперечными хомутами в тангенциальном направлении;

f_{ck} – в МПа.

При расчете на продавливание могут быть учтены вертикальные составляющие усилий в перенапряженной арматуре, которые находятся в пределах расстояния $0,5d$ от колонны.

(3) Отогнутые стержни, проходящие между площадью нагружения или на расстоянии

от этой площади, не превышающем $0,25 d$, могут быть использованы как поперечная арматура в зоне продавливания (см. рисунок 9.10 б), верх).

(4) Расстояние между гранью опоры или границей площади нагружения и ближайшей поперечной арматурой, которая была учтена при расчете, не должно превышать $d/2$. Это расстояние должно быть измерено на уровне растянутой арматуры. Если установлен только один ряд отогнутых стержней, их наклон может быть уменьшен до 30° .

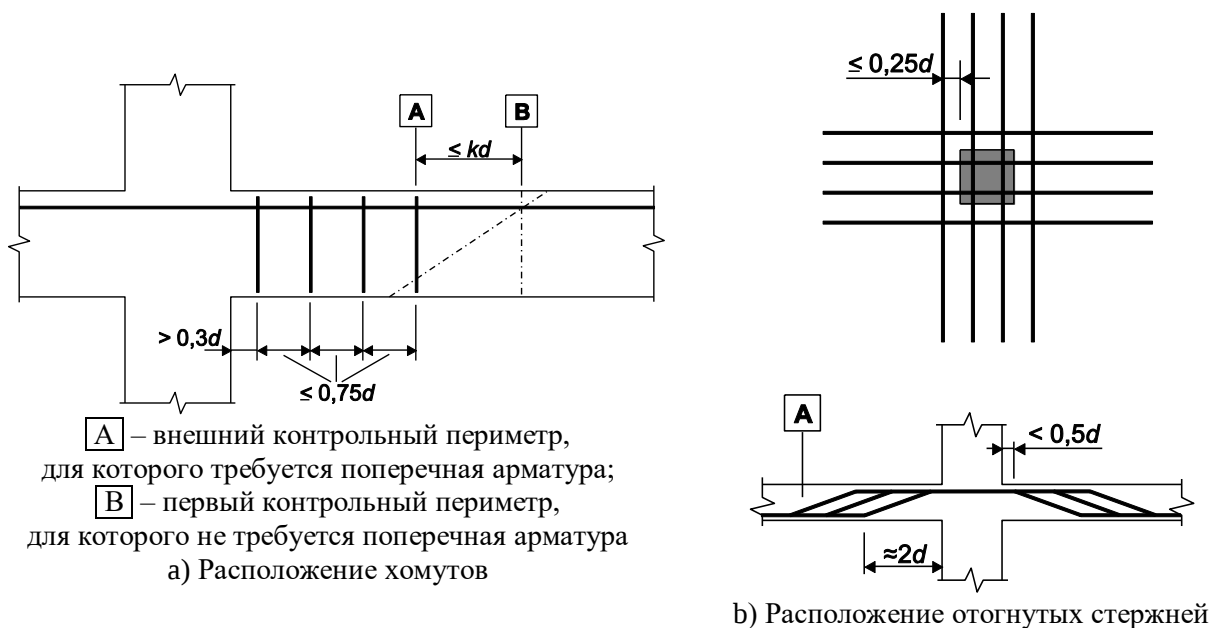


Рисунок 9.10 – Арматура в зоне продавливания

9.5 Колонны

9.5.1 Общие положения

(1) Данный раздел распространяется на колонны, у которых больший размер h не превышает четырехкратного меньшего размера b .

9.5.2 Продольная арматура

(1) Продольные стержни, как правило, должны иметь диаметр не менее ϕ_{min} .

Примечание – Значение ϕ_{min} , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 8 мм.

(2) Общее количество продольной арматуры не должно быть менее $A_{s,min}$.

Примечание – Значение $A_{s,min}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение определяется по формуле (9.12N):

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ или } 0,002A_c, \text{ принимается большее значение,} \quad (9.12N)$$

где:

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

N_{Ed} – расчетное значение осевого сжимающего усилия.

(3) Площадь продольной арматуры не должна превышать $A_{s,max}$.

Примечание – Значение $A_{s,max}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет $0,04A_c$, за исключением соединений внахлестку, если доказано, что структура бетона не повреждается, и что полная прочность удовлетворяет критическому предельному состоянию. Это предельное значение не может превышать $0,08A_c$ для соединений внахлестку.

(4) Если колонна имеет полигональное поперечное сечение, не менее одного стержня должно быть расположено в каждом угле. Количество продольных стержней в круглых колоннах должно быть не менее четырех.

9.5.3 Поперечная арматура

(1) Диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или винтовой спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры, в зависимости от того, что больше. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм.

(2) Поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена.

(3) Расстояние между стержнями поперечной арматурой колонн не должно быть больше $s_{cl,tmax}$.

Примечание – Значение $s_{cl,tmax}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно меньшему из трех следующих расстояний:

- 20-ти кратный диаметр наименьшего продольного стержня;
- наименьший размер колонны;
- 400 мм.

(4) Максимальное расстояние, требуемое согласно (3), должно быть уменьшено путем умножения на коэффициент 0,6 в следующих случаях:

(i) в сечениях ниже или выше балки или плиты, в которых расстояния между хомутами равно наибольшему размеру поперечного сечения колонны;

(ii) вблизи соединений внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. При этом по длине нахлеста требуется расположить не менее трех стержней.

(5) Когда направление продольных стержней изменяется, (например, при изменениях размера колонны), расстояние между поперечной арматурой должно быть рассчитано с учетом возникающих поперечных усилий. Эти эффекты могут быть проигнорированы, если изменение направления менее или равно $1/12$.

(6) Каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу должен быть подкреплен поперечной арматурой. Ни один стержень в пределах сжатой зоны не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепляющего стержня.

9.6 Стены

9.6.1 Общие положения

(1) Данный раздел действителен для железобетонных стен, у которых отношение длины к толщине составляет 4 и более и в которых арматура учитывается при расчете прочности. Количество и надлежащее конструирование арматуры могут быть определены по модели «распорка – тяж» (см. 6.5). Для стен, подверженных преимущественно

изгибу из плоскости, действуют правила для плит (см. 9.3).

9.6.2 Вертикальная арматура

(1) Площадь вертикальной арматуры должна быть в пределах между $A_{s,vmin}$ и $A_{s,vmax}$.

Примечания

1 Значение $A_{s,vmin}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет $0,002A_c$.

2 Значение $A_{s,vmax}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет $0,04A_c$, за исключением соединений внахлестку, если может быть показано, что структура бетона не повреждается, и что полная прочность удовлетворяет критическому предельному состоянию. Этот предел может быть удвоен для соединений внахлестку.

(2) Если минимальная площадь арматуры $A_{s,vmin}$ определялась расчетом, то половина данной арматуры должна быть расположена с каждой стороны.

(3) Расстояние между двумя соседними вертикальными стержнями не должно превышать трехкратную толщину стены и не более 400 мм.

9.6.3 Горизонтальная арматура

(1) Горизонтальная арматура, направленная параллельно поверхности стены (и свободным краям) должна быть установлена у каждой поверхности. Она не должна быть менее $A_{s,hmin}$.

Примечание – Значение $A_{s,hmin}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет либо 25% от вертикальной арматуры, либо $0,001A_c$, в зависимости от того, какое значение больше.

(2) Расстояние между двумя соседним горизонтальными стержнями не должно быть более 400 мм.

9.6.4 Поперечная арматура

(1) В каждой части стены, где общая площадь вертикальной арматуры у обеих граней превышает $0,02A_c$, поперечная арматура в виде хомутов должна быть установлена в соответствии с требованиями для колонн (см. 9.5.3). Большой размер, упомянутый в 9.5.3 (4) (i), должен быть не более четырехкратной толщины стены.

(2) В местах, где главная арматура расположена близко к поверхностям (граням) стены, поперечная арматура должна быть установлена в виде хомутов в количестве не менее четырех хомутов на 1 м^2 площади стены.

Примечание – Поперечную арматуру не требуется устанавливать, если используются сварные проволочные сетки и стержни с диаметром $\varnothing \leq 16$ мм при защитном слое бетона более $2\varnothing$.

9.7 Балки-стенки

(1) Балки-стенки (определение см. 5.3.1 (3)) должны, как правило, содержать прямоугольные арматурные сетки с минимальной площадью $A_{s,dbmin}$, располагаемые около каждой грани (плоскости).

Примечание – Значение $A_{s,dbmin}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано

в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,1%, но не менее 150 мм²/м для каждой плоскости и в каждом направлении.

(2) Расстояние между двумя соседними стержнями сетки не должно превышать двойную толщину балки-стенки или 300 мм.

(3) Арматура, соответствующая рассмотренным в расчетной модели тяжа, должна быть полностью заанкерена для равновесия узла (см. также 6.5.4), путем изгиба, путем использования U-образных хомутов или при помощи анкерных устройств, если расстояние между узлом и концом балки, не обеспечивает требуемой длины анкеровки l_{bd} .

9.8 Фундаменты

9.8.1 Свайные ростверки

(1) Расстояние от внешнего края сваи до края свайного ростверка должно быть таким, чтобы растягивающие усилия в свайном ростверке обеспечивались достаточной анкерровкой. Возможные отклонения в положении свай должны быть проверены расчетом

(2) Арматура свайного ростверка должна быть рассчитана при помощи модели «распорка-тяж» или расчетом на изгиб соответственно.

(3) Основная растянутая арматура для сопротивления внешним воздействиям должна быть сосредоточена в напряженных зонах головной части свай. Должен быть обеспечен минимальный диаметр стержней ϕ_{min} . Если площадь сечения этой арматуры по меньшей мере равна минимальному армированию, стержни по нижней части свай могут быть исключены. Боковые и верхние поверхности элемента также могут быть неармированными, если нет риска появления растягивающих усилий в этих частях элемента.

Примечание – Значение ϕ_{min} , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 8 мм.

(4) Сварные поперечные стержни могут быть использованы для анкерровки растянутой арматуры. В этом случае поперечный стержень может рассматриваться как часть поперечной арматуры в зоне анкерровки рассматриваемого арматурного стержня.

(5) Сжатие, вызванное отпорной реакцией свай, может быть принято распространяющимся под углом 45° от края свай (см. рисунок 9.11). Это сжатие может быть учтено при расчете длины анкерровки.

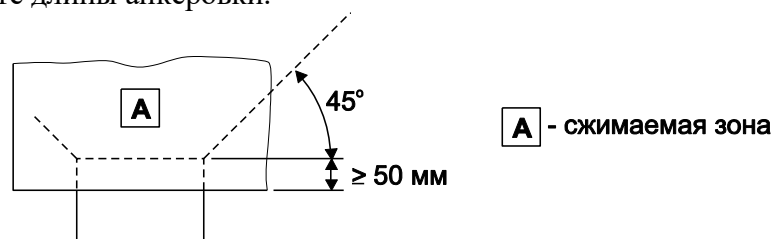


Рисунок 9.11 – Площадь сжатой зоны, увеличивающая анкерующую способность

9.8.2 Фундаменты под колонны и стены

9.8.2.1 Общие положения

(1) Основная арматура должна быть заанкерена согласно требованиям 8.4 и 8.5. Должен быть обеспечен минимальный диаметр стержня ϕ_{min} . Для фундаментов может быть использована расчетная модель, приведенная в 9.8.2.2.

Примечание – Значение ϕ_{min} , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 8 мм.

(2) Основная арматура круглых фундаментов может быть ортогональной и сконцентрированной в середине фундамента на ширине $50\% \pm 10\%$ диаметра фундамента, смотри рисунок 9.12. В этом случае при расчете неармированные части элемента должны учитываться как неармированный бетон.

(3) Если эффекты от воздействий вызывают растяжение на верхней поверхности фундамента, результирующие растягивающие напряжения должны быть проверены и, по мере необходимости, эти зоны должны быть армированы.

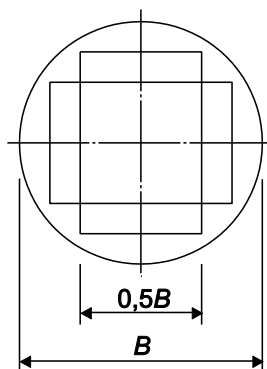


Рисунок 9.12 – Ортогональная арматура в круглых отдельных фундаментах на грунте

9.8.2.2 Анкеровка стержней

(1) Растягивающее усилие в арматуре определяется из условий равновесия, принимая во внимание влияние наклонных трещин (смотри рисунок 9.13). Арматура, воспринимающая растягивающее усилие F_s в сечении, расположенном на расстоянии x , должна быть заанкерена в бетон в пределах того же расстояния x от края фундамента.

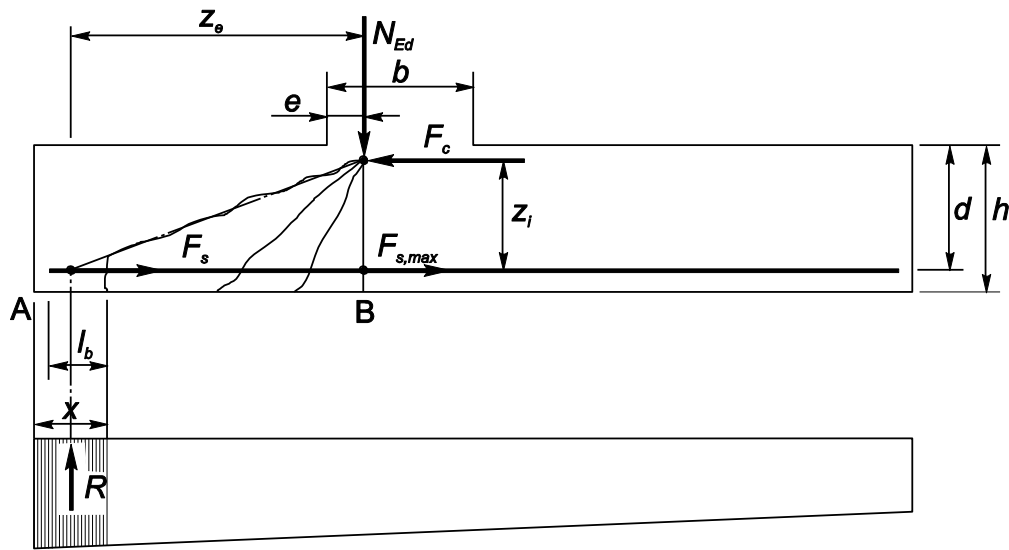


Рисунок 9.13 – Модель растягивающего усилия с учетом наклонных трещин

(2) Растягивающее усилие, для которого необходимо обеспечить анкеровку, равно:

$$F_s = \frac{R \cdot z_e}{z_i}, \quad (9.13)$$

где:

R – результирующая давления грунта в пределах длины x ;

z_e – внешнее плечо сил, т.е. расстояние между R и вертикальным усилием N_{Ed} ;

N_{Ed} – вертикальное усилие, которое соответствует общему давлению (отпору) грунта между сечениями А и В;

z_i – внутреннее плечо сил, т.е. расстояние между арматурой и горизонтальным усилием F_c ;

F_c – сжимающее усилие, соответствующее максимальному растягивающему усилию $F_{s,max}$.

(3) Плечи сил z_e и z_i могут быть определены с учетом необходимых сжатых зон для N_{Ed} и F_c . Упрощенно z_e может быть рассчитано с предположением, что $e = 0,15b$ (см. рисунок 9.13), и z_i может быть принято как $0,9d$.

(4) Возможная длина анкеровки для прямых стержней обозначена l_b на рисунке 9.13. Если этой длины недостаточно для анкеровки F_s , стержни можно либо отогнуть, чтобы тем самым увеличить возможную длину анкеровки, либо они должны быть обеспечены анкерными устройствами.

(5) Для прямых стержней без концевых анкеров минимальное значение x является определяющим. Упрощенно можно принять $x_{min} = h/2$. Для других способов анкеровки более высокие значения для x могут быть более критическими.

9.8.3 Распределительные балки

(1) Распределительные балки, могут быть использованы, чтобы компенсировать влияние эксцентриситета нагружения фундаментов. Распределительные балки должны быть рассчитаны таким образом, чтобы они могли воспринимать возникающие изгибающие моменты и поперечные усилия. Минимальный диаметр стержня ϕ_{min} должен быть обеспечен для арматуры, работающей на изгибающий момент.

Примечание – Значение ϕ_{min} , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 8 мм.

(2) Распределительные балки должны быть также рассчитаны на минимальную падающую нагрузку q_1 , если воздействие трамбующего оборудования может оказывать влияние на распределительные балки.

Примечание – Значение q_1 , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 10 кН/м.

9.8.4 Фундаменты под колонны на скальных грунтах

(1) Необходимое количество поперечной арматуры должно быть установлено для сопротивления сдвигающим усилиям в фундаменте, если давление грунта в критических предельных состояниях больше q_2 . Эта арматура может быть равномерно распределена в направлении сдвигающего усилия по высоте h (см. рисунок 9.14). Должен быть обеспечен минимальный диаметр стержня ϕ_{min} .

Примечание – Значения q_2 и ϕ_{min} , применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для q_2 составляет 5 МПа, а для ϕ_{min} составляет 8 мм.

(2) Сдвигающая сила F_s может быть рассчитана по формуле (смотри рисунок 9.14):

$$F_s = 0,25 \cdot \left(1 - \frac{c}{h}\right) \cdot N_{Ed}, \quad (9.14)$$

где:

h меньшее значение из b и H .

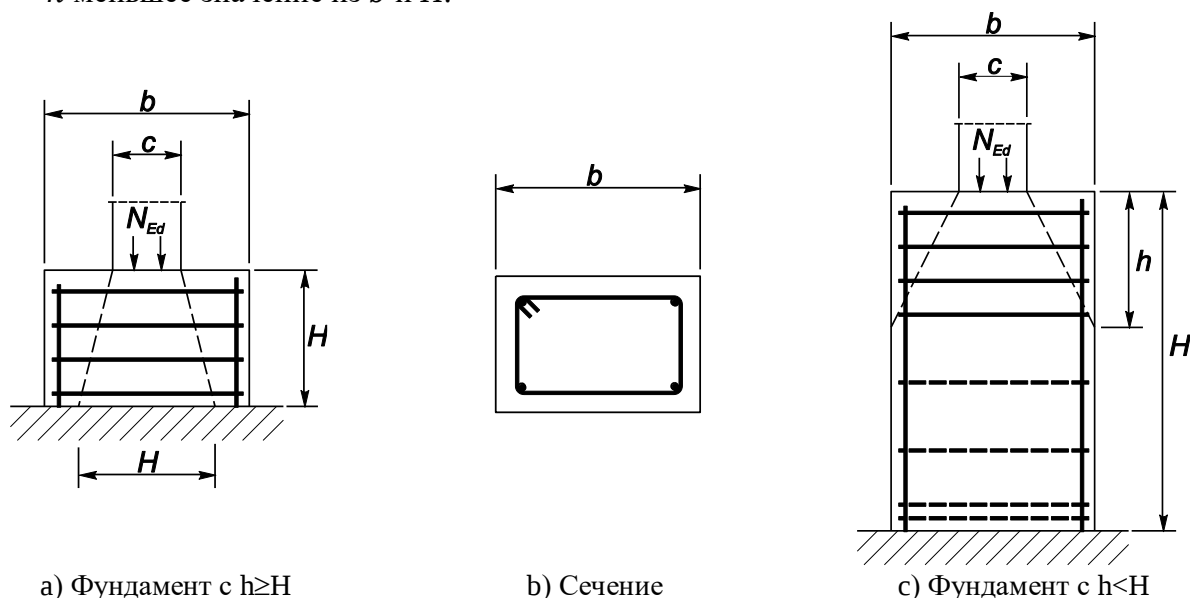


Рисунок 9.14 – Арматура, воспринимающая сдвигающие усилия, для фундамента на скальных грунтах

9.8.5 Бутонабивные сваи

(1) Следующий раздел действителен для армированных бутонабивных свай. Для неармированных бутонабивных свай смотри раздел 12.

(2) Для обеспечения свободного растекания бетона вокруг арматуры перво-степенное значение имеет соответствующее конструирование арматуры, арматурных каркасов и всех закладных изделий, исключаяющее отрицательное влияние на растекание бетона.

(3) Для буронабивных свай должна быть обеспечена минимальная площадь продольной арматуры $A_{s,bpmin}$, соответствующая сечению сваи A_c .

Примечание – Значения $A_{s,bpmin}$, и A_c , применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения приведены в таблице 9.6N. Эта арматура должна быть распределена вдоль периметра сечения.

Таблица 9.6N – Рекомендуемая минимальная площадь продольной арматуры в монолитных буронабивных сваях

Сечение свай: A_c	Минимальная площадь сечения продольной арматуры: $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ м}^2$	$A_s \geq 0,005A_c$
$0,5 \text{ м}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ м}^2$	$A_s \geq 25 \text{ см}^2$
$A_c > 1,0 \text{ м}^2$	$A_s \geq 0,0025A_c$

Минимальный диаметр продольных стержней должен быть не менее 16 мм. Сваи должны иметь не менее шести продольных стержней. Расстояние в свету между стержнями, измеренное вдоль периметра свай, не должно превышать 200 мм.

(4) О конструировании продольной и поперечной арматуры в буронабивных сваях см. EN 1536.

9.9 Зоны с прерывистостью в геометрии или воздействиях

(1) Зоны с прерывистостью, как правило, должны рассчитываться при помощи модели «распорка – тяж» согласно 6.5 и конструироваться согласно правилам раздела 8.

Примечание – Дополнительная информация приведена в приложении J.

(2)Р Арматура, соответствующая тяжам, должна быть полностью заанкерена с длиной анкеровки l_{ba} согласно 8.4.

9.10 Связевые системы

9.10.1 Общие положения

(1)Р Конструкции, которые не были запроектированы для восприятия аварийных воздействий, должны иметь соответствующую систему связей, предотвращающую прогрессирующее обрушение, обеспечивая альтернативные пути передачи нагрузки после наступления локального разрушения. Следующие простые правила обеспечивают удовлетворение этого требования.

(2) Должны быть предусмотрены следующие связи:

- а) периферийные связи;
- б) внутренние связи;
- с) горизонтальные связи по колоннам и стенам;

d) в необходимых случаях – вертикальные связи, особенно в панельных зданиях.

(3) Если здание разделено деформационными швами на отдельные конструктивно независимые отсеки, каждый отсек должен иметь свою независимую связевую систему.

(4) При расчете связей может быть принято, что арматура работает с характеристическим сопротивлением и способна воспринимать усилия, определенные в последующих пунктах.

(5) Арматура, предусмотренная для других целей в колоннах, стенах, балках и перекрытиях, может быть учтена частично или полностью в качестве связей.

9.10.2 Подбор сечений связей

9.10.2.1 Общие положения

(1) Связи следует назначать в минимальном количестве и не в качестве дополнения к арматуре, которая требуется по статическому расчету.

9.10.2.2 Периферийные связи

(1) В уровне каждого перекрытия и в уровне покрытия, должны быть установлены эффективные непрерывные связи в пределах расстояния 1,2 м от края. Связь может включать арматуру, которая является частью внутренней связи.

(2) Периферийная связь должна воспринимать растягивающее усилие:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \leq Q_2 \quad (9.15)$$

где:

$F_{tie,per}$ – усилие в связи (здесь: растяжение);

l_i – длина крайнего пролета.

Примечание – Значения q_1 и Q_2 , применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для q_1 равно 10 кН/м, а для q_2 равно 70 кН.

9.10.2.3 Внутренние связи

(1) Эти связи должны быть предусмотрены в уровне каждого перекрытия и в уровне покрытия в двух направлениях, примерно под прямым углом. Они должны быть эффективно непрерывными по всей длине и быть заанкерены в периферийных связях на каждом конце, если они не продолжают как горизонтальные связи по колоннам и стенам.

(2) Внутренние связи могут быть полностью или частично распределены равномерно в плитах, могут быть сгруппированы в балках и стенах или в других соответствующих положениях. В стенах они должны располагаться внутри на высоте 0,5 м от верха или от низа плит перекрытия, см. рисунок 9.15.

(3) В каждом направлении внутренние связи должны быть достаточными для того, чтобы воспринимать расчетное значение растягивающего усилия $F_{tie,int}$, кН на 1 м ширины.

Примечание – Значения $F_{tie,per}$, применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 20 кН/м.

(4) В перекрытиях без стяжек, где связи не могут быть распределены поперек пролета, связи могут быть сгруппированы вдоль направлений балок. В этом случае минимальное усилие в направлении внутренней балки составляет:

$$F_{tie} = \frac{q_3 \cdot (l_1 + l_2)}{2} \geq q_4, \quad (9.16)$$

где l_1 , l_2 - пролеты, м, плит перекрытия с обеих сторон балки (смотри рисунок 9.15).

Примечание – Значения q_3 и q_4 , применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для q_3 равно 20 кН/м, а для q_4 равно 70 кН.

(5) Внутренние связи должны быть соединены с периферийными связями таким образом, чтобы обеспечивалась передача усилий.

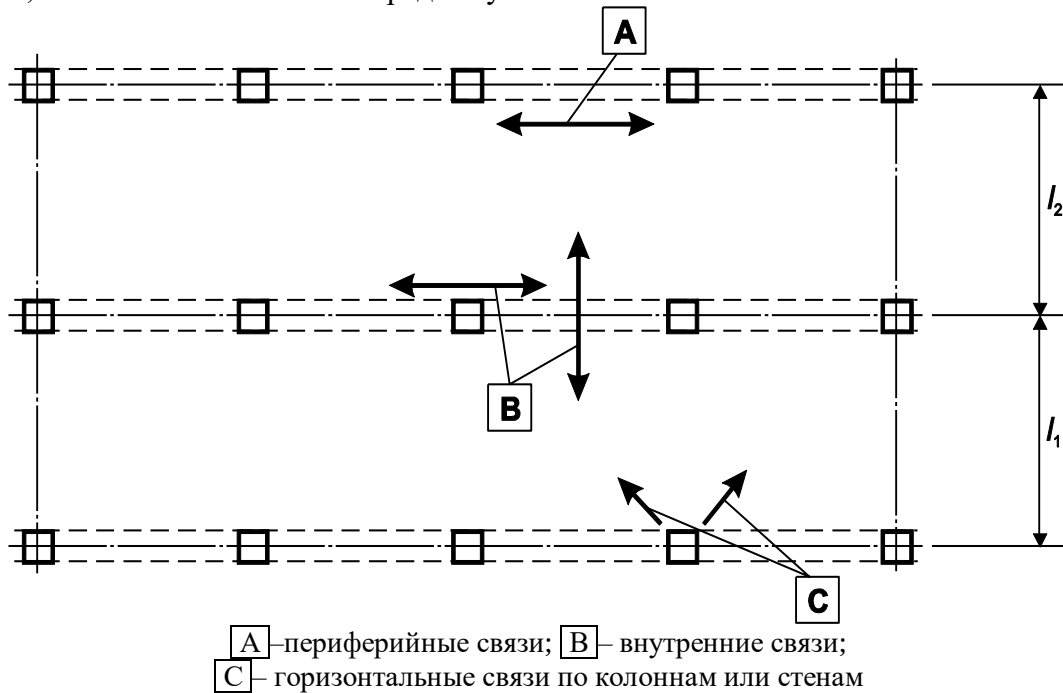


Рисунок 9.15 – Связи для аварийных воздействий

9.10.2.4 Горизонтальные связи по колоннам и/или стенам

(1) Колонны и стены должны иметь горизонтальные связи в уровне каждого перекрытия и покрытия.

(2) Связи должны воспринимать растягивающее усилие $f_{tie,fac}$ на 1 м фасада. Для колонн усилие не должно превышать $F_{tie,col}$.

Примечание – Значения $f_{tie,fac}$ и $F_{tie,col}$, применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для $f_{tie,fac}$ равно 20 кН/м, а для $F_{tie,col}$ равно 150 кН.

(3) Угловые колонны должны иметь связи в двух направлениях. Арматура, выполняющая роль контурной связи, в этом случае может быть использована как горизонтальная связь.

9.10.2.5 Вертикальные связи

(1) В панельных зданиях, имеющих пять этажей и более, вертикальные связи должны быть установлены в колоннах и/или стенах, для того чтобы ограничить обрушение перекрытия в случае чрезвычайного выхода из строя находящейся ниже опоры/стены. Эти связи должны образовывать над зоной повреждения мостовую пролетную систему,

перекрывающую поврежденную зону.

(2) Как правило, непрерывные вертикальные связи должны проходить снизу доверху, быть способными воспринимать нагрузку для особой расчетной ситуации, связанной с выходом из строя колонны или стены. Для обеспечения устойчивости могут применяться и другие решения, в том числе с использованием сохранившихся стеновых элементов и/или мембран, образующихся в плоскости перекрытия.

(3) Если колонна/стена поддерживается на ее нижнем уровне не фундаментом, а другим элементом (например, балкой или плитой перекрытия), необходимо учесть в расчетах непредвиденный выход из строя этого элемента и проектом обеспечить соответствующий альтернативный способ восприятия усилий.

9.10.3 Непрерывность и анкеровка связей

(1)Р Связи в двух горизонтальных направлениях должны быть действительно непрерывными и заанкеренными по периметру здания.

(2) Связи могут быть расположены полностью изготовлены в процессе возведения монолитных конструкций здания или соединены со сборными элементами. Если связи не являются непрерывными на одном уровне, должно быть учтено действие изгиба вследствие эксцентриситета.

(3) Как правило, связи не должны соединяться внахлестку в общих узлах с преднапряженными элементами. В таких случаях должны применяться механические анкера.

10 ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ

10.1 Общие положения

(1)Р Правила данного раздела распространяются на здания, которые частично или полностью состоят из сборных железобетонных элементов, и дополняют правила, установленные в других разделах. Дополнительные вопросы, связанные с конструированием, изготовлением и монтажом, представлены в специальных стандартах на изделия.

Примечание – Заголовки нумеруются посредством стоящего впереди числа 10, за которым следует номер соответствующего основного раздела. Заголовки более низкого уровня нумеруются последовательно без связи с подзаголовками предыдущих разделов.

10.1.1 Особые термины, используемые в этой главе

Сборный элемент: элемент, который изготавливается на заводе, на полигоне или в другом месте, отличающийся от окончательного положения в конструкции, защищенный от неблагоприятных погодных воздействий.

Сборное изделие: сборный элемент, который изготавливается согласно специальному стандарту CEN.

Комбинированный элемент: элемент, включающий в себя монолитный и сборный бетон с или без арматурных соединений.

Ребристое и блочное перекрытия: состоят из сборных ребер (или балок)

с заполнением между ними, выполненным из блоков, керамических полых камней и других форм несъемной опалубки, с верхним монолитным слоем или без него.

Диафрагма: плоский элемент, который подвергается действию сил в своей плоскости; может состоять из нескольких сборных изделий, соединенных вместе.

Связь: в составе сборных конструкций, связь – это растянутый элемент, непрерывный, размещенный в перекрытии, стене или колонне.

Отдельный сборный элемент: элемент, в случае разрушения которого не предназначен для передачи нагрузки на другие элементы.

Переходные расчетные ситуации в сборной железобетонной конструкции включают:

- распалубку;
- транспортирование к месту хранения;
- хранение (опирание и режим нагрузки);
- транспортирование на строительную площадку;
- подъем (монтаж);
- сборку (объединение в конструкции).

10.2 Основы проектирования, основные требования

(1)Р При проектировании и конструировании сборных железобетонных элементов и конструкций дополнительно должно быть учтено следующее:

- переходные ситуации (смотри 10.1.1);
- нагрузки: временные и постоянные;
- соединения и швы между элементами.

(2) Если необходимо, должны быть учтены динамические воздействия в переходных ситуациях. При отсутствии более точных расчетов, статические воздействия могут быть умножены на соответствующий коэффициент динамичности (см. также стандарты на продукцию для определенных видов сборных изделий).

(3) Там, где это требуется, при конструировании механических устройств должна обеспечиваться легкость их сборки, осмотра и замены.

10.3 Материалы

10.3.1 Бетон

10.3.1.1 Прочность

(1) Для сборных изделий, как и для любой продукции, должен быть организован соответствующий контролю качества согласно стандартам на изделия, в том числе с испытанием прочности бетона при растяжении, статистический анализ результатов испытаний, которая используется при проверке предельного состояния по эксплуатационной пригодности, как альтернатива значениям из таблицы 3.1

(2) Промежуточные значения классов по прочности могут определяться по таблице 3.1.

(3) В случае применения тепловой обработки сборных железобетонных элементов предел прочности при сжатии бетона в возрасте t до 28 сут $f_{cm}(t)$ может быть определен при помощи выражения (3.1), в котором возраст бетона t используется с учетом температурной обработки бетона и определяется в соответствии с формулой (B.10) Приложения В.

Примечание – Коэффициент $\beta_{cc}(t)$ не должен превышать 1.

Для оценки влияния тепловой обработки можно использовать выражение (10.1):

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \cdot \log(t - t_p + 1), \quad (10.1)$$

где:

f_{cmp} – средняя прочность бетона после тепловой обработки (т.е. при отпуске усилия натяжения), измеренная путем испытания образцов в возрасте t_p ($t_p < t$), прошедших такую же тепловую обработку, как и сборные элементы.

10.3.1.2 Ползучесть и усадка

(1) В случае тепловой обработки сборных железобетонных элементов значения деформации ползучести допустимо определять согласно функции степени зрелости по формуле (B.10) Приложения В.

(2) Для расчета деформаций ползучести возраст бетона при нагружении t_0 (в сутках) в формуле (B.5) должен быть заменен эквивалентным возрастом бетона, определенным по формулам (B.9) и (B.10) Приложения В.

(3) В сборных элементах, подвергающихся тепловой обработке, можно исходить из того, что:

- а) во время термической обработки относительные деформации усадки незначительны;
- б) относительными деформациями аутогенной усадки можно пренебречь.

10.3.2 Напрягаемая арматура

10.3.2.1 Технологические свойства напрягаемой арматуры

(1)Р При натяжении на упоры следует учитывать влияние повышенной температуры при пропаривании бетона на потери от релаксации.

Примечание – Релаксация ускоряется во время применения термической обработки, когда одновременно развиваются температурные деформации. В конечном счете, скорость релаксации уменьшается в конце тепловой обработки.

(2) Эквивалентное время t_{eq} должно быть добавлено ко времени, прошедшему после предварительного натяжения t , в функциях времени релаксации, приведенных в 3.3.2 (7), для учета влияния термической обработки на потери предварительного натяжения из-за релаксации напряженной стали. Эквивалентное время может быть определено по формуле (10.2).

$$t_{eq} = \frac{1,14 T_{max} - 20}{T_{max} - 20} \cdot \sum_{i=1}^n (T_{\Delta t_i} - 20) \cdot \Delta t_i, \quad (10.2)$$

где:

t_{eq} – эквивалентное время, ч;

$T_{\Delta t_i}$ – температура, °С, в течение интервала времени Δt_i ;

T_{max} – максимальная температура, °С, во время термической обработки.

10.5 Расчет конструкций

10.5.1 Общие положения

(1)Р Расчет должен учитывать:

– поведение конструктивных элементов на всех стадиях строительства с учетом изменения геометрии и свойств на каждой стадии, и их взаимодействие с другими

элементами (например, совместная работа с монолитным бетоном, другими сборными элементами);

- поведение конструктивной системы, на которое влияет поведение соединений между элементами, с особым учетом действительной деформации и прочности соединений;

- неопределенности, возникающие вследствие передачи деформаций и усилий между элементами из-за отклонений в их геометрии, положении узлов и опор.

(2) Благоприятные эффекты горизонтального удерживания, вызванного трением от веса опирающихся элементов, могут быть использованы только в несейсмических зонах (с $\gamma_{G,inf}$), а также там, где:

- трение не оказывает решающего влияния на общую устойчивость конструкции;
- конструкция опор исключает возможность необратимого скольжения элементов, например, за счет увеличения шероховатости поверхности при альтернативных воздействиях (таких как циклические термические воздействия на контактные края свободно опертых элементов);

- возможность значительной ударной нагрузки исключена.

(3) Эффекты от горизонтальных перемещений должны быть учтены в расчете сопротивления конструкции и целостности соединений.

10.5.2 Потери предварительного напряжения

(1) При тепловой обработке сборных железобетонных элементов уменьшение растягивающих напряжений в напрягаемой арматуре и дилатационные деформации бетона вследствие изменения температуры приводят к термической потере напряжений ΔP_θ . Величина потерь может быть рассчитана по формуле (10.3).

$$\Delta P_\theta = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_c \cdot (T_{max} - T_0), \quad (10.3)$$

где:

A_p – площадь сечения напрягающих элементов;

E_p – модуль упругости напрягаемой арматуры;

α_c – коэффициент теплового линейного расширения бетона (см. 3.1.3 (5));

$T_{max} - T_0$ – разность между максимальной и начальной температурой в бетоне, окружающем напрягаемую арматуру, °C.

Примечание – Потери усилия натяжения ΔP_θ , вызванные расширением вследствие тепловой обработки, могут быть проигнорированы, если выполняется предварительный нагрев напрягающих элементов.

10.9 Отдельные правила для проектирования и конструирования

10.9.1 Моменты от защемления плит

(1) Моменты защемления могут быть восприняты верхней арматурой, которая размещается в слое замоноличивания или в пробках открытых полостей пустотных плит. В первом случае горизонтальное поперечное усилие в шве должно быть проверено согласно 6.2.5. Во втором случае передача усилия между монолитными бетонными пробками и пустотным элементом должна быть проверена согласно 6.2.5. Длина верхней арматуры должна соответствовать 9.2.1.3.

(2) Моменты защемления, вызванные ограничениями деформаций на опорах свободно опертых плит должны быть учтены специальным армированием и/или конструированием.

10.9.2 Соединения стен с перекрытиями

(1) В стеновых элементах, установленных на плитах перекрытия, арматура должна быть, как правило, предусмотрена с учетом возможных эксцентриситетов и концентраций вертикальной нагрузки у края стены. Для элементов перекрытий см. 10.9.1 (2).

(2) Не требуется установка специальной арматуры, если вертикальная нагрузка на единицу длины менее или равна $0,5 \cdot h \cdot f_{cd}$, где h - толщина стены, см. рисунок 10.1. Нагрузка может быть увеличена до $0,6 \cdot h \cdot f_{cd}$, если имеется арматура, расположенная в соответствии с рисунком 10.1, с диаметром $\varnothing \geq 6$ мм, и расстояние s не больше наименьшего значения из h и 200 мм. При больших нагрузках арматура должна быть рассчитана согласно (1). Отдельная проверка должна быть сделана для нижележащей стены.

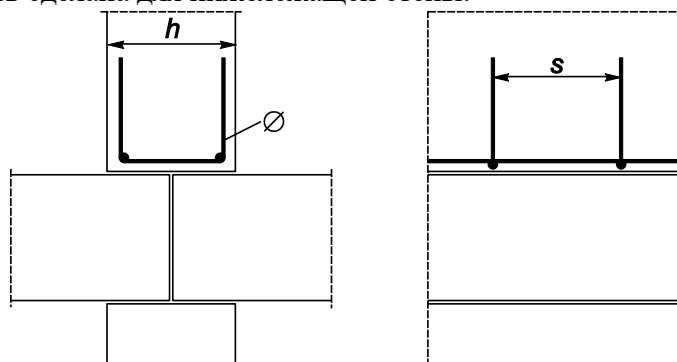


Рисунок 10.1 – Пример армирования стены над соединением двух плит перекрытия

10.9.3 Системы перекрытий

(1)Р Конструирование систем перекрытий должно соответствовать предпосылкам расчета и проектирования. Изделия должны соответствовать действующим стандартам.

(2)Р Если при расчете учитывается поперечное распределение нагрузок между соседними (смежными) элементами, то должны быть предусмотрены соответствующие соединения для передачи поперечного усилия.

(3)Р Эффекты от возможных защемлений сборных элементов должны быть учтены в тех случаях, когда при расчете было принято свободное опирание.

(4) Передача поперечного усилия в соединениях может быть обеспечена различными способами. Основных три типа решения соединений показаны на рисунке 10.2.

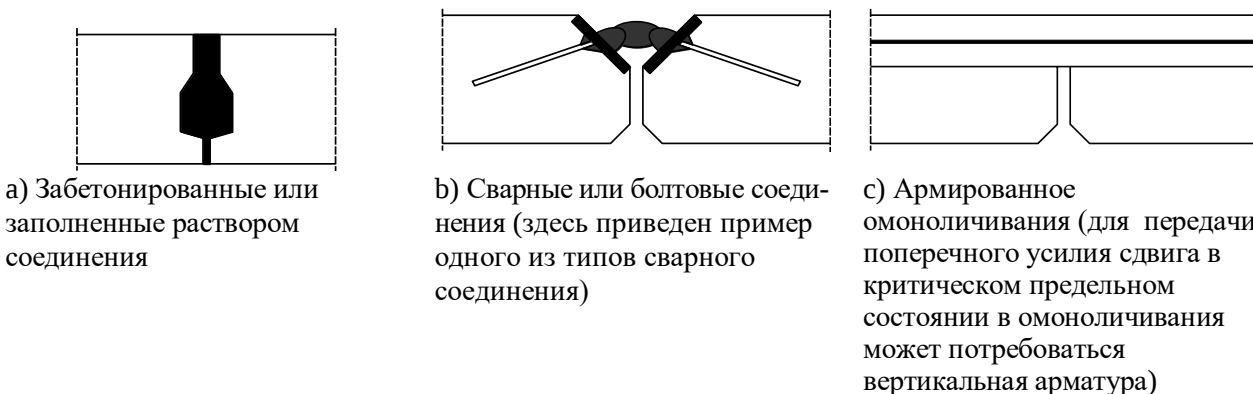


Рисунок 10.2 – Примеры соединений для передачи поперечной силы

(5) Поперечное распределение нагрузок должно быть основано на расчете или испытаниях, учитывая возможные различия в нагрузках, приложенных к сборным

элементам. Поперечное усилие, возникающее между элементами перекрытия, как правило, должно быть учтено при проектировании соединений и прилегающих частей элементов (например, внешние ребра или стенки).

Для перекрытий с равномерно распределенной нагрузкой, при отсутствии более точного расчета, поперечное усилие на единицу длины стыкового соединения может быть определено как:

$$v_{Ed} = q_{Ed} \cdot \frac{b_e}{3}, \quad (10.4)$$

где:

q_{Ed} – расчетное значение полезной нагрузки, кН/м²;

b_e – ширина элемента конструкции.

(6) Если сборные перекрытия рассматриваются как диафрагмы для передачи горизонтальных усилий на связевые, следует учитывать следующие требования:

- диафрагма должна быть частью конструктивной модели, чтобы она деформировалась совместно с деформацией с распределительными элементами;
- влияние горизонтальных деформаций должно быть учтено для всех частей конструкции, участвующих в передаче горизонтальных нагрузок;
- диафрагма должна быть армирована для восприятия растягивающих усилий, принятых в конструктивной схеме;
- при конструировании арматуры должна быть учтена концентрация напряжений около отверстий и соединений.

(7) Поперечная арматура для передачи поперечного сдвига через стыки в диафрагме может быть сконцентрирована вдоль опор, образуя связи, предусмотренные конструктивной схемой. Эта арматура может быть расположена в бетоне омоноличивания перекрытия, если оно предусмотрено.

(8) Преднапряженная арматура со слоем омоноличивания (набетонки), имеющего толщину не менее 40 мм, могут рассматриваться как сборно-монолитные элементы, если сдвиг по контакту проверен согласно 6.2.5. Преднапряженная арматура должна быть проверена на всех стадиях строительства, до и после того как обеспечена совместная работа сборной и монолитной частей.

(9) Поперечная арматура для изгиба и других воздействий может полностью находиться в слое омоноличивания покрытия (набетонке). Конструирование должно соответствовать расчетной модели, в том числе и при двухосном напряженном состоянии.

(10) Стенки или ребра отдельных плит (в том числе, плиты, которые не соединены для передачи поперечной силы) должны иметь поперечную арматуру, как балки.

(11) Перекрытия со сборными ребрами и блоками без бетонного покрытия (набетонки), могут быть рассчитаны как сплошные плиты, если поперечные ребра из монолитного бетона выполнены с непрерывной арматурой, проходящей через продольные ребра сборного элемента, и расположены с расстоянием s_T согласно таблице 10.1.

(12) В диафрагме, составленной из взаимодействующих между собой сборных плит с бетонными или растворными соединениями, среднее напряжение продольного среза v_{Rdi} должно быть ограничено до 0,1 МПа при очень гладких поверхностях и до 0,15 МПа – при гладких и шероховатых поверхностях. Определение поверхностей дано в 6.2.5.

Таблица 10.1 – Наибольшее расстояние между поперечными ребрами, s_T , для расчета перекрытий с ребрами и блоками заполнения как сплошных плит. s_L – расстояние

между продольными ребрами, l_L – длина (пролет) продольных ребер, h – толщина ребристых перекрытий

Вид нагрузки	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Постоянная нагрузка, снеговая нагрузка	Не требуется	$s_T \leq 12h$
Другие нагрузки	$s_T \leq 10h$	$s_T \leq 8h$

10.9.4 Соединения и опорные части сборных элементов

10.9.4.1 Материалы

(1) Материалы для соединений должны быть:

- прочными и долговечными в течение расчетного срока эксплуатации конструкции;
- химически и физически совместимыми;
- защищенными против агрессивных химических и физических воздействий;
- иметь огнестойкость такую же, как и огнестойкость конструкции.

(2)Р Опорные прокладки должны иметь прочность и деформационные свойства в соответствии с расчетными предпосылками.

(3)Р Металлические крепежные устройства для фасадов, не попадающие в классы условий эксплуатации $X0$ и XCI (таблица 4.1) и не защищенные от воздействий окружающей среды, должны быть изготовлены из коррозионностойких материалов. Если осмотр в процессе эксплуатации возможен, может быть использован материал с покрытием.

(4)Р Перед выполнением сварки должна быть проверена материал: отожженный или холоднодеформированный.

10.9.4.2 Общие правила расчета и конструирования соединений

(1)Р Соединения должны быть способны сопротивляться действию нагрузок, соответствующих предпосылкам расчета, воспринимать необходимые деформации и обеспечивать предсказуемость поведения конструкции.

(2)Р Преждевременное раскалывание или откалывание бетона на концах элементов должны быть исключены, учитывая:

- относительные смещения между элементами;
- отклонения;
- требования монтажа;
- простоту возведения;
- простоту контроля.

(3) Проверка несущей способности и жесткости соединений может быть основана на расчете, возможно, сопровождаемом испытаниями (расчет, сопровождаемый испытаниями, см. СП РК EN 1990, приложение D). Несовершенства должны быть учтены. Расчетные значения, основанные на испытаниях, должны учитывать неблагоприятные отклонения от условий испытаний.

10.9.4.3 Соединения, передающие усилия сжатия

(1) В сжатых соединениях можно пренебречь поперечными усилиями, если они составляют менее 10% сжимающего усилия.

(2) Для соединений с прослойками из раствора, бетона или полимеров взаимное смещение между соединяемыми поверхностями должно быть исключено в течение периода

затвердевания материала.

(3) Соединения без прослоек (сухие соединения) должны применяться только тогда, когда может быть достигнуто требуемое качество производства работ. Среднее напряжение (давление) на опоре между плоскими поверхностями не должно превышать $0,3 \cdot f_{cd}$. Сухие соединения, имеющие искривленные (выпуклые) поверхности, должны быть рассчитаны с учетом геометрии.

(4) Следует учитывать поперечные растягивающие напряжения в стыкуемых элементах. Они могут возникнуть вследствие концентрации сжимающих напряжений согласно рисунку 10.3а или распределяться с помощью мягких прослоек согласно рисунку 10.3б. Арматура в случае а) может быть рассчитана и расположена согласно 6.5. Арматура в случае б) должна быть расположена вблизи поверхностей стыкуемых элементов.

(5) При отсутствии более точных моделей сечение арматуры в случае б) может быть рассчитано по формуле (10.5).

$$A_s = 0,25 \cdot \left(\frac{t}{h}\right) \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}, \quad (10.5)$$

где:

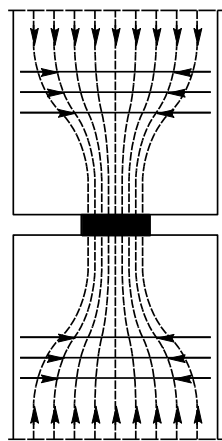
A_s – площадь арматуры у каждой поверхности;

t – толщина прослойки;

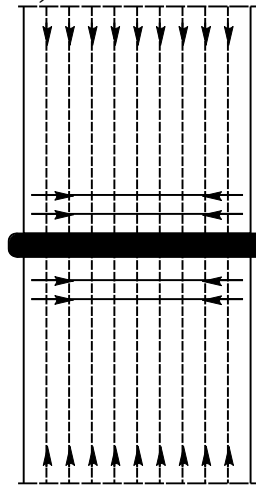
h – размер прослойки в направлении арматуры;

F_{Ed} – сжимающая сила в стыке.

(6) Максимальная несущая способность сжатых соединений может быть определена согласно 6.7 или может быть обоснована анализом, подтверждаемым испытаниями (проектирование, подтверждаемое испытаниями, см. EN 1990).



а) Сосредоточенная опора



б) Расширение мягкой прокладки

Рисунок 10.3 – Поперечные растягивающие напряжения в сжатых соединениях

10.9.4.4 Соединения, передающие поперечные усилия

(1) Передачу поперечного усилия по контакту между двумя бетонными поверхностями, например, между сборным элементом и монолитным бетоном, см. 6.2.5.

10.9.4.5 Соединения, передающие изгибающие моменты и растягивающие усилия

(1) Арматура должна непрерывно проходить через соединение и быть заанкерена в соседних элементах.

(2) Непрерывность может быть достигнута, например, при помощи:

- соединения стержней внахлестку;
- замоноличивания арматуры в отверстиях;
- перехлеста арматурных петель;
- сварки стержней или стальных пластин;
- предварительного напряжения;
- механических устройств (шпонок или заполняемых муфт);
- штампованных соединительных устройств (обжимные муфты).

10.9.4.6 Соединения с подрезкой высоты

(1) Соединения с подрезкой высоты могут быть рассчитаны с использованием моделей «распорка-тяж» согласно 6.5. Две альтернативные модели для расчета арматуры показаны на рисунке 10.4. Можно выполнить комбинацию этих моделей.

Примечание – На рисунке показаны только основные особенности моделей «распорка-тяж».

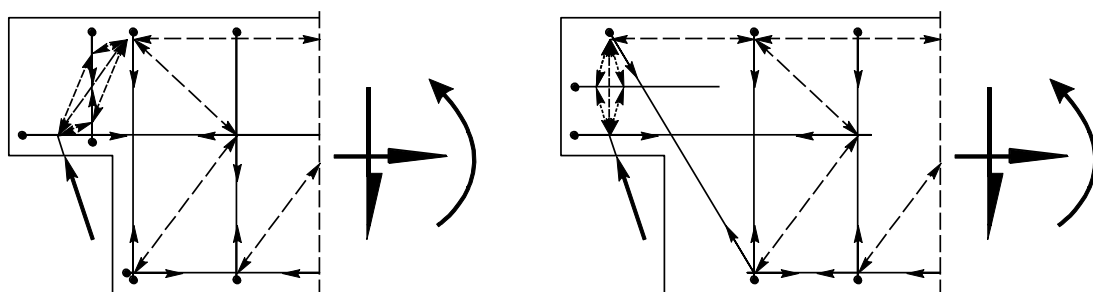


Рисунок 10.4 – Расчетные модели для проектирования армирования подрезок

10.9.4.7 Анкеровка арматуры на опорах

(1) Арматура в опорных и опирающихся элементах должна быть законструирована таким образом, чтобы обеспечивалась анкеровка в рассматриваемом узле, учитывая отклонения (допуски). Пример показан на рисунке 10.5.

Эффективная длина опоры a_1 зависит от расстояния d (смотри рисунок 10.5) от края рассматриваемых элементов, где:

$d_i = c_i + \Delta a_i$ с горизонтальными петлями или иначе заанкеренными на конце стержнями;

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ с вертикально отогнутыми стержнями,

где:

c_i – защитный слой бетона;

Δa_i – отклонение (смотри 10.9.5.2 (1));

r_i – радиус загиба.

Обозначения Δa_2 и Δa_3 смотри рисунок 10.5 и 10.9.5.2 (1).

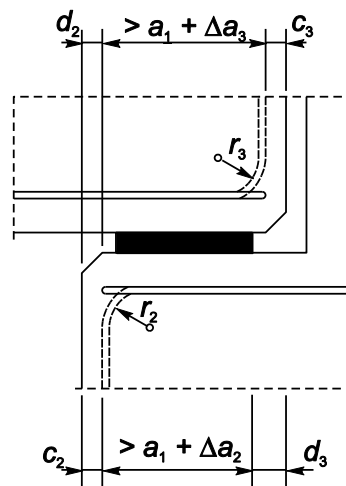


Рисунок 10.5 – Пример конструирования арматуры на опоре

10.9.5 Опоры

10.9.5.1 Общие положения

(1)Р Надлежащее функционирование опор должно быть обеспечено путем армирования смежных элементов, ограничением напряжений в опоре и мерами для учета или ограничения перемещений.

(2)Р Для опор, которые не допускают скольжения или поворота без значительных ограничений, воздействия вследствие ползучести, усадки, температуры, несоосности, отсутствия вертикальности и т.д. должны быть учтены при расчете смежных элементов.

(3) Эффекты от воздействий, представленные в (2)Р могут потребовать установки косвенной арматуры в опирающемся и поддерживаемом элементах и/или непрерывной арматуры для объединения элементов. Это может также влиять на проектирование основной арматуры в таких элементах.

(4)Р Опорные устройства должны быть рассчитаны и законструированы таким образом, чтобы обеспечить точное положение элемента с учетом допусков изготовления и монтажа.

(5)Р Возможные эффекты от воздействия анкеров напрягающих элементов и от их удаления должны быть учтены в расчетах.

10.9.5.2 Опоры для неизолированных опираемых элементов

(1) Номинальная длина простой опоры, как показано на рисунке 10.6, может быть рассчитана следующим образом:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}, \quad (10.6)$$

где:

a_1 – участок опоры с постоянными напряжениями, $a_1 = F_{Ed} / (b_1 \cdot f_{Rd})$, но не менее чем минимальные значения согласно таблице 10.2;

F_{Ed} – расчетное значение реакции опоры;

b_1 – ширина опоры, смотри (3);

f_{Rd} – расчетное сопротивление бетона опорной прочности, смотри (2);

a_2 – неиспользуемая для непосредственного опирания часть опоры, смотри рисунок 10.6 и таблицу 10.3;

a_3 – расстояние от внешнего края опираемого элемента, смотри рисунок 10.6 и таблицу 10.4;

Δa_2 – допустимое отклонение расстояния между несущими элементами, смотри таблицу 10.5;

Δa_3 – допустимое отклонение длины опираемого элемента, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n – длина элемента.

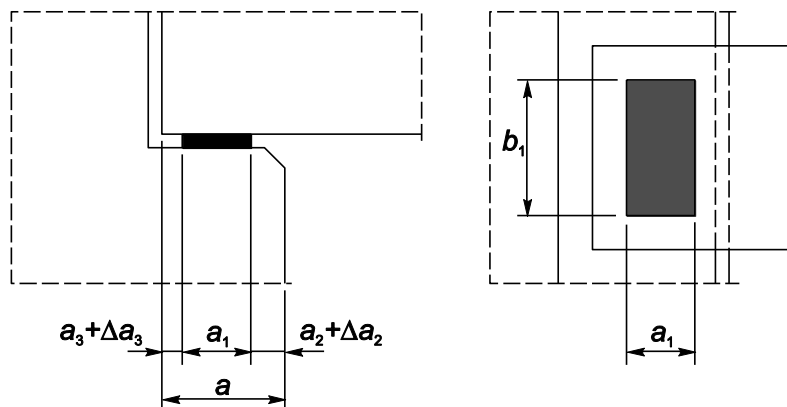


Рисунок 10.6 – Пример опоры и обозначения

Таблица 10.2 – Минимальное значение a_1 , в мм

Относительные напряжения на опоре, σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15–0,4	$> 0,4$
Протяженные опоры (перекрытия, покрытия)	25	30	40
Рёбристые перекрытия и прогоны	55	70	80
Сосредоточенная опора (балки)	90	110	140

Таблица 10.3 – Расстояние a_2 (мм), рассматриваемое как неиспользуемое от внешнего края опор. Бетонные подушки должны использоваться только в случаях (–)

Материал и тип опоры	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15–0,4	$> 0,4$
Сталь	Линейная	0	0	10
	Сосредоточенная	5	10	15
Железобетон $\geq C30$	Линейная	5	10	15
	Сосредоточенная	10	15	25
Бетон и железобетон $< C30$	Линейная	10	15	25
	Сосредоточенная	20	25	35
Кирпичная кладка	Линейная	10	15	(–)
	Сосредоточенная	20	25	(–)

(2) При отсутствии других указаний, следующие значения могут быть использованы для определения прочности опоры.

$f_{Rd} = 0,4f_{cd}$ – для сухих соединений (обозначения см. 10.9.4.3 (3));
 $f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85f_{cd}$ – для всех других случаев,
 где:
 f_{cd} – нижняя граница прочности для опор и опираемых элементов;
 f_{bed} – расчетное значение прочности прослойки.

(3) Если принимаются меры для того чтобы обеспечить равномерное распределение опорного давления, например, при помощи цементного раствора, неопрена и подобных прокладок, расчетная ширина опоры b_1 может быть принята равной ее фактической ширине. Во всех других случаях и при отсутствии более точных расчетов b_1 не должно превышать 600 мм.

Таблица 10.4 – Расстояние a_3 (мм), рассматриваемое как неиспользуемое за пределами опоры

Конструкция арматуры	Опора	
	линейная	сосредоточенная
Непрерывные стержни над опорой (ограниченные или нет)	0	0
Прямые стержни, горизонтальные петли на конце элемента	5	15, но не меньше, чем защитный слой на конце
Напрягаемые или прямые стержни, свободные на концах элемента	5	15
Арматура с вертикальными крюками	15	Защитный слой плюс внутренний радиус загиба

Таблица 10.5 – Допустимое отклонение Δa_2 для учета отклонения опорного участка. l - длина пролета

Материал опоры	Δa_2
Сталь или сборный бетон	$10 \leq l/1200 \leq 30$ мм
Кирпичная кладка или монолитный бетон	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40$ мм

10.9.5.3 Опоры для изолированных элементов

(1)Р Номинальная длина должна быть на 20 мм больше, чем для неизолированных элементов.

(2)Р Если опора допускает перемещения на опоре, то чистая длина опорного устройства должна быть увеличена на значение возможных перемещений.

(3)Р Если элемент связан с другим элементом не на уровне его опор, то чистая длина опор a_1 должна быть увеличена таким образом, чтобы было обеспечено восприятие возможного поворота вокруг связи.

10.9.6 Фундаменты стаканного типа

10.9.6.1 Общие положения

(1) Р Бетонные стаканы должны обеспечивать передачу вертикальных воздействий, изгибающих моментов и горизонтальных поперечных усилий от колонн на основание. Стакан должен быть достаточно большим, чтобы обеспечивать качественное заполнение бетоном пространства под колонной и вокруг нее.

10.9.6.2 Фундаменты стаканного типа со шпоночной поверхностью

(1) Стаканы со специально созданными углублениями или шпонками могут рассматриваться как работающие монолитно с колонной.

(2) В местах, где возникает вертикальное растяжение от передачи моментов, требуется тщательное конструирование соединения внахлестку арматуры колонны и фундамента, учитывая разделение соединяемых внахлестку стержней. Длина нахлеста согласно 8.7 должна быть увеличена не менее чем на величину горизонтального расстояния между стержнями в колонне и в фундаменте (смотри рисунок 10.7 а)). Для соединения внахлестку должна быть установлена необходимая горизонтальная арматура.

(3) Расчет на продавливание должен производиться как для монолитного соединения колонна/фундамент согласно 6.4 и как показано на рисунке 10.7(а), если передача поперечного усилия по контакту между колонной и фундаментом обеспечена. В противном случае расчет на продавливание должен быть выполнен как для стаканов с гладкой поверхностью.

10.9.6.3 Фундаменты стаканного типа с гладкой поверхностью

(1) Можно допустить, что усилия и момент могут быть переданы от колонны к фундаменту с помощью сжимающих усилий F_1, F_2 и F_3 через бетон замоноличивания и соответствующих сил трения, как показано на рисунке 10.7(б). Модель требует, чтобы было обеспечено условие $l \geq 1,2h$.

(2) Коэффициент трения может быть принят не более чем $\mu = 0,3$.

(3) Особое внимание должно быть уделено следующему:

- конструированию арматуры для передачи усилия F_1 в верхней части стенок стакана;
- передаче усилия F_1 вдоль боковых стенок фундамента;
- анкеровке основной арматуры в колонне и стенках стакана;
- сопротивлению поперечному усилию колонны вместе со стаканом;
- сопротивлению продавливанию плиты фундамента от усилия в колонне, при вычислении которого может быть учтен монолитный бетон, расположенный под сборным элементом.

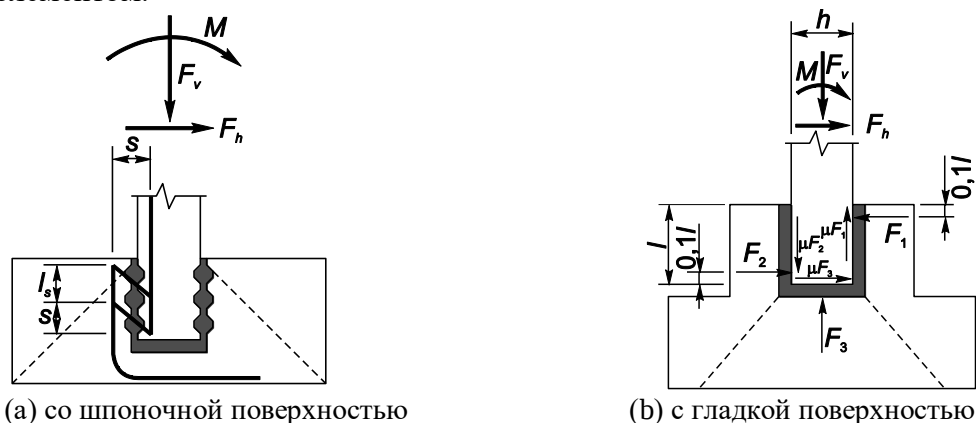


Рисунок 10.7 – Фундаменты стаканного типа

10.9.7 Системы связей

(1) Для плитных элементов, нагруженных в их собственной плоскости, например, в стенах и диафрагмах перекрытия, необходимое взаимодействие может быть достигнуто объединением конструкции с наружными и/или внутренними связями.

Эти же элементы могут также действовать для предотвращения прогрессирующего обрушения согласно 9.10.

11 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ЛЕГКОГО БЕТОНА

11.1 Общие положения

(1)Р Данный раздел содержит дополнительные требования для проектирования конструкций из легкого бетона. Ссылки даны на другие разделы (1 – 10 и 12) настоящих Строительных правил и его приложения.

Примечание – Заголовки нумеруются посредством стоящего впереди числа 11, за которым следует номер соответствующего основного раздела. Заголовки более низкого уровня нумеруются последовательно без связи с подзаголовками предыдущих разделов. Если альтернативы даны для формул, рисунков или таблиц других разделов, то оригинальные ссылочные номера также предваряются числом 11.

11.1.1 Область применения

(1)Р Все пункты разделов 1-10 и 12 в общем случае применимы, если они не заменяются специальными пунктами, приведенными в настоящем разделе. В общем случае, если значения прочности из таблицы 3.1 используются в формулах, эти значения должны быть заменены соответствующими значениями для легкого бетона, приведенными в данном разделе в таблице 11.3.1.

(2)Р Раздел 11 применяется для всех видов бетона с натуральными или искусственными пористыми заполнителями, кроме случаев, когда достоверные опытные данные показывают, что положения, отличающиеся от приведенных, могут быть применены с достаточной безопасностью.

(3) Данный раздел не распространяется на поризованный бетон, подвергнутый автоклавной или обычной температурной обработке, и на легкий бетон с разомкнутой (открытой) структурой.

(4)Р Легкий бетон – это бетон, имеющий замкнутую структуру и плотность не более 2200 кг/м^3 , состоящий из смеси искусственных или природных легких заполнителей, плотность частиц которых менее 2000 кг/м^3 .

11.1.2 Специальные обозначения

(1)Р Следующие символы используются специально для легкого бетона:

LC – класс прочности легкого бетона предваряется символом LC ;

η_E – поправочный коэффициент для расчета модуля упругости;

η_1 – коэффициент для определения предела прочности при растяжении;

η_2 – коэффициент для определения коэффициента ползучести;

η_3 – коэффициент для определения усадки при высыхании;

ρ – плотность легкого бетона в сухом состоянии, кг/м^3 .

Для механических свойств используется дополнительный нижний индекс l (легкий).

11.2 Основы проектирования

(1)Р Раздел 2 распространяется на конструкции из легкого бетона без изменений.

11.3 Материалы

11.3.1 Бетон

(1)Р В СТ РК EN 206-1 бетоны на легком заполнителе классифицируются в соответствии с их плотностью, см. таблицу 11.1. Дополнительно эта таблица содержит соответствующую плотность для неармированного бетона и железобетона с обычными процентами армирования, которые могут быть использованы для расчетов при определении собственного веса или постоянной расчетной нагрузки. Альтернативно плотность может быть указана как контрольное значение.

(2) Альтернативно влияние арматуры на плотность может быть определено расчетом.

Таблица 11.1 – Классы плотности и соответствующие расчетные плотности легкого бетона согласно СТ РК EN 206-1

Класс плотности		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Плотность, кг/м ³		801–1000	1001–1200	1201–1400	1401–1600	1601–1800	1801–2000
Плотность, кг/м ³	неармированный бетон	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	железобетон	1150	1350	1550	1750	1950	2150

(3) Предел прочности при растяжении легкого бетона может быть определен умножением значения f_{ct} из таблицы 3.1 на коэффициент:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \frac{\rho}{2200}, \quad (11.1)$$

где ρ – верхнее предельное значение плотности соответствующего класса согласно таблице 11.1.

11.3.2 Упругие деформации

(1) Оценка средних значений секущего модуля E_{lcm} для легкого бетона может быть получена умножением значений из таблицы 3.1 для бетона с обычной плотностью на следующий коэффициент:

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2, \quad (11.2)$$

где ρ указывает плотность после сушки в печи согласно СТ РК EN 206-1, раздел 4 (смотри таблицу 11.1).

Если требуются более точные данные, например, когда перемещения имеют важное значение, должны быть проведены испытания для определения значений E_{lcm} согласно ISO 6784*.

Примечание – Не противоречащая дополнительная информация может содержаться в Национальном приложении.

(2) Коэффициент теплового расширения легкого бетона существенно зависит от вида

используемого заполнителя и варьируется в широком диапазоне от 4×10^{-6} до $14 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

Для целей расчета, когда деформации от теплового расширения не имеют большого значения, коэффициент теплового расширения может быть принят равным $8 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

Различие между коэффициентами теплового расширения стали и легкого бетона не обязательно учитывать при расчете.

11.3.3 Ползучесть и усадка

(1) Для легкого бетона коэффициент ползучести φ может быть принят как для обычного бетона с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$.

Определенные таким образом относительные деформации ползучести, должны быть умножены на коэффициент η_2 :

$$\eta_2 = 1,3 \text{ для } f_{lck} \leq \text{LC16/18};$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ для } f_{lck} \geq \text{LC20/22}.$$

(2) Конечное значение усадки при высыхании легкого бетона может быть определено путем умножения значений, приведенных для обычного бетона в таблице 3.2, на коэффициент η_3 :

$$\eta_3 = 1,5 \text{ для } f_{lck} \leq \text{LC16/18};$$

$$\eta_3 = 1,2 \text{ для } f_{lck} \geq \text{LC20/22}.$$

(3) В формулах (3.11), (3.12) и (3.13), содержащих дополнительную информацию об аутогенной усадке, приведены максимальные значения для легкого бетона, для которого никакая миграция воды от заполнителя в сухой микроструктуре невозможна. Если используется насыщенный водой или частично насыщенный водой легкий заполнитель, значения аутогенной усадки будут значительно меньше.

11.3.4 Диаграмма «напряжение-деформации» для нелинейных расчетов конструкций

(1) Для легкого бетона значения ε_{c1} и ε_{cu1} на рисунке 3.2 необходимо заменить значениями ε_{lc1} и ε_{lcu1} из таблицы 11.3.1.

11.3.5 Расчетные сопротивления сжатию и растяжению

(1)Р Расчетное сопротивление сжатию определяется следующим образом:

$$f_{lcd} = \alpha_{lcc} \cdot \frac{f_{lck}}{\gamma_c}, \quad (11.3.15)$$

где γ_c частный коэффициент безопасности для бетона, смотри 2.4.2.4, и α_{lcc} коэффициент согласно 3.1.6 (1)Р.

Примечание – Значение α_{lcc} , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,85.

(2)Р Расчетное сопротивление бетона растяжению определяется следующим образом:

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} \cdot \frac{f_{lctk}}{\gamma_c}, \quad (11.3.16)$$

где:

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона (см. 2.4.1.4);

α_{lct} – коэффициент согласно 3.1.6 (2)Р.

Примечание – Значение α_{lct} , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,85.

Таблица 11.3.1 – Прочностные и деформационные характеристики легкого бетона

Классы прочности легкого бетона														Аналитическая зависимость/пояснение
f_{lck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{lck,cube}$, МПа	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{lcm} , МПа	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Для $f_{lck} \geq 20$ МПа $f_{lcm} = f_{lck} + 8$ МПа
f_{lctm} , МПа	$f_{lctm} = f_{ctm}\eta_1$													$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho/2200$
$f_{lctk,0,05}$, МПа	$f_{lctk,0,05} = f_{ctk,0,05}\eta_1$													5% – квантиль
$f_{lctk,0,95}$, МПа	$f_{lctk,0,95} = f_{ctk,0,95}\eta_1$													95% – квантиль
E_{lcm} , ГПа	$E_{lcm} = E_{cm}\eta_E$													$\eta_E = (\rho/2200)^2$
ε_{lc1} , ‰	$kf_{lcm}/(E_{lcm}\eta_E)$ ($k = 1,1$ для бетона с мелким заполнителем из природного песка; $k = 1,0$ для бетонов с легкими мелким и крупным заполнителями)													См. рисунок 3.2
ε_{lcu1} , ‰	ε_{lc1}													См. рисунок 3.2
ε_{lc2} , ‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	См. рисунок 3.3
ε_{lcu2} , ‰	$3,5\eta_1$									$3,1\eta_1$	$2,9\eta_1$	$2,7\eta_1$	$2,6\eta_1$	См. рисунок 3.3 $ \varepsilon_{lcu2} \geq \varepsilon_{lc2} $
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	
ε_{lc3} , ‰	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	См. рисунок 3.4
ε_{lcu3} , ‰	$3,5\eta_1$									$3,1\eta_1$	$2,9\eta_1$	$2,7\eta_1$	$2,6\eta_1$	См. рисунок 3.4 $ \varepsilon_{lcu3} \geq \varepsilon_{lc3} $

11.3.6 Диаграмма «напряжение – деформация» для расчета сечений

(1) Для легкого бетона значения ε_{c2} и ε_{cu2} , приведенные на рисунке 3.3, необходимо заменить значениями ε_{lc2} и ε_{lcu2} из таблицы 11.3.1.

(2) Для легкого бетона значения ε_{c3} и ε_{cu3} , приведенные на рисунке 3.4, необходимо заменить значениями ε_{lc3} и ε_{lcu3} из таблицы 11.3.1.

11.3.7 Бетон с косвенной арматурой

(1) Если более точные данные отсутствуют, может быть использована диаграмма «напряжение-деформация», приведенная на рисунке 3.6, с повышенными значениями характеристической прочности и относительных деформаций согласно следующим зависимостям:

$$f_{lck,c} = f_{lck} \cdot \left(1 + k \cdot \frac{\sigma_2}{f_{lck}}\right), \quad (11.3.24)$$

Примечание – Значение для k , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемые значения:

1,1 – для легкого бетона с мелким заполнителем – песком;

1,0 – для легкого бетона с легкими крупным и мелким заполнителями.

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} \cdot \left(\frac{f_{lck,c}}{f_{lck}}\right)^2 \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{lck}}, \quad (11.3.27)$$

где

ε_{lc2} и ε_{lcu2} принимаются по таблице 11.3.1.

11.4 Долговечность и защитный слой бетона

11.4.1 Воздействия окружающей среды

(1) Для легкого бетона можно принимать по таблице 4.1 те же классы условий эксплуатации как для обычного бетона.

11.4.2 Защитный слой бетона и свойства бетона

(1)Р Для легкого бетона значения, приведенные для минимального защитного слоя бетона в таблице 4.2, необходимо увеличить на 5 мм.

11.5 Расчет конструкций

11.5.1 Способность к повороту

Примечание – Для легкого бетона значение для θ_{plast} , указанное на рисунке 5.6 N, должно быть умножено на коэффициент $\varepsilon_{lcu1}/\varepsilon_{lcu2}$.

11.6 Критические предельные состояния

11.6.1 Элементы, не требующие по расчету поперечную арматуру

(1) Расчетное значение сопротивления поперечному усилию элемента из легкого

бетона без поперечной арматуры $V_{lRd,c}$ определяется из следующего выражения

$$V_{lRd,c} = \left[C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{lck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (11.6.2)$$

где:

η_1 – по формуле (11.1);

f_{lck} – по таблице 11.3.1;

σ_{cp} – среднее сжимающее напряжение в сечении при действии осевого усилия и усилия предварительного напряжения.

Примечание – Значения $C_{lRd,c}$, $v_{l,min}$ и k_1 , применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для $C_{lRd,c} = 0,15/\gamma_c$, $v_{l,min}$ составляет $v_{l,min} = 0,30 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$, и $k_1 = 0,15$.

Таблица 11.6.1N – Значения $v_{l,min}$ для значений d и f_{lck}

d, мм	$v_{l,min}$, МПа						
	f_{lck} , МПа						
	20	30	40	50	60	70	80
200	0,36	0,44	0,50	0,56	0,61	0,65	0,70
400	0,29	0,35	0,39	0,44	0,48	0,52	0,55
600	0,25	0,31	0,35	0,39	0,42	0,46	0,49
800	0,23	0,28	0,32	0,36	0,39	0,42	0,45
≥1000	0,22	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43

(2) Поперечное усилие V_{Ed} , рассчитанное без понижающего коэффициента β (см. 6.2.2 (6)) всегда должно удовлетворять условию:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot \eta_1 \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_{lck}, \quad (11.6.5)$$

где:

η_1 – в соответствии с 11.6.1 (1);

v_1 – в соответствии с 11.6.2 (1).

11.6.2 Элементы, требующие расчетную поперечную арматуру

(1) Понижающий коэффициент для сопротивления раздавливанию бетонных распорок v_1 .

Примечание – Значение для v_1 , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение определяется по формуле:

$$v_1 = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{f_{lck}}{250} \right). \quad (11.6.6N)$$

11.6.3 Кручение

11.6.3.1 Принципы проектирования

(1) В формуле (6.30) для легкого бетона v принимается равным v_1 согласно 11.6.2 (1).

11.6.4 Продавливание

11.6.4.1 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов колонн, не имеющих поперечной арматуры

(1) Сопротивление продавливанию на единицу площади плиты из легкого бетона определяется по выражению

$$V_{lRd,c} = C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{lck})^{\frac{1}{3}} + k_2 \cdot \sigma_{cp} \geq \eta_1 v_{l,min} + k_2 \cdot \sigma_{cp}, \quad (11.6.49a)$$

где:

η_1 – определено по формуле (11.1);

$C_{lRd,c}$ – см. 11.6.1 (1);

$v_{l,min}$ – см. 11.6.1 (1).

Примечание – Значение для k_2 , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,08.

(2) Сопротивление продавливанию V_{lRd} для фундаментов из легкого бетона под колонны определяется по выражению

$$V_{lRd,c} = C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{lck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} \geq \eta_1 v_{l,min} \cdot \frac{2d}{a}, \quad (11.6.49b)$$

где:

η_1 – определено по формуле (11.1);

$\rho_l \geq 0,005$;

$C_{lRd,c}$ – см. 11.6.1 (1);

$v_{l,min}$ – см. 11.6.1 (1).

11.6.4.2 Сопротивление продавливанию плит или фундаментов колонн, имеющих поперечную арматуру

(1) Если поперечная арматура требуется по расчету, сопротивление продавливанию определяется следующим образом:

$$V_{lRd,cs} = 0,75 \cdot V_{lRd,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r}\right) \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d}\right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,eff} \cdot \sin \alpha, \quad (11.6.54)$$

где $V_{lRd,c}$ – определяется по выражениям (11.6.47) или (11.6.50), соответственно.

(2) Сопротивление продавливанию по грани колонн ограничено максимальным значением

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{lRd,max} = 0,5 v_{lcd}, \quad (11.6.55)$$

где

v принимается равным v_1 из 11.6.2 (1).

11.6.5 Местное приложение нагрузки

(1) При равномерном распределении нагрузки на площади A_{c0} (см. рисунок 6.29) сосредоточенная сила сопротивления может быть рассчитана при помощи следующего выражения:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{lcd} \cdot \left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}} \right)^{\frac{\rho}{4400}} \leq 3,0 \cdot f_{lcd} \cdot A_{c0} \cdot \left(\frac{\rho}{2200} \right). \quad (11.6.63)$$

11.6.6 Усталость

(1) Проверка на усталость элементов из легкого бетона требует особого рассмотрения. Ссылки могут быть даны в Европейском Техническом Регламенте.

11.7 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

(1)Р Основные соотношения пролет/полезная высота для железобетонных элементов без осевого сжатия, приведенное в 7.4.2, должны быть уменьшены умножением на коэффициент $\eta_E^{0,15}$, если применяется легкий бетон.

11.8 Конструирование арматуры - Общие правила

11.8.1 Допустимые диаметры оправок для отогнутых стержней

(1) Для легкого бетона размеры оправки для обычного бетона, приведенные в таблице 8.3, во избежание скалывания бетона на отгибах, угловых крюках и петлях должны быть увеличены на 50%.

11.8.2 Предельные напряжения сцепления

(1) Расчетное значение предельных напряжений сцепления стержней в легком бетоне может быть рассчитано по формуле (8.2) с подстановкой f_{lctd} вместо f_{ctd} , где $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/\gamma_c$. Значения для $f_{lctk,0,05}$ приведены в таблице 11.3.1.

11.9 Конструирование элементов и отдельные правила

(1) Диаметр стержней, располагаемых в легком бетоне, как правило, не должен превышать 32 мм. Для легкого бетона пучки стержней не должны состоять более чем из двух стержней и эквивалентный диаметр не должен превышать 45 мм.

11.10 Дополнительные правила для сборных железобетонных элементов и конструкций

(1) Раздел 10 без изменений действителен для легкого бетона.

11.12 Конструкции из неармированного или слабоармированного бетона

(1) Раздел 12 без изменений действителен для легкого бетона.

12 КОНСТРУКЦИИ ИЗ НЕАРМИРОВАННОГО И СЛАБОАРМИРОВАННОГО БЕТОНА

12.1 Общие положения

(1)Р Данный раздел содержит дополнительные правила для конструкций из неармированного бетона или для конструкций, в которых количество имеющейся арматуры

меньше, чем минимально требуемая для железобетонных конструкций.

Примечание – Заголовки нумеруются посредством стоящего впереди числа 12, за которым следует номер соответствующего основного раздела. Заголовки более низкого уровня нумеруются последовательно без связи с подзаголовками предыдущих разделов.

(2) Данный раздел действителен для элементов, для которых можно пренебречь динамическими воздействиями, вызываемые вращающимися механизмами и транспортные воздействия. Примерами таких элементов являются:

- элементы, которые преимущественно подвержены сжимающей нагрузке (за исключением сжимающей нагрузки вследствие предварительного напряжения), например стены, колонны, арки, своды и туннели,
- ленточные и плитные фундаменты;
- подпорные стены;
- сваи с диаметром более и равным 600 мм, где $N_{Ed}/A_c \leq 0,3 \cdot f_{ck}$.

(3) Для элементов конструкции из легкого бетона согласно разделу 11 или для бетонных сборных элементов и конструкций, на которые учитываются распространяются положения настоящих Строительных норм, правила расчета должны быть изменены соответствующим образом.

(4) Для элементов конструкции из неармированного бетона не исключается размещение стальной арматуры, необходимой для соответствия требованиям по эксплуатационной пригодности и/или долговечности, а также размещение арматуры в отдельных частях элементов. Эта арматура может быть учтена при верификации по местным критическим предельным состояниям и для выполнения требований предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

12.3 Материалы

12.3.1 Бетон: дополнительные расчетные характеристики

(1) В связи с низкой пластичностью неармированного бетона значения для $\alpha_{cc,pl}$ и $\alpha_{ct,pl}$ должны быть приняты меньшими, чем значения α_{cc} и α_{ct} для армированного бетона.

Примечание – Значения $\alpha_{cc,pl}$ и $\alpha_{ct,pl}$, применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение коэффициента понижения в обоих случаях равно 0,8.

(2) Если растягивающие напряжения учитываются для расчета несущей способности элементов конструкции из неармированного бетона, Диаграмма «напряжение-деформация» (см. 3.1.7) может быть распространена на определение предела прочности при растяжении по формуле (3.16) или по линейной зависимости:

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}, \quad (12.1)$$

(3) Методы механики разрушения могут быть использованы в тех случаях, когда может быть показано, что они приводят к достижению требуемого уровня надежности.

12.5 Методы расчета

(1) Поскольку элементы из неармированного бетона имеют ограниченную пластичность, как правило, не следует использовать линейные методы с перераспределением или пластический подход к расчету, т.е. методы, которые требуют проверку деформаций не должны применяться, кроме тех случаев, когда их применение может быть обосновано.

(2) Расчет конструкций может быть основан на нелинейной или линейной теории упругости. В случае нелинейного расчета (например, механики разрушения), должна быть выполнена проверка деформативности.

12.6 Критические предельные состояния

12.6.1 Расчет сопротивлению изгибу и осевому сжатию

(1) Для стен, выполненных при необходимом конструировании и уходе за бетоном, вынужденные деформации от воздействия температуры или усадки бетона могут быть проигнорированы.

(2) Диаграмму «напряжение-деформация» для неармированного бетона следует принимать в соответствии с 3.1.7.

(3) Осевое сопротивление сжатию N_{Rd} прямоугольного сечения с небольшим эксцентриситетом нагрузки e относительно одной оси в направлении h_w может быть принято как:

$$N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot h_w \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{h_w}\right), \quad (12.2)$$

где:

$\eta \cdot f_{cd,pl}$ – эффективное расчетное значение усилия сжатия (смотри 3.1.7 (3));

b – общая ширина сечения (смотри рисунок 12.1);

h_w – общая толщина сечения;

e – эксцентриситет нагрузки N_{Ed} в направлении h_w .

Примечание – Если применяются другие упрощенные методы, они не должны быть менее консервативны, чем метод с использованием диаграммы «напряжение-деформация» согласно 3.1.7.

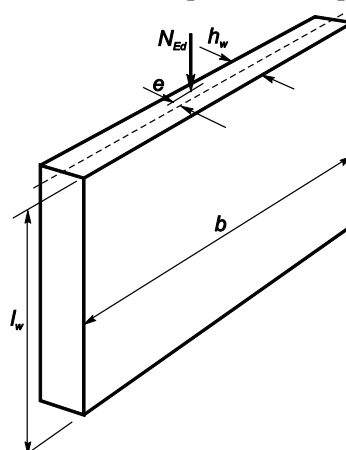


Рисунок 12.1 – Обозначения для неармированных стен

12.6.2 Местное разрушение

(1) Если меры во избежание местного разрушения сечения при растяжении не были предприняты, максимальный эксцентриситет осевого усилия N_{Ed} в сечении должен быть ограничен, чтобы избежать значительного раскрытия трещин.

12.6.3 Поперечная сила

(1) В неармированных бетонных элементах может быть учтен предел прочности при растяжении бетона в критическом предельном состоянии для поперечной силы, если при расчете или испытании подтверждено, что хрупкое разрушение может быть исключено и имеется уверенность в обеспечении соответствующего сопротивления.

(2) Для сечения, в котором действуют поперечное усилие V_{Ed} и нормальное усилие N_{Ed} в зоне сжатия A_{cc} , абсолютные значения составляющих расчетного значения напряжения должны быть определены следующим образом:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}}, \quad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{cc}}, \quad (12.4)$$

Примечание – Значение k , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,5.

Как правило, необходимо проверить следующее условие:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd},$$

где:

$$\text{если } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}, \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}; \quad (12.5)$$

$$\text{если } \sigma_{cp} \geq \sigma_{c,lim}, \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2}; \quad (12.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})}, \quad (12.7)$$

где:

f_{cvd} – расчетное сопротивление бетона при срезе и сжатии;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию;

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению.

(3) Бетонный элемент конструкции может быть рассмотрен как не имеющий трещин в предельном состоянии по несущей способности, если он полностью сжат или абсолютное значение главного растягивающего напряжения σ_{ct1} в бетоне не превышает значения f_{ctd} .

12.6.4 Кручение

(1) Элементы с трещинами не проектируют на сопротивление крутящим моментам, пока не доказана возможность проектирования.

12.6.5 Критические предельные состояния, вызванные конструктивными

деформациями (продольный изгиб)

12.6.5.1 Гибкость колонн и стен

(1) Гибкость колонн или стен определяется как

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (12.8)$$

где:

i – минимальный радиус инерции;

l_0 – расчетная длина элемента, которую можно принять как

$$l_0 = \beta \cdot l_w, \quad (12.9)$$

где

l_w – высота элемента конструкции в свету;

β – коэффициент, зависящий от условий опирания:

для колонн в общем случае $\beta = 1$;

для консольных колонн или стен $\beta = 2$;

для других стен значения β приведены в таблице 12.1.

(2) Значения β должны быть соответственно увеличены, если поперечное сопротивление ослаблено пазами и углублениями.

(3) Поперечные стены могут быть рассмотрены как раскрепляющие, если:

– их общая толщина не менее, чем $0,5h_w$, где h_w – общая толщина раскрепляемой стены;

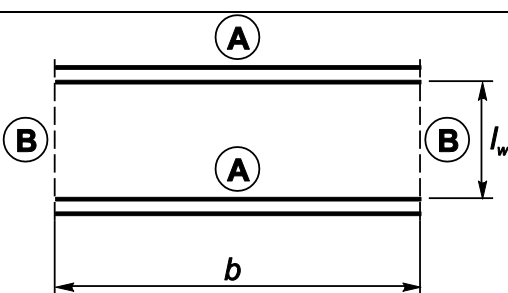
– они имеют такую же высоту l_w как раскрепляемая стена;

– их длина l_{ht} составляет не менее $l_w/5$, где l_w – высота в свету раскрепляемой стены;

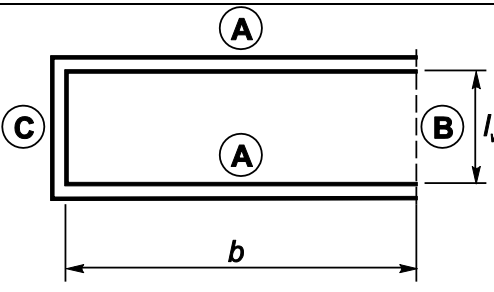
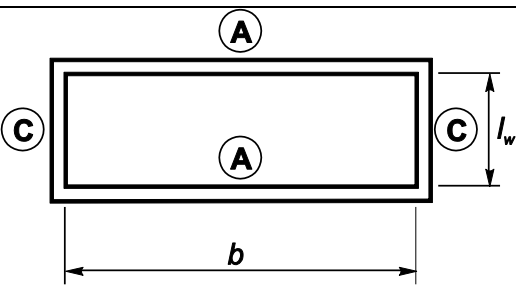
– в пределах длины l_{ht} в поперечной стене нет отверстий.

(4) В случае стены, жестко соединенной по низу и по верху посредством монолитного бетона и арматуры, так что моменты защемления полностью восприняты, значения β согласно таблице 12.1 могут быть применены с коэффициентом 0,85.

Таблица 12.1 – Значения β при различных краевых условиях

Боковое закрепление	Эскиз	Выражение	Коэффициент β
По двум сторонам			$\beta = 1,0$ для всех отношений l_w/b

Продолжение таблицы 12.1

Боковое закрепление	Эскиз	Выражение	Коэффициент β	
По трем сторонам		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$ Место для формулы.	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
По четырем сторонам		Если $b \geq l_w$ $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ Если $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$	b/l_w	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

Ⓐ – плита перекрытия; Ⓑ – свободный край; Ⓒ – поперечная стена

Примечание – Данные в таблице 12.1 приведены для случая, когда стена не имеет отверстий, высота которых превышает 1/3 высоты стены в свету l_w , или их площадь превышает 1/10 площади стены. В стенах, закрепленных по трем или четырем сторонам с размерами отверстий, превышающими указанные ограничения, части между двумя отверстиями следует рассматривать как закрепленные только с двух сторон и рассчитывать соответствующим образом.

(5) Гибкость неармированных стен из монолитного бетона, как правило, не должна превышать значение $\lambda = 86$ (т.е. $l_0/h_w = 25$).

12.6.5.2 Упрощенный метод проектирования стен и колонн

(1) При отсутствии более строгого подхода расчетное сопротивление гибких стен или колонн из неармированного бетона осевое сжимающее усилие в может быть рассчитано следующим образом:

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \Phi, \quad (12.10)$$

где:

N_{Rd} – сопротивление осевой силе;

b – общая ширина поперечного сечения;

h_w – общая толщина поперечного сечения;

Φ – коэффициент, учитывающий эксцентриситет, включая эффекты второго порядка и обычные воздействия ползучести; смотри ниже.

Для раскрепленных (связевых) элементов коэффициент Φ может быть определен следующим образом:

$$\Phi = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \frac{e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_{tot}}{h_w}, \quad (12.11)$$

где:

$$e_{tot} = e_0 + e_i; \quad (12.12)$$

e_0 – эксцентриситет первого порядка с учетом, при необходимости, влияния перекрытий (например, изгибающие моменты вследствие защемления, которые передаются от плиты на стену) и горизонтальных воздействий;

e_i – дополнительный эксцентриситет вследствие влияния геометрических несовершенств, смотри 5.2.

(2) Другие упрощенные методы могут быть использованы, если они не менее надежны, чем точный метод согласно 5.8.

12.7 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

(1) Напряжения должны быть проверены, если ожидается, что возможны ограничения свободных деформаций конструкции.

(2) Для обеспечения достаточной эксплуатационной пригодности должны быть рассмотрены следующие параметры:

- а) при проверке образования трещин:
 - ограничение растягивающих напряжений в бетоне до допустимых значений;
 - размещение вспомогательной конструктивной арматуры (поверхностной арматуры, системы связей если необходимо);
 - устройство связей;
 - выбор технологии бетонирования (в том числе, соответствующего состава бетона, ухода за бетоном);
 - выбор соответствующего метода возведения;
- б) для ограничения деформаций:
 - установление минимального размера сечения (см. 12.9 ниже);
 - ограничение гибкости в случае сжатых элементов.

(3) Любая арматура, расположенная в неармированных бетонных элементах, даже не учитываемая при оценке несущей способности, должна отвечать требованиям 4.4.1.

12.9 Конструирование элементов и отдельные правила

12.9.1 Конструктивные элементы

(1) Общая толщина стены h_w не должна быть менее 120 мм для монолитных стен.

(2) Если имеются пазы и углубления, следует производить проверку достаточной прочности и устойчивости элемента.

12.9.2 Строительные стыки

(1) Если в строительных стыках могут возникнуть растягивающие напряжения, для ограничения образования трещин должна предусматриваться арматура.

12.9.3 Ленточные и столбчатые фундаменты

(1) При отсутствии более детальных данных, нагруженные по оси ленточные и столбчатые фундаменты могут быть рассчитаны и сконструированы как неармированные, если:

$$\frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd}}}, \quad (12.13)$$

где:

h_F – высота фундаментов;

a – проекция от грани колонны (см. рисунок 12.2);

σ_{gd} – расчетное значение давления грунта;

f_{ctd} – расчетное значение предела прочности при растяжении бетона (с той же размерностью, что и σ_{gd}).

Для упрощения может быть использовано отношение $\frac{h_F}{a} \geq 2$.

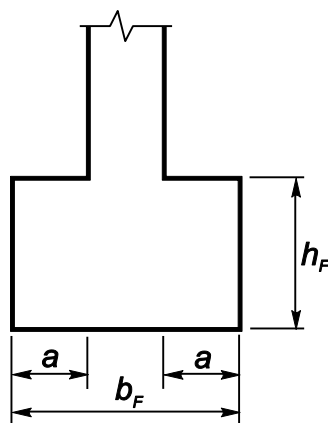


Рисунок 12.2 – Неармированные столбчатые фундаменты; обозначения

Приложение А
(информационное)

Модификация частных коэффициентов для материалов

А.1 Общие положения

(1) Частные коэффициенты для материалов, приведенные в 2.4.2.4, соответствуют геометрическим отклонениям класса 1 по ENV 13670*-1, а также обычному уровню производства и контроля (в том числе, класс инспекции 2 в ENV 13670*-1).

(2) Рекомендации для снижения частных коэффициентов для материалов приведены в данном информационном Приложении. Более подробные правила процедуры контроля могут быть даны в стандартах на продукцию для сборных элементов.

Примечание – Дополнительную информацию смотри в приложении В для СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

А.2 Монолитные железобетонные конструкции

А.2.1 Изменения на основе контроля качества и уменьшении отклонений

(1) Если производство сопровождается системой контроля качества, которая гарантирует, что неблагоприятные отклонения размеров поперечного сечения находятся в пределах допустимых отклонений, приведенных в таблице А.1, частные коэффициенты для арматуры могут быть уменьшены до $\gamma_{S,red1}$.

Примечание – Значение $\gamma_{S,red1}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,1.

Таблица А.1 – Предельные отклонения

h или b, мм	Предельные отклонения, мм	
	Размеры поперечного сечения $\pm\Delta h, \Delta b$, мм	Положение арматуры $+\Delta c$, мм
≤ 150	5	5
400	10	10
≥ 2500	30	20
Примечания 1 Для промежуточных значений может быть использована линейная интерполяция. 2 $+\Delta c$ для обычной и предварительно напряженной арматуры относится к среднему значению сечения или ширины в 1 м (например, для плит и стен).		

(2) При выполнении условия, приведенного в А.2.1 (1), и если коэффициент вариации прочности бетона не превышает 10%, частный коэффициент безопасности для бетона может быть уменьшен до $\gamma_{C,red1}$.

Примечание – Значение $\gamma_{C,red1}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,4.

А.2.2 Изменение на основе использования при расчете уменьшенных или измеренных геометрических параметров

(1) Если для расчета проектного сопротивления используются критические геометрические параметры, включая рабочую высоту (см. рисунок А.1), которые либо

- уменьшены с учетом отклонений, либо
- измерены в готовой конструкции,

частные коэффициенты безопасности могут быть уменьшены до $\gamma_{S,red2}$ и $\gamma_{C,red2}$.

Примечание – Значения $\gamma_{S,red2}$ и $\gamma_{C,red2}$, применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для $\gamma_{S,red2}$ составляет 1,05, а для $\gamma_{C,red2}$ составляет 1,45.

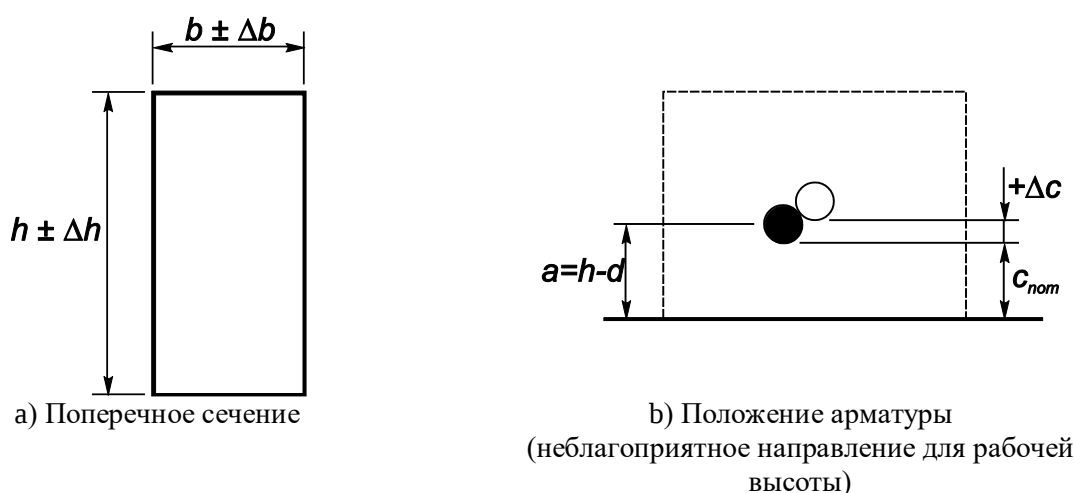


Рисунок А.1 – Отклонения размеров поперечного сечения

(2) При условиях, приведенных в А.2.2 (1), и если коэффициент вариации прочности бетона не превышает 10%, частный коэффициент безопасности для бетона может быть уменьшен до $\gamma_{C,red3}$.

Примечание – Значение $\gamma_{C,red3}$, применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,35.

А.2.3 Изменения на основе определения прочности бетона в готовой конструкции

(1) При значениях прочности бетона, которые получены при испытаниях готовой конструкции или элемента, см. EN 13791^{*1}, СТ РК EN 206-1 и соответствующие стандарты на изделия, γ_C могут быть уменьшены посредством поправочного коэффициента η .

Примечание – Значение η , применяемое в конкретной стране, может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,85.

Значение γ_C , для которого применяется данное правило снижения, может быть уже уменьшено согласно А.2.1 или А.2.2. Однако конечное значение частного коэффициента не должно быть меньше $\gamma_{C,red4}$.

Примечание – Значение $\gamma_{C,red4}$, применяемое в конкретной стране, может быть приведено в

Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 1,3.

А.3 Сборные изделия

А.3.1 Общие положения

(1) Эти положения распространяются на сборные изделия, как описано в разделе 10, они касаются обеспечения качества и подтверждения соответствия.

Примечание – Заводской производственный контроль маркированных знаком CE сборных изделий сертифицируется уполномоченным органом (Аттестационный уровень 2+).

А.3.2 Частные коэффициенты для материалов

(1) Частные коэффициенты для материалов $\gamma_{c,pced}$ и $\gamma_{s,pced}$ могут быть снижены согласно правилам в А.2, если выполнены соответствующие контрольные процедуры.

(2) Рекомендации по заводскому производственному контролю, требуемому для использования сниженных частных коэффициентов для материалов, приведены в стандартах на изделия. Общие рекомендации приведены в EN 13369*.

А.4 Сборные элементы

(1) Правила, приведенные в А.2 для конструкций из монолитного бетона, также распространяются на сборные железобетонные элементы, как определено в 10.1.1.

Приложение В
(информационное)

Деформации ползучести и усадки

В.1 Основные уравнения для определения коэффициента ползучести

(1) Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ может быть рассчитан по формуле:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0), \quad (\text{В.1})$$

где

φ_0 – коэффициент ползучести, который может быть определен следующим образом:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \quad (\text{В.2})$$

здесь

φ_{RH} – коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности воздуха на коэффициент ползучести:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \text{ для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}, \quad (\text{В.3a})$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}, \quad (\text{В.3b})$$

RH – относительная влажность воздуха окружающей среды, %;

$\beta(f_{cm})$ – коэффициент, учитывающий влияние предела прочности при сжатии бетона на коэффициент ползучести:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (\text{В.4})$$

f_{cm} – средняя прочность бетона при сжатии в МПа в возрасте 28 сут;

$\beta(t_0)$ – коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона при начале нагружения на коэффициент ползучести:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,20}}; \quad (\text{В.5})$$

h_0 – условный приведенный размер элемента, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (\text{В.6})$$

где:

A_c – общая площадь поперечного сечения бетона;

u – периметр элемента, контактирующий с атмосферой;

$\beta_c(t, t_0)$ – коэффициент, описывающий развитие ползучести после приложения нагрузки, который определяется по следующей формуле:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3}, \quad (\text{В.7})$$

здесь:

t – возраст бетона на данный момент в сутках, с момента затвердения;

t_0 – возраст бетона в момент приложения нагрузки в сутках;

$t - t_0$ – примерная продолжительность нагружения в сутках;

β_H – коэффициент, учитывающий относительную влажность воздуха (RH в %) и условный размер элемента (h_0 в мм). Он может быть определен следующим образом:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \text{ для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа,} \quad (\text{B.8a})$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ для } f_{cm} > 35 \text{ МПа,} \quad (\text{B.8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$ – коэффициенты, учитывающие влияние прочности бетона:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,7}; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,5}. \quad (\text{B.8c})$$

(2) Влияние вида цемента (см. 3.1.2 (6)) на коэффициент ползучести бетона может быть учтено посредством модифицирования возраста при начале нагружения t_0 в формуле (B.5), в соответствии со следующим выражением:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{B.9})$$

где:

$t_{0,T}$ – откорректированный с учетом температуры возраст бетона при начале нагружения, суток, согласно формулы (B.10):

α – показатель степени, который зависит от вида цемента:

$\alpha = -1$ для цемента класса S

$\alpha = 0$ для цемента класса N

$\alpha = 1$ для цемента класса R

(3) Влияние повышенных или пониженных температур в диапазоне $0^\circ\text{C} - 80^\circ\text{C}$ на степень зрелости бетона может быть учтена посредством корректировки возраста бетона в соответствии со следующей формулой:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i, \quad (\text{B.10})$$

где:

t_T – откорректированный с учетом температуры возраст бетона, который заменяет t в уточненных формулах;

$T(\Delta t_i)$ – температура, $^\circ\text{C}$, в течение периода времени Δt_i ;

Δt_i – количество суток, когда температура T преобладает.

Средний коэффициент вариации определенного указанным выше методом коэффициента ползучести, определенный по компьютерной базе данных результатов лабораторных исследований, находится в пределах 20%.

Значения $\varphi(t, t_0)$, данные выше, должны быть соответствовать касательному модулю E_c .

Если менее точная оценка считается удовлетворительной, значения, приведенные на рисунке 3.1 раздела 3.1.4, могут быть приняты для прогноза ползучести бетона в возрасте до 70 лет.

В.2 Основные уравнения для определения деформаций усадки при высыхании

(1) Основное деформации усадки от высыхания $\varepsilon_{cd,0}$ рассчитывается следующим образом:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (\text{B.11})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (\text{B.12})$$

где:

f_{cm} – средняя прочность бетона при сжатии (МПа)

$f_{cm0} = 10$ МПа

α_{ds1} – коэффициент, учитывающий вид цемента (см. 3.1.2 (6)):

$\alpha_{ds1} = 3$ – для цемента класса S

$\alpha_{ds1} = 4$ – для цемента класса N

$\alpha_{ds1} = 6$ – для цемента класса R

α_{ds2} – коэффициент, учитывающий вид цемента:

$\alpha_{ds2} = 0,13$ – для цемента класса S

$\alpha_{ds2} = 0,12$ – для цемента класса N

$\alpha_{ds2} = 0,11$ – для цемента класса R

RH – относительная влажность воздуха (%)

$RH_0 = 100\%$

Примечание – $\exp\{\}$ имеет такое же значение, что и $e^{(\)}$.

Приложение С
(информационное)

**Свойства арматуры, пригодной для использования в соответствии с настоящими
Строительными нормами**

С.1 Общие положения

(1) В таблице С.1 приведены свойства арматуры, приемлемой для использования в соответствии с настоящими Строительными нормами. Свойства действительны при температурах от -40°C до +100°C для арматуры, располагаемой в конструкции. Любая гнутая и сварная арматура, используемая на строительной площадке, должна быть ограничена температурным диапазоном, разрешенным EN 13670*.

Таблица С.1 – Свойства арматуры

Вид продукта		Стержни и стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
Класс		A	B	C	A	B	C	-
Характеристический предел текучести f_{yk} или $f_{0,2k}$, МПа		400 до 600						5,0
Минимальное значение $k= (f_i/f_y)_k$		$\geq 1,0$ 5	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ <1,35	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ <1,35	10,0
Характеристические деформации при максимальной силе, ε_{uk} %		$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Способность к загибу		Испытания на загиб/разгиб			—			
Прочность на срез		—			0,34 f_{yk} (А- площадь сечения проволоки)			Минимум
Максимальное отклонение от номинальной массы (отдельного стержня или проволоки), %	Номинальный диаметр стержня, мм							5,0
	≤8	±6,0						
	> 8	±4,5						

Примечание – Значения уровня напряжений усталости для верхней границы βf_{yk} и значение минимальной относительной площади ребер, применяемые в конкретной стране, могут быть приведены в Национальном приложении. Рекомендуемые значения приведены в таблице С.2N. Значение β , применяемое в конкретной стране, может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 0,6.

Таблица С.2N – Усталостные свойства арматуры

Вид продукта		Стержни и стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
Класс		A	B	C	A	B	C	–
Уровень напряжений усталости, МПа, (для $N \geq 2 \times 10^6$ циклов нагрузки) с верхним пределом βf_{yk}		≥ 150			≥ 100			10,0
Сцепление: минимальное значение относительной площади ребер, $f_{R,min}$	Номинальный диаметр, мм							
	5 и 6	0,035						
	6,5–12,0	0,040						5,0
	> 12,0	0,056						

Усталость: Исключения из правил оценки выносливости, применяемые в конкретной стране, могут быть приведены в Национальном приложении. Рекомендуемые особенности относятся к случаям: если арматура преимущественно статически нагружена, или более высокие значения уровня напряжений усталости, и/или количества циклов определены в результате испытаний. В последнем случае значения в таблице 6.3 могут быть соответственно изменены.

Сцепление: Если можно подтвердить, что достаточная прочность сцепления достигается при значениях f_R ниже вышеуказанных, значения могут быть уменьшены. Для того чтобы гарантировать, что достаточная прочность сцепления обеспечена, напряжения сцепления должны удовлетворять рекомендуемым выражениями (С.1N) и (С.2N), когда они проверяются посредством испытания балки по методике CEB/RILEM:

$$\tau_m \geq 0,098 \cdot (80 - 1,2\phi) \quad (\text{C.1N})$$

$$\tau_r \geq 0,098 \cdot (130 - 1,9\phi) \quad (\text{C.2N})$$

где:

ϕ - номинальный диаметр стержня, мм;

τ_m - средние значения напряжений сцепления, МПа, при 0,01; 0,1 и 1 мм проскальзывания;

τ_r - напряжение сцепления при разрушении от проскальзывания.

(2) Указанные в таблице С.1 значения для f_{yk} , k_i и ε_{uk} являются характеристическими значениями. Максимальный процент результатов испытаний, лежащих ниже характеристического значения, приведен для каждого характеристического значения в правом крайнем столбце таблицы С.1.

(3) РК EN 10080 не приводит значение квантиля характеристических значений, ни оценки результатов испытаний отдельных опытных образцов

Поэтому, чтобы обеспечить требования качества в процессе постоянного производства согласно таблице С.1, должны быть применены следующие ограничения на результаты испытаний:

– если отдельные опытные результаты превышают характеристические значения (или находятся ниже характеристического значения в случае максимального значения f_{yk} или k_i), опытные значения могут быть приняты без поправок;

– опытные значения предела текучести f_y и ε_u должны быть больше чем минимальные значения и меньше максимальных значений. Кроме этого среднее значение M отдельного опытного результата должно удовлетворять следующему выражению:

$$M \geq C_v + a, \quad (\text{C.3})$$

где:

C_v – длительное характеристическое значение

a – коэффициент, который зависит от рассматриваемых параметров.

Примечания

1 Значение a , применяемое в конкретной стране, может быть указано в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для f_{yk} равно 10 МПа, а для k и ε_{uk} равно 0.

2 Максимальные и минимальные значения f_{yk} , k и ε_{uk} , применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения приведены в таблице С.3N.

Таблица С.3N – Абсолютные ограничения результатов испытаний

Характеристика	Минимальное значение	Максимальное значение
Предел текучести f_{yk}	$0,97 \times \text{минимум } C_v$	$1,03 \times \text{максимум } C_v$
k	$0,98 \times \text{минимум } C_v$	$1,02 \times \text{максимум } C_v$
ε_{uk}	$0,80 \times \text{минимум } C_v$	Не приводится

С.2 Прочность

(1)Р Максимальные значения предела текучести $f_{y,max}$ не должны превышать $1,3f_{yk}$.

С.3 Способность к загибу

(1)Р Способность к загибу должна быть подтверждена посредством испытаний на загиб и разгибание согласно СТ РК EN 10080 и СТ РК EN ISO 15630-1. В ситуациях, когда проверка осуществляется только с помощью теста разгибания, размеры оправки должны быть не больше, чем указано для загиба в таблице 8.1N настоящих Строительных норма. В целях обеспечения способности к загибу, если после первого загиба не образуются трещины.

Приложение Д (информационное)

Детальный метод расчета потерь предварительного напряжения от релаксации

Д.1 Общие положения

(1) В случае, когда потери вследствие релаксации рассчитываются для различных временных интервалов (стадий), в которых напряжения в напрягаемой арматуре непостоянны, например, из-за упругих укорочений бетона, может быть применен метод эквивалентного времени.

(2) Концепция метода эквивалентного времени представлена на рисунке Д.1, где в момент времени t_i происходит мгновенная деформация напрягаемой арматуры. При этом:

$\sigma_{p,i}^-$ – растягивающие напряжения в напрягаемой арматуре непосредственно перед t_i ;

$\sigma_{p,i}^+$ – растягивающее напряжение в напрягаемой арматуре непосредственно после t_i ;

$\sigma_{p,i-1}^+$ – растягивающее напряжение в напрягаемой арматуре на предыдущей стадии;

$\Delta\sigma_{pr,i-1}$ – абсолютное значение потерь вследствие релаксации во время предыдущей стадии;

$\Delta\sigma_{pr,i}$ – абсолютное значение потерь вследствие релаксации в рассматриваемой стадии.

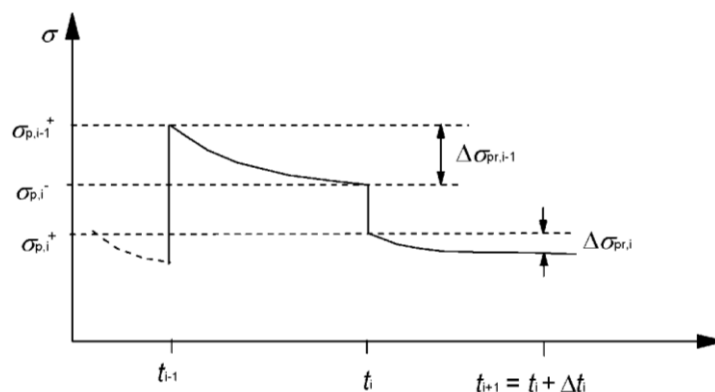


Рисунок Д.1 – Метод эквивалентного времени

(3) Если $\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,i}$ сумма всех потерь от релаксации на предыдущих стадиях, то t_e определено как эквивалентное время, ч, которое необходимо для получения такой же суммы потерь от релаксации, которые получены по функциям времени релаксации в 3.3.2 (7) при начальном напряжении равном:

$$\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,i} \text{ и при } \mu = \frac{\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,i}}{f_{pk}}.$$

(4) Например, для напрягаемой арматуры класса 2 значение t_e получаем из уравнения (3.29), которое принимает вид:

$$\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,i} = 0,66\rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \cdot \left(\frac{t_e}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot \{\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,i}\} \cdot 10^{-5}. \quad (\text{D.1})$$

(5) После решения вышеупомянутого уравнения относительно t_e , та же формула

может быть применена для определения потерь от релаксации в рассматриваемой стадии $\Delta\sigma_{pr,i}$ (причем эквивалентное время t_e прибавляется к рассматриваемому интервалу времени):

$$\Delta\sigma_{pr,i} = 0,66\rho_{1000} \cdot e^{9,09\mu} \cdot \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot \{\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,i}\} \cdot 10^{-5} - \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,i} \quad (D.2)$$

(6) Данный принцип применим ко всем трем релаксационным классам напрягаемой арматуры.

Приложение Е
(информационное)

Индикативные классы прочности по долговечности

Е.1 Общие положения

(1) Выбор достаточно долговечного бетона для защиты от коррозии арматуры и защиты от агрессивных воздействий на бетон основан на рассмотрении состава бетона. Это может привести к тому, что для обеспечения долговечности потребуется более высокий класс бетона по прочности на сжатие, чем класс, требуемый по расчету конструкции. Взаимосвязь между классами прочности бетона и классами условий эксплуатации (см. таблицу 4.1) может быть описана при помощи индикативных (ориентировочных) классов прочности.

(2) Если выбранный класс бетона выше, чем это требуется по расчету, то при определении минимального армирования согласно 7.3.2 и 9.2.1.1 и для ограничения ширины трещин согласно 7.3.3 и 7.3.4 значение f_{ctm} должно быть принято по более высокой прочности.

Примечание – Значения индикативных классов прочности, применяемые в конкретной стране, могут быть указаны в Национальном приложении. Рекомендуемые значения указаны в таблице Е.1N.

Таблица Е.1N – Индикативные классы прочности

	Класс условий эксплуатации согласно таблице 4.1									
Коррозия										
	Коррозия арматуры, вызванная карбонизацией				Коррозия арматуры, вызванная хлоридсодержащими средами (за исключением морской воды)			Коррозия арматуры, вызванная хлоридами морской воды		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Индикативный класс прочности	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Разрушение бетона										
	Нет риска разрушения		Разрушение бетона вследствие морозной деструкции			Разрушение бетона вследствие агрессивного химического воздействия окружающей среды				
	X0		XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3		
Индикативный класс прочности	C12/15		C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45	

Приложение F
(информационное)

Зависимости для растянутой арматуры при плоском напряженном состоянии(справочное)

F.1 Общие положения

(1) Данное приложение не содержит формул для расчета сжатой арматуры.

(2) Растянутая арматура в элементе, в плоскости которого действуют ортогональные напряжения $\sigma_{Edx}, \sigma_{Edy}$ и τ_{Edxy} , может быть рассчитана по изложенному ниже методу. Напряжения сжатия должны быть приняты как положительные, с $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, а направление арматуры должно совпадать с осями x и y.

Сопротивления растяжению, обеспеченные арматурой, должны быть рассчитаны по формулам:

$$f'_{tdx} = \rho_x f_{yd} \text{ и } f_{tdy} = \rho_y f_{yd}, \quad (F.1)$$

где:

ρ_x и ρ_y – геометрические коэффициенты армирования вдоль осей x и y соответственно.

(3) В зонах, где σ_{Edx} и σ_{Edy} являются сжимающими и $\sigma_{Edx}\sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, расчетная арматура не требуется. Однако максимальное сжимающее напряжение не должно превышать f_{cd} (см. 3.1.6).

(4) В зонах, где σ_{Edy} является растягивающим или $\sigma_{Edx}\sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, требуется постановка арматуры.

Оптимальное армирование, обозначенное надстрочным индексом ', и соответствующие напряжения в бетоне определяются по формулам:

для $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$:

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (F.2)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (F.3)$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edxy}| \quad (F.4)$$

для $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$:

$$f'_{tdx} = 0, \quad (F.5)$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy}, \quad (F.6)$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \cdot \left[1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right]. \quad (F.7)$$

Напряжения в бетоне σ_{cd} должны быть определены при помощи реальной модели для сечений с трещиной (см. СП РК EN 1992-2), но оно, как правило, не должно превышать $\nu \cdot f_{cd}$ (ν может быть определено из выражения (6.5)).

Примечание – Минимальное армирование получается в том случае, когда направления арматуры соответствуют направлениям главных напряжений.

Альтернативно, для общего случая, требуемая арматура и напряжения в бетоне могут быть определены по формулам

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx}, \quad (\text{F.8})$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.9})$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \cdot \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (\text{F.10})$$

где:

θ – угол между главными сжимающими напряжениями в бетоне и осью x .

Примечание – Значение для $\cot \theta$ должно быть выбрано таким образом, чтобы исключить значения сжатия для f_{td} .

Для того чтобы исключить образование недопустимых трещин в предельных состояниях по эксплуатационной пригодности и обеспечить требуемую пластичность деформаций в предельных состояниях по несущей способности, количество арматуры, определенное по формулам (F.8) и (F.9) отдельно для каждого направления, не должно быть больше двойного и меньше половины количества арматуры, определенного по формулам (F.2) и (F.3) или (F.5) и (F.6). Данные пределы описываются следующими неравенствами:

$$\frac{1}{2} f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 f'_{tdx} \text{ и } \frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy}.$$

(5) Арматура должна быть полностью заанкерена на всех свободных краях, например, с помощью U-образных стержней или более простым способом.

Приложение G
(информационное)

Взаимодействие сооружения с грунтом

G.1 Фундаменты мелкого заложения

G.1.1 Общие положения

(1) Следует обеспечить взаимодействие между грунтом, фундаментом и надземной конструкцией. Распределение контактного давления на фундамент и усилия в колоннах зависят от относительных осадок.

(2) В целом проблема может быть решена путем обеспечения того, чтобы перемещения и связанные с ними реакции грунта и конструкции были совместимыми.

(3) Хотя указанный выше общий метод является достаточным, существуют многие несовершенства вследствие влияния истории нагружения и ползучести. По этой причине выбираются различные уровни расчета, зависящие от степени идеализации механических моделей.

(4) Если надземная конструкция рассматривается как податливая, тогда передаваемые нагрузки не зависят от относительных осадок, потому что конструкция не имеет достаточной жесткости. В этом случае нагрузки не остаются больше неизвестными, и проблема сводится к расчету фундамента на деформируемом основании.

(5) Если надземная конструкция рассматривается как жесткая, тогда неизвестные нагрузки на фундаменты могут быть определены при условии, что осадки должны изменяться линейно. Должно быть подтверждено, что эта жесткость сохраняется до того как предельное состояние будет достигнуто.

(6) Ранее приведенные упрощенные модели допустимы, в случае если фундаментная система может быть принята как жесткая или несущий грунт очень жесткий. В обоих случаях относительными осадками могут быть пренебречь и не требуется изменения нагрузок, передаваемых надземной частью здания на грунт.

(7) Для оценки примерной жесткости конструктивной системы может быть сделано сравнение жесткости фундамента, надземных рамных элементов и поперечных стен с жесткостью грунта. Эта относительная жесткость K_R определяет, следует ли рассматривать фундамент или конструктивную систему как жесткую или как податливую. При вычислении этой относительной жесткости может быть использовано выражение:

$$K_R = (EJ)_s / (El^3) \quad (G.1)$$

где:

$(EJ)_s$ – приближенное значение жесткости при изгибе на единицу ширины рассматриваемой конструкции здания, определяемое суммированием жесткости при изгибе фундамента, каждого рамного элемента и каждой поперечной стены;

l – длина фундамента.

Относительная жесткость более 0,5 указывает на жесткую конструктивную систему.

G.1.2 Уровни расчета

(1) Для целей проектирования разрешены следующие уровни расчета:

Уровень 0. При данном уровне может быть принято линейное распределение контактного давления.

Следующие предпосылки должны быть выполнены:

- контактное давление не превышает расчетных значений как для предельных состояний по эксплуатационной пригодности, так и для критических предельных состояний;

- в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности конструктивная система не получает чрезмерных осадок, а фундаменты не получают чрезмерного перекоса;

- в критическом предельном состоянии несущая способность конструктивной системы с учетом пластических деформаций не получает чрезмерных деформаций.

Уровень 1. Может быть определено контактное давление с учетом относительной жесткости фундамента и грунта и оценены окончательные деформации при проверке их нахождения в допустимых пределах.

Следующие предпосылки должны быть выполнены:

- имеется достаточный опыт для того чтобы показать, что на эксплуатационную пригодность конструкции вряд ли повлияют деформации грунта;

- в критическом предельном состоянии конструктивная система имеет достаточно ограниченные пластические деформации.

Уровень 2. При данном уровне расчета рассматривается влияние деформаций грунта на надземную конструкцию. Конструкция рассчитывается при вынужденной деформации фундаментов для того чтобы уточнить значения нагрузок, приложенных к фундаментам. Если получающиеся уточнения значительны (т. е. более 10 %), тогда должен быть применен уровень расчета 3.

Уровень 3. Это полностью интерактивная процедура достижения совпадения деформаций конструкций, фундаментов и основания.

G.2 Свайные фундаменты

(1) Если свайный ростверк является жестким, линейное изменение осадок отдельных свай может быть принято как зависящее от поворота свайного ростверка. Если этот поворот равен нулю или может быть проигнорирован, может быть принята из условий равновесия одинаковая осадка всех свай. Неизвестные нагрузки на сваи и осадки групп могут быть рассчитаны.

(2) Однако, когда в свайном поле возникает нарушение взаимодействия не только между отдельными сваями, но и между плитой и сваями, то простого подхода к решению данной проблемы нет.

(3) Реакция группы свай на горизонтальные нагрузки, как правило, зависит не только от боковой жесткости окружающего грунта и свай, но и от их осевой жесткости (например, боковая нагрузка на группу свай вызывает растяжение и сжатие в крайних сваях).

Приложение Н (информационное)

Общие эффекты второго рода в конструкциях

Н.1 Критерии для пренебрежения общими эффектами второго рода

Н.1.1 Общие положения

(1) Раздел Н.1 содержит критерии для несущих конструкций, для которых не выполнены условия 5.8.3.3 (1). Данные критерии основываются на 5.8.2 (6) и учитывают общие изгибные и сдвиговые деформации, как это определено на рисунке Н.1.

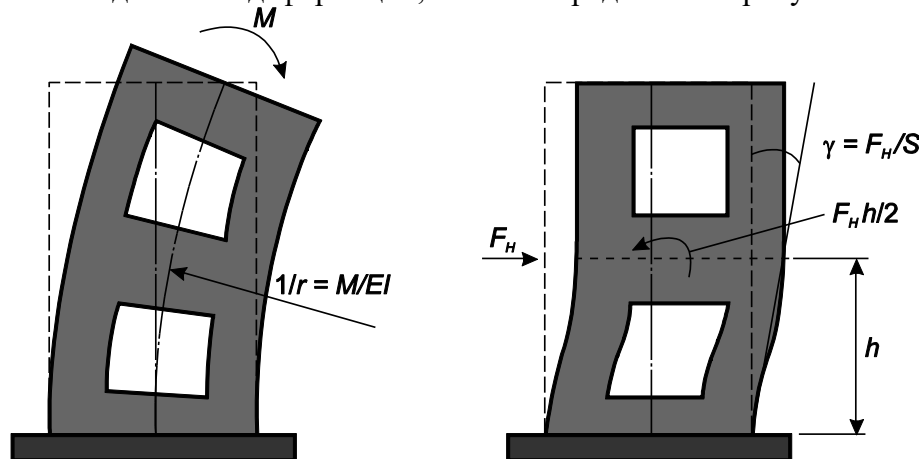


Рисунок Н.1 - Определение общих изгибных и сдвиговых деформаций ($1/r$ и γ соответственно) и соответствующих жесткостей (EI и S соответственно)

Н.1.2 Связевая система без значительных сдвиговых деформаций

(1) Для связевой системы без значительных сдвиговых деформаций (например, поперечные стены без отверстий) общими эффектами второго порядка можно пренебречь, если:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1F_{V,BB} \quad (\text{Н.1})$$

E – модуль деформации грунта;

где:

$F_{V,Ed}$ – полная вертикальная нагрузка (на раскрепляемые и раскрепляющие элементы);

$F_{V,BB}$ – номинальная общая критическая нагрузка для общего изгиба, см. (2).

(2) Номинальная общая критическая нагрузка для общего изгиба может быть определена по формуле

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \sum EI / L^2 \quad (\text{Н.2})$$

где:

ξ – коэффициент, зависящий от количества этажей, изменения жесткости, жесткости защемления в фундаменте и распределения нагрузки, см. (4);

$\sum EI$ – сумма изгибных жесткостей раскрепляющих элементов в рассматриваемом направлении, включая возможные последствия образования трещин, см. (3);

L – общая высота здания над уровнем закрепления от момента.

(3) При отсутствии более точного выражения для определения жесткости следующая формула может быть применена для раскрепляющего элемента, работающего с трещинами в сечении:

$$EI = 0,4 \cdot E_{cd} \cdot I_c, \quad (\text{Н.3})$$

где:

E_{cd} – расчетное значение модуля бетона E , см. 5.8.6 (3),

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE};$$

I_c – момент инерции раскрепляющего элемента.

Если подтверждено, что сечение в критическом предельном состоянии не имеет трещин, то постоянную 0,4 в формуле (Н.3) можно заменить на 0,8.

(4) Если раскрепляющие элементы конструкции имеют постоянную жесткость по высоте, и если общая вертикальная нагрузка увеличивается на одно и то же значение на каждый этаж, ξ можно принять следующим образом:

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7k}, \quad (\text{Н.4})$$

где:

n_s – количество этажей;

k – относительная жесткость защемления, см. (5).

(5) Относительная жесткость защемления в фундаменте определяется как:

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{L}, \quad (\text{Н.5})$$

где:

θ – поворот вследствие изгибающего момента M ;

EI – жесткость согласно (3);

L – общая высота раскрепляющего элемента.

Примечание – Для $k = 0$, т.е. при полном защемлении, формулы (Н.1) – (Н.4) могут быть объединены в формулу (5.18), причем коэффициент 0,31 следует из $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

Н.1.3 Связевая система со значительными деформациями сдвига

(1) Общими эффектами второго порядка можно пренебречь, если выполняется условие:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 F_{V,B} = 0,1 \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} \quad (\text{Н.6})$$

где:

$F_{V,B}$ – общая критическая нагрузка с учетом общего изгиба и сдвига;

$F_{V,BB}$ – общая критическая нагрузка для чистого изгиба, см. Н.1.2 (2);

$F_{V,BS}$ – общая критическая нагрузка для чистого сдвига, $F_{V,BS} = \sum S$;

$\sum S$ – суммарная сдвиговая жесткость (усилие на угол сдвига) раскрепляющих элементов (см. рисунок Н.1).

Примечание – Общая деформация сдвига раскрепляющего элемента обычно определяется преимущественно локальными деформациями изгиба (рисунок Н.1). По этой причине, при отсутствии более точного расчета, образование трещин может быть учтено для S таким же образом, что и для EI , см. Н.1.2 (3).

Н.2 Методы расчета общих эффектов второго рода

(1) Данный раздел основывается на линейном расчете эффекта второго рода согласно 5.8.7. Общий эффект второго рода может быть учтен при расчете конструкции с помощью фиктивных, увеличенных горизонтальных усилий $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed}/F_{V,B}}, \quad (\text{Н.7})$$

где:

$F_{H,0Ed}$ – горизонтальное усилие первого порядка вследствие ветра, несовершенств и т. д.;

$F_{V,Ed}$ – суммарная вертикальная нагрузка на раскрепляющие и раскрепляемые элементы;

$F_{V,B}$ – номинальная общая критическая нагрузка, смотри (2).

(2) Критическая нагрузка $F_{V,B}$ может быть определена согласно Н.1.3 (или согласно Н.1.2, когда общими деформациями сдвига можно пренебречь). Однако в данном случае должны быть приняты значения номинальной жесткости согласно 5.8.7.2, включая эффекты ползучести.

(3) В случаях, когда общая критическая нагрузка $F_{V,B}$ не определена, следующая формула может быть использована взамен:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1,Ed}/F_{H,0Ed}}, \quad (\text{Н.8})$$

где

$F_{H,1,Ed}$ – фиктивное горизонтальное усилие, которое дает такие же изгибающие моменты, как и вертикальная нагрузка $N_{V,Ed}$, которая воздействует на деформированную конструкцию с деформацией, вызванной $F_{H,0Ed}$ (деформация первого порядка) и рассчитанной с учетом значений номинальной жесткости по 5.8.7.2.

Примечание – Выражение (Н.8) следует из пошагового численного расчета, где влияние от вертикальной нагрузки и приращения деформаций выражаются эквивалентными горизонтальными силами, добавляемыми в последовательных шагах. Приращения формируют геометрические ряды после нескольких шагов. Предполагая, что это уже случилось при первом шаге (что аналогично принятию значения $\beta = 1$ в 5.8.7.3 (3)), сумма может быть выражена формулой (Н.8). Это предположение требует, чтобы значения жесткости, представляющие последнюю стадию деформации, использовались на всех шагах (заметим, что это является также основным предположением расчета, основанного на значениях номинальных жесткостей).

В других случаях, например, когда сечения без трещин предполагаются при первом шаге расчета, но трещины возникают при последующих шагах, или если распределение эквивалентных горизонтальных усилий существенно изменяется в пределах первых шагов, тогда дополнительные шаги необходимо ввести в расчет, пока не будет выполнена предпосылка о сходимости геометрического ряда. Примером, включающим на два шага больше, чем в формуле (Н.8), является выражение:

$$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed}/1 - F_{H,3Ed}/F_{H,2Ed}$$

Приложение I (информационное)

Расчет безбалочных перекрытий и поперечных стен

I.1 Безбалочные перекрытия

I.1.1 Общие положения

(1) Рассматриваемые в данном разделе безбалочные перекрытия могут быть одинаковой толщины или могут включать капители (утолщения над колоннами).

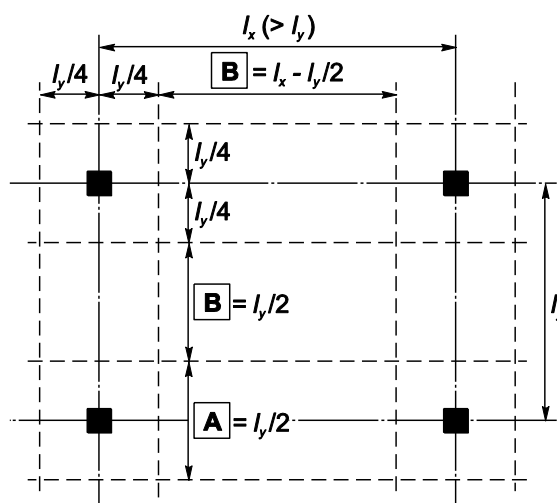
(2) Плоские перекрытия должны быть рассчитаны с использованием общепринятых методов расчета, как, например балочной клетки (в котором перекрытие идеализировано как ряд соединенных дискретных элементов), конечных элементов, предельного равновесия или эквивалентной (заменяющей) рамы. При этом должны быть использованы соответствующие геометрические параметры и свойства материалов.

I.1.2 Расчет методом эквивалентной рамы

(1) Конструкция должна быть разделена в продольном и поперечном направлении на рамы, состоящие из колонн и частей плит, находящихся между средними линиями примыкающих панелей (площадь, ограниченная четырьмя соседними колоннами). Жесткость элементов может быть рассчитана по их сечению брутто. Для вертикальной нагрузки жесткость может определяться при полной ширине плит. Для горизонтальной нагрузки должно быть принято 40 % этого значения, чтобы учесть повышенную гибкость соединений колонн с плитой в конструкциях плоских перекрытий по сравнению с соединениями колонн и балок. Для расчета в каждом направлении должна быть использована полная нагрузка на плиту.

(2) Общий изгибающий момент, определенный расчетом, должен быть распределен по ширине плиты. При упругом расчете отрицательные моменты имеют тенденцию концентрироваться у геометрических осей колонн.

(3) Плиты должны быть разделены на надколонные и пролетные полосы (смотри рисунок I.1), а изгибающие моменты должны быть распределены согласно таблице I.1.



A – надколонная полоса; B – пролетная полоса

Рисунок I.1 – Разбивка безбалочных перекрытий на полосы

Примечание – Если применены капители с шириной более $l_y/3$, ширина надколонной полосы может быть принята равной ширине капители. Ширина пролетных полос при этом должна быть соответственно уточнена.

Таблица I.1 – Упрощенные распределения изгибающего момента для безбалочных плит

	Отрицательные моменты	Положительные моменты
Надколонная полоса	60%–80%	50%–70%
Пролетная полоса	40%–20%	50%–30%

Примечание – Суммарные значения отрицательных и положительных моментов, которые могут быть восприняты надколонной полосой и пролетной полосой вместе, должны составлять всегда 100%.

(4) Если ширина надколонной полосы отличается от $0,5l_x$ как показано на рисунке I.1, и принята равной ширине капители, то ширина пролетной полосы должна быть соответственно уточнена.

(5) Если отсутствуют балки, расположенные по периметру, которые соответственно рассчитаны на кручение, то моменты, передающиеся на крайнюю или угловую колонны, должны быть ограничены до момента сопротивления прямоугольного сечения, равного $0,17b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck}$ (см. рисунок 9.9 для определения b_e). Положительный момент в крайнем пролете должен быть соответственно уточнен.

I.1.3 Нерегулярное расположение колонн

(1) При нерегулярном расположении колонн безбалочное перекрытие не может рассчитываться с помощью метода эквивалентной рамы, для этого может быть использован метод балочной клетки или другой упругий метод. В таком случае следующий упрощенный подход будет обычно достаточным:

(i) расчет плиты следует производить при полной нагрузке, $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ во всех пролетах;

(ii) моменты в середине пролета и моменты в колоннах должны быть увеличены, чтобы учесть влияние местных нагрузок. Это может быть достигнуто путем нагружения критического пролета (или пролетов) с $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$, а остального перекрытия – с $\gamma_G G_k$. В случаях, когда могут наблюдаться значительные различия в величине постоянной нагрузки между разными пролетами, γ_G должно быть принято равным 1 для ненагруженных пролетов,

(iii) влияние таких местных нагрузок может быть использовано для других критических пролетов и колонн подобным образом.

(2) Ограничения, касающиеся передачи моментов на крайние колонны, приведенные в I.1.2 (5), должны быть соблюдены.

I.2 Поперечные стены

(1) Поперечные стены – это неармированные или армированные бетонные стены, которые предназначены для обеспечения поперечной устойчивости конструкции.

(2) Поперечная нагрузка, воспринимаемая каждой поперечной стеной в конструкции, должна определяться из общего расчета конструкции, учитывающего действующие нагрузки, эксцентриситеты нагрузки по отношению к центру сдвига конструкции и взаимодействие между различными несущими стенами.

(3) Должно быть учтено влияние асимметрии ветровой нагрузки (см. СП РК EN 1991-1-4).

(4) Должно быть принято во внимание совместное воздействие осевого нагружения и поперечного усилия.

(5) Дополнительно к другим критериям эксплуатационной пригодности данных Строительных нормах, должно быть также учтено влияние колебаний поперечных стен на жителей здания (см. СП РК EN 1990).

(6) Для конструкций зданий, не превышающих 25 этажей, если расположение стен в плане достаточно симметрично и стены не имеют отверстий, которые приводят к существенным общим деформациям сдвига, боковая нагрузка, воспринимаемая поперечной стеной, может быть определена по формуле

$$P_n = \frac{P(EI)_n}{\sum(EI)} \pm \frac{(Pe)y_n(EI)_n}{\sum(EI)y_n^2}, \quad (I.1)$$

где

P_n – боковая нагрузка на стену n ;

$(EI)_n$ – жесткость стены n ;

P – приложенная нагрузка;

e – эксцентриситет приложенной нагрузки P относительно центра жесткостей (смотри рисунок I.2);

y_n – расстояние стены от центра жесткостей.

(7) Если в раскрепляющую систему комбинируются элементы, имеющие и не имеющие существенных деформаций сдвига, расчет должен принимать во внимание как сдвиговые, так и изгибные деформации.

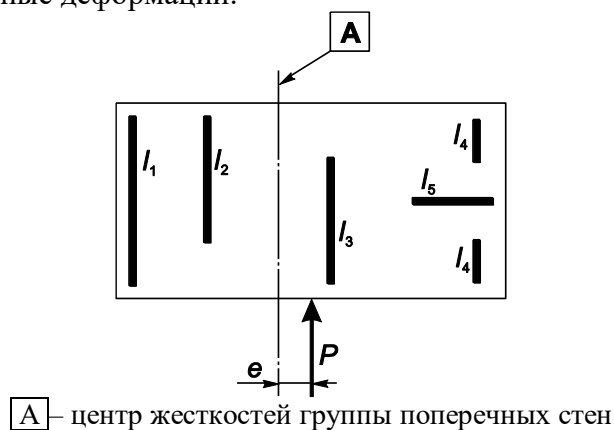


Рисунок I.3 – Эксцентриситет нагрузки относительно центра жесткостей группы поперечных стен

Приложение J
(информационное)

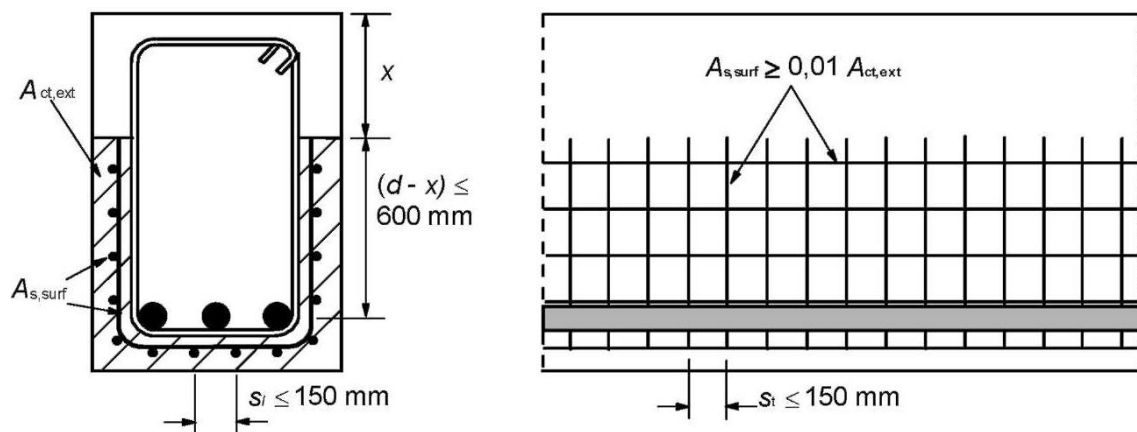
Правила конструирования для частных случаев

J.1 Поверхностная арматура

(1) Поверхностная арматура, сопротивляющаяся раздроблению бетона, должна использоваться там, где основная арматура выполнена из:

- стержней диаметром более 32 мм;
- пучка стержней с эквивалентным диаметром более 32 мм (смотри раздел 8.8).

Поверхностная арматура должна состоять из проволочных сеток или стержней небольших диаметров и быть расположена за пределами хомутов, как показано на рисунке J.1.



x – высота нейтральной оси в критическом предельном состоянии

Рисунок J.1 – Пример поверхностного армирования

(2) Площадь сечения поверхностной арматуры $A_{s,surf}$ должна быть не менее чем $A_{s,surf,min}$ в двух направлениях – параллельно и перпендикулярно растянутой арматуре балки.

Примечание – Значение $A_{s,surf,min}$, применяемое в конкретной стране, может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет $0,01A_{ct,ext}$. При этом $A_{ct,ext}$ – площадь сечения растянутого бетона за пределами хомутов (см. рисунок J.1).

(3) Если защитный слой для арматуры превышает 70 мм, для повышенной долговечности подобная поверхностная арматура должна быть установлена с площадью сечения $0,005A_{ct,ext}$ в каждом направлении.

(4) Минимальный защитный слой для поверхностной арматуры приведен в 4.4.1.2.

(5) Продольные стержни поверхностной арматуры могут быть учтены как продольная арматура для восприятия изгибающего момента, а поперечные стержни могут быть учтены как арматура для восприятия поперечного усилия, если они отвечают требованиям по расположению и анкеровке этих типов арматуры.

Ј.2 Углы рам

Ј.2.1 Общие положения

(1) Прочность бетона $\sigma_{Rd,max}$ должна определяться согласно 6.5.2 (сжатые зоны с или без поперечной арматуры).

Ј.2.2 Углы рам с закрывающим моментом

(1) При почти равных высотах колонны и балки ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (см. рисунок Ј.2 а)) не требуется проверка хомутов или длин анкеровки в зоне примыкания колонны и балки, если вся растянутая арматура балки загнута вокруг угла.

(2) На рисунке Ј.2 б) показана модель «распорка-тяж» при $h_2/h_1 < 2/3$ с ограниченным пределом $tg \theta$.

Примечание – Значения пределов для $tg \theta$, применяемые в конкретной стране, могут быть приведены в Национальном приложении. Рекомендуемое значение для нижнего предела составляет 0,4, а рекомендуемое значение для верхнего предела составляет 1.

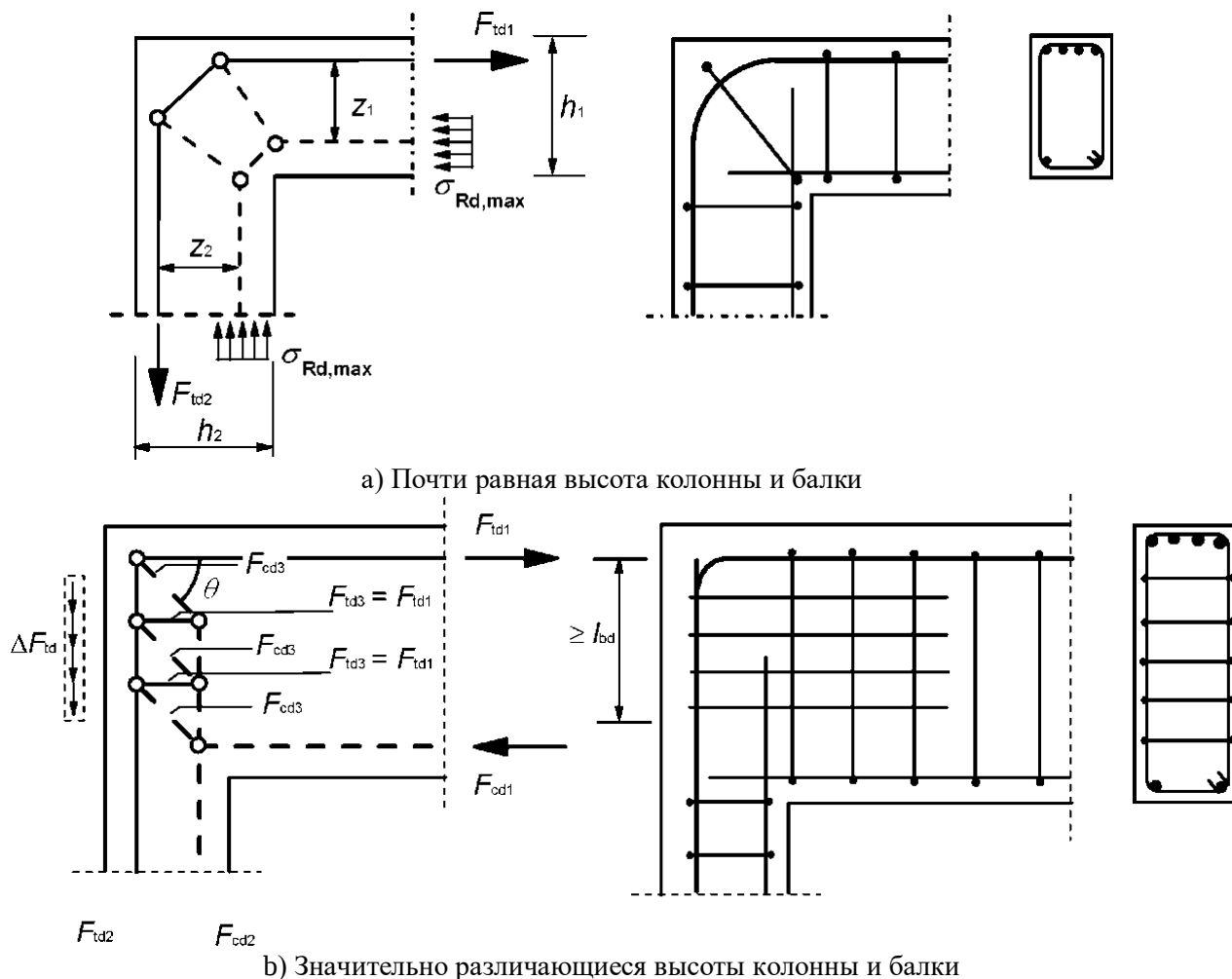


Рисунок Ј.2 – Угол рамы с закрывающим моментом. Модель и армирование

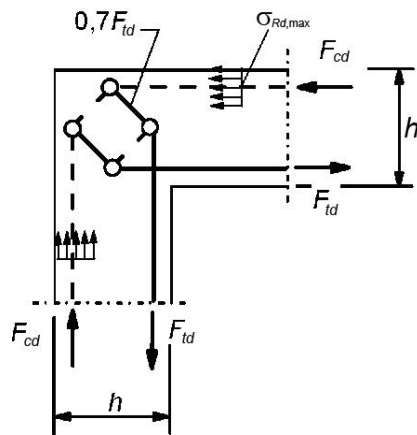
(3) Длина анкеровки l_{bd} должна быть определена для усилия $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.

(4) Арматура должна быть установлена для восприятия поперечных растягивающих усилий перпендикулярно к плоскости узла.

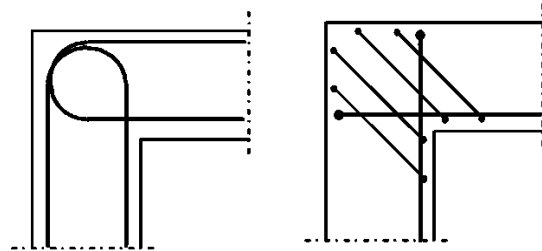
Ј.2.3 Углы рам с раскрывающими моментами

(1) При примерно равных высотах колонны и балки могут быть использованы модели «распорка-тяж», приведенные на рисунках Ј.3 а) и Ј.4 а). Арматура должна быть установлена в зоне угла в виде петли, или как два нахлестывающихся друг на друга U-образных стержня в комбинации с наклонными хомутами, как это показано на рисунках Ј.3 б) и с) и на рисунках Ј.4 б) и с).

(2) При больших раскрывающих моментах диагональный стержень и хомуты против откалывания должны быть установлены, как показано на рисунке Ј.4.

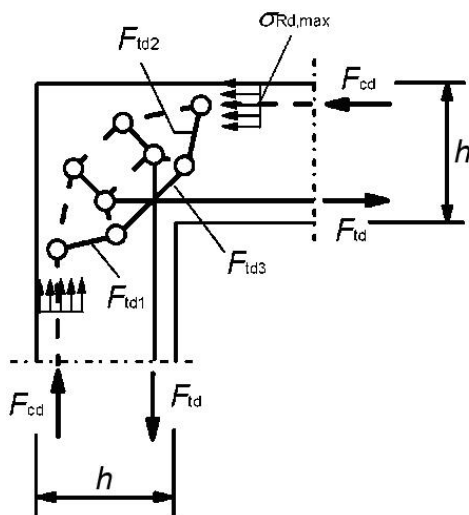


а) Модель распорки и тяж

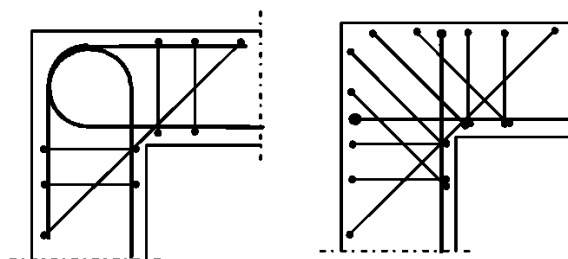


б) и с) Конструирование арматуры

**Рисунок Ј.3 – Угол рамы с умеренным раскрывающим моментом
(например, $A_s/bh \leq 2\%$)**



а) Модель «распорка – тяж»



б) и с) Конструирование арматуры

**Рисунок Ј.4 – Угол рамы с большим раскрывающим моментом
(например, $A_s/bh > 2\%$)**

Ј.3 Консоли

(1) Консоли ($a_c < z_0$) могут быть рассчитаны при помощи моделей «распорки – тяжи», как это описано в разделе 6.5 (см. рисунок Ј.5). Наклон распорки ограничен до $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

(2) Если $a_c < 0,5h_c$, замкнутые горизонтальные или наклонные хомуты с $A_{s,lnk} \geq k_1 \cdot A_{s,main}$ должны быть установлены в дополнение к главной растянутой арматуре (см. рисунок Ј.6 а).

Примечание – Значение k_1 , применяемое в конкретной стране, может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,25.

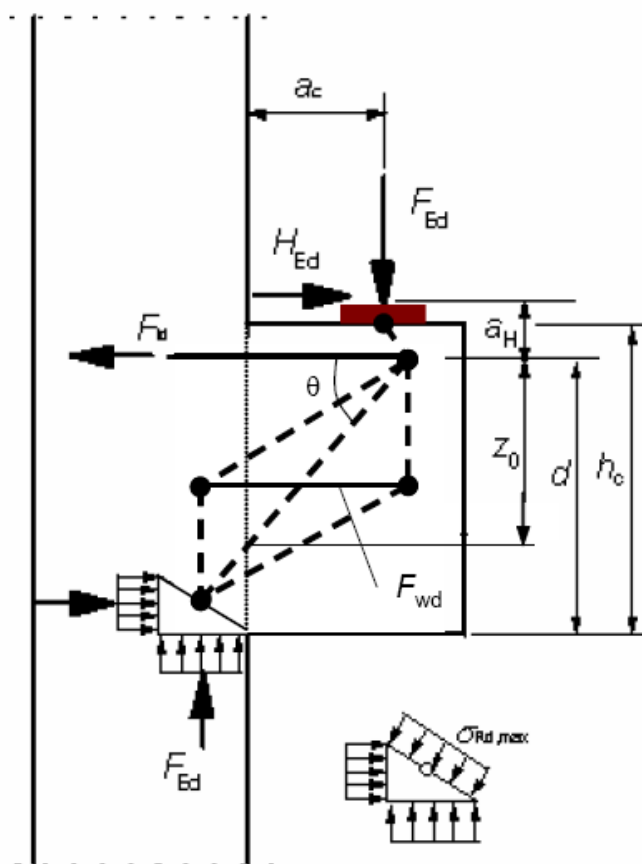


Рисунок Ј.5 – Модель «распорка-тяж» для консоли

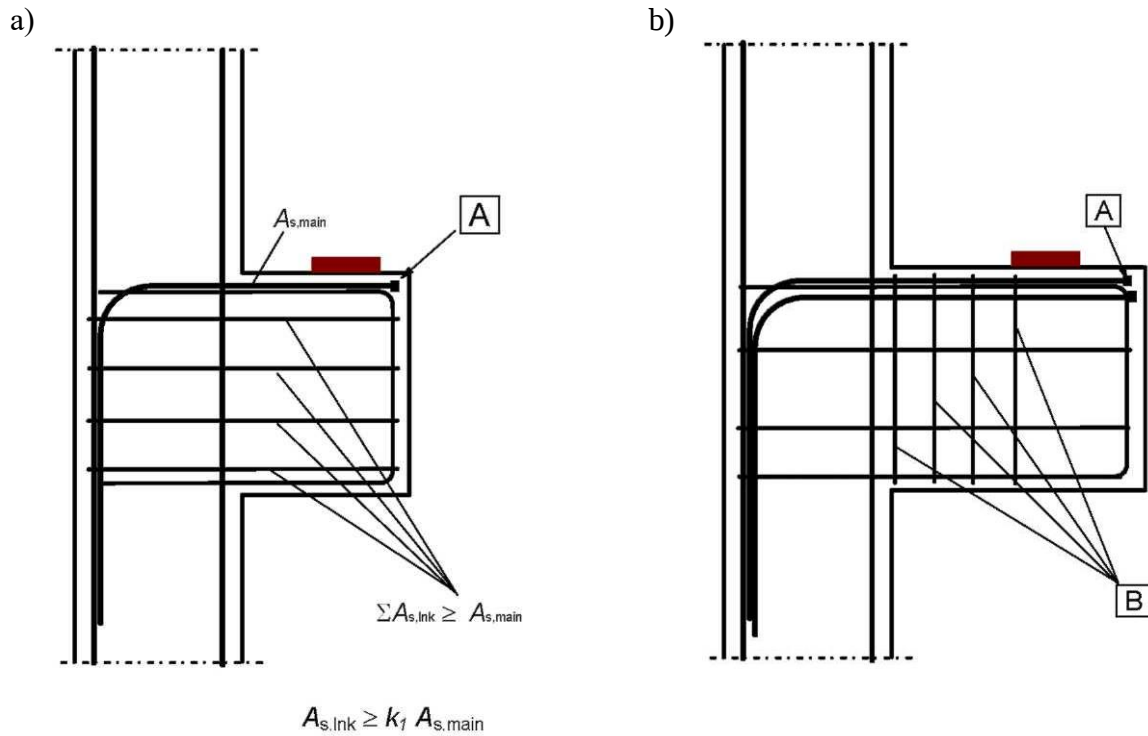
(3) Для $a_c > 0,5h_c$ и $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (см. 6.2.2) замкнутые вертикальные хомуты с $A_{s,lnk} \geq k_2 \cdot F_{Ed}/f_{yd}$ должны быть установлены в дополнение к главной растянутой арматуре (см. рисунок Ј.6 b).

Примечание – Значение k_2 , применяемое в конкретной стране, может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно 0,5.

(4) Главная растянутая арматура должна быть заанкерена по обоим концам. Она должна быть заанкерена в поддерживающем элементе на противоположной грани,

и длина анкеровки должна быть измерена от положения вертикальной арматуры около грани. Арматура должна быть заанкерена в консоли, а длина анкеровки должна быть измерена от внутреннего края нагрузочной плиты.

(5) Если имеются особые требования по ограничению ширины трещин, то наклонные хомуты будут эффективными.



□ A — анкерные устройства или петли □ B — хомуты
(a) арматура при $a_c \leq 0,5h_c$ (b) арматура при $a_c > 0,5h_c$

Рисунок J.6 – Армирование консоли

Ресми басылым

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ӨНЕРКӘСІП ЖӘНЕ ҚҰРЫЛЫС МИНИСТРЛІГІНІҢ ҚҰРЫЛЫС ЖӘНЕ
ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ КОМИТЕТІ**

**Қазақстан Республикасының
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

ҚР ЕЖ EN 1992-1-1:2004/2011

**ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ
1-1 бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттар үшін ережелер**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

Компьютерлік беттеу:

Пішімі 60 x 84 ¹/₈.

Қарпі: Times New Roman. Шартты баспа табағы 2,1.

«ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21

Тел./факс: +7 (727) 392 76 16 – қабылдау бөлмесі

Официальное издание

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
МИНИСТЕРСТВА ПРОМЫШЛЕННОСТИ И СТРОИТЕЛЬСТВА РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**СВОД ПРАВИЛ
Республики Казахстан**

СП РК EN 1992-1-1:2004/2011

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

Набор и компьютерная верстка:

Формат 60 x 84 ¹/₈

Гарнитура: Times New Roman. Усл. печ. л. 2,1

АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21

Тел./факс: +7 (727) 392 76 16 – приемная