

Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚР НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК

ЖЕҢІЛ БЕТОНДАРДАН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ

ҚР НТҚ 02-01-1.3-2011
(ҚР ҚН EN 1992/2011)
НТП РК 02-01-1.3-2011
(к СН РК EN 1992/2011)

Ресми басылым
Издание официальное

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс, тұрғын үй–коммуналдық шаруашылық істері және жер
ресурстарын басқару комитеті

Комитет по делам строительства, жилищно–коммунального
хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства
национальной экономики Республики Казахстан

Астана 2015

Алғы сөз

1. ӘЗІРЛЕГЕН: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «ИННОБИЛД» ЖШС
2. ҰСЫНҒАН: Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитеті
3. БЕКІТІЛІП,
ҚОЛДАНЫСҚА
ЕНГІЗІЛГЕН: 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

Предисловие

1. РАЗРАБОТАН: АО «КазНИИСА», ТОО «ИННОБИЛД»
2. ПРЕДСТАВЛЕН: Комитетом по делам строительства, жилищно – коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3. УТВЕРЖДЕН
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

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органның рұқсатысыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

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

Содержание

Введение.....	V
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения	3
4 Основные обозначения и единицы измерения	6
5 Основные требования по проектированию бетонных и железобетонных конструкций	11
5.1 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям	11
5.2 Общие требования к проектированию бетонных и железобетонных конструкций.....	12
5.3 Расчетные ситуации.....	13
5.4 Нагрузки и воздействия.....	14
5.5 Общие требования к расчетам бетонных и железобетонных конструкций.....	14
5.5.1 Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций.....	14
5.5.2 Методы расчета конструкций.....	16
5.5.3 Расчетные модели для сечений	17
5.6 Долговечность конструкций	22
6 Материалы	29
6.1 Требования к бетону	29
6.1.1 Общие положения	29
6.1.2 Классы легкого бетона по прочности на сжатие, характеристические и расчетные сопротивления	30
6.1.3 Упругие деформации бетона	32
6.1.4 Ползучесть и усадка бетона.....	33
6.1.5 Диаграммы деформирования (состояния) бетона при одноосном напряженном состоянии	41
6.1.6 Диаграммы деформирования (состояния) для железобетонного элемента с диагональными (наклонными) трещинами	45
6.2 Требования к арматуре	48
6.2.1 Арматура для конструкций без предварительного напряжения.....	48
6.2.2 Арматура для предварительно напряженных конструкций.....	52
7 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по несущей способности (ULS).....	55
7.1 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие изгибающих моментов и продольных сил	55
7.1.1 Общие положения	55
7.1.2 Расчет железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к продольной оси, по методу предельных усилий (USL)	57
7.1.3 Учет влияния гибкости сжатых элементов стержневых систем.....	80
7.2 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил	86
7.2.1 Элементы без поперечной арматуры.....	86
7.2.2 Элементы, в которых поперечную арматуру устанавливают по расчету	89

7.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие крутящих моментов.....	103
7.3.1 Расчет элементов, работающих на кручение с изгибом, на основе модели пространственного сечения	103
7.3.2 Расчет элементов, работающих на кручение, на основе модели пространственной фермы.....	106
7.4 Расчет железобетонных элементов по прочности на местное действие нагрузок....	110
7.4.1 Расчет на смятие (местное сжатие).....	110
7.4.2 Расчет на отрыв (местное растяжение)	114
7.4.3 Расчет на продавливание (местный срез)	115
7.5 Расчет стеновых железобетонных конструкций.....	122
7.5.1 Расчет прочности стеновых железобетонных элементов на действие изгибающих моментов и продольных сил	122
7.5.2 Расчет прочности нормальных сечений стеновой конструкции, имеющей полку в сжатой зоне.....	123
7.5.3 Расчет прочности стеновых железобетонных элементов на действие поперечной силы.....	123
8 Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (SLS)	124
8.1 Минимальное армирование	124
8.2 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин	127
8.2.1 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента.....	127
8.2.2 Расчет по раскрытию наклонных трещин.....	131
8.3 Расчет железобетонных конструкций по деформациям	132
8.3.1 Общие положения	132
8.3.2 Определение прогибов.....	134
8.3.3 Определение кривизны и изгибной жесткости железобетонных конструкций (для элементов (или участков элементов) с трещинами, нормальными к продольной оси).....	135
8.3.4 Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости.....	138
9 Предварительно напряженные конструкции.....	139
9.1 Общие положения.....	139
9.2 Назначение величины предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.....	141
9.3 Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре	142
9.3.1 Технологические потери (первые потери в момент времени $t = t_0$)	142
9.3.2 Эксплуатационные потери (вторые потери в момент времени $t > t_0$)	147
9.4 Усилие предварительного обжатия	149
9.5 Определение напряжений в сечениях, нормальных к продольной оси элемента.....	150
9.6 Расчет конструкции при передаче усилия предварительного обжатия	150
9.6.1 Ограничение напряжений в бетоне	150
9.6.2 Прочность элемента	151
9.6.3 Трещинообразование и прогибы элемента	151
9.7 Особенности расчета элементов по критическим предельным состояниям	152

9.7.1 Расчет элементов по прочности на действие изгибающих моментов и продольных сил	152
9.7.2 Расчет элементов при действии поперечной силы (среза)	152
9.8 Особенности расчета элементов по предельным состояниям эксплуатационной пригодности.....	153
9.8.1 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента	153
9.8.2 Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента	154
9.8.3 Прогибы элементов	154
9.9 Конструкции без сцепления напрягаемой продольной арматуры с бетоном	154
10 Требования по конструированию	155
10.1 Бетонные конструкции	155
10.2 Железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой	156
10.3 Предварительно напряженные железобетонные конструкции	174
10.3.1 Общие положения	174
10.3.2 Размещение арматуры в сечении	174
10.3.3 Защитный слой бетона	175
10.3.4 Анкеровка напрягаемой арматуры.....	177
10.4 Железобетонные элементы, работающие на кручение	179
10.5 Предварительно напряженные элементы без сцепления арматуры с бетоном	180
11 Требования по проектированию сборных и сборно-монолитных конструкций.....	182
11.1 Сборные конструкции	182
11.1.1 Общие положения	182
11.1.2 Расчет закладных деталей.....	184
11.1.3 Сварные соединения арматуры и закладных деталей.....	186
11.1.4 Стыки элементов сборных конструкций.....	187
11.2 Сборно-монолитные конструкции	189
11.2.1 Общие положения	189
11.2.2 Обеспечение прочности стыкового соединения (контакта) сборно-монолитных конструкций	191
11.2.3 Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций по прочности.....	193
11.2.4 Расчет сборно-монолитных конструкций по трещиностойкости и прогибам.....	194
12 Требования к расчету конструкций зданий и сооружений при реконструкции	195
12.1 Общие положения.....	195
12.2 Расчетные характеристики материалов	196
12.3 Расчет усиленных конструкций по прочности	197
12.4 Расчет усиленных конструкций по трещиностойкости и перемещениям.....	198
Приложение А (информационное) Примеры расчета железобетонных конструкций	199

ВВЕДЕНИЕ

1 РАЗРАБОТАНЫ Казахским научно-исследовательским и проектным институтом строительства и архитектуры (АО «КазНИИСА») Комитетом по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан.

Настоящий нормативно-технический документ гармонизирован с европейскими и нормативными документами и Казахстанскими нормативными документами, идентичными европейским нормам: СТ РК EN 206-1:2001/2011 «Бетон. Определение, свойств, производство и соответствие», ISO 3898:1997 «Основные положения проектирования конструкций. Условные обозначения. Основные символы», СН РК EN 1990:2004/+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»; СН РК EN 1992:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. «Общие правила проектирования и правила проектирования зданий»; EN 1520:2002+AC:2003 (Д) «Изделия сборные армированные строительные из легкого бетона».

2 ВЗАМЕН СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» (в части требований к проектированию конструкций, изготавливаемых из легких бетонов).

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

ЖЕҢІЛ БЕТОНДАРДАН ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ
ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ

Дата введения 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Данное Нормативно-техническое пособие распространяется на проектирование несущих бетонных, железобетонных и предварительно напряженных железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения, изготавливаемых из легких бетонов средней плотностью не менее 800 и не более 2000 кг/м³, эксплуатирующихся при воздействии температур не выше плюс 50°C и не ниже минус 40°C, и устанавливает технические требования к ним, порядок, методы расчета и конструирования.

Требования настоящего нормативно-технического пособия не распространяются на бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений, мостов, транспортных тоннелей, труб под насыпями, покрытия автомобильных дорог и аэродромов, армоцементные конструкции, а также конструкции, изготавливаемые из ячеистого и поризованного бетонов, бетонополимеров и полимербетонов, бетонов на известковых, шлаковых и смешанных вяжущих, на гипсовом и специальных вяжущих, бетонов на специальных и органических заполнителях, бетонов крупнопористой структуры, дисперсно армированного бетона.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего Нормативно-технического пособия необходимы следующие ссылочные документы. Для датированных ссылок применяют только указанное издание ссылочного документа, для недатированных ссылок применяют последнее издание ссылочного документа (включая все его изменения).

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций.

СН РК EN 1991:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Части 1-1, 1-3, 1-4, 1-5, 1-6.

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости.

Издание официальное

СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Раздел 10. Прогибы и перемещения).

СТ РК 1.9–2007 Государственная система технического регулирования Республики Казахстан. Порядок применения международных, региональных и национальных стандартов иностранных государств, других нормативных документов по стандартизации в Республике Казахстан.

СТ РК EN 206-1 Бетон. Определение, свойства, производство и соответствие.

СТ РК EN 934-2 Добавки для бетона, раствора и инъекционного раствора. Часть 2. Добавки для бетона. Определения, требования, соответствие, маркировка и этикетирование.

СТ РК EN 10080 Арматурная сталь для бетона.

СТ РК EN 10138 Напрягаемая арматура. Части 1-4.

СТ РК EN 12350 Испытание незатвердевшего бетона.

СТ РК ISO 15630-3 Сталь для армирования и предварительного напряжения бетона. Методы испытаний Часть 1. Арматурные стержни, катанка и проволока.

СТ РК ISO 3898 Основные положения проектирования конструкций. Условные обозначения. Основные символы.

СТ РК ISO 6784 Бетон. Определение статического модуля упругости при сжатии.

СТ РК ISO 6946 Строительные материалы и строительные элементы. Тепловое сопротивление и коэффициент теплопередачи. Метод расчета.

СТ РК ISO 9001 Системы менеджмента качества. Требования (ISO 9001:2008).

EN 900* Методы испытаний для подтверждения антикоррозионной защиты арматуры в автоклавном ячеистом бетоне и легком бетоне пористой структуры.

EN 991* Определение размеров сборных армированных строительных элементов из автоклавного ячеистого бетона и из легкого бетона пористой структуры.

EN 992* Определение объемной плотности в сухом состоянии легкого бетона пористой структуры.

EN 1352* Определение статического модуля упругости под нагрузкой при сжатии автоклавного ячеистого бетона и легкого бетона пористой структуры.

EN 1354* Определение прочности при сжатии легкого бетона пористой структуры.

EN 1355* Определение деформаций ползучести под нагрузкой сжатия автоклавного ячеистого бетона и легкого бетона пористой структуры.

EN 1520* Изделия сборные армированные строительные из легкого бетона.

EN 1704* Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия.

EN 1739* Определение скалывающей несущей способности швов между строительными элементами из автоклавного ячеистого бетона или легкого бетона пористой структуры под нагрузкой в плоскости строительного элемента.

EN 1740* Определение несущей способности сборных армированных строительных элементов из автоклавного ячеистого бетона или легкого бетона пористой структуры под

* Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

нагрузкой, действующей преимущественно в продольном направлении (вертикальные строительные элементы).

ENV 13670-1* Исполнение бетонных несущих конструкций – Часть 1. Общие правила.

EN 13791:2007* Оценка прочности бетона при сжатии в строительных сооружениях или в строительных элементах.

CR 13901* Применение концепции семейства бетонов при изготовлении и контроле качества бетона.

CR 13902* Определение водоцементного отношения.

ПРИМЕЧАНИЕ При использовании настоящего Нормативно-технического пособия целесообразно проверить действие ссылочных стандартов по ежегодно издаваемому информационному указателю «Указатель нормативных документов по стандартизации» по состоянию на текущий год и соответствующим ежемесячно издаваемым информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим стандартом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем Нормативно-техническом пособии применены следующие термины с соответствующими определениями:

Арматура: линейно протяженные элементы в железобетонной конструкции, предназначенные для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий. В зданиях и сооружениях применяют стальную арматуру в виде проволоки, стержней и витых канатов.

Арматура конструктивная: арматура, устанавливаемая по конструктивным соображениям без расчета.

Арматура напрягаемая: арматура, подвергаемая предварительному натяжению перед либо в процессе передачи усилия обжатия на бетон.

Арматура рабочая: арматура, назначаемая по расчету.

Воздействия:

- силы, приложенные непосредственно к конструкции и вызывающие в элементах конструкции напряжения, либо их перемещения, определяемые термином «*воздействие непосредственное или прямое*» или «*нагрузка*»;

- деформации элементов конструкций, вызванные перемещениями связей, соединяющих их с другими элементами, осадками оснований либо собственными деформациями (например, неравномерные осадки, усадка, ползучесть бетона, температурные изменения), вызывающими реактивные силы, которые определяют как «*косвенные или не прямые воздействия*».

Каркас арматурный: объемный арматурный элемент, образованный путем соединения арматурных сеток или отдельных стержней. Способ соединения и взаимное

* Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

расположение арматурных сеток должны соответствовать требованиям проектной документации.

Класс арматуры: показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой S и числом, соответствующим характеристическому значению физического или условного предела упругости арматуры в МПа (Н/мм^2) (например, S240).

Класс бетона по плотности: отвечает гарантированному значению объемной массы бетона в г/см^3 , обозначается буквой D и числом, выражающим значение объемной массы бетона в г/см^3 (например, D1,6) и устанавливаемой в соответствии с требованиями стандартов.

Класс бетона по прочности: количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его характеристической цилиндрической прочности на сжатие в возрасте 28 суток, обозначаемая буквой C и числами, выражающими его характеристическую цилиндрическую прочность и характеристическую кубиковую прочность в Н/мм^2 (МПа), например, C12/13 (перед чертой – значение характеристической цилиндрической прочности f_{ck} , Н/мм^2 , после черты – характеристическая кубиковая прочность бетона $f_{c, \text{cube}}$, Н/мм^2).

Класс прочности легкого бетона: предваряется символом LC.

Конструкции бетонные: конструкции, выполненные из бетона без арматуры или с арматурой, устанавливаемой по конструктивным соображениям и не учитываемой в расчете; расчетные усилия от всех воздействий в бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном.

Конструкции железобетонные: конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции); расчетные усилия от всех воздействий в армированных бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном и рабочей арматурой.

Конструкции железобетонные сборно-монолитные: конструкции, получаемые при обеспечении совместной работы одного или нескольких ранее изготовленных сборных железобетонных элементов и объединяющего их монолитного бетона, выполняемого, как правило, в условиях строительной площадки.

Конструкции предварительно напряженные железобетонные: конструкции, в которых начальное натяжение напрягаемой арматуры обеспечивает необходимую степень обжатия бетона в процессе их изготовления и эксплуатации. Следует различать:

– конструкции предварительно напряженные с натяжением арматуры на упоры – конструкции, в которых натяжение напрягаемой арматуры выполняют до их бетонирования, а усилие предварительного обжатия передают на затвердевший бетон, имеющий требуемую начальную прочность, главным образом, посредством сил сцепления арматуры с бетоном конструкции;

– конструкции предварительно напряженные с натяжением арматуры на бетон – конструкции, в которых натяжение арматуры выполняют непосредственно на затвердевший бетон заданной прочности, а усилие предварительного обжатия передается на конструкцию при помощи механического закрепления арматуры с возможным последующим инъецированием каналов раствором или другими материалами;

– конструкции самонапряженные – конструкции, в которых натяжение арматуры осуществляется при расширении напрягающего бетона в процессе его твердения, а усилие предварительного обжатия передается на конструкцию посредством сил сцепления арматуры с бетоном либо за счет механического закрепления.

Кроме того, различают:

– конструкции предварительно напряженные без сцепления арматуры с бетоном, располагаемой в каналах, в которых антикоррозионную защиту арматуры обеспечивают при помощи специальных покрытий;

– конструкции предварительно напряженные с внешним армированием, в которых рабочее армирование размещают вне бетонного сечения со специальной защитой арматуры от коррозии и воздействия огня;

– конструкции предварительно напряженные со смешанным армированием, в которых лишь часть рабочей арматуры подвергают предварительному напряжению.

Коэффициент безопасности для арматуры частный γ_s : коэффициент, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже, чем f_{yk} (f_{pk}), а также отклонения размеров сечения стержня.

Коэффициент безопасности для бетона частный γ_c : коэффициент, учитывающий возможность отклонения прочностей бетона f_{ck} , f_{ctk} ниже характеристических значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие, однако, допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

Марка бетона по водонепроницаемости: отвечает гарантированному значению давления воды, выдерживаемому бетоном без ее просачивания; обозначается буквой W и числом, соответствующим давлению, в атмосферах (например, W12) и устанавливаемому в соответствии с требованиями стандартов.

Марка бетона по морозостойкости: установленное нормами минимальное число циклов замораживания и оттаивания образцов бетона, испытанных по базовым методам, при которых сохраняются первоначальные физико-механические свойства в нормируемых пределах; обозначается буквой F и числом, выражающим количество циклов (например, F100).

Марка напрягающего бетона по самонапряжению: представляет собой гарантированное значение предварительного напряжения сжатия в бетоне (самонапряжения, в Н/мм²), создаваемого в результате расширения бетона в условиях внешнего ограничения, эквивалентного армированию $\rho_l = 1$ %; обозначается S_p и числом, выражающим значение самонапряжения (например, $S_{p2,0}$), определяемого в соответствии с требованиями стандартов.

Модель расчетная: идеализация конструктивной системы, используемая с целью анализа работы конструкции либо ее элемента.

Надежность конструкции: свойство конструкции выполнять заданные функции, сохраняя во времени значения установленных эксплуатационных показателей в заданных пределах, соответствующих требуемым режимам и условиям использования, технического обслуживания, ремонтов, хранения и транспортировки.

Сетка арматурная: плоский арматурный элемент, составленный из продольных и поперечных стержней, соединенных между собой; форма и размер, шаг и сечение, способ соединения составляющих ее стержней должны соответствовать требованиям проектной документации с учетом технологии изготовления.

Система конструктивная: совокупность несущих элементов (конструкций), образующих по определенным правилам пространственную систему, обеспечивающую заданные эксплуатационные функции здания или сооружения.

Ситуации расчетные: совокупность физических условий, моделирующих реальные условия, встречающиеся в определенном интервале времени, для которого расчеты должны показать, что соответствующие предельные состояния конструкции не будут превышены.

Состояния предельные: состояние, при превышении которых конструктивная система или составляющий ее элемент перестают удовлетворять требованиям норм проектирования.

Эксплуатация нормальная: эксплуатация, осуществляемая в соответствии с технологическими или бытовыми условиями, предусмотренными в нормах и заданиях на проектирование, без ограничений.

4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

В настоящем Нормативно-техническом пособии, а также при разработке соответствующих нормативных документов, дополняющих настоящий документ, следует использовать приведенные ниже единые символы и условные обозначения согласно СТ РК ISO 3898.

Прописные буквы латинского алфавита

A – особое воздействие;

A – площадь поперечного сечения;

A_c – площадь поперечного сечения бетона;

A_p – площадь поперечного сечения напрягающих 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 – эффект от воздействия;

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

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

E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона;

E_{cm} – текущий модуль упругости бетона;

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

E_p – расчетное значение модуля упругости предварительно напряженной стали;

E_s – расчетное значение модуля упругости арматуры;

- EI – жесткость при изгибе;
 EQU – статическое равновесие;
 F – воздействие;
 F_d – расчетное значение воздействия;
 F_k – характеристическое значение воздействия;
 G_k – характеристическое значение постоянного воздействия;
 I – момент инерции бетонного сечения;
 L – длина;
 LC – класс прочности легкого бетона;
 M – изгибающий момент;
 M_{Ed} – расчетное значение внутреннего изгибающего момента;
 N – продольное усилие;
 N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия (растяжение или сжатие);
 P – усилие предварительного напряжения;
 P_0 – начальное усилие на конце напрягающего элемента непосредственно после натяжения;
 Q_k – характеристическое значение переменного воздействия;
 Q_{fat} – характеристическое значение переменного воздействия при расчете на выносливость;
 R – сопротивление;
 S – внутренние усилия и моменты;
 S – статический момент площади сечения;
 SLS – предельное состояние по 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;
 $V_{Rd,c}$ – расчетное значение сопротивления поперечной силе элемента без поперечной арматуры;
 $V_{Rd,c}$ – расчетное значение поперечной силы, которая может быть воспринята арматурой, достигшей текучести;
 $V_{Rd,max}$ – расчетное значение максимальной поперечной силы, которая может быть воспринята элементом из условия раздавливания сжатых подкосов.

Строчные буквы латинского алфавита

- a – расстояние;
 a – геометрический параметр;
 Δa – отклонение геометрического параметра;
 b – ширина сечения или ширина полки T - или L -образной балки;
 b_w – ширина стенки T -, I - или L -образной балки;
 d – диаметр, высота;

- d – полезная высота сечения;
 d_g – максимальный диаметр зерна заполнителя;
 e – эксцентриситет;
 f_{lc} – предел прочности бетона при осевом сжатии;
 f_{lcd} – расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии;
 f_{lck} – характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут;
 f_{lcm} – среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие;
 f_{lctk} – характеристическое значение предела прочности бетона при осевом растяжении;
 f_{lctm} – среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении;
 f_p – предел прочности арматурной стали на растяжение;
 f_{pk} – характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали;
 $f_{p0,1}$ – 0,1 %-ный условный предел текучести для предварительно напряженной стали;
 $f_{p0,1k}$ – характеристическое значение 0,1 %-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали;
 $f_{0,2k}$ – характеристическое значение 0,2 %-ного условного предела текучести арматуры;
 f_t – предел прочности арматуры при растяжении;
 f_{tk} – характеристическое значение предела прочности арматуры при растяжении;
 f_y – предел текучести арматуры;
 f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;
 f_{yk} – характеристическое значение предела текучести арматуры;
 f_{ywd} – расчетное значение предела текучести для поперечной арматуры;
 h – высота;
 h – общая высота поперечного сечения;
 i – радиус инерции;
 k – коэффициент;
 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 сечения бетона с площадью A_c ;
 u, v, w – составляющие перемещения точки;
 x – высота зоны сжатия;
 x, y, z – координаты;
 z – плечо внутренних сил.

Строчные буквы греческого алфавита

- α — угол, соотношение;
- β — угол, соотношение, коэффициент;
- γ — частный коэффициент безопасности;
- γ_A — частный коэффициент безопасности для особых воздействий A ;
- γ_C — частный коэффициент безопасности для бетона;
- γ_F — частный коэффициент безопасности для воздействий F ;
- $\gamma_{F,fat}$ — частный коэффициент безопасности для воздействий при расчете на выносливость;
- $\gamma_{C,fat}$ — частный коэффициент безопасности для бетона при расчете на выносливость;
- γ_G — частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий G ;
- γ_M — частный коэффициент безопасности 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 безопасности для воздействия, создаваемого в результате предварительного напряжения P ;
- γ_Q — частный коэффициент безопасности для переменных воздействий Q ;
- γ_S — частный коэффициент безопасности для арматуры и напрягаемой арматуры;
- $\gamma_{S,fat}$ — частный коэффициент безопасности для арматуры и напрягаемой арматуры при расчете на выносливость;
- γ_I — частный коэффициент безопасности для воздействий без учета несовершенства расчетной модели;
- γ_g — частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий без учета несовершенства расчетной модели;
- γ_m — частный коэффициент безопасности для свойств материалов с учетом отклонений в самом свойстве материала;
- δ — приращение, коэффициент перераспределения;
- ζ — коэффициент уменьшения/коэффициент перераспределения;
- ε_c — относительные деформации бетона при сжатии;
- ε_{c1} — относительные деформации бетона при сжатии при максимальном напряжении f_c ;
- ε_{cu} — предельные относительные деформации бетона при сжатии;
- ε_u — относительные деформации арматуры или напрягаемой арматуры при максимальной нагрузке;
- ε_{uk} — характеристические относительные деформации арматуры или напрягаемой арматуры при максимальной нагрузке;
- η_c — поправочный коэффициент для расчета модуля упругости легкого бетона;
- η_1 — коэффициент для определения предела прочности при растяжении легкого бетона;

- η_2 – коэффициент для определения коэффициента ползучести легкого бетона;
 η_3 – коэффициент для определения усадки при высыхании легкого бетона;
 θ – угол;
 λ – гибкость;
 μ – коэффициент трения между напрягаемыми арматурными элементами и их каналами;
 ν – коэффициент Пуассона;
 ν – коэффициент уменьшения предела прочности на сжатие для бетона с трещинами среза;
 ξ – соотношение прочности сцепления для предварительно напряженной и арматурной стали;
 ρ – плотность бетона при горячей сушке, кг/м³ (плотность легкого бетона в сухом состоянии, кг/м³);
 ρ_{1000} – значение потерь напряжения вследствие релаксации, %, 1000 ч после натяжения при средней температуре 20 °С;
 ρ_1 – 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 в бетоне при предельной относительной деформации бетона ε_{cu} ;
 τ – тангенциальное напряжение при кручении;
 ϕ – диаметр арматуры или канала;
 ϕ_n – приведенный диаметр пучка стержней;
 $\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести, определяющий деформацию ползучести между временными точками t и t_0 по отношению к упругим деформациям через 28 сут;
 $\varphi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести;
 ψ – коэффициенты, определяющие репрезентативные значения переменных воздействий:
 ψ_0 – для комбинационных значений;
 ψ_1 – для частых значений;
 ψ_2 – для практически постоянных значений.

5 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям

5.1.1 Бетонные и железобетонные конструкции, проектируемые по настоящему нормативно-техническому документу, должны удовлетворять требованиям по:

- безопасности;
- пригодности к нормальной эксплуатации;

- долговечности;
- технологичности;
- экономичности.

5.1.2 Для удовлетворения требований по безопасности следует назначать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности не происходило ее разрушение любого характера при самых неблагоприятных сочетаниях воздействий.

5.1.3 Для удовлетворения требований по пригодности к нормальной эксплуатации следует устанавливать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности при самых неблагоприятных сочетаниях воздействий не происходило образование и (или) чрезмерное раскрытие трещин, а также не возникали перемещения и (или) колебания, препятствующие нормальной эксплуатации здания или сооружения (нарушение требований по охране здоровья людей и окружающей среды, эстетических требований, предъявляемых к внешнему виду конструкции, технологических требований по нормальной работе оборудования, механизмов, конструктивных требований по совместной работе элементов и т. п.).

5.1.4 Для удовлетворения требований по долговечности следует назначать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности в течение установленного периода эксплуатации (класса ответственности) она удовлетворяла требованиям по безопасности и пригодности к нормальной эксплуатации при самых неблагоприятных сочетаниях воздействий (длительное действие нагрузки, неблагоприятные климатические и технологические воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и т. п.).

5.1.5 Конструкции следует проектировать с учетом технологических требований, предъявляемых при изготовлении, транспортировании и монтаже в соответствии с действующими стандартами (СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СН РК EN 1991:2002/2011, СН РК EN 1992-1-1:2009/2011, СН РК EN 1992-1-2:2009/2011, СТ РК ISO 3898, EN 1520).

5.1.6 Безопасность, пригодность к нормальной эксплуатации, долговечность бетонных и железобетонных конструкций следует обеспечивать выполнением:

- требований к бетону и арматуре;
- требований к расчетам конструкций;
- конструктивных требований;
- эксплуатационных требований.

5.2 Общие требования к проектированию бетонных и железобетонных конструкций

5.2.1 Расчетная модель и основные допущения должны быть установлены в соответствии с СН РК EN 1990: 2002+A1:2005/2011 (5.1.1), и должны отражать ожидаемое напряженно-деформированное состояние поперечных сечений, элементов, узлов и опор.

Конструкции должны рассчитываться и конструироваться так, чтобы они:

– с назначенным уровнем безопасности воспринимали все воздействия в процессе возведения (изготовления), эксплуатации и реконструкции, обладая соответствующей долговечностью;

– с гарантированной надежностью удовлетворяли предъявляемым к ним требованиям по нормальной эксплуатации.

5.2.2 Потенциальные повреждения конструкции должны быть полностью исключены, либо ограничены до допустимого уровня путем исключения риска чрезмерного повреждения конструкции при эксплуатации.

5.2.3 Надежность конструкции следует обеспечивать соответствующим выбором материалов и рациональных конструктивных систем; проверочными расчетами условий, подтверждающими, что расчетные критерии метода предельных состояний не превышены; дополненными конструктивными требованиями и контролем, выполняемым при возведении конструкции в соответствии с проектом.

5.2.4 Конструкция должна быть запроектирована таким образом, чтобы в течение предусмотренного периода эксплуатации она соответствовала требованиям по назначению с учетом условий эксплуатации и ремонтпригодности.

5.2.5 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций их надежность следует устанавливать полувероятностным методом расчета путем использования расчетных ситуаций, расчетных характеристик бетона и арматуры, определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов безопасности по характеристическим свойствам материалов, с учетом класса по степени ответственности зданий и сооружений.

5.2.6 Характеристические значения воздействий следует принимать согласно СН РК EN 1991-1:2002/2011, а значения соответствующих коэффициентов безопасности – по нагрузке, согласно Приложению А.

Расчетные значения воздействий и их сочетания следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации по Приложению А.

5.2.7 Характеристические свойства материалов следует определять с учетом статистической изменчивости свойств материалов и массивности конструкций.

5.2.8 Уровень надежности расчетных значений характеристик материалов следует устанавливать в зависимости от расчетной ситуации и от опасности достижения соответствующего предельного состояния путем назначения коэффициентов безопасности по бетону и арматуре.

5.2.9 Расчет бетонных и железобетонных конструкций допускается производить при заданном уровне надежности на основе полного вероятностного расчета при наличии достаточных данных об изменчивости основных факторов, входящих в расчетные зависимости.

5.3 Расчетные ситуации

5.3.1 При расчетах бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям следует рассматривать различные расчетные ситуации воздействий, возникающие в процессе эксплуатации, условия окружающей среды, стадии работы конструкций и т. п.

При расчете конструкций должны рассматриваться следующие расчетные ситуации:

- постоянная, имеющая продолжительность того же порядка, что и срок службы строительного объекта;
- переходная, имеющая небольшую по сравнению со сроком службы строительного объекта продолжительность;
- аварийная, имеющая малую вероятность появления и небольшую продолжительность, но являющаяся весьма важной с точки зрения достижения предельных состояний, возникающих при ней.

5.3.2 Кроме расчета конструкции в постоянных ситуациях, описанных в назначении объекта, может существовать необходимость проверки переходных ситуаций, которые возникают, например:

- во время очередных этапов возведения монолитных конструкций;
- во время распалубки, транспортировки и монтажа сборных конструкций;
- в момент передачи усилия обжатия в предварительно напряженных конструкциях;
- при монтаже до набора проектной прочности монолитным бетоном в сборно-монолитных конструкциях;
- при выполнении капитального ремонта и реконструкции.

5.3.3 Надежность конструкции в аварийных расчетных ситуациях должна обеспечиваться выполнением конструктивных требований, изложенных в Разделе 10. В отдельных случаях для таких ситуаций следует производить проверку по первой группе предельных состояний. Аварийные расчетные ситуации могут возникать в связи с взрывом, столкновением, аварией оборудования, пожаром, а также непосредственно после отказа какого-либо конструктивного элемента.

5.3.4 Обычно используются две комбинации сочетания нагрузок:

- для расчета по первой группе предельных состояний (USL) $\gamma_g \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1,4 \cdot G_k + 1,60 \cdot Q_k$
- для расчета по второй группе предельных состояний (SLS) $\gamma_g \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 1,00 \cdot G_k + 1,00 \cdot Q_k$

5.4 Нагрузки и воздействия

Характеристические значения нагрузок и воздействий следует принимать согласно СН РК EN 1991-1-6:2002/2011. Характеристические значения нагрузок могут быть назначены заказчиком или проектировщиком при согласовании с заказчиком. В этом случае значения принимаемых характеристических нагрузок не должны быть меньше значений, установленных СН РК EN 1991-1-6:2002/2011.

5.5 Общие требования к расчетам бетонных и железобетонных конструкций

5.5.1 Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций

5.5.1.1 Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить по методу предельных состояний.

Расчеты должны с назначенной надежностью гарантировать конструкцию от наступления предельных состояний по несущей способности и эксплуатационной пригодности.

5.5.1.2 Расчеты по предельным состояниям несущей способности включают в себя:

- расчет по прочности;
- расчет по выносливости (при действии многократно повторяющейся нагрузки);
- расчет по устойчивости формы;
- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплытие и т.п.).

5.5.1.3 Расчеты по прочности, а также по выносливости бетонных и железобетонных конструкций производятся из условия, по которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях от расчетных воздействий и их сочетаний с учетом начального напряженного состояния (включая предварительное напряжение, самонапряжение и т. п.) не должны превышать соответствующих предельных значений, которые способна воспринять конструкция непосредственно перед достижением любого предельного состояния первой группы.

5.5.1.4 Расчеты по устойчивости формы конструкции, а также по устойчивости положения (с учетом совместной работы конструкции и основания, их деформационных свойств, сопротивления сдвигу по контакту с основанием и т.п.) следует производить по соответствующим нормативным документам.

5.5.1.5 Расчеты по предельным состояниям эксплуатационной пригодности включают в себя:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по ширине раскрытия трещин;
- расчет по деформациям.

При расчете конструкции по предельным состояниям второй группы следует принимать значения частных коэффициентов безопасности для материалов равными 1, в связи с чем в расчете принимают средние значения модулей упругости и характеристические значения прочностных свойств материалов.

5.5.1.6 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по образованию трещин следует производить из условия, по которому усилия, напряжения, деформации в конструкциях от различных воздействий и их сочетаний не должны превышать соответствующих предельных значений, воспринимаемых конструкцией непосредственно перед образованием трещин.

5.5.1.7 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по раскрытию трещин следует производить из условия, по которому ширина раскрытия трещин в конструкции от расчетных воздействий и их сочетаний не должна превышать предельно допустимых значений, приведенных в Таблице 5.1, в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции в зависимости от условий ее эксплуатации (воздействия окружающей среды и характеристик материалов с учетом особенностей коррозионного повреждения арматуры и бетона).

Для конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных условиях, следует предусматривать дополнительные мероприятия по защите от коррозии.

5.5.1.8 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по деформациям следует

производить из условия, по которому прогибы, углы поворота, перемещения и (или) параметры колебаний конструкции от различных воздействий и их сочетаний не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений, установленных в зависимости от характеристики объекта, эксплуатационной пригодности, возможности повреждения смежных и прилегающих соседних элементов либо технологического оборудования, с учетом эстетических соображений, а также создавать другие опасные ситуации в процессе эксплуатации.

С целью компенсации полного прогиба либо его части, конструкция может иметь начальный выгиб. Рекомендуется, чтобы величина начального выгиба не превышала $1/250$ пролета.

Для расчета железобетонных конструкций по деформациям допускается использовать диаграмму деформирования конструкции, связывающую усилия, воспринимаемые конструкцией, и соответствующие им деформации (перемещения).

Диаграмму деформирования конструкции «изгибающий момент – кривизна» допускается принимать состоящей из трех линейных отрезков, соответствующих стадиям работы конструкций:

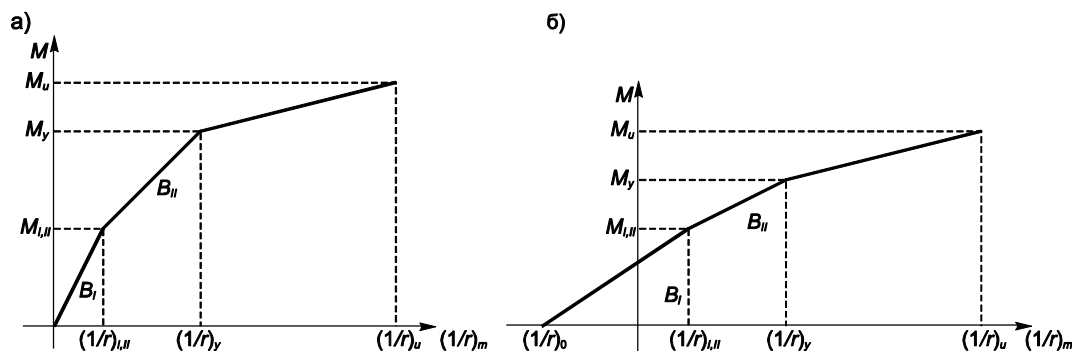
- до образования трещин;
- с трещинами при упругой работе арматуры;
- при неупругих деформациях арматуры и бетона вплоть до достижения конструкцией предельного состояния (Рисунок 5.1).

Таблица 5.1 – Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин w_{lim} в миллиметрах

Класс по условиям эксплуатации по Таблице 5.2	Железобетонные элементы	Предварительно напряженные элементы
	Практически постоянная комбинация с учетом длительных нагрузок по Приложению А	Частая комбинация нагрузок по Приложению А
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4, XF1, XF3	0,3	0,2 ²
XA1, XA2, XD1, XD2, XF2		—

¹ Для железобетонных элементов, эксплуатирующихся в средах классов X0, XC1, ширина раскрытия трещин не влияет на долговечность.

² Для этих эксплуатационных классов при действии практически постоянной комбинации с учетом длительных нагрузок должно выполняться условие декомпрессии (погашения сжимающих напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры).



а – для железобетонных конструкций без предварительного напряжения;

б – для предварительно напряженных железобетонных конструкций

Рисунок 5.1 – Зависимости «изгибающий момент – кривизна»

5.5.2 Методы расчета конструкций

5.5.2.1 Расчеты железобетонных конструкций должны, как правило, производиться с учетом возможного образования трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре.

5.5.2.2 Определение предельных усилий и деформаций в железобетонных конструкциях следует производить на основе расчетных схем (моделей), в наибольшей степени отвечающих действительному характеру работы конструкции в рассматриваемом предельном состоянии.

5.5.2.3 Определение усилий и деформаций в конструкциях и образуемых ими системах зданий и сооружений следует производить методами строительной механики, как правило, с учетом их совместной работы, физической и геометрической нелинейности.

5.5.2.4 При расчете конструкций по критическим предельным состояниям (USL) допускается использовать линейно-упругий (с учетом или без учета перераспределения усилий), нелинейный и пластический методы расчета.

5.5.2.5 При расчете конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (SLS) для определения внутренних усилий следует применять, как правило, линейно-упругий либо нелинейный методы расчета.

5.5.2.6 В статически неопределимых системах следует учитывать перераспределение усилий в конструкциях вследствие образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре вплоть до достижения конструкцией предельного состояния, а в необходимых случаях должна учитываться их геометрическая нелинейность.

В случае, когда при расчете выполняют перераспределение моментов, рассчитанное из предпосылки линейно-упругой работы конструкции, для критических сечений реальной конструкции следует предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие их достаточную способность к повороту, соответствующему заданному расчетом перераспределению.

5.5.2.7 Пластический метод расчета (например, по методу предельного равновесия) следует применять в случае очень деформативных элементов, армированных мягкими сталями.

5.5.2.8 При проверке критических предельных состояний следует использовать частные коэффициенты для материалов γ_c и γ_s , приведенные в Таблице 5.2.

Значения частных коэффициентов для материалов при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности следует принимать и в соответствии с Разделом 8 настоящих норм.

Таблица 5.2 – Частные коэффициенты для материалов для критических предельных состояний

Расчетная ситуация	γ_c для бетона	γ_s для арматуры	γ_p для напрягаемой арматуры
Постоянная и переходная	1,5	1,15	1,20
Аварийная	1,2	1,0	1,0

5.5.3 Расчетные модели для сечений

5.5.3.1 Элементы конструкции в зависимости от их свойств и функций классифицируются на балки, колонны, плиты, стены, пластины, арки, оболочки и т. п.

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

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

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 пролету более 2.

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.

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.

5.5.3.2 Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить на

действие изгибающих и крутящих моментов, продольных и поперечных сил, возникающих в конструкциях при расчетных ситуациях, а также на местное действие нагрузки.

Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить методами, использующими:

- модель сечений (нормальных к продольной оси конструкции, наклонных, пространственных) или блочную модель;
- стержневую модель (осевую, плоскую, пространственную).

Расчет железобетонных конструкций с предварительно напряженной арматурой следует производить по общим правилам с учетом особенностей, изложенных в разделе 9.

5.5.3.3 Расчеты конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил (сжимающих и растягивающих) по прочности и эксплуатационной пригодности (трещиностойкости и деформациям) при любой форме поперечных сечений, любом расположении арматуры в пределах сечения и произвольной системе усилий, возникающих при расчетных ситуациях, следует производить на основе общей деформационной расчетной модели сечений, нормальных к продольной оси конструкции (основная модель), использующей:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил в сечении, нормальном к продольной оси конструкции;
- уравнения, определяющего зависимости между напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры, в виде диаграмм состояния (деформирования) материалов, приведенных в разделе 6;
- уравнения, определяющего распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре по сечению, нормальному к продольной оси конструкции, исходя из гипотезы плоских сечений. При этом, относительные деформации арматуры, имеющей сцепление с бетоном (независимо, при сжатии или растяжении), следует принимать такими же, как и для окружающего бетона;
- условия деформирования бетона и арматуры между трещинами, нормальными к продольной оси конструкции.

5.5.3.4 Для расчетов элементов общей формы по сечениям, нормальным к продольной оси, при любом положении арматуры и любых внешних воздействиях допускается использовать уравнения равновесия моментов и продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении совместно с уравнениями, описывающими распределение деформаций по сечению, на любом уровне загрузки в виде:

$$\{F\} = [R\{F\}, S] \cdot \{U(\{F\}, S)\}, \quad (5.1)$$

где $\{F\} = \{N_{sd,z}, M_{sd,x}, M_{sd,y}\}^T$ – вектор-столбец усилий, вызванных действием расчетных воздействий в рассматриваемом сечении конструкции;

$\{U(\{F\}, S)\} = \{\varepsilon_z, k_x, k_y\}^T$ – вектор-столбец деформаций рассматриваемого сечения, являющийся функцией внешних сил $\{F\}$ и геометрических параметров S ;

$[R\{F\}, S]$ – матрица жесткостей для рассматриваемого сечения, компоненты которой являются функцией внешних сил $\{F\}$, геометрических параметров сечения S и корректируются в зависимости от уровня нагружения по диаграммам состояния (деформирования) « σ – ε » для материалов, принимаемых согласно Разделу 6;

ε_z, k_x, k_y – соответственно относительная деформация продольной оси элемента и изменения кривизны в плоскостях, совпадающих с осями x и y .

5.5.3.5 Напряжения в арматуре и бетоне следует определять по расчетным диаграммам состояния материалов исходя из суммарных относительных деформаций от всех воздействий, включая начальные и развивающиеся в процессе эксплуатации конструкции (усадка, ползучесть, набухание, предварительное напряжение, самонапряжение и т. п.).

5.5.3.6 Распределение относительных деформаций бетона и растянутой арматуры на длине участка между трещинами допускается принимать равномерным с усредненными значениями относительных деформаций бетона и арматуры.

5.5.3.7 При отсутствии сцепления арматуры с бетоном расчет следует производить на основе расчетной модели, учитывающей равномерное удлинение (укорочение) арматуры по длине участка конструкции, где отсутствует сцепление арматуры с бетоном.

5.5.3.8 Расчет по прочности железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового поперечных сечений с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и сжатой граней элемента, выполненного из бетона класса не более C50/55, когда изгибающие моменты и продольные силы, вызванные нагрузками и воздействиями, приложены в плоскости симметрии сечения, допускается производить по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси, принимая прямоугольную эпюру распределения напряжений в бетоне сжатой зоны сечения.

5.5.3.9 Расчет железобетонных конструкций при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил следует производить на основе общей деформационной модели, используя:

- уравнения равновесия для железобетонного элемента в условиях плоского напряженного состояния;
- уравнения совместности деформаций для железобетонного элемента в условиях плоского деформированного состояния;
- трансформированные диаграммы деформирования для элемента с диагональными (наклонными) трещинами, приведенные в Разделе 6;
- диаграммы деформирования для арматуры, приведенные в Разделе 6;
- зависимости, связывающие касательные напряжения и перемещения в сечении, проходящем вдоль диагональной (наклонной) трещины.

5.5.3.10 Для сечений простой геометрической формы (прямоугольной, тавровой, двутавровой) с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней сечения, когда усилия (моменты, продольные и поперечные силы), вызванные расчетным сочетанием воздействий, действуют в плоскости оси симметрии сечения при расчетах по общей деформационной модели допускается принимать следующие упрощения:

- в расчетном сечении касательные напряжения равномерно распределены по высоте эффективной зоны среза, заключенной между равнодействующими в растянутой и сжатой арматуре;
- в бетонной полосе, выделяемой параллельными диагональными (наклонными) трещинами, направления (оси) главных напряжений и главных относительных деформаций совпадают.

5.5.3.11 Расчет прочности железобетонных конструкций на действие поперечных сил допускается производить на основе упрощенных идеализированных моделей:

- стержневой модели, состоящей из сжатых и растянутых поясов, соединенных между собой сжатыми и растянутыми раскосами, и использующей уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном сечении,

- модели наклонных сечений, включающей уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном наклонном сечении.

5.5.3.12 Расчет железобетонных конструкций по прочности на действие крутящих моментов и изгиба следует производить на основе расчетной модели разрушения железобетонного элемента по пространственному сечению (модель пространственного сечения).

Расчет железобетонных конструкций по прочности на действие крутящих моментов, изгиба и осевых усилий допускается производить на основе расчетной модели железобетонного элемента с трещинами в виде пространственной стержневой системы (модель пространственной фермы).

5.5.3.13 При действии местной сжимающей нагрузки, приложенной к ограниченной площадке, площадь которой меньше площади сечения конструкции, следует производить расчет конструкций на местное сжатие (смятие) непосредственно под грузовой площадкой.

5.5.3.14 При действии местной растягивающей нагрузки, приложенной на ограниченной площадке, площадь которой меньше площади сечения конструкции, следует производить расчет на местное растяжение (отрыв).

5.5.3.15 При действии на плитные конструкции местной поперечной нагрузки, приложенной на ограниченной площадке, следует производить расчет плит на местный срез (продавливание).

5.5.3.16 Расчет стыков (сопряжений, контактных швов) должен производиться на действие изгибающих моментов, сдвигающих, растягивающих и сжимающих усилий, передаваемых от одного элемента к другому и действующих в сечении, совпадающем с плоскостью стыкового соединения.

5.5.3.17 При расчете объемных конструкций, подвергающихся силовым воздействиям в трех взаимно перпендикулярных направлениях, в общем случае следует рассматривать выделенные из конструкции объемные элементы единичного размера с усилиями, действующими по их граням.

Расчет объемных элементов следует производить по наиболее опасным сечениям, расположенным под углом по отношению к направлению действующих на элемент усилий, на основе соответствующих расчетных моделей, либо на основе обобщенного критерия прочности армированного элемента при объемном напряженном состоянии.

5.5.3.18 Расчет железобетонных конструкций (стержневых, плоскостных, объемных) методом конечных элементов (МКЭ) следует производить с использованием соответствующей матрицы жесткости конечных элементов. Матрицу жесткости конечных элементов следует формировать на основе общих моделей деформирования и прочности бетона и железобетона при различных напряженных состояниях конструкции. Особенности деформирования и разрушения конструкций с различным видом напряженных состояний следует учитывать в физических соотношениях, представляющих собой связь относительных деформаций и напряжений.

5.5.3.19 Расчет массивных железобетонных конструкций допускается производить методами теории упругости с использованием блочных моделей.

В качестве критериев исчерпания прочности и трещиностойкости массивных железобетонных конструкций следует принимать условие достижения напряжениями их соответствующих предельных значений (расчетных сопротивлений).

Для массивных конструкций сложной конфигурации кроме расчетных методов допускается использовать результаты испытания физических моделей.

При применении блочных моделей следует рассматривать систему блоков, разделенных нормальными или наклонными трещинами и контактирующих между собой посредством бетона сжатой зоны и арматуры растянутой зоны.

5.6 Долговечность конструкций

5.6.1 Конструкции должны удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности, прочности и устойчивости в течение всего проектного срока службы без существенной потери эксплуатационных свойств при соразмерных эксплуатационных расходах.

Необходимые меры защиты конструкции следует устанавливать с учетом ее назначения, проектного срока службы, графиков обслуживания и текущего ремонта.

Требования по долговечности железобетонных конструкций обеспечиваются выполнением расчетных условий предельных состояний, а также конструктивными требованиями, изложенными в Разделе 10, в зависимости от классов по условиям эксплуатации конструкции, приведенным в Таблице 5.3.

Под условиями эксплуатации принято понимать физические и химические условия окружающей среды, в которой эксплуатируется как вся конструкция, так и ее отдельные элементы. Условия эксплуатации не включают эффектов от действия нагрузок.

5.6.2 Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости железобетонных конструкций в зависимости от режима их эксплуатации и расчетных зимних температур наружного воздуха в районе строительства следует принимать:

- для конструкций зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий) – не ниже указанных в Таблице 5.4;
- для наружных стен отапливаемых зданий – не ниже указанных в Таблице 5.5.

Таблица 5.3 – Классы по условиям эксплуатации конструкций в зависимости от характеристики окружающей среды и минимальные классы легкого бетона по прочности на сжатие

Класс по условиям эксплуатации	Характеристика окружающей среды, влажностный режим	Примеры для условий окружающей среды	Минимальный класс бетона по прочности на сжатие
1 Агрессивные воздействия отсутствуют			
X0	Отсутствуют попеременное замораживание-оттаивание, химические воздействия, истирание и т. д. Очень сухой воздушно-влажностный режим ($RH \leq 30 \%$)	Конструкции, находящиеся внутри помещений с очень низкой влажностью воздуха	LC12/13

Таблица 5.3 (продолжение)

Класс по условиям эксплуатации	Характеристика окружающей среды, влажностный режим	Примеры для условий окружающей среды	Минимальный класс бетона по прочности на сжатие
XC1	Сухой воздушно-влажностный режим ($30 \% < RH \leq 60 \%$) или постоянная эксплуатация в водонасыщенном состоянии	Конструкции, находящиеся внутри помещений с нормальным режимом; конструкции, постоянно находящиеся в грунте или под водой	LC16/18
2 Коррозионные повреждения, вызванные карбонизацией бетона			
XC2	Водонасыщенное состояние при эпизодическом высушивании	Конструкции, поверхности которых длительное время контактируют с водой	LC20/22
XC3	Умеренный воздушно-влажностный режим ($60 \% < RH \leq 75 \%$), эксплуатация в условиях эпизодического влагонасыщения	Конструкции, находящиеся внутри помещений с влажным режимом согласно; конструкции, подвергающиеся атмосферным воздействиям (дождю)	LC25/28
XC4	Попеременное увлажнение и высушивание	Конструкции, поверхности которых контактируют с водой, но не соответствующие классу XC2	LC30/33
3 Коррозионные повреждения, вызванные действием хлоридов			
XD1	Влажный, в условиях воздушно-влажностного состояния ($RH > 75 \%$) при отсутствии эпизодического водонасыщения	Конструкции, поверхности которых контактируют с газообразными средами, содержащими хлор-ионы	LC30/33
XD2	В водонасыщенном состоянии	Железобетонные конструкции, контактирующие с технической водой, содержащей хлор-ионы; плавательные бассейны	
XD3	Попеременное увлажнение и высушивание	Элементы мостовых конструкций; трубопроводы; плиты автостоянок и др.	LC35/38
4 Коррозионные повреждения, вызванные попеременным замораживанием-оттаиванием			
XF1	Эпизодическое водонасыщение, воздействие отрицательных температур при отсутствии антиобледенителей	Конструкции, вертикальные поверхности которых подвергаются атмосферным воздействиям	LC30/33

Таблица 5.3 (продолжение)

Класс по условиям эксплуатации	Характеристика окружающей среды, влажностный режим	Примеры для условий окружающей среды	Минимальный класс бетона по прочности на сжатие
XF2	То же, в присутствии антиобледенителей	Конструкции, вертикальные поверхности которых подвергаются атмосферным воздействиям и попаданию антиобледенителей, содержащихся в воздухе	LC25/28
XF3	Водонасыщенное состояние, антиобледенители не применяются	Конструкции, горизонтальные поверхности которых подвергаются атмосферным воздействиям	LC30/33
XF4	Водонасыщенное состояние, применяются антиобледенители	Конструкции, горизонтальные поверхности которых подвергаются прямому воздействию антиобледенителей; проезжие части мостов, дороги	
5 Коррозионные повреждения, вызванные химическим и биологическим воздействиями			
XA1	Слабоагрессивная среда	Естественные почвы и грунтовые воды	LC 30/33
XA2	Среднеагрессивная среда		
XA3	Сильноагрессивная среда		LC35/38

Таблица 5.4 – Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости железобетонных конструкций зданий и сооружений в зависимости от режима их эксплуатации и расчетных зимних температур наружного воздуха в районе строительства

Условия работы конструкций		Марка бетона, не ниже					
Класс по условиям эксплуатации	Расчетная температура наружного воздуха, °C	по морозостойкости			по водонепроницаемости		
		для конструкций (кроме наружных стен отапливаемых зданий) зданий и сооружений класса по степени ответственности					
		I	II	III	I	II	III
1	2	3	4	5	6	7	8
1 Попеременное замораживание и оттаивание							
XC4, XF3, XF4	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	F200	F150	F100	W4	W2	Не нормируется
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	F150	F100	F75	W2	Не нормируется	

Таблица 5.4 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8
XC2, XF1, XF2	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	F150	F100	F75	W2	Не нормируется	
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	F75	F50	Не нормируется			
XD1	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	F75	F50	Не нормируется			
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	F75	Не нормируется				
2 Возможное эпизодическое воздействие температуры ниже 0 °С							
XC2, XC4	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	F100	F75	Не нормируется			
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	F100	Не нормируется				
XC1, XC3	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	F100	Не нормируется				
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	Не нормируется					

Таблица 5.5 – Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости железобетонных наружных стен отапливаемых зданий и сооружений в зависимости от режима их эксплуатации и расчетных зимних температур наружного воздуха в районе строительства

Условия работы конструкции		Минимальная марка бетона по морозостойкости для наружных стен отапливаемых зданий класса по степени ответственности		
Относительная влажность внутреннего воздуха помещения RH, %	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °C			
RH > 75	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	F100	F75	F50
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	F75	F50	Не нормируется
60 < RH ≤ 75	Ниже минус 20 до минус 40 включ.	F50	Не нормируется	
	Ниже минус 5 до минус 20 включ.	Не нормируется		
RH ≤ 60	—	Не нормируется		

5.6.3 Для строительных конструкций устанавливается предел огнестойкости по трем предельным состояниям (**R, E, I**) :

- предел огнестойкости по потере несущей способности **R** предусматривается для несущих конструкций и считается обеспеченным, если несущая способность конструкции сохранена в течение нормируемой продолжительности стандартного пожара,

- предел огнестойкости по потере целостности **E** соответствует 30 или 60 мин стандартного температурного режима пожара,

- предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности **I** считается обеспеченным, если температура необогреваемой поверхности в течение нормируемой продолжительности стандартного пожара повышается в среднем не более чем на 140 К (°C) и в любой точке этой поверхности - не более чем на 180 К (°C).

5.6.3.1 В СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 рекомендуется для проверки огнестойкости конструкций три метода:

- 1) использование табличных данных,
- 2) использование приближенных методов расчета,
- 3) использование компьютерных программ для проведения компьютерного моделирования

5.6.3.2 Требования по огнестойкости зданий предполагают решение следующих задач:

- предотвращение распространения огня в пределах здания или помещения,
- предотвращение распространения огня на соседние здания,
- сохранение несущей способности здания **R, E** в течение времени, достаточного для эвакуации людей из здания и доступа в здание пожарных для борьбы с огнем.

Некоторые здания могут быть оснащены автоматическими системами противопожарной защиты, включая системы разбрызгивания для повышения пассивной огнестойкости конструкций.

5.6.3.3 Бетон обладает хорошими защитными свойствами и высокой огнестойкостью. Арматура быстро теряет свои прочностные и деформативные свойства при нагревании. Самым эффективным способом повышения огнестойкости железобетонных конструкций является защита арматуры достаточно толстым защитным слоем бетона.

В Таблице 5.6 приведены минимальные размеры сечения конструкции и значения минимального защитного слоя бетона, являющегося расстоянием от оси арматурного стержня до наружной грани бетона, в зависимости от класса огнестойкости **R**.

Таблица 5.6 – Минимальные размеры сечений и величины защитного слоя бетона для различных пределов огнестойкости по потере несущей способности R

Конструктивный элемент	Параметр	R30	R60	R90	R120	R180	R240
Колонна, со всех сторон открытая огню	Наименьшая сторона сечения (мм)	200	250	350	350	450	-
	Минимальный защитный слой бетона (мм)	32	46	53	57	70	-
Плита перекрытия, односторонне открытая огню	Минимальная толщина (мм)	60	80	100	120	150	175
	Минимальный защитный слой бетона (мм)	10*	20	30	40	55	65
* Минимальные толщины плит должны удовлетворять также требованиям классам огнестойкости Е и I.							

В Таблице 5.7 приведены минимальные размеры сечения балок, расположенных с трех сторон в огне, и значения минимального защитного слоя бетона снизу и с боковых сторон в зависимости от класса огнестойкости R.

Таблица 5.7 – Минимальные размеры сечений балок и величины защитного слоя бетона (мм) для различных пределов огнестойкости по потере несущей способности R

Огнестойкость R	Параметр	Возможные комбинации (мм)			
R30	Минимальная ширина	80	120	160	200
	Минимальный защитный слой бетона снизу	25	20	15	15
	Минимальный защитный слой бетона с боковой стороны	35	30	25	15*
R60	Минимальная ширина	120	160	200	300
R60	Минимальный защитный слой бетона снизу	40	45	30	25
	Минимальный защитный слой бетона с боковой стороны	50	45	40	25

Таблица 5.7 (продолжение)

Огнестойкость R	Параметр	Возможные комбинации (мм)			
		150	200	300	400
R90	Минимальная ширина	150	200	300	400
	Минимальный защитный слой бетона снизу	55	45	40	35
	Минимальный защитный слой бетона с боковой стороны	65	55	50	35
R120	Минимальная ширина	200	240	300	500
	Минимальный защитный слой бетона снизу	65	60	55	50
	Минимальный защитный слой бетона с боковой стороны	75	70	65	50
R180	Минимальная ширина	240	300	400	600
	Минимальный защитный слой бетона снизу	80	70	65	60
	Минимальный защитный слой бетона с боковой стороны	90	80	75	60
R240	Минимальная ширина	280	350	500	700
	Минимальный защитный слой бетона снизу	90	80	75	70
	Минимальный защитный слой бетона с боковой стороны	100	90	85	70

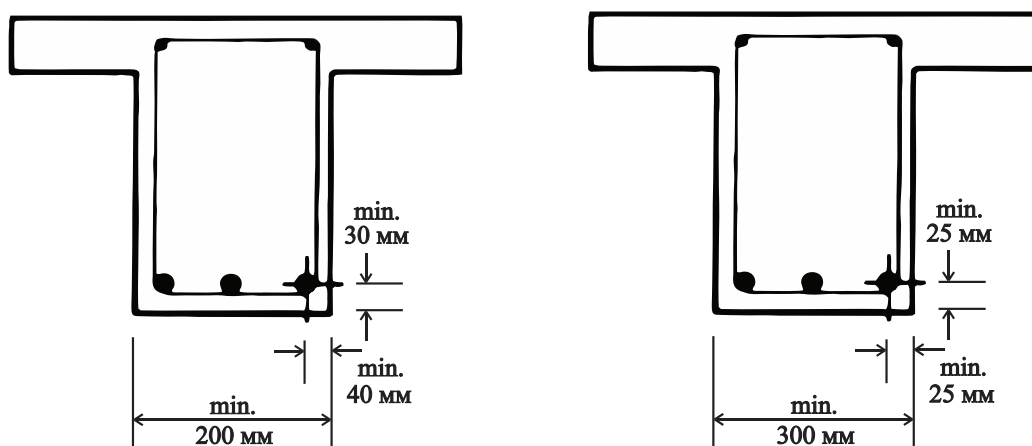


Рисунок 5.2 - Два варианта армирования балки для обеспечения огнестойкости R60

6 МАТЕРИАЛЫ

6.1 Требования к бетону

6.1.1 Общие положения

6.1.1.1 Вид бетона и его технические контролируемые показатели качества следует назначать в соответствии с требованиями, предъявляемыми к железобетонным и предварительно напряженным сталежелезобетонным конструкциям соответствующими стандартами (СТ РК EN 934-2, СТ РК EN 206-1).

Легкими бетонами являются бетоны плотной структуры плотностью не более 2200 кг/м^3 , изготавливаемые на различных пористых заполнителях плотностью более 2000 кг/м^3 , искусственного или естественного происхождения. Пористые неорганические заполнители в виде сыпучих материалов подразделяются по происхождению на три группы:

- природные-вулканические (пемзы, перлиты, вулканические шлаки и туфы) и осадочного происхождения (пористые известняки, известняки-ракушечники, известковые туфы, пористые кремнеземистые породы-опоки, трепелы, диатомиты);
- искусственные – отходы промышленности, используемые в качестве заполнителей без предварительной переработки (пористые шлаки черной и цветной металлургии, шлаки химических производств, топливные шлаки и золы);
- искусственные, получаемые путем специальной переработки природных сырьевых ресурсов и отходов промышленности, обеспечивающей их поризацию (керамзит, термолит, аглопорит, аглопоритовый гравий, шлаковая пемза, гранулированный шлак, вспученный перлит и др.).

Легкие бетоны в соответствии с СТ РК EN 206-1 классифицируются по их плотности в соответствии с Таблицей 6.1. Плотность бетона может быть указана как контрольное значение, а учет арматуры может быть выполнен дополнительным расчетом.

Таблица 6.1 - Классы по плотности и соответствующие расчетные плотности легких бетонов

Класс плотности		D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
Плотность, ρ , кг/м^3		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Расчетная плотность	бетон	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	ж/бетон	1150	1350	1550	1750	1950	2150

6.1.1.2 Основными техническими показателями бетона, контролируемыми по соответствующим стандартам, являются:

- класс по прочности на сжатие легкого бетона LC;
- марка по морозостойкости F;
- марка по водонепроницаемости W;
- класс по средней плотности D;
- марка по самонапряжению S_p (для напрягающих бетонов).

6.1.1.3 При необходимости могут быть установлены дополнительные технические показатели качества бетона, связанные с теплоизоляцией, термической стойкостью, огнестойкостью, коррозионной стойкостью, биологической защитой и т. п. (EN 991, EN 992, EN 1352, EN 1354, СТ РК ISO 6946). Необходимые показатели качества бетона следует устанавливать при проектировании железобетонных, предварительно напряженных конструкций в соответствии с расчетом и классом по условиям эксплуатации согласно указаниям подраздела 5.6.

6.1.2 Классы легкого бетона по прочности на сжатие, характеристические и расчетные сопротивления

6.1.2.1 При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций следует применять конструкционные легкие бетоны следующих классов по прочности на сжатие:

LC12/13; LC16/18; LC20/23; LC25/28; LC30/33; LC35/38; LC40/44; LC45/50; LC50/55; LC55/60; LC60/66; LC70/77; LC80/88.

Примечание – Класс легкого бетона по прочности на сжатие, например, LC35/38 предполагает, что характеристическая (5 %) прочность бетона на сжатие в цилиндрах диаметром 150 мм и длиной 300 мм в возрасте 28 суток должна быть не менее 35 МПа (при средней цилиндрической прочности 43 МПа), а характеристическая прочность бетона на сжатие в кубах с гранью 150 мм – не менее 38 МПа (EN 13791:2007).

6.1.2.2 При проектировании рекомендуется принимать класс бетона по прочности на сжатие:

а) для железобетонных элементов из легкого бетона, рассчитываемого на воздействие многократно повторяющейся нагрузки – не ниже LC12/13;

б) для железобетонных сжатых стержневых элементов из легкого бетона – не ниже LC12/13;

в) для сильно нагруженных железобетонных сжатых стержневых элементов (например, для колонн, воспринимающих значительные крановые нагрузки и для колонн нижних этажей многоэтажных зданий) – не ниже LC20/22.

6.1.2.3 Для предварительно напряженных элементов из легкого бетона класс бетона по прочности на сжатие следует принимать в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств, но не ниже:

а) при применении проволочной арматуры:

– при наличии анкеров – LC16/18;

– без анкеров – LC25/28;

б) при применении стержневой арматуры (без анкеров) – LC25/28.

6.1.2.4 Для конструкций, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, минимальные значения класса бетона по прочности на сжатие, приведенные выше, при применении проволочной напрягаемой арматуры, стержневой арматуры класса S800 диаметром от 10 до 18 мм, должны увеличиваться на одну ступень параметрического ряда.

6.1.2.5 Базовыми прочностными характеристиками легкого бетона, применяемыми при расчетах бетонных и железобетонных конструкций, являются:

- характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие f_{lck} ;
- характеристическое значение предела прочности бетона на осевое растяжение f_{lctk} .

При назначении класса бетона по прочности на сжатие характеристическое значение предела прочности на осевое растяжение допускается устанавливать в зависимости от характеристической цилиндрической прочности бетона на сжатие.

6.1.2.6 При проектировании сборных железобетонных и предварительно напряженных конструкций следует дополнительно указывать прочность бетона на сжатие, соответствующую характерному этапу изготовления конструкции (например, распалубочная прочность, передаточная прочность и т. д.).

6.1.2.7 Для средних стандартных условий хранения конструкции среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте t , сут, $f_{lcm}(t)$ допускается определять по формуле

$$f_{lcm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}. \quad (6.1a)$$

Для железобетонных и предварительно напряженных элементов, подвергнутых тепловой обработке, среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте t , сут, $f_{lcm}(t)$ допускается определять по формуле

$$f_{lc}(t) = f_{lcm0} + \frac{f_{lcm} - f_{lcmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \cdot \log(t - t_p + 1). \quad (6.1б)$$

Значение коэффициента $\beta_{cc}(t)$ в Формуле (6.1a) определяется по формуле

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\}. \quad (6.2)$$

В Формулах (6.1a), (6.1б) и (6.2):

$f_{lcm}(t)$ – средняя прочность легкого бетона на сжатие в возрасте t (> 28 сут);

f_{lcm} – средняя прочность легкого бетона на сжатие в возрасте 28 сут, принимаемая по Таблице 6.1;

f_{lcmp} – средняя прочность легкого бетона на сжатие после окончания тепловой обработки в момент времени $t_p < t$ (для предварительно напряженных конструкций – средняя передаточная прочность);

t – возраст бетона (> 28 сут);

$t_1 = 1$ сут;

t_p – возраст бетона, сут, после окончания тепловой обработки (для предварительно напряженных конструкций – при передаче усилия обжатия на бетон).

Среднюю прочность легкого бетона на осевое растяжение в возрасте $t > 28$ сут допускается рассчитывать по Формулам (6.1а, б), заменяя среднюю прочность на сжатие в возрасте 28 сут на среднюю прочность на осевое растяжение в возрасте 28 сут, если начальное влажное хранение конструкции не превышает 7 сут.

6.1.2.8 Нормативные сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению, а также значения его средней прочности на осевое сжатие и осевое растяжение, соответствующие нормированным в 6.1.2.1 классам по прочности, представлены в Таблице 6.2.

6.1.2.9 Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению $f_{ctk,0,95}$ (95 % квантиль прочности на растяжение, см. Таблицу 6.2) следует применять в расчетах бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций только в том случае, если повышенная прочность на растяжение приводит к неблагоприятному эффекту (например, при расчете на действие вынужденных усилий и т. д.).

Для напрягающих бетонов значения нормативных и средних сопротивлений осевому растяжению, установленные в Таблице 6.2, следует умножать на поправочный коэффициент, равный 1,2.

6.1.2.10 Расчетные сопротивления бетона сжатию l_{cd} и растяжению f_{lctd} следует определять путем умножения нормативных сопротивлений бетона соответственно осевому сжатию f_{lck} и осевому растяжению f_{lctk} на коэффициент $\alpha_{lcc} = 0,90$ и последующего деления на частные коэффициенты безопасности по бетону γ_c , принимаемые равными:

а) при расчете по предельным состояниям несущей способности:

- для неармированных (бетонных) конструкций – 1,8;
- для железобетонных и предварительно напряженных конструкций – 1,5;

б) при расчете по предельным состояниям эксплуатационной пригодности: – 1,0.

6.1.2.11 Предел прочности на растяжение легкого бетона может быть определен по Таблице 6.2а или умножением значения f_{lct} из Таблицы 6.2 на коэффициент:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,6 \cdot \frac{\rho}{2200} \quad (6.3)$$

где ρ – верхнее значение плотности соответствующего класса бетона по Таблице 6.1.

6.1.3 Упругие деформации бетона

Упругие деформации бетона зависят от его вида и технологических особенностей приготовления. Настоящие нормы устанавливают следующие базовые показатели, характеризующие упругие деформации бетонов:

– модуль упругости бетона E_{lcm} (определяемый как тангенс угла наклона секущей между точками $\sigma_c = 0$ и $\sigma_c = 0,4f_{lcm}$), значения которого для легких бетонов следует принимать по Таблице 6.2а.

Изменение модуля упругости бетона во времени $E_{lcm}(t)$ может быть определено по формуле

$$\dot{A}_{\text{лcm}}(t) = \left(\frac{f_{\text{лcm}}(t)}{f_{\text{лcm}}} \right)^{0,3} \cdot \dot{A}_{\text{лcm}} \quad (6.4)$$

где $f_{\text{лcm}}(t)$ – средняя прочность бетона на сжатие к моменту времени t , определяемая по Формулам (6.1а, 6.1б);

$f_{\text{лcm}}$ – средняя прочность бетона в возрасте 28 сут, определяемая по Таблице 6.2;

$E_{\text{лcm}}$ – модуль упругости бетона в возрасте 28 сут, определяемый по Таблице 6.2а;

– коэффициент Пуассона $\nu_c = 0,20$;

– коэффициент линейного температурного расширения $\alpha_t = 1 \times 10^{-5} \text{ (1/}^\circ\text{C)}$.

Если требуются точные данные, например, когда перемещения играют важную роль, для определения $E_{\text{лcm}}$ должны быть проведены испытания согласно СТ РК ISO 6784.

Коэффициент линейного температурного расширения легких бетонов варьируется в диапазоне от $4 \times 10^{-6} \text{ (1/}^\circ\text{C)}$ до $14 \times 10^{-6} \text{ (1/}^\circ\text{C)}$ и приближенно может быть принят равным $\alpha_t = 8 \times 10^{-6} \text{ (1/}^\circ\text{C)}$.

Различие между коэффициентами температурного расширения стали и легкого бетона в расчете может не учитываться.

6.1.4 Ползучесть и усадка бетона

6.1.4.1 При расчетах сталежелезобетонных и предварительно напряженных конструкций следует учитывать изменение свойств бетона во времени, а также усилия, напряжения и перемещения, связанные с развитием длительных процессов (усадки и ползучести). Допускается использовать в расчетах предельные значения характеристики (коэффициента) ползучести и усадки.

6.1.4.2 Предельные значения коэффициента ползучести для легкого бетона $\Phi(\infty, t_0)$ допускается принимать по графикам, приведенным на Рисунке 6.1 с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$ и коэффициент η_2 :

$$\eta_2 = 1,3 \text{ – для } f_{\text{ck}} \leq \text{LC16/18};$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ – для } f_{\text{ck}} \geq \text{LC20/22}$$

Предельные значения коэффициента ползучести для легкого бетона $\Phi(\infty, t_0)$, полученные из графиков, приведенных на Рисунке 6.1 с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$, применимы для расчетных ситуаций, когда уровень сжимающих напряжений в бетоне при первом нагружении в момент времени t_0 не превышает $0,45f_{\text{лck}}(t_0)$ (см. EN 1355). Если сжимающие напряжения в момент времени t_0 превышают $0,45f_{\text{лck}}(t_0)$, следует выполнять модификацию значений коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$ из графических зависимостей, представленных на Рисунке 6.1 с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$, с учетом нелинейной ползучести по формуле

$$\Phi_k(\infty, t_0) = \Phi(\infty, t_0) \cdot \exp[1,5 - (k_\sigma - 0,45)], \quad (6.5)$$

где $\Phi_k(\infty, t_0)$ – предельное значение модифицированного (нелинейного) коэффициента нелинейной ползучести;

k_σ – коэффициент, зависящий от уровня нагружения $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$ (σ_c – сжимающие напряжения в бетоне в момент времени t_0).

6.1.4.3 Предельные значения коэффициента ползучести легкого бетона $\Phi_k(\infty, t_0)$, принятые по графическим зависимостям, приведенным на Рисунке 6.1 с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$ и коэффициент η_2 , применимы при расчетах конструкций в условиях сезонных колебаний температуры от минус 25°C до 40 °C и относительной влажности RH от 20% до 100

6.1.4.4 Предельные значения коэффициента ползучести легкого бетона $\Phi_k(\infty, t_0)$, определяемые по графическим зависимостям, показанным на Рисунке 6.1 с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$ и коэффициент η_2 , применимы для бетонов классов по прочности на сжатие не более LC55/67, из смесей, имеющих марки по удобоукладываемости П2 и П3 (СТ РК EN 12350, EN 900, CR 13901, CR 13902). Для бетонных смесей других марок по удобоукладываемости значения коэффициентов ползучести $\Phi_k(\infty, t_0)$, полученные из графических зависимостей, приведенных на Рисунке 6.1 с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$ и коэффициент η_2 , следует умножать на поправочные коэффициенты:

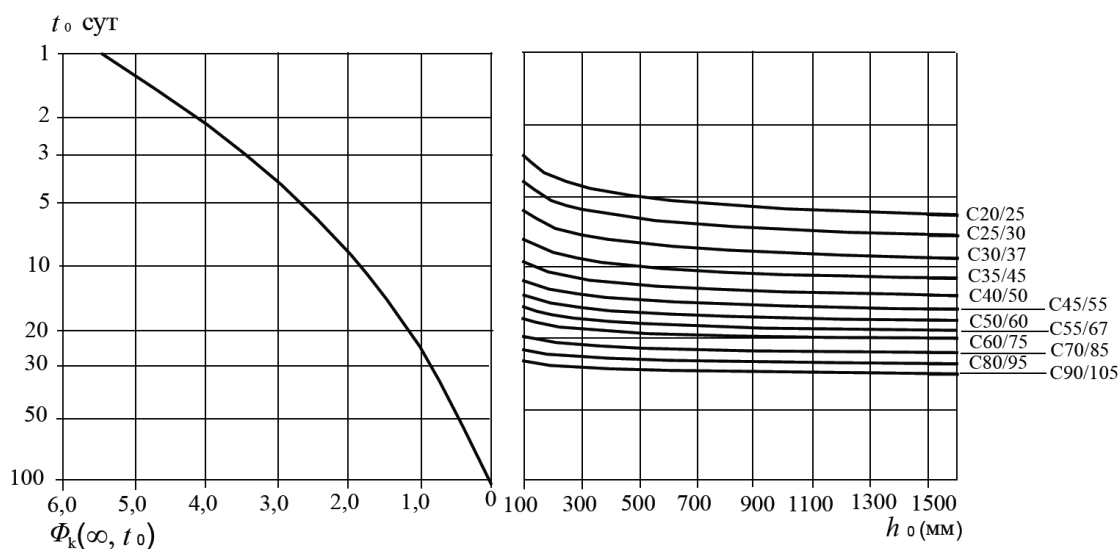
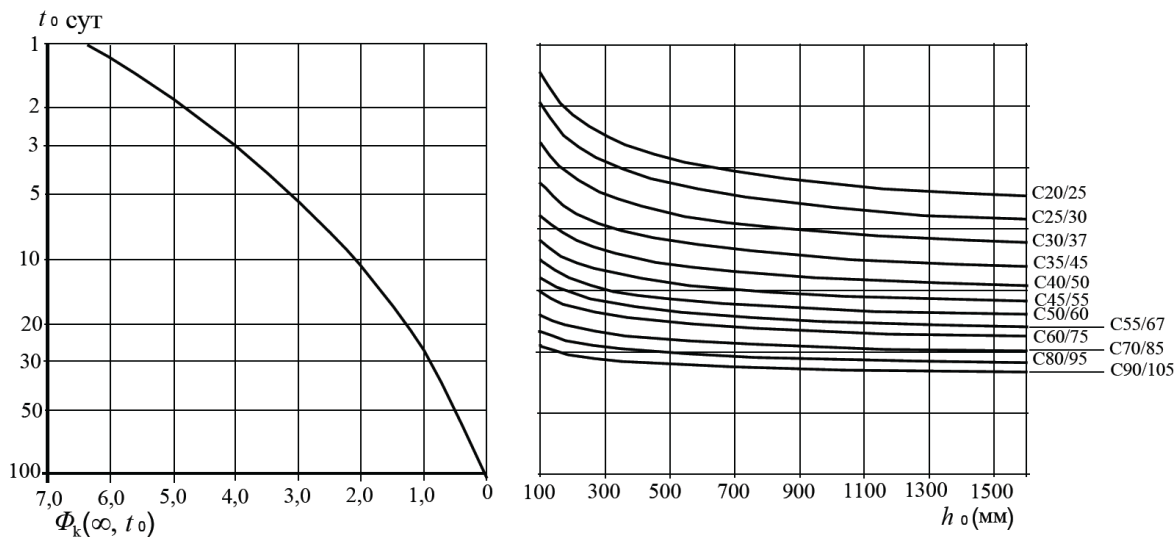
- | | |
|--------------------------|------------------|
| – при П1, Ж1–Ж4, СЖ1–СЖ3 | – не более 0,70; |
| – при П1, СЖ1–СЖ3 | – 0,70; |
| – при П4, П5 | – 1,20. |

Для бетонов классов по прочности на сжатие более LC55/60 предельные значения коэффициентов ползучести $\Phi_k(\infty, t_0)$, полученные из Рисунка 6.1 с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$, следует умножать на поправочный коэффициент, равный 1,2.

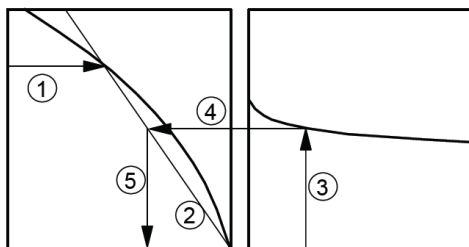
6.1.4.5 Полная относительная деформация усадки ε_{lcs} легкого бетона состоит из двух составляющих частей: относительной деформации усадки при высыхании (испарении влаги) ε_{lcd} и относительной деформации аутогенной усадки (обусловленной твердением бетона) ε_{lca} :

$$\varepsilon_{lcs} = \eta_3(\varepsilon_{lcd} + \varepsilon_{lca}) \quad (6.6)$$

Предельные значения относительной усадки, обусловленной высыханием (испарением влаги), $\varepsilon_{lcd} = k_h \cdot \varepsilon_{lcd,o}$. Номинальные значения свободной относительной усадки, обусловленной высыханием (испарением влаги) $\varepsilon_{lcd,o}$ может быть принято из Таблицы 6.3.



Порядок действий при определении
предельных значений коэффициента ползучести
по номограммам



ПРИМЕЧАНИЕ 1 $t_0 > 100$ сут принимать значение $\Phi_k(\infty, t_0)$ как для $t_0 = 100$ сут.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 $h_0 = 2 \cdot A_c / u$, где A_c , u соответственно площадь и периметр попересного сечения элемента.

а – при RH = 50 %; б – при RH = 80 %

Рисунок 6.1 – Номограммы для определения предельных значений
коэффициента ползучести бетона $\Phi(\infty, t_0)$:

Таблица 6.2 – Прочностные и деформационные характеристики легких бетонов

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие													Аналитическая зависимость/пояснение
	LC12/13	LC15/17	LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	LC40/45	LC45/50	LC50/55	LC55/60	LC60/65	LC70/77	LC80/88	
$f_{\text{лck}}$, МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	Для $f_{\text{лct}} \geq 20$ МПа $f_{\text{лcm}} = f_{\text{лck}} + 8 \text{ Н/мм}^2$ $\eta = 0,40 + 0,60 \cdot \rho / 2200$ 5% - квантиль 95% - квантиль $\eta_A = (\rho / 2200)^2$ См. Рисунок 6.1 См. Рисунок 6.1 См. Рисунок 6.2 См. Рисунок 6.2
$f_{\text{лс}}^G$, МПа	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
$f_{\text{лcm}}$, МПа	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	
$f_{\text{лcm}}$, МПа	$1,6 \cdot \eta_1$	$1,9 \cdot \eta_1$	$2,2 \cdot \eta_1$	$2,6 \cdot \eta_1$	$2,9 \cdot \eta_1$	$3,2 \cdot \eta_1$	$3,5 \cdot \eta_1$	$3,8 \cdot \eta_1$	$4,1 \cdot \eta_1$	$4,2 \cdot \eta_1$	$4,4 \cdot \eta_1$	$4,6 \cdot \eta_1$	$4,8 \cdot \eta_1$	
$f_{\text{лck},0,05}$, МПа	$1,1 \cdot \eta_1$	$1,3 \cdot \eta_1$	$1,5 \cdot \eta_1$	$1,8 \cdot \eta_1$	$2,0 \cdot \eta_1$	$2,2 \cdot \eta_1$	$2,5 \cdot \eta_1$	$2,7 \cdot \eta_1$	$2,9 \cdot \eta_1$	$3,0 \cdot \eta_1$	$3,1 \cdot \eta_1$	$3,2 \cdot \eta_1$	$3,4 \cdot \eta_1$	
$f_{\text{лck},0,95}$, МПа	$2,0 \cdot \eta_1$	$2,5 \cdot \eta_1$	$2,9 \cdot \eta_1$	$3,3 \cdot \eta_1$	$3,8 \cdot \eta_1$	$4,2 \cdot \eta_1$	$4,6 \cdot \eta_1$	$4,9 \cdot \eta_1$	$5,3 \cdot \eta_1$	$5,5 \cdot \eta_1$	$5,7 \cdot \eta_1$	$6,0 \cdot \eta_1$	$6,3 \cdot \eta_1$	$\eta_A = (\rho / 2200)^2$ См. Рисунок 6.1 См. Рисунок 6.1 См. Рисунок 6.2 См. Рисунок 6.2
$E_{\text{лcm}}$, ГПа	$27 \cdot \eta_E$	$29 \cdot \eta_E$	$30 \cdot \eta_E$	$31 \cdot \eta_E$	$33 \cdot \eta_E$	$34 \cdot \eta_E$	$35 \cdot \eta_E$	$36 \cdot \eta_E$	$37 \cdot \eta_E$	$38 \cdot \eta_E$	$39 \cdot \eta_E$	$41 \cdot \eta_E$	$42 \cdot \eta_E$	
$\varepsilon_{\text{лс}1}$, ‰	$1,3 \cdot \eta_1$	$1,35 \cdot \eta_1$	$1,40 \cdot \eta_1$	$1,45 \cdot \eta_1$	$1,51 \cdot \eta_1$	$1,58 \cdot \eta_1$	$1,61 \cdot \eta_1$	$1,64 \cdot \eta_1$	$1,68 \cdot \eta_1$	$1,7 \cdot \eta_1$	$1,8 \cdot \eta_1$	$1,9 \cdot \eta_1$	$2,1 \cdot \eta_1$	
$\varepsilon_{\text{лс}1}$, ‰	$1,3 \cdot \eta_1$	$1,35 \cdot \eta_1$	$1,40 \cdot \eta_1$	$1,45 \cdot \eta_1$	$1,51 \cdot \eta_1$	$1,58 \cdot \eta_1$	$1,61 \cdot \eta_1$	$1,64 \cdot \eta_1$	$1,68 \cdot \eta_1$	$1,7 \cdot \eta_1$	$1,8 \cdot \eta_1$	$1,9 \cdot \eta_1$	$2,1 \cdot \eta_1$	
$\varepsilon_{\text{лс}2}$, ‰			2,0							2,2	2,3	2,4	2,5	
$\varepsilon_{\text{лс}2}$, ‰			$3,5 \cdot \eta_1$							$3,1 \cdot \eta_1$	$2,9 \cdot \eta_1$	$2,7 \cdot \eta_1$	$2,6 \cdot \eta_1$	
n			2,0							1,75	1,6	1,45	1,4	
$\varepsilon_{\text{лс}3}$, ‰			1,75							1,8	1,9	2,0	2,2	
$\varepsilon_{\text{лс}3}$, ‰			$3,5 \cdot \eta_1$							$3,1 \cdot \eta_1$	$2,9 \cdot \eta_1$	$2,7 \cdot \eta_1$	$2,6 \cdot \eta_1$	
Примечание – Для мелкозернистых легких бетонов на легком (пористом) песке значения $\varepsilon_{\text{лс}1}$ и $\varepsilon_{\text{лс}2}$ умножать на коэффициент $K=1,1$														

Таблица 6.2а – Прочностные и деформационные характеристики легких бетонов в зависимости от плотности бетона

Класс бетона по плотности	Характеристики бетона	Класс бетона по прочности на сжатие												
		LC12/13	LC15/17	LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	LC40/45	LC45/50	LC50/55	LC55/60	LC60/65	LC70/77	LC80/88
D1,0	f_{ctm} , МПа	1,08	1,28	1,48	1,75	1,95	2,15	2,35	2,56	2,75	2,83	2,96	3,09	3,23
	$f_{ctk,0,05}$, МПа	0,74	0,87	1,0	1,21	1,35	1,48	1,68	1,82	1,95	2,02	2,09	2,15	2,29
	$f_{ctk,0,95}$, МПа	1,35	1,68	1,95	2,22	2,56	2,83	3,1	3,3	3,57	3,7	3,83	4,04	4,24
	E_{ctm} , ГПа	5,5	6	6,2	6,4	6,8	7	7,2	7,4	7,6	7,9	8,1	8,5	8,7
	ε_{cl} , ‰	0,87	0,91	0,94	0,98	1,02	1,06	1,08	1,1	1,13	1,14	1,21	1,28	1,41
	ε_{cu1} , ‰	0,87	0,91	0,94	0,98	1,02	1,06	1,08	1,1	1,13	1,14	1,21	1,28	1,41
	ε_{cu2} , ‰	2,35												
D1,2	ε_{cu3} , ‰	2,35												
	f_{ctm} , МПа	1,17	1,38	1,6	1,89	2,11	2,32	2,54	2,7	2,97	3,06	3,2	3,34	3,49
	$f_{ctk,0,05}$, МПа	0,8	0,94	1,08	1,31	1,46	1,6	1,82	1,97	2,11	2,18	2,26	2,32	2,48
	$f_{ctk,0,95}$, МПа	1,46	1,82	2,11	2,4	2,77	3,06	3,35	3,57	3,86	4,0	4,14	4,37	4,58
	E_{ctm} , ГПа	8	8,6	8,9	9,2	9,8	10,1	10,4	10,7	11	11,3	11,6	12,2	12,5
	ε_{cl} , ‰	0,94	0,99	1,02	1,06	1,1	1,15	1,17	1,19	1,22	1,23	1,31	1,38	1,52
	ε_{cu1} , ‰	0,94	0,99	1,02	1,06	1,1	1,15	1,17	1,19	1,22	1,23	1,31	1,38	1,52
	ε_{cu2} , ‰	2,54												
	ε_{cu3} , ‰	2,54												

Таблица 6.2а (продолжение)

Класс бетона по плотности	Характеристики бетона	Класс бетона по прочности на сжатие												
		LC12/13	LC15/17	LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	LC40/45	LC45/50	LC50/55	LC55/60	LC60/65	LC70/77	LC80/88
D1,4	f_{ctm} , МПа	1,26	1,49	1,72	2,03	2,27	2,5	2,73	2,98	3,2	3,29	3,44	3,59	3,75
	$f_{ctk,0,05}$, МПа	0,86	1,01	1,16	1,41	1,57	1,72	1,95	2,11	2,27	2,35	2,43	2,5	2,66
	$f_{ctk,0,95}$, МПа	1,57	1,95	2,27	2,58	2,98	3,8	3,6	3,84	4,15	4,3	4,45	4,7	4,93
	E_{cm} , ГПа	10,9	11,7	12,1	12,6	13,4	13,8	14,2	14,6	15	15,4	15,8	16,6	17
	ε_{c1} , ‰	1,01	1,06	1,09	1,14	1,19	1,23	1,26	1,28	1,31	1,32	1,41	1,49	1,64
	ε_{cu1} , ‰	1,01	1,06	1,09	1,14	1,19	1,23	1,26	1,28	1,31	1,32	1,41	1,49	1,64
	ε_{cu2} , ‰	2,73												
D1,6	ε_{cu3} , ‰	2,73												
	f_{ctm} , МПа	1,35	1,59	1,84	2,17	2,43	2,67	2,92	3,1	3,42	3,52	3,68	3,84	4,01
	$f_{ctk,0,05}$, МПа	0,92	1,08	1,24	1,51	1,68	1,84	2,09	2,27	2,43	2,51	2,6	2,67	2,85
	$f_{ctk,0,95}$, МПа	1,68	2,09	2,43	2,76	3,19	3,52	3,85	4,11	4,44	4,6	4,76	5,03	5,27
	E_{cm} , ГПа	14,3	15,3	15,9	16,4	17,5	18	18,5	19	19,6	20,1	20,6	21,7	22,2
	ε_{c1} , ‰	1,08	1,14	1,17	1,22	1,27	1,32	1,35	1,37	1,4	1,41	1,51	1,59	1,75
	ε_{cu1} , ‰	1,08	1,14	1,17	1,22	1,27	1,32	1,35	1,37	1,4	1,41	1,51	1,59	1,75
	ε_{cu2} , ‰	2,92												
	ε_{cu3} , ‰	2,92												

Таблица 6.2а (продолжение)

Класс бетона по плотности	Характеристики бетона	Класс бетона по прочности на сжатие												
		LC12/13	LC15/17	LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	LC40/45	LC45/50	LC50/55	LC55/60	LC60/65	LC70/77	LC80/88
D1,8	f_{ctm} , МПа	1,43	1,89	1,96	2,32	2,58	2,85	3,11	3,39	3,64	3,75	3,92	4,09	4,28
	$f_{ctk,0,05}$, МПа	0,98	1,15	1,32	1,6	1,79	1,96	2,22	2,41	2,58	2,68	2,77	2,85	3,03
	$f_{ctk,0,95}$, МПа	1,79	2,22	2,58	2,94	3,31	3,75	4,11	4,41	4,73	4,9	5,07	5,35	5,62
	E_{ctm} , ГПа	18,1	19,4	20,1	20,8	22,1	22,8	23,4	24,1	24,8	25,4	26,1	27,4	28,1
	ε_{c1} , ‰	1,15	1,21	1,24	1,3	1,35	1,4	1,43	1,46	1,5	1,51	1,6	1,7	1,87
	ε_{cu1} , ‰	1,15	1,21	1,24	1,3	1,35	1,4	1,43	1,46	1,5	1,51	1,6	1,7	1,87
	ε_{cu2} , ‰	3,11												
D2,0	ε_{cu3} , ‰	3,11												
	f_{ctm} , МПа	1,52	1,79	208	2,46	2,74	3,02	3,3	3,51	3,86	3,98	4,16	4,34	4,54
	$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,04	1,22	1,4	1,7	1,9	2,08	2,37	2,56	2,66	2,75	2,85	2,93	3,13
	$f_{ctk,0,95}$, МПа	1,84	2,3	2,66	3,03	3,49	3,86	4,22	4,5	4,87	5,04	5,22	5,51	5,77
	E_{ctm} , ГПа	22,3	24	24,8	25,6	27,3	28,1	28,9	29,8	30,6	31,4	32,2	33,9	34,7
	ε_{c1} , ‰	1,18	1,25	1,29	1,34	1,39	1,45	1,48	1,5	1,54	1,55	1,65	1,74	1,92
	ε_{cu1} , ‰	1,18	1,25	1,29	1,34	1,39	1,45	1,48	1,5	1,54	1,55	1,65	1,74	1,92
	ε_{cu2} , ‰	3,2												
	ε_{cu3} , ‰	3,2												

Развитие во времени относительной деформации усадки, обусловленной высыханием (испарением влаги), определяется из выражения:

$$\varepsilon_{\text{lcd}}(t) = \beta_{\text{ds}}(t, t_s) k_h \cdot \varepsilon_{\text{lcd},0} \quad (6.7)$$

где t – возраст бетона на рассматриваемый период, сут;
 t_s – возраст бетона на начало усадки высыхания (или набухания). Обычно это соответствует окончанию срока ухода за бетоном, сут;
 h_0 – приведенный размер поперечного сечения, мм, $h_0 = 2A_c/u$,
 A_c – площадь поперечного сечения бетона,
 u – периметр части поперечного сечения, подвергающийся высыханию (испарению влаги);
 $\eta_3 = 1,5$ - для $f_{\text{lck}} \leq \text{LC16/18}$;
 $\eta_3 = 1,2$ - для $f_{\text{lck}} \geq \text{LC20/22}$;
 k_h – коэффициент, который зависит от приведенного размера сечения h_0 , принимаемый по Таблице 6.4.

Относительная деформация аутогенной усадки определяется по формуле:

$$\varepsilon_{\text{ca}}(t) = \beta_{\text{as}}(t) \cdot \varepsilon_{\text{lca}}(\infty) \quad (6.8)$$

где $\varepsilon_{\text{lca}}(\infty) = 2,5 (f_{\text{lck}} - 10) \times 10^{-6}$;

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

β_{ds} – функция развития усадки бетона во времени, определяемая по формуле

$$\beta_{\text{ds}}(t, t_0) = \frac{(t - t_0)}{(t - t_0) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (6.9)$$

Предельные значения части усадки бетона $\varepsilon_{\text{cs,d},\infty}$, приведенные в Таблице 6.3, применимы для бетонных смесей с марками по удобоукладываемости П2 и П3. Для бетонных смесей, имеющих другие марки по удобоукладываемости, значения $\varepsilon_{\text{cs,d},\infty}$, принятые по Таблице 6.3, следует умножать на поправочный коэффициент, равный 0,7 (для жестких смесей с маркой по удобоукладываемости П1, жесткостями Ж1–Ж4, СЖ1–СЖ3) или 1,2 (для смесей с марками по удобоукладываемости П4, П5).

При определении промежуточных значений части усадки бетона $\varepsilon_{\text{cs,d},\infty}$ по Таблице 6.3 допускается линейная интерполяция.

Таблица 6.3 – Предельные значения части усадки бетона $\varepsilon_{cs,d,\infty}$, ‰

$f_{ck}/f_{lc,cube}$	$\varepsilon_{cs,d,\infty}$ при относительной влажности RH, %					
	20	40	60	80	90	100
20/25 и менее	–0,75	–0,70	–0,59	–0,20	–0,20	+0,12
40/44	–0,60	–0,56	–0,47	–0,29	–0,16	+0,10
60/66	–0,48	–0,45	–0,38	–0,24	–0,13	+0,08
80/88	–0,39	–0,36	–0,30	–0,19	–0,11	+0,06
Примечание – Знак «плюс» означает набухание бетона.						

Таблица 6.4 – Значения k_h в Формуле (6.7)

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

6.1.5 Диаграммы деформирования (состояния) бетона при одноосном напряженном состоянии

6.1.5.1 В качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона при одноосном напряженном состоянии следует принимать диаграмму состояния (деформирования) бетона, устанавливающую связь между напряжениями σ_c и продольными относительными деформациями ε_c сжатого бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных предельных значений, отвечающих разрушению бетона при однородном напряженном состоянии.

В общем случае диаграмма деформирования (состояния) бетона при осевом кратковременном сжатии имеет криволинейное очертание с ниспадающей ветвью (Рисунок 6.2).

6.1.5.2 Для описания полной диаграммы деформирования бетона в условиях осевого кратковременного сжатия допускается использовать следующую аналитическую зависимость

$$\frac{\sigma_{lc}}{f_{lc}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}, \quad (6.10)$$

где $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ ($\varepsilon_{c1} < 0$);

ε_{c1} – относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования, значение которой следует принимать по Таблице 6.2;

$$k = \frac{1,1 \cdot E_{lcm} \cdot |\varepsilon_{lm}|}{f_{lcm}};$$

f_{lcm} – средняя прочность бетона, принимаемая по Таблице 6.2.

Зависимость (6.11) применима в интервале относительных деформаций $0 \leq |\varepsilon_{lc}| \leq |\varepsilon_{lcu1}|$, где ε_{lcu1} – значение предельных относительных деформаций бетона при сжатии, принимаемое по Таблице 6.2.

Полную диаграмму деформирования (Рисунок 6.2) для бетона в соответствии с аналитической зависимостью (6.13) рекомендуется использовать при нелинейных расчетах конструкций.

При расчете сечений по предельным состояниям первой группы допускается принимать упрощенные диаграммы состояния для бетона (параболически-линейную, состоящую из отдельных прямолинейных участков и т. д.), эквивалентные базовой диаграмме.

6.1.5.3 При описании нормативных диаграмм деформирования в качестве основной следует принимать базовую точку в вершине диаграммы с напряжениями, равными нормативным значениям сопротивления бетона осевому сжатию f_{lck} .

Закритическую область работы бетона на нисходящем участке диаграммы деформирования при расчете следует ограничивать уровнем напряжений $\sigma_{lcu} = k_{uf} f_{lck}$, принимая значение коэффициента k_u :

а) для бетонов классов по прочности на сжатие менее LC55/60, изготовленных из бетонных смесей марок по удобоукладываемости:

- | | |
|--------------------------------------|---------|
| – П5 | – 0,75; |
| – ПЗ, П4 | – 0,80; |
| – П1, П2, жесткостями Ж1–Ж4, СЖ1–СЖ3 | – 0,85; |

б) для высокопрочных легких бетонов классов по прочности на сжатие LC70/77 и LC80/88

– 0,90;

в) для напрягающих бетонов

– 0,50.

Предельные значения относительных деформаций бетона ε_{lcu1} , принимаемые в расчетах, не должны превышать значений, приведенных в Таблице 6.2.

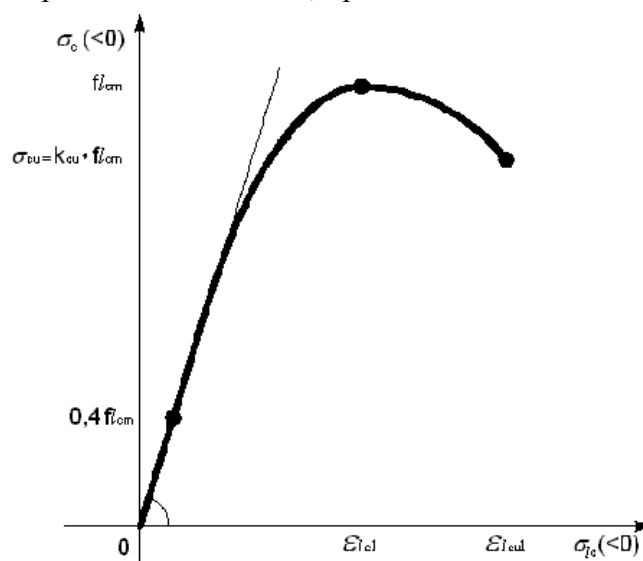


Рисунок 6.2 – Диаграмма деформирования (состояния) бетона при осевом кратковременном сжатии

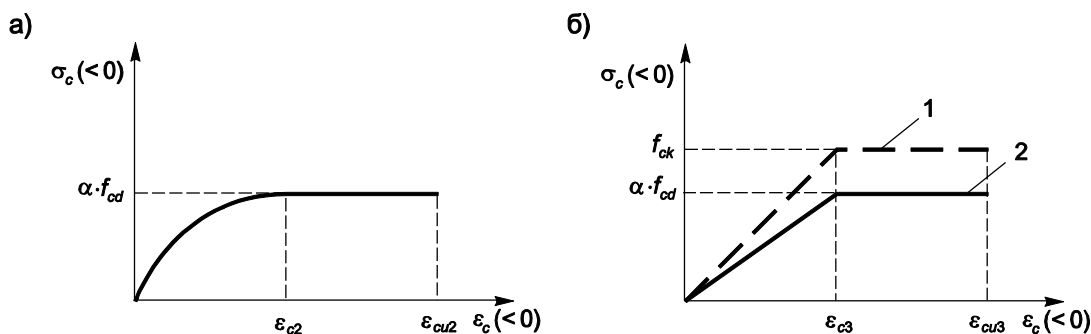
6.1.5.4 Расчетные значения напряжений в узловых точках диаграммы деформирования следует определять согласно указаниям 6.1.5.3, принимая вместо нормативных значений сопротивления бетона f_{lck} их расчетные значения f_{lcd} с коэффициентом α_c , учитывающим длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д.

Значения коэффициента α_c следует принимать:

- для бетона, в т. ч. напрягающего, классов по прочности на сжатие не более LC50/55 – $\alpha_{lc} = 0,85$;
- для высокопрочного бетона классов LC55/60 и LC60/66 – $\alpha_{lc} = 0,80$;
- для высокопрочного бетона класса LC70/77 – $\alpha_{lc} = 0,76$;
- для высокопрочного бетона класса LC80/88 – $\alpha_{lc} = 0,744$

В интервале относительных деформаций $|\varepsilon_{lc1}| \leq |\varepsilon_{lc}| \leq |\varepsilon_{lcu1}|$ для высокопрочных бетонов классов по прочности на сжатие LC70/77 и LC80/88 расчетная диаграмма деформирования бетона (Рисунок 6.3) имеет горизонтальный участок, соответствующий расчетному сопротивлению $f_{lcd} = \alpha_{ln} \frac{f_{lck}}{\gamma_{lc}}$.

При расчете прочности сечений элементов сборных конструкций в переходных расчетных ситуациях допускается принимать $\alpha_c = 1,0$.



1 – нормативная диаграмма; 2 – расчетная диаграмма
а – параболически-линейная; б – упрощённая билинейная

Рисунок 6.3 – Диаграммы деформирования бетона при сжатии, применяемые при расчете прочности сечений железобетонных конструкций

6.1.5.5 При расчете прочности сечений железобетонных конструкций допускается применять параболически-линейную диаграмму (Рисунок 6.3а), для которой взаимосвязь между напряжениями и относительными деформациями описывается следующими зависимостями:

$$\sigma_{lc} = f_{lcd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{lc}}{\varepsilon_{lc2}} \right)^n \right], \text{ при } 0 \leq |\varepsilon_{lc}| \leq |\varepsilon_{lc2}| \quad (6.11)$$

$$\sigma_{ln} = f_{lcd}, \text{ при } |\varepsilon_{lc2}| \leq |\varepsilon_{lc}| \leq |\varepsilon_{lcu2}| \quad (6.12)$$

где n – показатель степени, принимаемый по Таблице 6.2;

ε_{c2} – относительные деформации, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме, принимаемые по Таблице 6.2;

ε_{cu2} – расчетные предельные относительные деформации бетона, принимаемые по Таблице 6.2;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию.

При расчете прочности сечений железобетонных конструкций допускается использовать эквивалентную упрощенную билинейную диаграмму деформирования бетона при сжатии (Рисунок 6.3б). Значения относительных деформаций $\varepsilon_{лс3}$ и $\varepsilon_{дсц3}$ следует принимать по Таблице 6.2.

6.1.5.6 При расчете прочности сечений простой формы с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней конструкции, и усилиями, действующими в плоскости симметрии, допускается применять прямоугольную эпюру распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения (Рисунок 6.4).

Значение коэффициента α , учитывающего влияние длительных процессов на прочность бетона, принимают по п.6.1.5.4.

Значение коэффициента λ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны бетона, принимают равным:

$$\begin{aligned} \lambda &= 0,8 && \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа,} \\ \lambda &= 0,65 && \text{для } 50 < f_{ck} \leq 80 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Значение коэффициента η для определения эффективной прочности бетона принимают равным:

- | | |
|---|-----------------|
| – для бетона класса LC50/55 и ниже | – $\eta=1,0$; |
| – для высокопрочного бетона классов LC55/60 и LC60/66 | – $\eta=0,95$; |
| – для высокопрочного бетона класса LC70/77 | – $\eta=0,9$; |
| – для высокопрочного бетона класса LC80/88 | – $\eta=0,85$. |

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

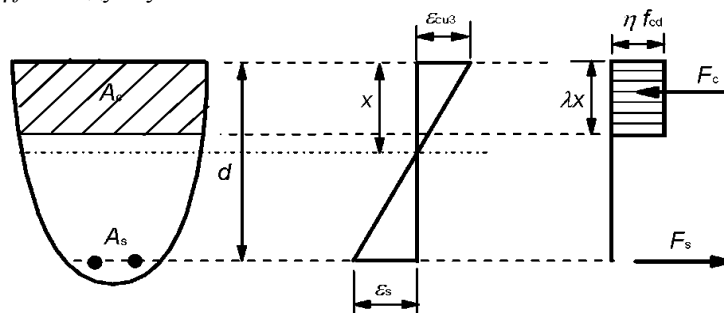


Рисунок 6.4 – Равномерное распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны бетона нормального сечения

6.1.5.7 При расчете прочности сечений допускается применять трапециевидную эпюру распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения (Рисунок 6.5).

Эпюра напряжений в сжатой зоне бетона состоит из участка с равномерным распределением сжимающих напряжений в бетоне и участка с треугольным распределением сжимающих напряжений в бетоне.

Значение коэффициента α , учитывающего влияние длительных процессов на прочность бетона, принимают по п. 6.1.5.4.

Значение коэффициента λ , применяемого для определения высоты треугольного участка эпюры сжатой зоны бетона, принимают равным:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{lc3}}{\varepsilon_{lcu3}} \quad (6.13)$$

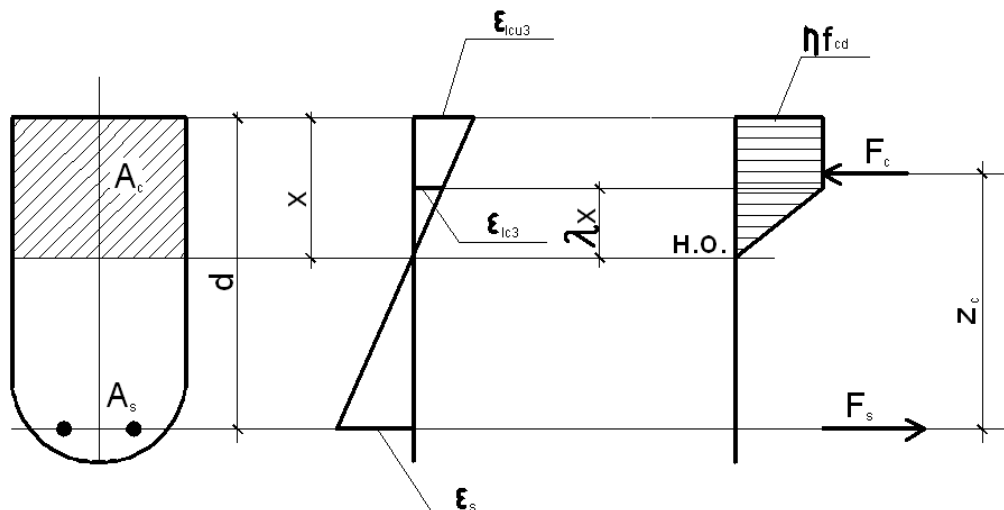


Рисунок 6.5 – Трапециевидное распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны бетона нормального сечения

Высота участка сжатой зоны бетона с равномерным распределением сжимающих напряжений равна произведению: $(1-\lambda) \cdot x$

ε_{lc3} – относительные деформации, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме, принимаемые по Таблице 6.2;

ε_{lcu3} – расчетные предельные относительные деформации бетона, принимаемые по Таблице 6.2;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию (напряжения на прямоугольном участке эпюры сжатой зоны),

$$f_{cd} = \alpha_{lc} \frac{f_{lck}}{\gamma_c} \quad (6.14)$$

6.1.6 Диаграммы деформирования (состояния) для железобетонного элемента с диагональными (наклонными) трещинами

6.1.6.1 Для железобетонных элементов, имеющих диагональные (наклонные) трещины зависимость « σ_2 – ε_2 », связывающую средние главные сжимающие напряжения и относительные деформации в бетонной полосе между трещинами, следует устанавливать путем трансформации исходных базовых диаграмм деформирования бетона в условиях осевого сжатия с учетом влияния средних значений главных относительных деформаций растяжения в направлении поперек трещины (Рисунок 6.6).

6.1.6.2 Допускается принимать следующее аналитическое описание диаграммы деформирования сжатого бетона для железобетонного элемента с диагональными трещинами (Рисунок 6.6а):

$$\sigma_{c2} = f_{2,\max} \cdot \left[\frac{\varepsilon_2}{\beta \cdot \varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\beta \cdot \varepsilon_{c1}} \right)^2 \right], \quad (6.15)$$

где ε_2 – средние значения главных относительных деформаций сжатия, действующих вдоль бетонной полосы, заключенной между наклонными трещинами;

β – коэффициент разупрочнения бетона при плоском напряженном состоянии «растяжение–сжатие», определяемый по Формуле (6.16);

$f_{2,\max}$ – максимальные напряжения в пиковой точке трансформированной диаграммы, принимаемые равными $\beta \cdot f_{cm}$.

Значения коэффициента разупрочнения бетона β в общем случае следует определять по формуле

$$\beta = \frac{1}{0,80 - 0,34 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{c1}}}, \quad (6.16)$$

где ε_1 – средние значения главных относительных деформаций растяжения, действующих в направлении «поперек» сжатой полосы между диагональными трещинами;

$$\varepsilon_{c1} < 0.$$

Допускается использовать упрощенную трансформированную диаграмму деформирования для железобетонного элемента с диагональными (наклонными) трещинами, для которой корректируют только максимальные напряжения (Рисунок 6.6б)

$$\sigma_{c2} = f_{2,\max} \cdot \left[\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right]. \quad (6.17)$$

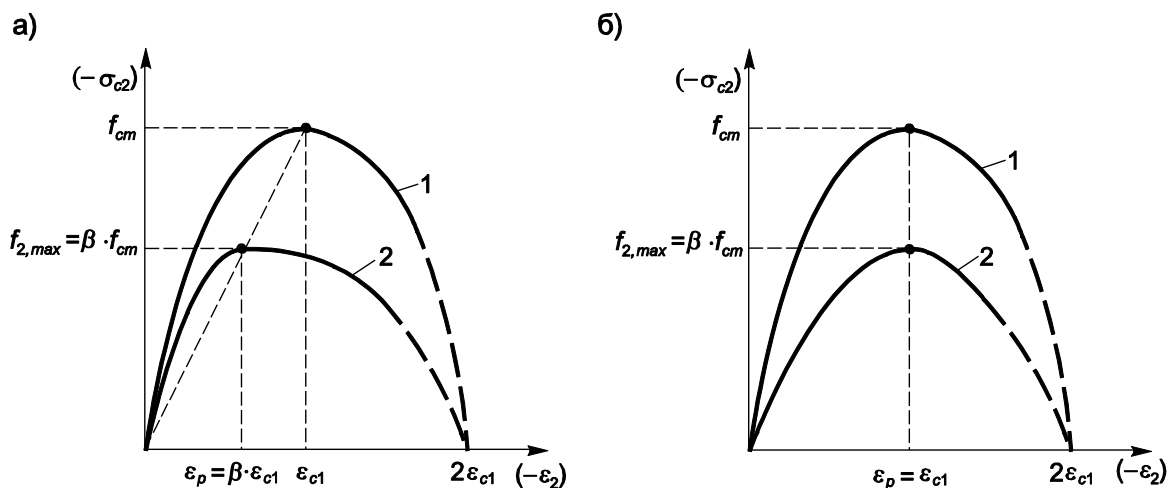
При описании упрощенной диаграммы деформирования (Рисунок 6.6б) коэффициент β рассчитывается по формуле

$$\beta = \frac{1}{0,8 + 170\varepsilon_1} \cdot \quad (6.18)$$

6.1.6.3 При расчете по методу предельных усилий для элементов с диагональными (наклонными) трещинами максимальное значение прочности бетона сжатой полосы, пересеченной поперечной арматурой, допускается принимать равным

$$\sigma_{Rd,max} = \nu f_{lcd}, \quad (6.19)$$

где $\nu = 0,6 \times (1 - \frac{f_{lck}}{250})$



- 1 – базовая диаграмма для осевого кратковременного сжатия;
2 – трансформированная диаграмма для плоского напряженного состояния (растяжение–сжатие)

а – при учёте трансформации относительных деформаций;

б – без учёта трансформации относительных деформаций

Рисунок 6.6 – Диаграммы для железобетонного элемента с диагональными (наклонными) трещинами, связывающие главные сжимающие напряжения и относительные деформации:

6.1.6.4 Зависимость, связывающую средние значения главных растягивающих напряжений σ_{c1} и средние значения главных относительных деформаций растяжения ε_1 для железобетонного элемента с диагональными (наклонными) трещинами (Рисунок 6.7), допускается принимать в виде:

$$\sigma_{c1} = \varepsilon_1 \cdot E_{cm} \quad \text{при } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}, \quad (6.20)$$

$$\sigma_{c1} = \frac{\beta_1 \beta_2 f_{lctk,0.05}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \quad \text{при } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr} \quad (6.21)$$

где $f_{ctk,0,05}$ –характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению, принимаемое по Таблице 6.2;

ε_{cr} – относительные деформации, соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении, равные $\varepsilon_{cr} = f_{ctm}/E_{cm}$;

β_1, β_2 – коэффициенты, принимаемые в соответствии с требованиями Раздела 8.

6.1.6.5 Зависимость между прочностью бетона на растяжение при изгибе $f_{ctm,cl}$ и средней прочностью на осевое растяжение f_{ctm} допускается принимать в следующем виде

$$f_{ctm,cl} = f_{ctm} \cdot \left[\frac{1 + 0,06h^{0,7}}{0,06h^{0,7}} \right], \quad (6.22)$$

где h – полная высота элемента, мм;

f_{ctm} – средняя прочность на осевое растяжение, принимаемая по Таблице 6.2.

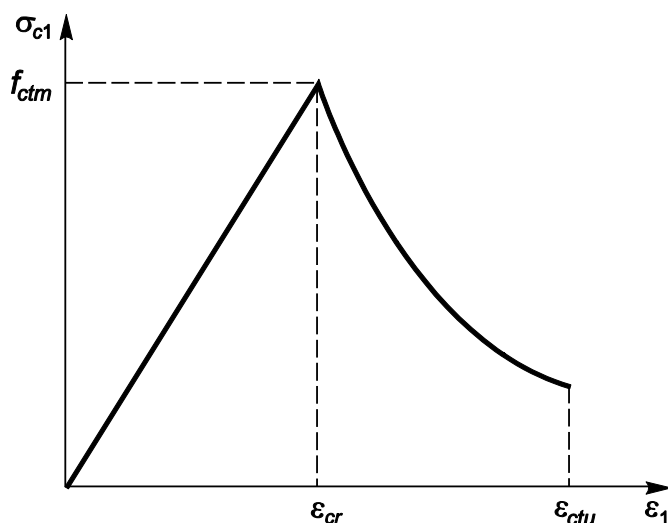


Рисунок 6.7 – Диаграмма, связывающая главные растягивающие напряжения и главные относительные деформации растяжения для железобетонного элемента с диагональными (наклонными) трещинами

6.2 Требования к арматуре

6.2.1 Арматура для конструкций без предварительного напряжения

6.2.1.1 В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру классов S240, S300, S400 и S500. По способу производства арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами (СТ РК EN 10080, EN 1704. СТ РК ISO 15630-3).

Примечание – По прочностным характеристикам указанным выше классам арматуры соответствуют следующие отечественные классы арматуры:

- S240 – горячекатаная гладкая класса A240 (A-I),
- S300 – горячекатаная периодического профиля класса A300 (A-II),
- S400 – горячекатаная и термомеханически упрочненная периодического профиля класса A-400 и A-400C,
- S500 – горячекатаная и термомеханически упрочненная периодического профиля класса A-500 и A-500C, холоднодеформированная периодического профиля класса Bp-I и B500C.

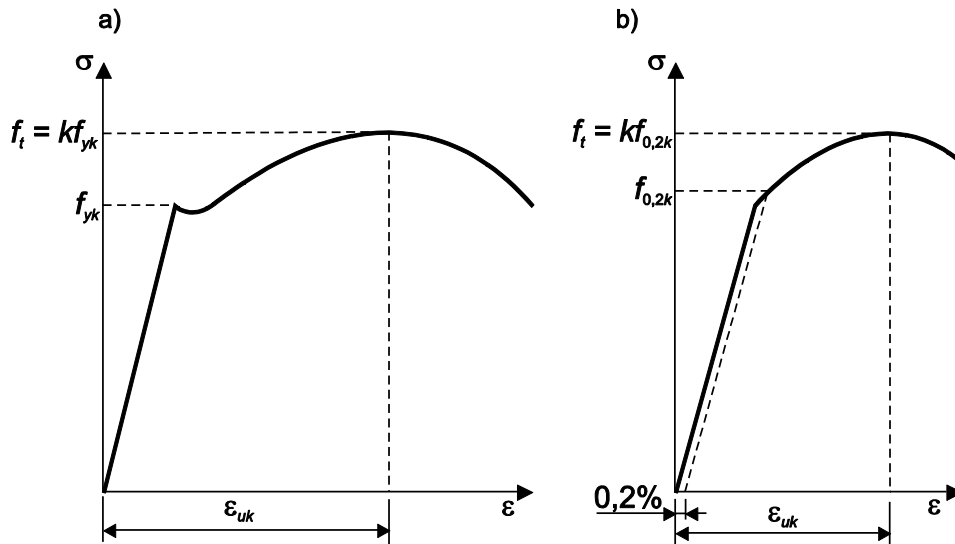
6.2.1.2 Свойства арматурной стали оцениваются следующими характеристиками:

- предел текучести (f_{yk} или $f_{0,2k}$),
- максимальный фактический предел текучести ($f_{y\max}$),
- прочность на растяжение (f_t),
- деформативность (пластичность) (ϵ_{uk} или f_y/f_{yk}),
- гибкость,
- свойства сцепления (f_R),
- размеры сечения и допуски,
- усталостная прочность,
- прочность на срез и прочность сварных швов для сварных сеток и решетчатых ферм.

6.2.1.3 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, соответствующие текучести, или характеристическая максимальная нагрузка при осевом растяжении (с обеспеченностью не менее 0,95), деленная на номинальную площадь сечения. В Таблице 6.5 приведены указанные выше данные для отечественных классов арматуры, а на Рисунке 6.8 – диаграммы деформирования «напряжение – относительная деформация».

Таблица 6.5 – Характеристики отечественных классов арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Предел текучести, f_{yk} ($f_{0,2k}$), МПа	Предел прочности, f_{tk} , МПа
A240	6-32	235	373
A300	10-32	295	490
A400	6-32	390	590
A500	6-32	500	600
Bp-1	3	410	545
	4	405	540
	5	395	525
B-500	3-12	500	600
Примечание – Применение арматуры диаметром более 32 мм требует дополнительного обоснования.			



а – для горячекатанной стали; б – для холоднокатанной стали

Рисунок 6.8 – Диаграмма «напряжение – относительная деформация»

6.2.1.4 При обычном проектировании допускается диаграмму деформирования арматуры (Рисунок 6.9):

- с наклонной верхней ветвью с предельной деформацией ϵ_{ud} и максимальным напряжением $k \cdot f_{yk} / \gamma_s$ при ϵ_{uk} , где $k = (f_t / f_y)_k$,
- с горизонтальной верхней ветвью без ограничения предельной относительной деформации.

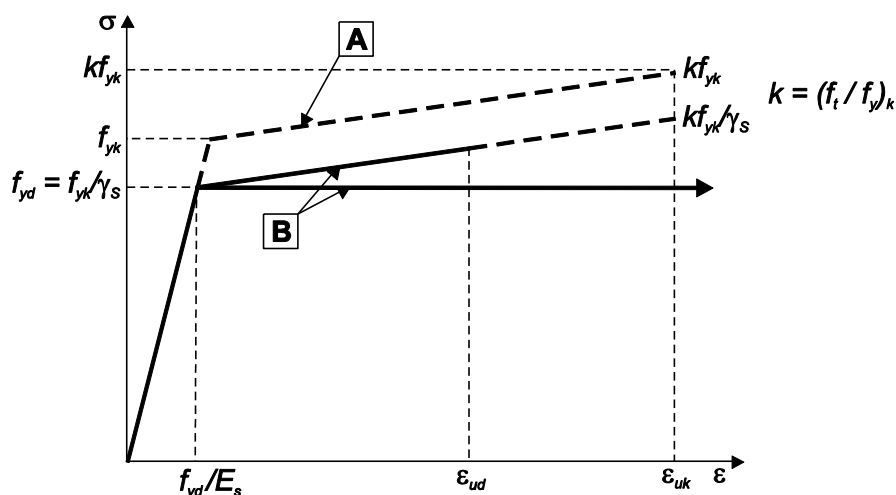


Рисунок 6.9 – Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы «напряжение – относительная деформация» для арматуры

6.2.1.5 Модуль упругости арматуры E_s в интервале температур от минус 30°C до плюс 200 °C следует принимать равным 200 кН/мм² (2×10^5 МПа).

Среднее значение плотности арматуры может быть принято равным 7850 кгс/м³.

6.2.1.6 Наряду с классификацией арматуры по прочности, арматура с гарантированным пределом текучести не менее 400-600 МПа различается по классам пластичности (А, В и С):

- для класса А – отношение $f_t/f_y \geq 1,05$, а удлинения при разрыве не менее 2,5%;
- для класса В – отношение $f_t/f_y \geq 1,08$, а удлинения при разрыве не менее 5%;
- для класса С – отношение $1,15 \geq f_t/f_y \geq 1,35$, а удлинения при разрыве не менее 7,5%.

По классу пластичности все отечественные классы горячекатаной арматуры периодического профиля классов А-400 и А-500 соответствует классу С, а холоднодеформируемая периодического профиля арматура классов Вр-I и В500С – соответствует классу А.

Категории пластичности арматуры учитываются при выборе метода статического расчета и требований безопасности конструкций. Так, для конструкций, рассчитываемых с учетом пластического перераспределения усилий, допускается применение арматуры только классов пластичности В и С.

Сортамент, площадь сечения, линейная масса ненапрягаемой арматуры приведены в Таблице 6.6.

6.2.1.7 Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} определяют путем деления нормативного сопротивления $f_{yk}(f_{0,2k})$ на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s , принимаемый равным 1,15.

При расчете по наклонным сечениям расчетные сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) f_{ywd} снижаются по сравнению с f_{yd} путем умножения на коэффициенты условий работы γ_{s1} и γ_{s2} :

а) $\gamma_{s1} = 0,8$ – для учета неравномерности распределения напряжений в арматуре по длине рассматриваемого сечения;

б) $\gamma_{s2} = 0,9$ – для стержневой арматуры диаметром менее 1/3 диаметра продольных стержней в сварных каркасах, для учета возможности хрупкого разрушения сварного соединения.

Таблица 6.6 – Сортамент ненапрягаемой арматуры

Ном. диа- метр, мм	Расчетная площадь, мм ² , при количестве стержней									Масса 1 метра кг	Класс арматуры			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240 A400 A500	A300	Bp1	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	+	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	+	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	+	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	-	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	454	0,395	+	-	-	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	-	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	-	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	-	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	-	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	-	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	-	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	-	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	-	-

Таблица 6.6 – Сортамент ненапрягаемой арматуры

(продолжение)

28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	-	-
32	804,2	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	-	-

Примечание – Знак «+» означает наличие данного диаметра в сортаменте арматуры данного класса.

6.2.2 Арматура для предварительно напряженных конструкций**Применяемые классы напрягаемой арматуры**

6.2.2.1 Настоящий раздел распространяется на проволоку, стержни и катаны, используемые в качестве напрягающих элементов в железобетонных конструкциях.

Для сталей, используемых в качестве напрягаемых элементов, установлены характеристические значения (с обеспеченностью не менее 0,95) прочности на растяжение, условного предела текучести при остаточной относительной деформации 0,1% и относительной деформации при достижении максимальной нагрузки (временного сопротивления при разрыве), обозначенные соответственно f_{pk} , $f_{h0,1k}$ и ε_{uk} .

Способы производства, испытания и свидетельство о соответствии напрягающих элементов должны соответствовать EN 10138. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами.

Примечание – Проволока и стержни не должны подвергаться сварке. Отдельные стержни канатов могут иметь сварные швы, выполненные до холодного волочения.

6.2.2.2 В качестве напрягающих элементов, соответствующих настоящему нормативно-техническому документу, следует использовать:

- S_t1000C - S_t1400C – холоднодеформированная периодического профиля класса Вр-II;

- S_t950C - S_t1400C – холоднодеформированная гладкая класса (В-II);

- S_t600H , S_t800H , S_t1000H – горячекатанную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов, соответственно, А-600 (А-IV), А-800 (А-V) и А1000 (А-VI);

- $S_t1400S7$ и $S_t1310S7$ – канатную 7-проволочную классов К1400 и К1310 (К-7);

- $S_t130019$ – канатную 19-проволочную класса К1300 (К-19);

Диаметры и характеристические значения прочности на растяжение и условного предела текучести напрягаемой арматуры приведены в Таблице 6.7.

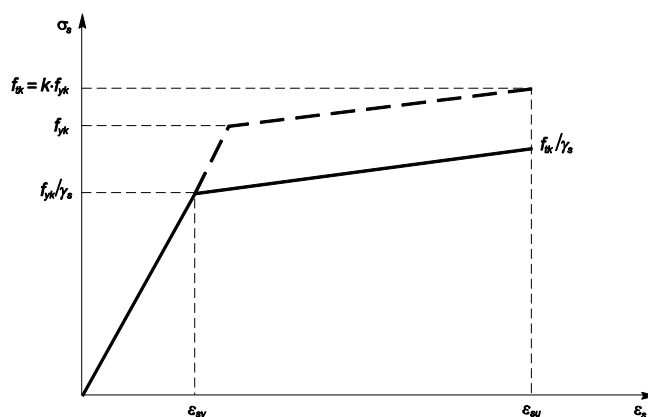
Таблица 6.7 – Характеристики напрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Предел текучести, $f_{p0,1k}$, МПа	Предел прочности, f_{pk} , МПа
S _t 1400C(B-II)	3	1400	1900
S _t 1400C(Bp-II)	3	1400	1800
S _t 1300C(Bp-II, B-II)	4	1300	1900
S _t 1250C(Bp-II)	5	1250	1600
S _t 1200C(B-II)	5	1200	1800
S _t 1200C(Bp-II)	6	1200	1450
S _t 1100C(Bp-II)	7	1100	1375
S _t 1000C(B-II)	7	1000	1550
S _t 1000C(Bp-II)	8	1000	1300
S _t 950C(B-II)	8	950	1400
S _t 600H(A-IV)	10-32	600	883
S _t 800H(A-V)	10-32	800	1030
S _t 1000H(A-VI)	10-32	1000	1230
S _t 1500S7(K-7)	6, 9, 12	1400	1770
S _t 1310S7(K-7)	15	1310	1670
S _t 1300S7(K-19)	14	1300	1700

6.2.2.3 Расчетное сопротивление напрягаемой арматуры f_{pd} определяют путем деления нормативного сопротивления $f_{p0,1k}$ на частный коэффициент безопасности по напрягаемой арматуре γ_s , принимаемый равным 1,2.

6.2.2.4 Зависимость « σ_s – ε_s » для напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций следует принимать в соответствии с диаграммой Рисунка 6.10.

Модуль деформаций для горячекатаной термомеханически упрочненной стержневой и холоднодеформированной арматуры следует принимать равным 200 кН/мм², для арматурных канатов – 190 кН/мм².

Рисунок 6.10 – Зависимость « σ_s – ε_s » для напрягаемой арматуры

6.2.2.5 Напрягаемая арматура, указанная в Таблице 6.6, относится к следующим классам по релаксации:

- класс 2: проволока и канат – низкая релаксация;
- класс 3: горячекатаные стержни.

Расчет потерь от релаксации в напрягаемой арматуре осуществляется, как правило, на основе значения ρ_{1000} – потерь от релаксации в % через 1000 часов с момента натяжения при средней температуре 20°C.

Примечание – Значение ρ_{1000} приводится как процентная доля начального напряжения и определено для начального напряжения, равного $0,7f_p$, где f_p является фактическим (средним) пределом прочности на растяжение образцов напрягаемой арматуры.

Потери от релаксации могут быть приняты из испытательных сертификатов производителя или определены по следующим формулам:

$$\text{Класс релаксации 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-5} \quad (6.23)$$

$$\text{Класс релаксации 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \times \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \times \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-5} \quad (6.24)$$

где $\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютное значение потерь предварительного напряжения от релаксации напряжений;

σ_{pi} – для пост-напряженной арматуры (напрягаемой на бетон) абсолютное значение начального напряжения равно максимальному напряжению растяжения в арматуре, за вычетом прямых потерь, возникающих в процессе натяжения;

t – время после натяжения, в ч;

$\mu = \sigma_p / f_{pk}$

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

7 РАСЧЕТ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ (ULS)

7.1 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие изгибающих моментов и продольных сил

7.1.1 Общие положения

7.1.1.1 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по несущей способности следует производить из условия, по которому усилия от расчетных воздействий не превышают предельных усилий, которые может воспринять конструкция в сечении с трещиной, нормальной к продольной оси.

Расчетным критерием исчерпания несущей способности железобетонных конструкций и систем из них при действии изгибающих моментов и продольных сил

следует считать исчерпание прочности сечений, нормальных к продольной оси, и переход системы или ее отдельного элемента в изменяемое состояние.

7.1.1.2 Расчет бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций по прочности следует производить исходя из общего условия метода предельных состояний

$$S_d \leq R_d, \quad (7.1)$$

где S_d – внутреннее усилие или вектор внутренних усилий, вызванные расчетным воздействием в рассматриваемом сечении конструкции;

R_d – предельное усилие или вектор предельных усилий, которые способна воспринять конструкция в сечении, нормальном к продольной оси, и определяемые в общем случае:

– при линейно-упругом, нелинейном, пластическом расчетах сечений:

$$R_d = R \cdot \left(\frac{\alpha \cdot f_{lck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \frac{0,9 \times f_{pk}}{\gamma_s}, \dots, a_d \right); \quad (7.2)$$

– при нелинейных расчетах конструкций:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R} (f_{lck}, f_{yR}, f_{pR}, \dots, a_d), \quad (7.3)$$

где f_{cm} – средняя прочность бетона, которую следует принимать по Таблице 6.2;

$f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk}$;

$f_{pR} = 1,0 \cdot f_{pk}$;

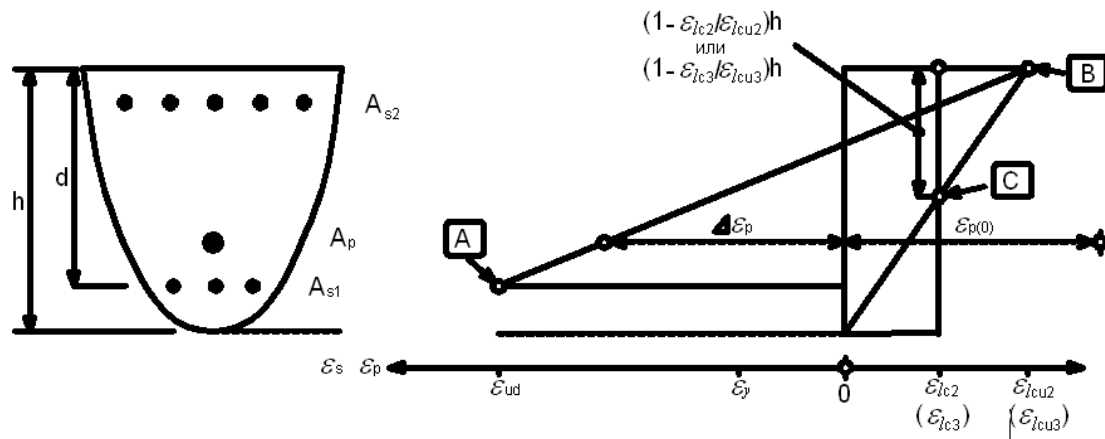
a_d – геометрические размеры сечения;

γ_R – коэффициент безопасности по материалам;

α – коэффициент, принимается по п. 6.1.5.4.

При расчете конструкций по прочности сопротивление бетона растянутой зоны учитывать, как правило, не следует. Допускается в отдельных случаях (например, при расчете изгибаемых и внецентренно сжатых бетонных конструкций, в которых не допускается образование трещин), учитывать сопротивление бетона растянутой зоны при расчете по прочности конструкций в сечениях, нормальных к продольной оси, принимая во внимание указания, относящиеся к расчету конструкций по образованию трещин.

7.1.1.3 В общем случае предельные усилия, которые может воспринять железобетонная конструкция в сечении с трещиной, нормальной к продольной оси, определяются из решения общей системы уравнений деформационной расчетной модели, представленных в 5.5.3.2, 5.5.3.3. Расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении элемента при расчете по прочности показаны на Рисунке 7.1.



Прямые О-В – внецентренное сжатие с неравномерной однозначной эпюрой напряжений; А-В – изгиб и внецентренное сжатие при двузначной эпюре напряжений;

А-О – внецентренное растяжение при однозначной эпюре напряжений;

A - предельные деформации растянутой арматуры;

B - предельные деформации наиболее сжатой грани бетона при действии изгибающего момента и продольной силы;

C - предельные деформации бетона при осевом сжатии.

Рисунок 7.1 – Расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении, нормальном к продольной оси, при расчете элемента по прочности с использованием деформационной модели

7.1.1.4 Критерием исчерпания прочности железобетонных конструкций по сечениям, нормальным к продольной оси, при использовании деформационной расчетной модели принято условие достижения относительными деформациями сжатого бетона или растянутой арматуры их предельных значений.

7.1.1.5 Величину предельных относительных деформаций сжатого бетона ε_c следует принимать по Таблице 6.2, при этом она не должна превышать:

а) для центрально сжатых сечений – значений $\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3})$ по Таблице 6.2;

б) для внецентренно сжатых сечений (с двузначной эпюрой относительных деформаций) – $\varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})$ по Таблице 6.2.

Во всех промежуточных ситуациях следует принимать такое распределение деформаций по высоте сечения, когда на расстоянии, равном $\left(1 - \frac{\varepsilon_{lc2}}{\varepsilon_{lcu2}}\right) \cdot h$

или $\left(1 - \frac{\varepsilon_{lc3}}{\varepsilon_{lcu3}}\right) \cdot h$ от наиболее сжатой грани сечения, значения относительных деформаций не превышают $\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3})$ по Таблице 6.2 (см. Рисунок 6.4).

Величину деформаций растянутой арматуры следует определять по формуле:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{lcu2} \cdot d}{x} \left(1 - \frac{x}{d}\right); \quad (7.4)$$

Величину напряжений в растянутой арматуре σ_s следует вычислять по формуле

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_{yd} \quad (7.5)$$

Величину напряжений в сжатой арматуре следует принимать равными f_{lcd} при условии $\varepsilon_{lc2} \cdot E_s \geq f_{lcd}$.

В случае расположения сжатой арматуры в несколько рядов по высоте сечения напряжения равные f_{lcd} принимаются лишь для верхнего ряда сжатой арматуры, а для остальных рядов сжатой арматуры напряжения в ней уменьшаются пропорционально удалению от верхнего ряда сжатой арматуры по Рисунку 7.2, в этом случае деформации сжатой арматуры определяются по формуле

$$\varepsilon_{ln2j} = \varepsilon_{ln2} \frac{x - c_{2j}}{x - c_2} \quad (7.6)$$

где ε_{lcu2} – предельные деформации бетона, соответствующие его разрушению, принимаются по Таблице 7.1.

ε_{lc2} – предельные деформации бетона, соответствующие достижению напряжений f_m , принимаются по Таблице 6.2

7.1.2 Расчет железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к продольной оси, по методу предельных усилий (USL)

Общие положения

7.1.2.1 Расчет железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к продольной оси, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, выполненного из бетона класса не более C50/55, допускается производить по предельным усилиям с использованием уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов (СТ РК ISO 9001).

7.1.2.2 Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному сопротивлению бетона сжатию f_{lcd} , умноженному на коэффициент α_{lc} , учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т.д., и принимаемый согласно указаний Раздела 6. При этом, сжимающие напряжения могут приниматься:

- равномерно распределенными по высоте эффективной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона);

- распределенными по трапецевидной эпюре сжимающих напряжений по высоте эффективной сжатой зоны бетона;

- распределенными по треугольной эпюре сжимающих напряжений по высоте эффективной сжатой зоны бетона.

Равномерное распределение напряжений в сжатой зоне бетона принимается для большинства случаев расчета стержневых изгибаемых и сжатых элементов.

Трапецевидное распределение напряжений в сжатой зоне бетона принимается для стержневых элементов, требующих повышенной точности расчетов.

Треугольное распределение напряжений в сжатой зоне бетона принимается при расчете стеновых конструкций и балок-стенок.

7.1.2.3 Предельное усилие в арматуре растянутой зоны определяется при напряжениях, равных расчетным сопротивлениям арматуры растяжению (п.7.1.1.6) при $\varepsilon_s \cdot E_s \geq f_{yd}$ и равных $\varepsilon_s \cdot E_s$ при $\varepsilon_s \cdot E_s < f_{yd}$. Предельное усилие в арматуре сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному сопротивлению арматуры сжатию, которое принимают равным расчетному сопротивлению арматуры растяжению, но не более напряжений, отвечающих относительным деформациям бетона при осевом сжатии ($\varepsilon_{lc2} \cdot E_s$).

Изгибаемые элементы

Бетонные элементы

7.1.2.4 Расчет изгибаемых бетонных элементов следует производить из условия

$$M \leq f_{lctd} \cdot W_{pl}, \quad (7.7)$$

где f_{lctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению, определяемое по формуле:

$$f_{lctd} = \alpha_{lc} \cdot \frac{f_{lctk}}{\gamma_c} \quad (7.8)$$

α_{lc} – коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки, принимается по 6.1.5.4;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона $\gamma_c = 1,8$;

W_{pl} – момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона; для элементов прямоугольного сечения W_{pl} принимается равным

$$W_{pl} = \frac{b \cdot h^2}{3,5} \quad (7.9)$$

Железобетонные элементы

7.1.2.5 Расчет изгибаемых железобетонных элементов, имеющих как минимум одну плоскость симметрии и изгибаемых в этой плоскости, следует производить из условия, что момент внутренних сил превышает величину критического изгибающего момента от расчетного сочетания внешних нагрузок

$$M \leq M_{Rd} , \quad (7.10)$$

7.1.2.6 При расчете прочности изгибаемых железобетонных элементов распределение напряжений во высоте сжатой зоны допускается принимать равномерным, трапецевидным или треугольным.

Равномерное распределение напряжений в сжатой зоне бетона принимается для большинства случаев расчета стержневых изгибаемых и сжатых элементов.

Трапецевидное распределение напряжений в сжатой зоне бетона принимается для стержневых элементов, требующих повышенной точности расчетов.

Треугольное распределение напряжений в сжатой зоне бетона принимается при расчете стеновых конструкций и балок-стенок (см. п.7.5).

7.1.2.7.1 Внутренние усилия, возникающие в поперечном сечении изгибаемого элемента при равномерном распределении напряжений в сжатой зоне бетона определяются при следующих допущениях (см. Рисунки 6.4 и 7.2):

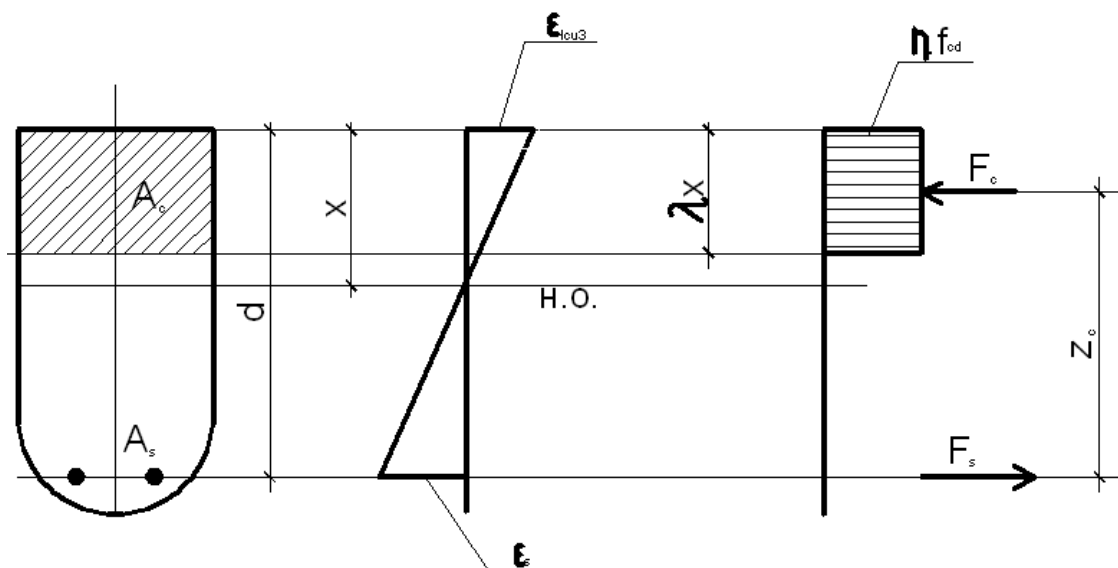


Рисунок 7.2 – Схема распределения деформаций и напряжений по высоте сечения (поперечное сечение, деформации в стадии ULC, напряжения в стадии ULC)

- напряжения в эффективной сжатой зоне бетона распределены по прямоугольной эпюре, а величина сжимающих напряжений f_{cd} равна:

$$f_{lcd} = \alpha_{lc} \cdot \frac{f_{lck}}{\gamma_c} \quad (7.11)$$

- значение коэффициента η для определения эффективной прочности бетона принимают равным:

- для бетона класса LC50/55 и ниже – $\eta=1,0$;
- для высокопрочного бетона классов LC55/60 и LC60/66 – $\eta=0,95$;
- для высокопрочного бетона класса LC70/77 – $\eta=0,9$;
- для высокопрочного бетона класса LC80/88 – $\eta=0,85$.

- эффективная сжатая зона бетона равна произведению $\lambda \cdot x$;
 - деформации наиболее сжатых фибр бетона ε_{lcu2} определяются по таблице или вычисляются по формуле:

$$\varepsilon_{lcu2} = 3,5 \cdot \eta_1, \% \quad (7.12)$$

- деформации растянутой арматуры ε_s находятся на прямой, соединяющей деформации наиболее сжатых фибр бетона и высоту сжатой зоны бетона;
 - напряжения в растянутой арматуре σ_s равны:

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (7.13)$$

где α_{lc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона, принимается равным:

- для бетона класса LC50/55 и ниже – 0,85;
- для высокопрочного бетона классов LC55/60 и LC60/66 – 0,80;
- для высокопрочного бетона класса LC70/77 – 0,76;
- для высокопрочного бетона класса LC80/88 – 0,744.

λ – коэффициент, применяемый для определения эффективной высоты сжатой зоны бетона, принимают равным:

- $\lambda = 0,8$ для бетонов LC50/55 и менее,
- $\lambda = 0,65$ для $50 < f_{lck} \leq 80$ МПа.

f_{lck} – характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие, принимается по Таблице 6.2;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, $\gamma_c = 1,5$;

γ_s – частный коэффициент безопасности по арматуре, $\gamma_s = 1,15$;

η_1 – коэффициент, учитывающий плотность бетона, определяется по формуле:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \times \frac{\rho}{2200} ; \quad (7.14)$$

ρ – расчетная плотность бетона, определяется по Таблице 6.1.

7.1.2.7.2 Прочность нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента (Рисунок 7.2) определяется по формуле:

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1). \quad (7.15)$$

При этом высота эффективной сжатой зоны x определяется из формулы

$$M = \eta \cdot f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \quad (7.16)$$

Требуемое количество растянутой арматуры принимать по 7.1.1.6 и 7.1.2.3 равным

$$A_s = (\eta \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s2}) / \sigma_s \quad (7.17)$$

Напряжения в растянутой арматуре определяются по 7.1.1.6 и 7.1.2.3 настоящего нормативно-технический документа:

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_{yd}; \quad (7.18)$$

Деформации растянутой арматуры определяются по формуле:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{lc2} \cdot d}{\lambda \cdot x} \times \left(1 - \frac{\lambda x}{d}\right) \quad (7.19)$$

Величину напряжений в сжатой арматуре следует принимать равными f_{cd} при условии

$$\varepsilon_{lc2} \cdot E_s \geq f_{cd}.$$

Значение коэффициента η для определения эффективной прочности бетона принимают по п.7.1.2.7.1.

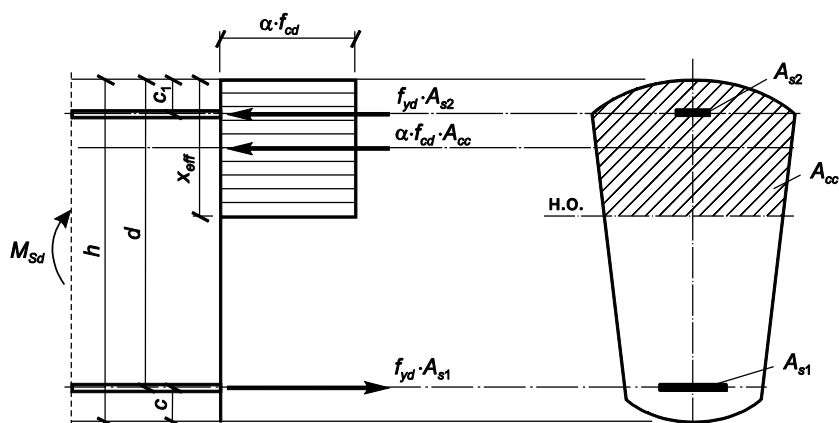


Рисунок 7.3 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента при расчете по прочности

В случае расположения сжатой арматуры в несколько рядов по высоте сечения напряжения равные f_{cd} принимаются лишь для верхнего ряда сжатой арматуры, а для остальных рядов напряжения в сжатой арматуре уменьшаются пропорционально удалению от верхнего ряда сжатой арматуры по Рисунку 7.3, в этом случае деформации сжатой арматуры определяются по формуле

$$\varepsilon_{lc2j} = \varepsilon_{lc2} \frac{\lambda x - c_{2j}}{\lambda x - c_2};$$

где ε_{lc2} – предельные деформации бетона, соответствующие его разрушению, принимаются по Таблице 6.2а.

ε_{lc2} – предельные деформации бетона, соответствующие достижению напряжений f_m , принимаются по Таблице 6.2.

7.1.2.7.3 При расчете элементов, имеющих полку в сжатой зоне сечения, следует ограничивать значение ее расчетной ширины b_{eff} из условия, что размер свеса полки в каждую сторону от ребра должен быть не более $1/6$ пролета элемента и не более:

- при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h$ – половины расстояния в свету между продольными ребрами;

- при отсутствии поперечных ребер или при расстоянии между ними большем, чем расстояние между продольными ребрами, и при $h'_f < 0,1h$ – $6h'_f$;

- при консольных свесах полки и условии, что:

$$h'_f \geq 0,1h \quad - 6h'_f;$$

$$0,05h \leq h'_f \leq 0,1 \quad - 3h'_f;$$

$$h'_f < 0,05h \quad - \text{свесы не учитываются.}$$

7.1.2.7.4 Расчет изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения следует производить из условия (7.12) и определять высоту условной сжатой зоны x из формулы

$$M = \eta f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \quad (7.20)$$

Требуемое количество растянутой арматуры принимать равным

$$A_s = (\eta f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x + f_{yd} \cdot A_{s2}) / \sigma_s \quad (7.21)$$

Напряжения в растянутой арматуре определяются по п. 7.1.1.6 и 7.1.2.3:

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_{yd};$$

Деформации растянутой арматуры определяются по формуле:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{lc2} \cdot d}{\lambda x} \times \left(1 - \frac{\lambda x}{d} \right)$$

Величину напряжений в сжатой арматуре следует принимать равными f_{cd} при условии $\varepsilon_{lc2} \cdot E_s \geq f_{cd}$.

В случае расположения сжатой арматуры в несколько рядов по высоте сечения напряжения равные f_{cd} принимаются лишь для верхнего ряда сжатой арматуры, а для остальных рядов напряжения в сжатой арматуре уменьшаются пропорционально удалению от верхнего ряда сжатой арматуры по Рисунку 7.2, в этом случае деформации сжатой арматуры определяются по формуле:

$$\varepsilon_{lc2j} = \varepsilon_{lc2} \frac{\lambda x - c_{2j}}{\lambda x - c_2}$$

где ε_{lcu2} – предельные деформации бетона, соответствующие его разрушению, принимаются по Таблице 6.2а.

ε_{lc2} – предельные деформации бетона, соответствующие достижению напряжений f_m , принимаются по Таблице 6.2.

7.1.2.7.5 Практический метод расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов из бетона класса LC50/55 и меньше с одиночной арматурой в предположении равномерного распределения напряжений по эффективной высоте сжатой зоны (Рисунок 7.4) может производиться в следующей последовательности.

1) Вычислить коэффициент K по формуле:

$$K = \frac{M}{f_{lcd} \cdot b \cdot d^2} ; \quad (7.22)$$

где
$$f_{lcd} = \alpha_{ln} \cdot \frac{f_{lck}}{\gamma_c} = 0,90 \times \frac{f_{lck}}{1,5} = 0,6 \times f_{lck}$$

Если величина коэффициента K превысит наибольшее значение K по Таблице 7.1 для принятого класса бетона по плотности, то следует повысить прочность бетона или увеличить размеры поперечного сечения либо установить сжатую арматуру.

2) Найти z/d и x/d по Таблице 7.1 или по формулам:

$$\frac{z}{d} = \frac{1 + \sqrt{(1 - 3,53 \cdot K)}}{2} \quad (7.23)$$

$$\frac{x}{d} = 2,5 \cdot \left(1 - \frac{z}{d}\right) \quad (7.24)$$

3) Определить требуемую площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}} \quad (7.25)$$

4) Проверить, чтобы A_s была больше минимального процента армирования ($\rho_{\min} = 0,15\%$)

5) Подобрать диаметр арматуры по Таблице 6.6, чтобы площадь растянутой арматуры была не меньше требуемой по расчету

6) Проверить, чтобы подобранная площадь растянутой арматуры не превышала максимальный процент армирования ($\rho_{\max} = 4\%$).

7) Если величина коэффициента K превысит наибольшее значение K по Таблице 7.1 для принятого класса бетона по плотности, то при установке сжатой арматуры коэффициент K определить по формуле:

$$K = \frac{M - A_{s2} \cdot f_{yk}}{f_{lcd} \cdot b \cdot d^2}$$

8) Найти z/d и x/d по Таблице 7.1

9) Определить требуемую площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}} + A_{s2}$$

10) Проверить, чтобы A_s была больше минимального процента армирования ($\rho_{\min} = 0,15\%$)

11) Подобрать диаметр арматуры по Таблице 6.6, чтобы площадь растянутой арматуры была не меньше требуемой по расчету

12) Проверить, чтобы подобранная площадь растянутой арматуры не превышала максимальный процент армирования ($\rho_{\max} = 4\%$).

Таблица 7.1 - Значения z/d и x/d для расчета изгибаемых элементов из легкого бетона

Плотность	K	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16
D1,0	z/d	0,950	0,944	0,934	0,924	0,913	0,902	0,891	0,880	0,868	0,856		
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361		
D1,2	z/d	0,950	0,944	0,934	0,924	0,913	0,902	0,891	0,880	0,868	0,856		
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361		
D1,4	z/d	0,950	0,944	0,934	0,924	0,913	0,902	0,891	0,880	0,868	0,856	0,843	
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361	0,393	
D1,6	z/d	0,950	0,944	0,934	0,924	0,913	0,902	0,891	0,880	0,868	0,856	0,843	
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361	0,393	
D1,8	z/d	0,950	0,944	0,934	0,924	0,913	0,902	0,891	0,880	0,868	0,856	0,843	0,830
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361	0,393	0,425
D2,0	z/d	0,950	0,944	0,934	0,924	0,913	0,902	0,891	0,880	0,868	0,856	0,843	0,830
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361	0,393	0,425

7.1.2.7.6 Практический метод расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов из высокопрочного бетона класса LC55/60 и больше с одиночной арматурой в предположении равномерного распределения напряжений по эффективной высоте сжатой зоны может производиться в следующей последовательности.

1) Вычислить коэффициент K по Формуле (7.22):

$$K = \frac{M}{\eta \cdot f_{lcd} \cdot b \cdot d^2};$$

где

$$f_{lcd} = \alpha_{lc} \cdot \frac{f_{lck}}{\gamma_c} = \alpha_{lc} \cdot \frac{f_{lck}}{1,5}$$

η – коэффициент для определения эффективной прочности бетона принимают равным:

- для высокопрочного бетона классов LC55/60 и LC60/66 – $\eta=0,95$;
- для высокопрочного бетона класса LC70/77 – $\eta=0,9$;
- для высокопрочного бетона класса LC80/88 – $\eta=0,85$.

α_{lc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона, принимают равным:

- для высокопрочного бетона классов LC55/60 и LC60/66 – $\alpha=0,86$;
- для высокопрочного бетона класса LC70/77 – $\alpha=0,83$;
- для высокопрочного бетона класса LC80/88 – $\alpha=0,80$.

Если величина коэффициента K превысит наибольшее значение $K=0,14$, то следует повысить прочность бетона или увеличить размеры поперечного сечения либо установить сжатую арматуру.

2) Найти z/d и x/d по Таблице 7.2 или по формулам:

$$\frac{z}{d} = \frac{1 + \sqrt{(1 - 3,53 \cdot K)}}{2}$$

$$\frac{x}{d} = 3 \times (1 - \frac{z}{d}) \quad (7.26)$$

3) Определить требуемую площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}}$$

4) Проверить, чтобы A_s была больше минимального процента армирования ($\rho_{\min} = 0,15\%$)

5) Подобрать диаметр арматуры по Таблице 6.6, чтобы площадь растянутой арматуры была не меньше требуемой по расчету

6) Проверить, чтобы подобранная площадь растянутой арматуры не превышала максимальный процент армирования ($\rho_{\max} = 4\%$).

7) Если величина коэффициента K превысит наибольшее значение K по Таблице 7.1 для принятого класса бетона по плотности, то при установке сжатой арматуры коэффициент K определить по формуле:

$$K = \frac{M - A_{s2} \cdot f_{yk}}{\eta \cdot f_{lcd} \cdot b \cdot d^2}$$

8) Найти z/d и x/d по Таблице 7.1

9) Определить требуемую площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}} + A_{s2}$$

10) Проверить, чтобы A_s была больше минимального процента армирования ($\rho_{\min} = 0,15\%$)

11) Подобрать диаметр арматуры по Таблице 6.6, чтобы площадь растянутой арматуры была не меньше требуемой по расчету

12) Проверить, чтобы подобранная площадь растянутой арматуры не превышала максимальный процент армирования ($\rho_{\max} = 4 \%$).

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

– если граница условной сжатой зоны проходит в пределах высоты полки (Рисунок 7.4а), т. е. соблюдается условие

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \eta \cdot f_{lcd} \cdot b'_f \cdot h'_f + f_{yd} \cdot A_{s2}, \quad (7.27)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной, равной ширине полки b'_f , по Формуле (7.20);

– если граница сжатой зоны проходит в ребре (Рисунок 7.4б), т. е. условие (7.17) не соблюдается, расчет производится из условия (7.12)

$$M \leq M_{Rd},$$

$$\text{где } M_{Ed} = \eta f_{lcd} \cdot b \cdot x (d - 0,5 \lambda x) + f_{lcd} h'_f (b_{eff} - b_w) (d - 0,5 h'_f) + f_{yd} A_{s2} (d - c_1), \quad (7.28)$$

при этом высоту условной сжатой зоны x определять из формулы

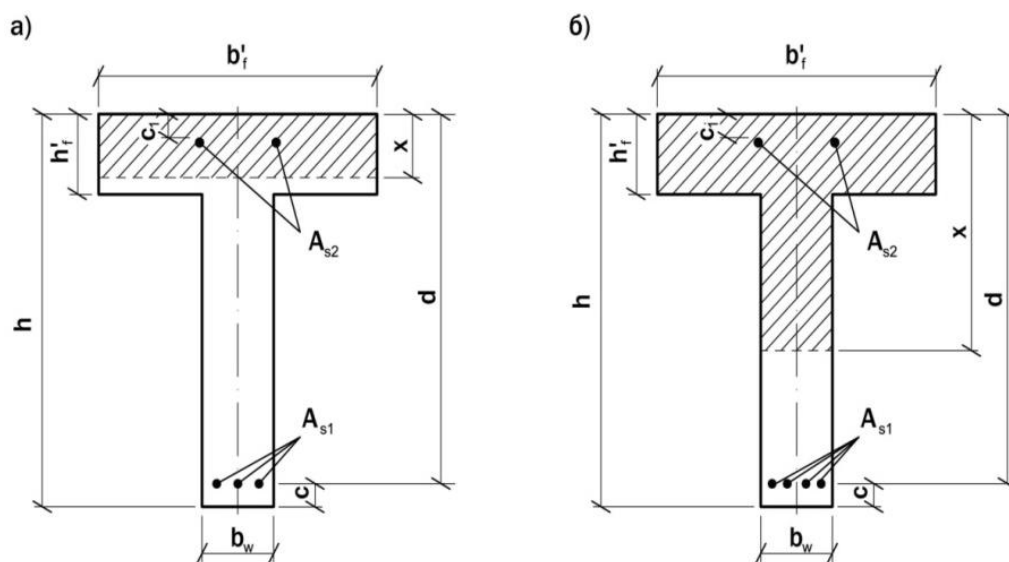
$$M = \eta f_{lcd} \cdot b \cdot x (d - 0,5 \lambda x) + f_{lcd} \cdot b \cdot h'_f (b_{eff} - b_w) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (7.29)$$

Требуемое количество растянутой арматуры принимать равным

$$A_s = (\eta f_{lcd} \cdot b \cdot \lambda x + f_{lcd} \cdot b \cdot h'_f + f_{yd} \cdot A_{s2}) / \sigma_s, \quad (7.30)$$

Напряжения в растянутой арматуре определяются по п. 7.1.1.6 и 7.1.2.3:

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_{yd}; \quad \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{lcu2} d}{\lambda x} \left(1 - \frac{\lambda x}{d} \right), \quad (7.31)$$



а – в полке; б – в ребре

Рисунок 7.4 – Положение границы условной сжатой зоны в изгибаемом железобетонном элементе таврового сечения

7.1.2.8.1 Внутренние усилия, возникающие в поперечном сечении изгибаемого элемента при трапециевидном распределении напряжений в сжатой зоне бетона определяются при следующих допущениях (Рисунок 7.5):

- напряжения в эффективной сжатой зоне бетона распределены равномерно (по прямоугольной эпюре) в наиболее сжатом слое бетона до деформаций $\varepsilon_{lc} = \varepsilon_{lc3}$, где величина сжимающих напряжений произведению $\eta \cdot f_{cd}$ равна:

$$\eta \cdot f_{cd} = \eta \cdot \alpha_{lc} \cdot \frac{f_{lck}}{\gamma_c} = \eta \cdot \alpha_{ln} \cdot \frac{f_{lck}}{1,5} \quad (7.32)$$

η – коэффициент для определения эффективной прочности бетона принимают 7.1.2.6.

α_{lc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона, принимают по п. 7.1.2.7.6.

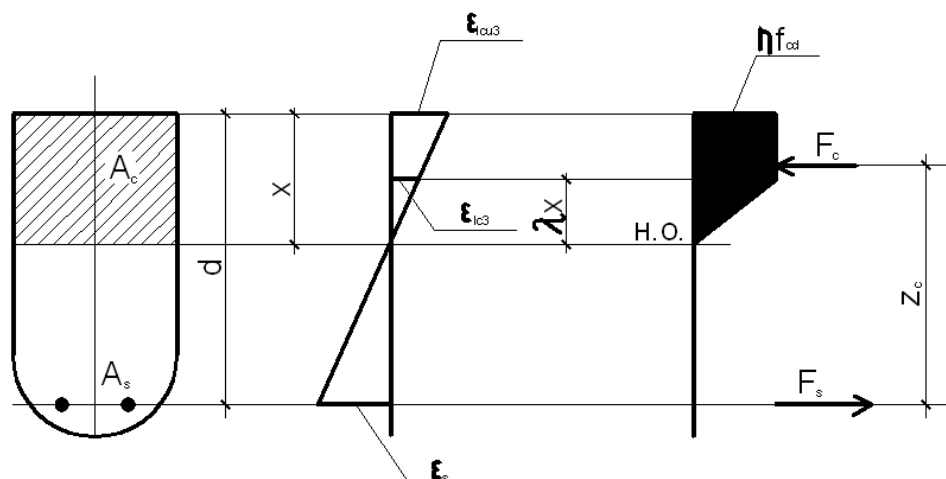
- напряжения на остальной части эффективной сжатой зоны распределены по треугольной эпюре, в которой величина сжимающих напряжений σ_c в зависимости от деформаций бетона ε_c определяется по формуле

$$\sigma_n = \varepsilon_n \cdot E_{lcm} \quad (7.33)$$

- деформации наиболее сжатых фибр бетона ε_{cu3} , см. Таблицу 6.2 для соответствующего класса бетона;

- деформации растянутой арматуры ε_s находятся на прямой, соединяющей деформации наиболее сжатых фибр бетона и высоту сжатой зоны бетона;

- напряжения в растянутой арматуре σ_s , определяются по Формуле (7.15).



(а- поперечное сечение, б- деформации в стадии ULC, с- напряжения в стадии ULC)

Рисунок 7.5 – Схема распределения деформаций и напряжений по высоте сечения

7.1.2.8.2 Практический метод расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов из бетонов класса C50/55 и ниже с одиночной арматурой в предположении трапециевидного распределения напряжений по высоте сжатой зоны бетона (Рисунок 7.6) может производиться в следующей последовательности.

1) Вычислить коэффициент K по формуле:

$$K = \frac{M}{\eta_2 \cdot \eta \cdot f_{lcd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{M}{0,567 \cdot \eta_2 \cdot f_{lck} \cdot b \cdot d^2}; \quad (7.34)$$

где

$$f_{lcd} = \alpha_{lc} \cdot \frac{f_{lck}}{\gamma_c} = 0,90 \cdot \frac{f_{lck}}{1,5} = 0,6 \cdot f_{ck}$$

η_2 – коэффициент, зависящий от плотности бетона, определять по формуле

$$\eta_2 = 0,5 + 0,5 \times \frac{\rho}{2200} \quad (7.35)$$

η – коэффициент для определения эффективной прочности бетона принимают по п. 7.1.2.8.1, для бетона C50/55 и ниже $\eta=1,0$;

α_{lc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона, принимать равным $\alpha=0,90$.

Если величина коэффициента K превысит наибольшее значение $K=0,14$, то следует повысить прочность бетона или увеличить размеры поперечного сечения либо установить сжатую арматуру.

2) Найти z/d и x/d по Таблице 7.2

3) Определить требуемую площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}}$$

4) Проверить, чтобы A_s была больше минимального процента армирования ($\rho_{\min}=0,15\%$)

5) Подобрать диаметр арматуры по Таблице 6.6, чтобы площадь растянутой арматуры была не меньше требуемой по расчету

6) Проверить, чтобы подобранная площадь растянутой арматуры не превышала максимальный процент армирования ($\rho_{\max}=4\%$).

Таблица 7.2 - Значения z/d и x/d для расчета изгибаемых элементов из легкого бетона

Плотность	К	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16
D1,0	z/d	0,956	0,954	0,934	0,946	0,924	0,914	0,905	0,894	0,884	0,873		
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361		
D1,2	z/d	0,955	0,950	0,945	0,932	0,923	0,913	0,904	0,880	0,893	0,872		
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361		
D1,4	z/d	0,954	0,949	0,943	0,930	0,921	0,910	0,901	0,890	0,879	0,868	0,856	
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361	0,393	
D1,6	z/d	0,954	0,948	0,942	0,929	0,919	0,909	0,899	0,888	0,877	0,866	0,854	
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361	0,393	
D1,8	z/d	0,953	0,946	0,941	0,927	0,917	0,906	0,896	0,885	0,874	0,862	0,850	0,838
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361	0,393	0,425
D2,0	z/d	0,952	0,946	0,940	0,926	0,916	0,906	0,895	0,884	0,873	0,862	0,849	0,837
	x/d	0,125	0,140	0,155	0,191	0,217	0,245	0,272	0,301	0,331	0,361	0,393	0,425

7.1.2.8.3 Практический метод расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов из бетонов класса С55/60 и выше с одиночной арматурой в предположении трапециевидного распределения напряжений по высоте сжатой зоны бетона (Рисунок 7.6) может производиться в следующей последовательности.

1) Вычислить коэффициент K по формуле:

$$K = \frac{M}{\eta_2 \cdot \eta \cdot f_{lcd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{M}{0,567 \cdot \eta_2 \cdot f_{lck} \cdot b \cdot d^2}; \quad (7.34)$$

где

$$f_{lcd} = \alpha_{lc} \cdot \frac{f_{lck}}{\gamma_c} = \alpha_{lc} \cdot \frac{f_{lck}}{1,5}$$

η_2 – коэффициент, зависящий от плотности бетона, определять по формуле

$$\eta_2 = 0,5 + 0,5 \cdot \frac{\rho}{2200} \quad (7.35)$$

η – коэффициент для определения эффективной прочности бетона принимают равным:

- для высокопрочного бетона классов LC55/60 и LC60/66 – $\eta=0,95$;
- для высокопрочного бетона класса LC70/77 – $\eta=0,9$;
- для высокопрочного бетона класса LC80/88 – $\eta=0,85$.

α_{lc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона, принимают равным:

- для высокопрочного бетона классов LC55/60 и LC60/66 – $\alpha_{lc}=0,80$;
- для высокопрочного бетона класса LC70/77 – $\alpha_{lc}=0,76$;
- для высокопрочного бетона класса LC80/88 – $\alpha_{lc}=0,744$.

Если величина коэффициента К превысит наибольшее значение $K=0,14$, то следует повысить прочность бетона или увеличить размеры поперечного сечения либо установить сжатую арматуру.

2) Найти z/d и x/d по Таблице 7.2

3) Определить требуемую площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}}$$

4) Проверить, чтобы A_s была больше минимального процента армирования ($\rho_{\min}=0,15\%$)

5) Подобрать диаметр арматуры по Таблице 6.6, чтобы площадь растянутой арматуры была не меньше требуемой по расчету

6) Проверить, чтобы подобранная площадь растянутой арматуры не превышала максимальный процент армирования ($\rho_{\max}=4\%$).

Сжатые элементы

Определение расчетного эксцентриситета

7.1.2.9 При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, на совместное действие изгибающих моментов и продольных усилий расчетный эксцентриситет следует определять по формуле

$$e_0 = e_c + e_a, \quad (7.36)$$

где $e_0 = \frac{M}{N}$ – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый из статического расчета;

M – полный расчетный момент в сечении с учетом продольного изгиба;

e_a – случайный эксцентриситет, принимаемый большим из следующих значений:

$e_a = \frac{l_{col}}{600}$ – в плосконапряженных (балках-стенках) и каркасных системах с несмещаемыми узлами;

l_{col} – расстояние между точками закрепления элемента; для консольных элементов $l_{col} = l_0$;

$e_a = \frac{l_{col}}{600} \cdot \left(1 + \frac{1}{n}\right)$ – в каркасных системах со смещаемыми узлами для элементов n -го этажа, считая от верхнего;

$e_a = 10$ мм – для монолитных конструкций, стен, оболочек;

$e_a = 20$ мм – для сборных элементов, за исключением стен и оболочек;

$e_a = \frac{h}{30}$, где h – высота сечения элемента в плоскости действия расчетного момента.

Бетонные элементы

7.1.2.10 Прочность бетонных элементов следует определять по формулам как для железобетонных элементов, подставляя в них f_{lcd} , определенное с коэффициентом безопасности по бетону $\gamma_c = 1,8$ и $A_{s,tot} = 0$ (ENV 13670-1). Влияние гибкости на прочность следует учитывать так же, как и при расчете железобетонных элементов, определяя N_{crit} по Формуле (7.63) при условии, что момент инерции $I_s = 0$.

7.1.2.11 Расчет прочности бетонных элементов N_{Rd} при действии расчетной продольной силы N_{sd} , приложенной в точке G с эксцентриситетом e_y и e_z относительно центра тяжести сечения без трещин (точка O , см. Рисунок 7.7а), следует определять из условия

$$N \leq N_{Rd},$$

где N_{Rd} – прочность при действии продольного усилия, определяемая по формуле

$$N_{Rd} = f_{lcd} \cdot A_{c,eff}, \quad (7.37)$$

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь поперечного сечения, в пределах которой принято равномерное распределение сжимающих напряжений (Рисунок 7.7б), равная $2a_z \cdot 2a_y$.

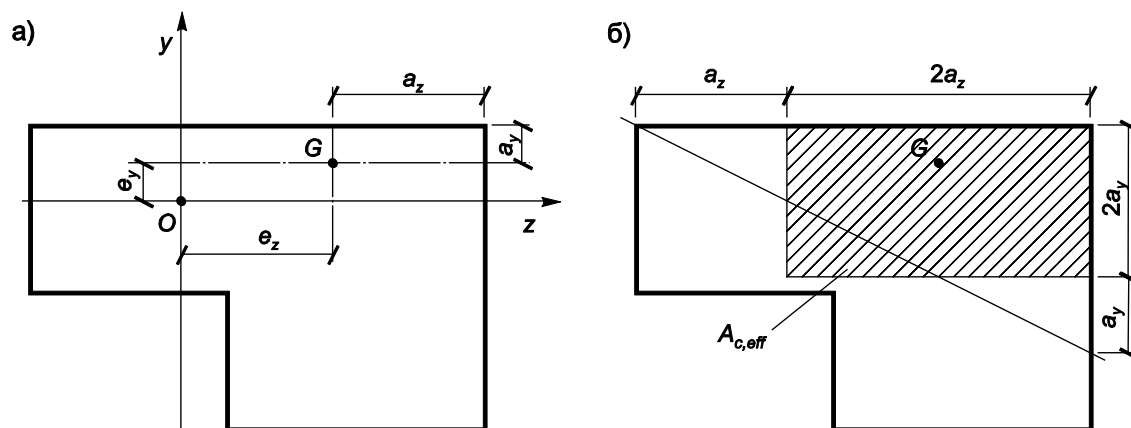


Рисунок 7.7 – Эффективная площадь поперечного сечения бетонных элементов при расчете на косое внецентренное сжатие

7.1.2.12 При расчете внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения, когда расчетная продольная сила N_{Sd} приложена с эксцентриситетом e по направлению высоты сечения, прочность N_{Rd} допускается определять по формуле

$$N_{Rd} = f_{lcd} \cdot b \cdot h_w \cdot \left(1 - \frac{2e}{h_w}\right), \quad (7.38)$$

где b – ширина сечения;

h_w – высота сечения;

e – эксцентриситет силы N_{Sd} относительно центра тяжести бетонного сечения.

7.1.2.13 Расчёт прочности отдельных бетонных колонн и стен, выполненных в условиях строительной площадки, когда $\lambda = l_0/i > 14$ следует производить по формуле

$$N_{Rd} = f_{lcd} \cdot b \cdot h_w \cdot \varphi, \quad (7.39)$$

где φ – коэффициент, учитывающий влияние геометрической нелинейности (эффектов второго рода) и определяемый по формуле

$$\varphi = 1,14 \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}, \quad (7.40)$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_\varphi, \quad (7.41)$$

e_0 – начальный эксцентриситет продольной силы;

e_a – случайный эксцентриситет, который допускается принимать равным $0,5l_0/200$;

e_φ – эксцентриситет, обусловленный ползучестью бетона (допускается не учитывать);

l_0 – расчетная длина элемента, определяемая по формуле

$$l_0 = \beta \cdot l_w, \quad (7.42)$$

здесь l_w – высота элемента в свету;

β – коэффициент, учитывающий условия закрепления элементов:

для колонн $\beta = 1$;

для консольных колонн и стен $\beta = 2$;

для других случаев закрепления стен значения коэффициента β следует определять по Таблице 7.2.

7.1.2.14 Прочность сжатых бетонных элементов N_{Rd} прямоугольного сечения, выполненных из бетона класса по прочности не выше LC16/18, допускается проверять по формуле

$$N_{Rd} = \varphi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h, \quad (7.43)$$

где φ – коэффициент, учитывающий влияние гибкости, значения которого представлены в Таблице 7.4;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию для неармированных элементов (при $\gamma_c = 1,8$).

В случае, когда $l_0/h \geq 8$, при определении e_0 следует учитывать величину случайного эксцентриситета e_a .

Условную расчетную длину l_{eff} в Таблице 7.3 при учете влияния гибкости следует определять по формуле

$$l_{eff} = l_0 \sqrt{k_{lt}}, \quad (7.44)$$

$$\text{где} \quad k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} \cdot \Phi(\infty, t_0); \quad (7.45)$$

l_0 – расчетная длина элемента, определяемая согласно указаниям 7.1.2.13;

$\Phi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяемое в соответствии с требованиями раздела 6; для конструкций, эксплуатирующихся в условиях с относительной влажностью RH от 40 до 75 %, и нагруженных в возрасте не менее 28 сут, допускается принимать $\Phi(\infty, t_0) = 2,0$;

$N_{Sd,lt}$ – продольная сила, вызванная действием постоянной расчетной нагрузки (EN 1740).

Если влияние гибкости в расчете по прочности не учитывается, следует принимать $l_{eff} = 0$.

Таблица 7.3 – Значения коэффициента β для определения расчетной длины бетонных стен

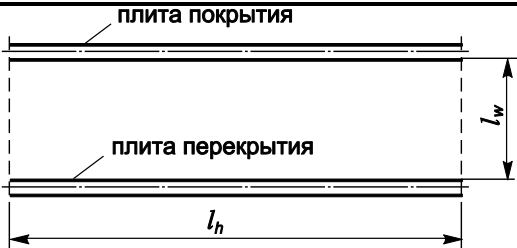
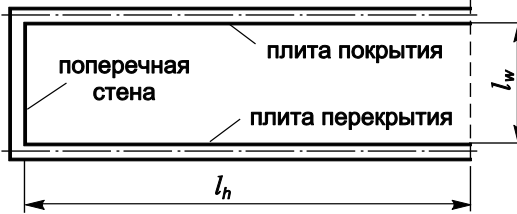
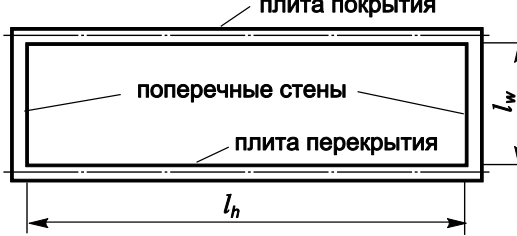
Вид закрепления	β
	$\beta = 1,0$ для любых $\frac{l_w}{l_h}$
	$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3l_h}\right)^2}$
	<p>если $l_w \leq l_h$ $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{l_h}\right)^2}$</p> <p>если $l_w > l_h$ $\beta = \frac{l_h}{2l_w}$</p>
<p>Примечания</p> <p>1 Значения β, представленные в таблице, применимы для стен, в которых высота проема не превышает $1/3 \cdot l_w$ и его площадь составляет не более 10 % полной площади стены. Для стен, закрепленных по трем или четырем сторонам, в случае, когда перечисленные ограничения не выполняются для части стены, располагаемой между отверстиями, коэффициент β следует принимать как для стены, закрепленной по двум сторонам.</p> <p>2 Поперечные стены могут рассматриваться, как подкрепляющие элементы при выполнении следующих условий:</p> <ul style="list-style-type: none"> – толщина поперечной подкрепляющей стены должна составлять не менее $0,5h_w$, где h_w – толщина рассчитываемой стены; – подкрепляющая стена имеет высоту, равную l_w; – длина подкрепляющей стены l_h не менее $l_w/5$; – подкрепляющая стена на длине l_h не имеет отверстий. 	

Таблица 7.4 – Значения коэффициента φ

$\lambda_i = l_{\text{eff}}/h$	e_0/h						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

Железобетонные элементы**Центрально сжатые элементы**

7.1.2.15 Расчет центрально сжатых железобетонных элементов следует производить из условия

$$N \leq N_{\text{Rd}}, \quad (7.46)$$

$$\text{где} \quad N_{\text{Rd}} = \varphi \cdot (f_{\text{lcd}} \cdot A_c + f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{s,tot}}), \quad (7.47)$$

φ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов, принимаемый по Таблице 7.4 либо рассчитываемый по Формуле (7.36);

$A_{\text{s,tot}}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении.

Подбор продольной арматуры класса S500 при $d_2/h=0,25$ и эксцентриситете до $0,1h$ можно производить с помощью Таблицы 7.5.

Таблица 7.5 – Продольное армирование центрально сжатых колонн

$N/b \cdot h \cdot f_{\text{cd}}$	$\geq 0,45$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$A_s/b \cdot h \cdot f_{\text{cd}}$	0	$0,17 \times 10^{-3}$	$0,51 \times 10^{-3}$	$0,85 \times 10^{-3}$	$1,19 \times 10^{-3}$	$1,53 \times 10^{-3}$	$1,817 \times 10^{-3}$

Внецентренно сжатые элементы

7.1.2.16 При расчете внецентренно сжатых элементов следует различать два случая:

- случай большого эксцентриситета, когда $\varepsilon_s \cdot E_s \geq f_{yd}$ (ε_s по Формуле 7.7; Рисунок 7.6);
- случай малого эксцентриситета, когда $\varepsilon_s \cdot E_s < f_{yd}$ (ε_s по Формуле 7.7; Рисунок 7.7).

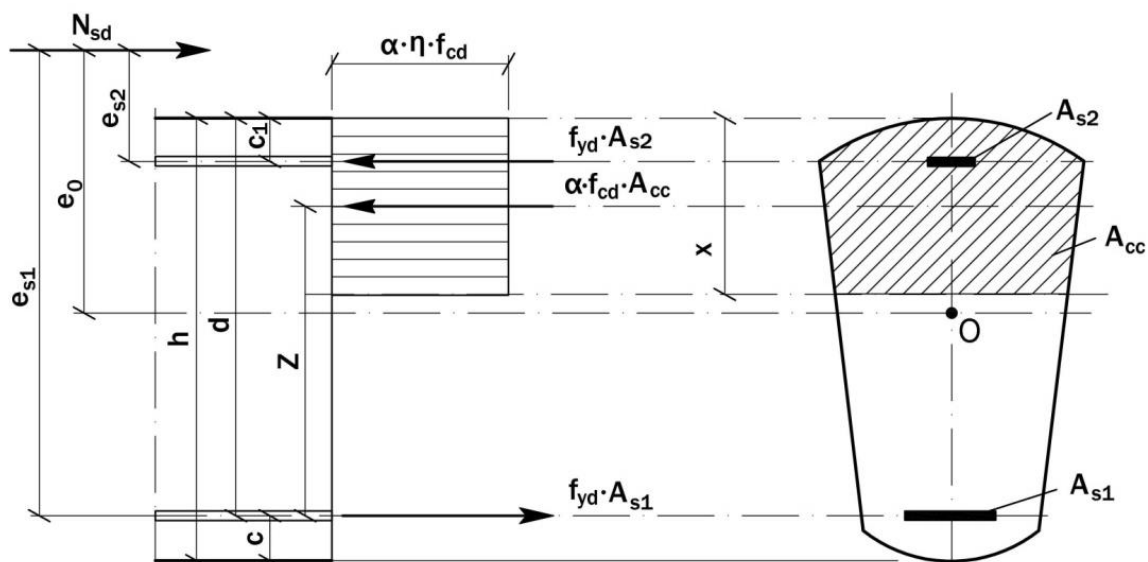


Рисунок 7.6 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности (случай большого эксцентриситета)

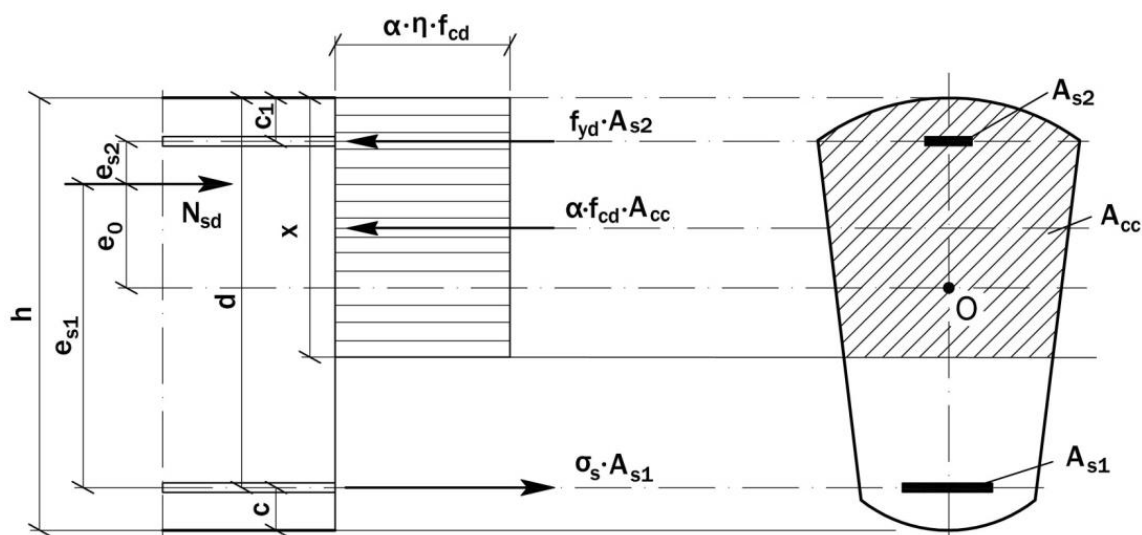


Рисунок 7.7 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности (случай малого эксцентриситета)

7.1.2.17 Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, для случая большого эксцентриситета (при

$\varepsilon_s E_s \geq f_{yd}$) следует производить из условия (7.12) как для изгибаемых элементов (Рисунок 7.8), принимая $M_{Sd} = N_{Sd} \cdot e_{s1}$, а высоту сжатой зоны определять из условия равновесия

$$N_{Sd} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = f_{lcd} \cdot A_{lcc}. \quad (7.48)$$

При $\varepsilon_s E_s < f_{yd}$ расчет допускается производить из условия (7.12), но при этом высота сжатой зоны для элементов из бетона классов по прочности LC25/28 и ниже должна определяться из условия

$$N_{sd} + \sigma_s \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = f_{lcd} \cdot A_{lcc}, \quad (7.49)$$

Напряжения в растянутой арматуре определяются по п. 7.1.1.6 и 7.1.2.3 настоящих норм:

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_{yd}; \quad \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{lcu2} \cdot 0,8 \cdot d}{\lambda x} \cdot \left(1 - \frac{\lambda x}{d}\right), \quad (7.50)$$

Величину напряжений в сжатой арматуре следует принимать равными f_{cd} при условии $\varepsilon_{lc2} E_s \geq f_{cd}$.

В случае расположения сжатой арматуры в несколько рядов по высоте сечения напряжения равные f_{cd} принимаются лишь для верхнего ряда сжатой арматуры, а для остальных рядов напряжения в сжатой арматуре уменьшаются пропорционально удалению от верхнего ряда сжатой арматуры по Рисунку 7.2, в этом случае деформации сжатой арматуры определяются по формуле

$$\varepsilon_{ln2j} = \varepsilon_{lc2} \cdot \frac{\lambda x - c_{2j}}{\lambda x - c_2},$$

где ε_{lcu2} – предельные деформации бетона, соответствующие его разрушению, принимаются по Таблице 6.2а.

ε_{lc2} – предельные деформации бетона, соответствующие достижению напряжений f_m , принимаются по Таблице 6.2.

Для элементов из бетона классов по прочности выше LC25/28 при $\varepsilon_s \cdot E_s < f_{yd} \cdot d$ расчет следует производить по деформационной расчётной модели согласно 5.5.3.2, 5.5.3.3.

7.1.2.18 В случае, когда расчетная продольная сила N_{Sd} не превышает $0,08N_{cd}$ (где $N_{cd} = f_{lcd} \cdot A_c$), допускается производить расчет внецентренно сжатых элементов по прочности как изгибаемых элементов, без учета продольной силы, по 7.1.2.5–7.1.2.9.

Сжатые элементы с косвенным армированием

7.1.2.19 Расчет прочности элементов сплошного сечения из легкого бетона с косвенным армированием в общем случае следует производить по деформационной модели согласно 5.5.3.2, вводя в расчет лишь часть площади бетонного сечения A_{eff} , ограниченную осями крайних стержней сетки или спирали. При расчете по деформационной модели следует использовать трансформированную расчетную диаграмму деформирования бетона при осевом сжатии, определенную согласно Разделу 6, принимая вместо αf_{cd} приведенное расчетное сопротивление $\alpha f_{cd,eff}$. При использовании высокопрочной арматуры следует принимать вместо f_{yd} значение приведенного расчетного сопротивления $f_{pd,eff}$. Гибкость l_0 / i_{eff} элементов с косвенным армированием не должна превышать при армировании сетками – 55, спиралью – 35, где i_{eff} – радиус инерции части сечения, вводимой в расчет.

7.1.2.20 Значения $f_{cd,eff}$ следует определять по формулам:

а) При армировании сварными поперечными сетками:

$$f_{cd,eff} = f_{cd} + \varphi_0 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \quad (7.51)$$

где $f_{yd,xy}$ – расчетное сопротивление арматуры сеток;

ρ_{xy} – коэффициент армирования, определяемый по формуле

$$\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot S_n}, \quad (7.52)$$

n_x, A_{sx}, l_x – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки в одном направлении;

n_y, A_{sy}, l_y – то же, в другом направлении;

A_{eff} – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток;

S_n – расстояние между сетками;

φ_0 – коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\varphi_0 = \frac{1}{0,23 + \psi}, \quad (7.53)$$

$$\psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10}; \quad (7.54)$$

$$f_{yd,xy}, f_{cd} - \text{в Н/мм}^2.$$

Для элементов из мелкозернистого бетона значения коэффициента φ_0 следует принимать не более единицы.

Площади сечения стержней сетки на единицу длины элемента в одном и другом направлениях не должны различаться более, чем в 1,5 раза;

б) При армировании спиральной или кольцевой арматурой:

$$f_{yd,cir} = f_{lcd} + 2\rho_{lc,cir} \cdot \left(1 - \frac{7,5 \cdot e_0}{l_{core}}\right), \quad (7.55)$$

где $f_{yd,cir}$ – расчетное сопротивление арматуры спирали;

$\rho_{lc,cir}$ – коэффициент армирования, равный

$$\rho_{cir} = \frac{4A_{s,cir}}{l_{core} \cdot s_n}, \quad (7.56)$$

$A_{s,cir}$ – площадь поперечного сечения спиральной арматуры;

l_{core} – диаметр сечения внутри спирали;

s_n – шаг спирали;

e_0 – начальный эксцентриситет приложения продольной силы (без учета влияния прогиба).

Значения коэффициентов армирования, определяемых по Формулам (7.44 и (7.48), для элементов из мелкозернистого бетона следует принимать не более 0,04.

7.1.2.21 Величину относительных деформаций $\varepsilon_{c1,eff}$, соответствующих пиковой точке трансформированной диаграммы бетона при сжатии для элемента с косвенным армированием, следует определять по формуле

$$\varepsilon_{c1,eff} = \varepsilon_{c1} + 0,02\psi, \quad (7.57)$$

где ε_{c1} – относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования неармированного бетона при осевом сжатии согласно Таблице 6.2.

Величину предельной относительной деформации $\varepsilon_{cu,eff}$ при сжатии бетонного элемента с косвенным армированием допускается определять по формуле

$$\varepsilon_{cu,eff} = \varepsilon_{cu1} + 0,06\psi, \quad (7.58)$$

где ε_{cu1} – предельная относительная деформация неармированного бетона согласно Таблице 6.2.

7.1.2.22 Влияние косвенного армирования на прочность стоек кругового сечения следует учитывать только в случае осевого приложения нагрузки ($e_s = 0$), если гибкость $l_0/d < 10$, а также если шаг спирали s_n удовлетворяет условиям

$$s_n \leq 0,2l_{\text{core}}, \quad s_n \leq 80 \text{ мм.} \quad (7.59)$$

Если эти условия не выполняются, прочность сжатых стоек кругового сечения следует проверять без учета влияния косвенного армирования.

7.1.2.23 Влияние случайного эксцентриситета e_a продольного усилия при расчете сжатых элементов с косвенным армированием следует учитывать путем снижения расчетного сопротивления бетона до значения $0,9\alpha f_{\text{cd,eff}}$.

Растянутые элементы

Центрально растянутые железобетонные элементы

7.1.2.24 При расчете центрально-растянутых железобетонных элементов по прочности должно соблюдаться условие (7.38)

$$N \leq N_{\text{Rd}},$$

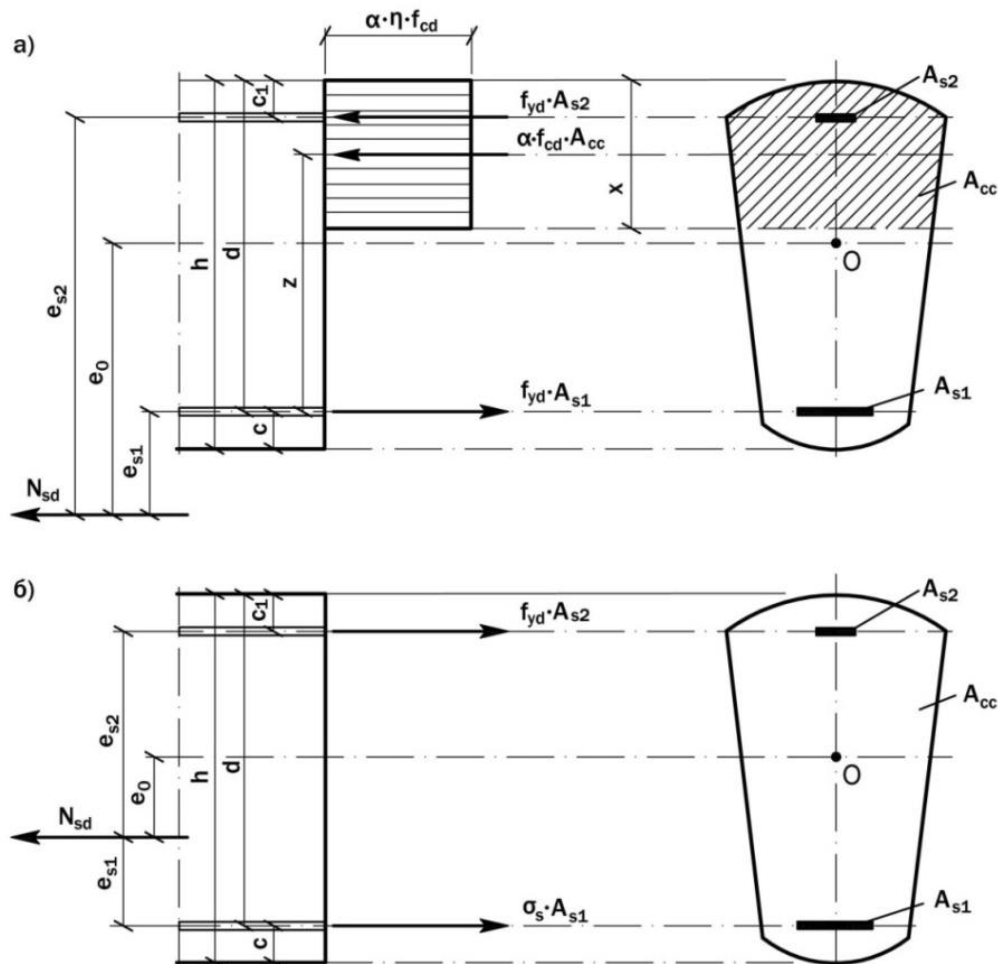
где
$$N_{\text{Rd}} = f_{\text{yd}} \cdot A_{\text{s,tot}}; \quad (7.60)$$

$A_{\text{s,tot}}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении.

Внецентренно растянутые железобетонные элементы

7.1.2.25 Расчет внецентренно растянутых железобетонных элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, следует производить в зависимости от положения расчетной продольной силы при $e_0 = e_e$ (без учета случайного эксцентриситета) для двух случаев:

а) Если расчетная продольная сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими в арматуре A_{s1} и A_{s2} – случай большого эксцентриситета (Рисунок 7.8а).



а – случай большого эксцентриситета; б – случай малого эксцентриситета

Рисунок 7.8 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете по прочности:

В этом случае расчет элементов по прочности допускается производить, принимая прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона как для изгибаемых элементов, из условий:

$$N \cdot e_{s1} \leq \alpha_{lc} f_{lcd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (7.61)$$

$$N \leq \alpha_{lc} f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha f_{cd} \cdot A_c. \quad (7.62)$$

Для прямоугольных сечений

$$N \cdot e_{s1} \leq \alpha_{lc} f_{lcd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \lambda x_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1). \quad (7.63)$$

При этом высоту сжатой зоны бетона следует определять из формулы

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - N_{sd} = l_{cd} \cdot b \cdot \lambda x_{eff}. \quad (7.64)$$

Неравенства (7.57) и (7.58) допускается применять только в том случае, когда центр тяжести сжатой арматуры расположен ближе к наиболее сжатой грани сечения, чем центр тяжести сжатой зоны сечения. В противном случае прочность внецентренно растянутого элемента с большим эксцентриситетом следует определять из формулы

$$N_{Sd} \cdot (e_{s1} + d - c_1) = \alpha \cdot f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_1); \quad (7.65)$$

б) Расчет внецентренно растянутых элементов в случае малого эксцентриситета (Рисунок 7.8б) производят исходя из следующих предпосылок:

- в работе сечения не учитывается растянутый бетон;
- напряжения во всей растянутой арматуре, расположенной в сечении, равны расчетному сопротивлению f_{yd} .

В соответствии с принятыми предпосылками расчет внецентренно растянутых элементов для этого случая следует производить из условий:

$$N_{Sd} \cdot e_{s2} = \alpha_{lc} \cdot f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_1), \quad (7.66)$$

$$N_{Sd} \cdot e_{s1} = \alpha_{lc} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1). \quad (7.67)$$

7.1.3 Учет влияния гибкости сжатых элементов стержневых систем

Общие положения

7.1.3.1 Расчет должен гарантировать, что при наиболее невыгодной комбинации расчетных нагрузок не произойдет потери устойчивости всей системы или ее отдельного элемента, и при этом прочность любых сечений элементов обеспечена.

7.1.3.2 Комбинации воздействий и параметры безопасности принимаются в соответствии с Разделом 5. В многоэтажных зданиях¹ могут приниматься уменьшенные до 10 % коэффициенты надежности по нагрузке для определения перемещений, учитываемых при расчете изгибающих моментов. В частности, это допускается при расчете деформаций вследствие ползучести бетона, учитывая действие постоянных нагрузок:

$\gamma_F = 1,1$ – для статически неопределимых конструкций;

$\gamma_F = 1,2$ – для статически определимых конструкций.

7.1.3.3 В упрощенных методах расчета допускается рассматривать работу стержневых систем отдельно в поперечном и продольном направлениях с учетом в обоих случаях продольного изгиба, если это необходимо. Упрощенные методы разделяют на две группы:

¹ При отсутствии специальных рекомендаций, к многоэтажным следует отнести здания с высотой над уровнем земли 32 м и более.

а) нелинейные методы расчета, допускающие упрощения при определении схемы нагрузок, эпюр усилий и перемещений, использующие упрощенные зависимости кривизны от продольных сил и изгибающих моментов, основанные на приближенных способах учета реологических свойств материалов;

б) методы, в которых выполняют проверку прочности наиболее напряженных расчетных сечений по усилиям, определенным из линейно-упругого статического расчета, скорректированным с учетом влияния продольных сил в сжатых элементах на величину изгибающих моментов.

7.1.3.4 Усилия в колоннах и смещения каркасов в расчетах по 7.1.3.3б могут определяться линейным расчетом с использованием уменьшенных значений изгибной жесткости элементов рамы

$$B = \frac{E \cdot I \cdot k}{1 + \chi}, \quad (7.68)$$

где k принимает значения:

– для колонн	– 0,70;
– для ригелей	– 0,35;
– для стен без трещин	– 0,70;
– для стен с трещинами	– 0,35;
– для плит плоских перекрытий	– 0,25;

$$\chi = \frac{N_{sd,lt}}{N_{sd}} \quad (7.69)$$

Классификация конструкций по характеру проявления продольного изгиба

7.1.3.5 Конструктивные системы и элементы в расчетах разделяют на связевые и рамные в зависимости от способности связевых элементов воспринимать горизонтальные нагрузки, а также на несмещаемые и смещаемые - в зависимости от их способности противостоять увеличению изгибающих моментов в колоннах при поперечных перемещениях.

Связевые и рамные каркасы

7.1.3.6 Связевые элементы должны обладать большой изгибной и (или) сдвиговой жесткостью и жестко или частично податливо соединяться с фундаментами. Суммарная жесткость связевых элементов должна быть достаточна для восприятия и передачи на фундамент не менее 90 % всех горизонтальных нагрузок, что должно обеспечиваться соответствующей конструкцией, количеством и характером размещения связевых элементов. Последние должны гарантировать устойчивость раскрепляемых несущих элементов (колонн и т. д.). Каркасы, в которых связи удовлетворяют приведенным выше требованиям, называют связевыми, в иных случаях – рамными.

Гибкость и влияние начальных несовершенств сжатых элементов

7.1.3.7 Гибкость сжатых элементов оценивается отношением их расчетной длины l_0 к радиусу инерции

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (7.70)$$

Расчетная длина внецентренно сжатого элемента определяется как для элементов рамной конструкции при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин. Продольные усилия во всех элементах, кроме рассматриваемого, принимают неизменными, т. е. рассматривается одновременная потеря устойчивости элементов каркаса. Значение изгибной жесткости элементов каркаса допускается принимать по 7.1.3.4.

7.1.3.8 Для элементов наиболее часто применяющихся конструкций допускается принимать расчетную длину l_0 равной:

а) для элементов ферм и арок – по Таблице 7.6;

б) для колонн одноэтажных производственных зданий с шарнирным опиранием несущих конструкций покрытий, жестких в своей плоскости (способных передавать горизонтальные усилия), а также для эстакад – по Таблице 7.7;

в) для колонн многоэтажных зданий – рассчитывать по формуле

$$l_0 = \beta \cdot l_{col}, \quad (7.71)$$

где l_{col} – расстояние между внутренними гранями горизонтальных элементов перекрытий, обеспечивающих горизонтальную поддержку колонны в рассматриваемом направлении;

β – параметр, зависящий от коэффициентов жесткости сопрягаемых с колонной элементов K_i , определяемых по Формулам (7.68)–(7.73) или по номограмме (Рисунок 7.9).

Таблица 7.6 – Расчетные длины элементов ферм и арок

Наименование элементов	Расчетная длина l_0 элементов ферм и арок
1 Элементы ферм: а) верхний пояс при расчете: в плоскости фермы: при $e_0 < 1/8h_1$ 0,9<i>l</i> при $e_0 \geq 1/8h_1$ 0,8<i>l</i> из плоскости фермы: для участка под фонарем (при ширине фонаря 12 м и более) 0,8<i>l</i> в остальных случаях 0,9<i>l</i> б) раскосы и стойки при расчете: в плоскости фермы 0,8<i>l</i> из плоскости фермы: при $b_1/b_2 < 1,5$ 0,9<i>l</i> при $b_1/b_2 \geq 1,5$ 0,8<i>l</i>	
2 Арки: а) при расчете в плоскости арки: трехшарнирной 0,580<i>L</i> двухшарнирной 0,540<i>L</i> безшарнирной 0,365<i>L</i> б) при расчете из плоскости арки (любой) 1,000<i>L</i>	
<p>l – длина элемента между центрами примыкающих узлов для верхнего пояса фермы; при расчете из плоскости фермы – расстояние между точками его закрепления;</p> <p>L – длина арки вдоль ее геометрической оси; при расчете из плоскости арки – длина арки между точками ее закрепления из плоскости арки;</p> <p>h_1 – высота сечения верхнего пояса;</p> <p>b_1, b_2 – ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки (раскоса) фермы.</p>	

Коэффициент жесткости сопрягаемых с колонной элементов определяется по формуле

$$K_A(K_B) = \frac{\sum \frac{B_{col}}{l_{col}}}{\sum \frac{B_b \cdot \alpha}{l_b}}, \quad (7.72)$$

где K_A, K_B – значения коэффициентов жёсткости у двух концов колонны (см. Рисунок 7.9);

B_{col}, B_b – жесткости примыкающих колонн и ригелей, определяемые по Формуле (7.68);

α – параметр, учитывающий условия закрепления противоположного конца сопрягаемых с рассматриваемой колонной элементов, равный:

при защемлении – 1,0;

при шарнирном соединении – 0,5;
для консоли – 0.

В колонне нижнего этажа:

- при защемлении $K = 0$;
- при шарнирном сопряжении с фундаментом $K = \infty$.

Приближенно значение β можно определять:

– для элементов несмещаемых каркасов (см. 7.1.3.9–7.1.3.16) как меньшее из двух значений:

$$\beta = 0,70 + 0,05(K_A + K_B) \leq 1,0, \quad (7.73)$$

$$\beta = 0,85 + 0,05K_{\min} \leq 1,0, \quad (7.74)$$

где K_{\min} – принимает меньшее из значений K_A и K_B ;

– для защемленных с обоих концов элементов смещаемых каркасов (см. 7.1.3.17):

$$\text{в области } K_m < 2 \quad \beta = \frac{20 - K_m}{20} \times \sqrt{1 + K_m}, \quad (7.75)$$

$$\text{в области } K_m \geq 2 \quad \beta = 0,9 \times \sqrt{1 + K_m}, \quad (7.76)$$

$$K_m = \frac{K_A + K_B}{2}, \quad (7.77)$$

при этом, для колонн с шарниром на одном из концов

$$K_m = 2,0 + 0,3K, \quad (7.78)$$

где K – параметр на защемленном конце.

При наличии в рамах сжатых несущих элементов гибкостью $\lambda \geq 100$ определение усилий и перемещений необходимо выполнять с учетом физической нелинейности, реологических свойств материалов, особенностей пространственного деформирования конструкции.

Таблица 7.7 – Расчетные длины колонн одноэтажных зданий

Характеристика здания и колонн				Расчетная длина l_0 колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости		
				поперечной рамы или перпендикулярной к оси эстакады	перпендикулярной поперечной раме или параллельной оси эстакады	
					при наличии	при отсутствии
Здания	С мостовыми кранами	При учете нагрузок от кранов	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	1,5Н ₁	0,8Н ₁
				Неразрезных	1,2Н ₁	0,8Н ₁
		Без учета нагрузок от кранов	Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Разрезных	2,0Н ₂	1,5Н ₂
				Неразрезных	2,0Н ₂	1,5Н ₂
	Без мостовых кранов	Колонны ступенчатые	Подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	Однопролетных	1,5Н	0,8Н ₁
				Многопролетных	1,2Н	0,8Н ₁
				Разрезных	2,5Н ₂	1,5Н ₂
		Колонны ступенчатые	Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	Неразрезных	2,0Н ₂	1,5Н ₂
				Однопролетных	1,5Н	0,8Н
				Многопролетных	1,2Н	0,8Н
Эстакады	Крановые Под трубопроводы	При соединении колонн с пролетным строением	Верхняя часть колонн	2,5Н ₂	2,0Н ₂	2,5Н ₂
				Однопролетных	1,5Н	0,8Н
				Многопролетных	1,2Н	0,8Н
				Разрезных	2,0Н ₁	0,8Н ₁
				Неразрезных	1,5Н ₁	0,8Н ₁
				Шарнирном	2,0Н	Н
Эстакады	Жестком	При соединении колонн с пролетным строением	Жестком	1,5Н	0,7Н	1,5Н

Примечание – При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной Н₂.
Н – полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости;
Н₁ – высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;
Н₂ – высота надкрановой части колонны от ступени (консоли) колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.

7.2 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил

7.2.1 Элементы без поперечной арматуры

7.2.1.1 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил при отсутствии вертикальной и (или) наклонной (отогнутой) арматуры, следует производить из условия

$$V \leq V_{Rd,ct} , \quad (7.79)$$

где V_{Sd} – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

$V_{Rd,ct}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры, определяемая по Формулам (7.80)–(7.82).

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

$$V_{Rd,c} = [0,1 \cdot k \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{lck})^{1/3} \cdot \left(\frac{2d}{x} \right) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d] \geq (\eta_1 \cdot \nu_{l,v \min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (7.80a)$$

$$\text{но не менее} \quad V_{Rd,c} = 0,5 \cdot \eta_1 \cdot f_{lck} , \quad (7.80б)$$

где η_1 – коэффициент, учитывающий плотность бетона, определяется по Формуле (7.16);

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

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02,$$

A_{sl} – площадь сечения продольной растянутой арматуры, учитываемой в расчете прочности наклонного сечения, при условии, что она заведена за расчетное сечение на длину не менее $(l_{bd} + d)$ и надежно заанкерена (Рисунок 7.10);

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c > (-0,2f_{cd}), \text{ МПа};$$

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

A_c – площадь бетонного сечения, мм².

$v_{l,min}$ – коэффициент, зависит от размеров сечения и прочности бетона, определяется по Таблице 7.8.

Таблица 7.8 – Значения коэффициента $v_{l,min}$

$d, \text{ мм}$	$v_{l,min}, \text{ МПа}$						
	$f_{l,ck}, \text{ МПа}$						
	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

7.2.1.3 Для однопролетных элементов без поперечной арматуры, в которых усилие предварительного напряжения передается за счет сил сцепления напрягаемой продольной арматуры и бетона (без применения дополнительных анкерных устройств), имеющих в рассматриваемой зоне трещины, нормальные к продольной оси элемента, поперечную силу, воспринимаемую элементом, следует определять по Формуле (7.76а). Если в рассматриваемой зоне элемента трещины, нормальные к продольной оси и вызванные действием изгибающих моментов, отсутствуют, расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом без поперечного армирования, допускается определять по формуле

$$V_{Rd,ct} = \frac{l \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}, \quad (7.81)$$

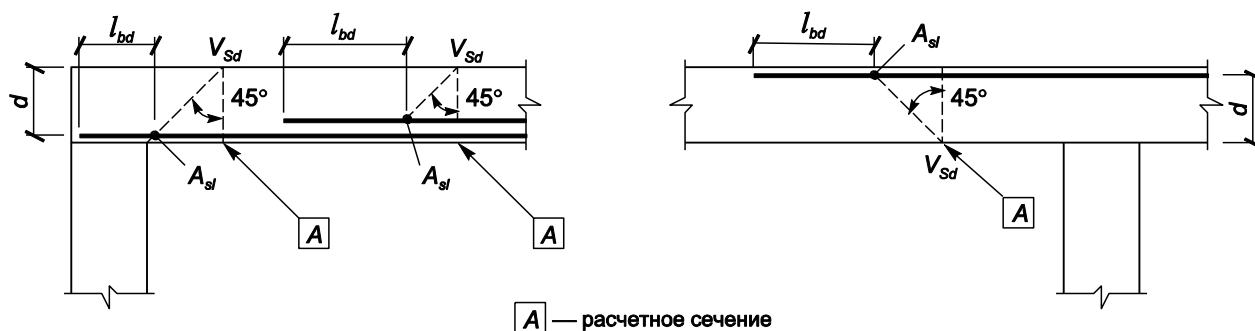
где I, S – соответственно момент инерции и статический момент для рассматриваемого поперечного сечения;

$$\alpha_1 = l_x / l_{pt2} \leq 1,$$

l_{pt2} – предельная длина зоны передачи напряжений в предварительно напряженном элементе, определяемая по Формуле (11.6);

l_x – расстояние от рассматриваемого сечения до начальной точки зоны передачи напряжений;

σ_{cp} – средние сжимающие напряжения, вызванные действием продольного усилия от нагрузки или усилием предварительного напряжения ($\sigma_{cp} = (N_{Ed} - A_s \cdot f_{yd}) / A_c$, в МПа, $N_{Ed} > 0$ – при сжатии).



А — расчетное сечение

Рисунок 7.10 – Положение расчётного сечения при определении площади поперечного армирования в Формуле (7.75)

7.2.1.4 Расчет элементов без поперечной арматуры по прочности на действие поперечных сил по Формуле (7.76а) допускается не производить для сечений на участке, располагаемом между внутренней гранью опоры и точкой, получаемой в результате пересечения продольной оси элемента с линией, наклоненной под углом 45° к внутренней грани площадки опирания.

7.2.1.5 Если расчетное сечение располагается на расстоянии $0,5d \leq x < 2d$ от грани опоры (Рисунок 7.11), его прочность на действие перерезывающей силы следует проверять по формуле

$$V_{Rd,c} = [0,1 \cdot k \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{lck})^{1/3} \cdot \left(\frac{2d}{x}\right) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d] \geq (\eta_1 \cdot \nu_{l,v \min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (7.82)$$

где

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 0,2, \quad f_{lck} - \text{в МПа,}$$

η_1 – коэффициент, зависящий от плотности бетона, определяется по Формуле (7.16);

ρ_1 – коэффициент армирования растянутой стали, имеющий сцепление с бетоном;

σ_{cp} – средние сжимающие напряжения в сечении от действия осевого усилия и усилия предварительного напряжения.

Формула (7.78) применима только для случая расчета, когда нагрузки действуют по верхней грани элемента и продольная арматура имеет достаточную анкеровку согласно требованиям Раздела 11.

7.2.1.6 Для однопролетных предварительно напряженных элементов без поперечной арматуры в зонах, не имеющих нормальных трещин, должно соблюдаться условие

$$V_{IEd} \leq 0,5 \cdot \eta_1 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu_1 \cdot f_{lck} \quad (7.83)$$

где

$$\nu_1 = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{f_{lck}}{250}\right)$$

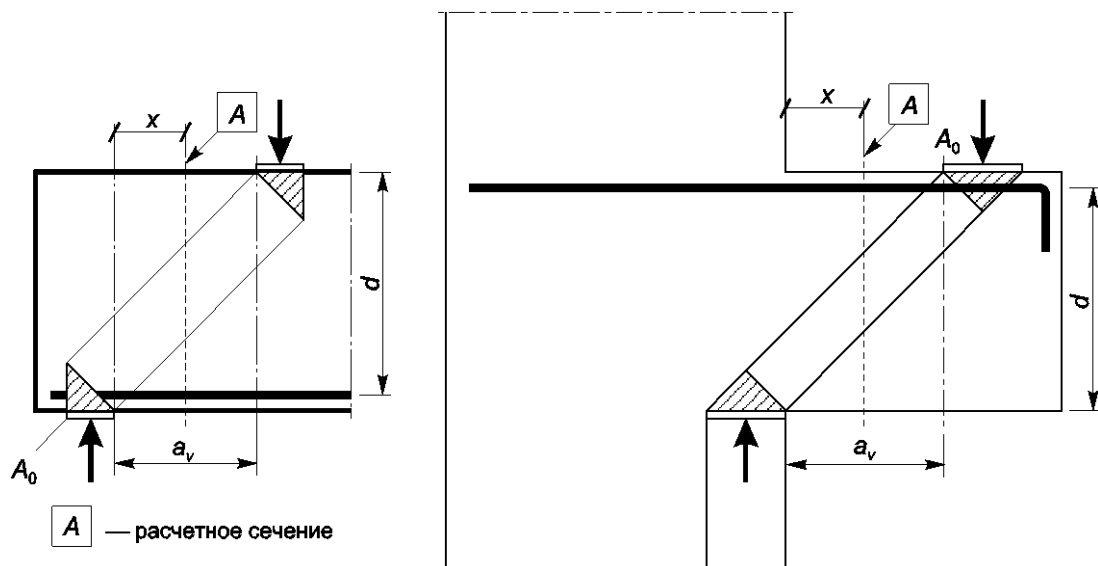


Рисунок 7.11 – К расчету коротких балок и консолей, не имеющих поперечной арматуры

7.2.2 Элементы, в которых поперечную арматуру устанавливают по расчету

7.2.2.1 В случаях, когда не выполняется условие (7.75), для обеспечения прочности элементов по наклонному сечению поперечную арматуру необходимо устанавливать по расчету.

Расчет железобетонных элементов на основе расчетной модели наклонных сечений

7.2.2.2 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям должен производиться для обеспечения прочности:

- на действие поперечной силы по наклонной трещине (см. 7.2.2.7–7.2.2.11);
- на действие изгибающего момента по наклонной трещине (см. 7.2.2.12–7.2.2.14).

7.2.2.3 В расчетах железобетонных элементов по наклонным сечениям используются уравнения равновесия проекций всех сил, действующих в наклонном сечении, на нормаль к продольной оси элемента и на продольную ось элемента, а также уравнение равновесия изгибающих моментов всех сил, действующих в наклонном сечении, относительно выбранной оси в пределах наклонного сечения.

7.2.2.4 Критерием исчерпания прочности элементов по наклонному сечению является достижение предельных усилий в сжатом бетоне над наклонной трещиной и между наклонными трещинами, а также в поперечной и продольной арматуре, пересекающей наклонные трещины.

7.2.2.5 В изгибаемых элементах отогнутые стержни допускается применять в качестве поперечного армирования в сочетании с поперечными стержнями. Угол между отогнутыми стержнями и продольной арматурой должен составлять от 30° до 60° . При этом не менее 50 % поперечной силы V_{Sd} должно быть воспринято вертикальной поперечной арматурой.

7.2.2.6 Поперечное армирование должно удовлетворять требованиям Раздела 11.

Расчет элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине

7.2.2.7 Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы (Рисунок 7.12) для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению исходя из условия

$$V \leq V_{Rd} , \quad (7.84)$$

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

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc} , \quad (7.85)$$

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

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

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

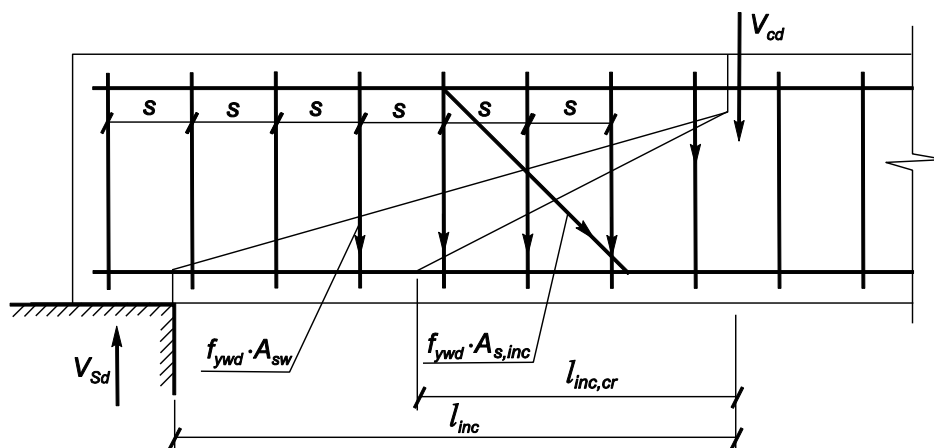


Рисунок 7.12 – Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

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

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{l_{inc}} , \quad (7.86)$$

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

η_{c2} – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона, принимается равным для бетона:

на плотном песке – 1,8;

на пористом песке – 1,5;

η_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах, определяемый по формуле

$$\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b_w) \cdot h'_f}{b_w \cdot d} \leq 0,5, \quad (7.87)$$

при этом b'_f принимается не более $(b_w + 3h'_f)$, а поперечная арматура должна быть заанкерена в полке;

η_N – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил, определяется по формуле

$$\eta_N = 0,1 \frac{N_{Sd}}{f_{ctd} \cdot b_w \cdot d} \leq 0,5 \quad (7.88)$$

Для предварительно напряженных элементов в Формулу (7.84) вместо N_{Sd} подставляется усилие предварительного обжатия N_{pd} ; положительное влияние продольных сжимающих сил не учитывается, если они создают изгибающие моменты, одинаковые по знаку с моментами от действия поперечной нагрузки.

При действии продольных растягивающих сил значение коэффициента η_N следует принимать

$$\eta_N = -0,2 \frac{N_{Sd}}{f_{ctd} \cdot b_w \cdot d}, \quad (7.89)$$

но не более 0,8 по абсолютной величине.

Значение $(1 + \eta_f + \eta_N)$ во всех случаях следует принимать не более 1,5.

Значение V_{cd} , вычисленное по Формуле (7.89), принимается не менее $\eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$.

Коэффициент η_{c3} принимается равным:

– для легкого бетона – 0,6;

– для мелкозернистого – 0,5.

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

7.2.2.9 Длина $l_{inc,cr}$ проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента определяется из минимума выражения $(V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc})$, где в Формулу (7.82)

при определении значения V_{cd} вместо l_{inc} подставляется $l_{inc,cr}$. Полученное значение $l_{inc,cr}$ принимается не более $2d$ и не более значения l_{inc} , а также не менее d , если $l_{inc} > d$.

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

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{v_{sw}}}, \quad (7.90)$$

где v_{sw} – усилие в хомутах на единицу длины элемента, определяемое по формуле

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s}. \quad (7.91)$$

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

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr}. \quad (7.92)$$

При этом для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно выполняться условие

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w}{2}. \quad (7.93)$$

7.2.2.11 При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами по формуле

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

где $V_{Rd,max} = 0,3 \eta_{w1} \cdot \eta_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$; (7.94)

η_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, и определяемый по формуле

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \alpha_E \cdot \rho_{sw} \leq 1,3, \quad (7.95)$$

здесь $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$; $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s}$;

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

здесь $\beta_4 = 0,01$;

f_{cd} – в МПа (Н/мм²).

Расчет элементов на действие изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине

7.2.2.12 Расчет железобетонных элементов на действие изгибающего момента (Рисунок 7.13) для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по опасному наклонному сечению из условия

$$M \leq M_{Rd}, \quad (7.96)$$

где M_{Sd} – изгибающий момент от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, перпендикулярной плоскости действия момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий N_c в сжатой зоне сечения;

M_{Rd} – изгибающий момент, воспринимаемый сечением, относительно той же оси

$$M_{Rd} = M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (7.97)$$

здесь M_s – изгибающий момент относительно той же оси от продольного усилия в продольной арматуре, пересекающей растянутую зону наклонного сечения; определяется по формуле

$$M_s = f_{yd} \cdot A_s \cdot z,$$

где A_s – площадь сечения продольной арматуры, пересекающей наклонное сечение;

z – расстояние между равнодействующей усилий в продольной арматуре и равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения. При отсутствии полной анкеровки продольной арматуры расчетные сопротивления арматуры растяжению f_{yd} в месте пересечения ею наклонного сечения принимаются сниженными, что учитывается коэффициентом $\eta_{s5} = l_x / l_{bd}$;

M_{sw} – изгибающий момент относительно той же оси от усилий в хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения; M_{sw} в случае армирования хомутами, нормальными к продольной оси элемента, с равномерным шагом в пределах растянутой зоны рассматриваемого наклонного сечения, определяется по формуле

$$M_{sw} = v_{sw} \cdot \frac{l_{inc}^2}{2}; \quad (7.98)$$

$M_{s,inc}$ – изгибающий момент относительно той же оси от усилий в отгибах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения.

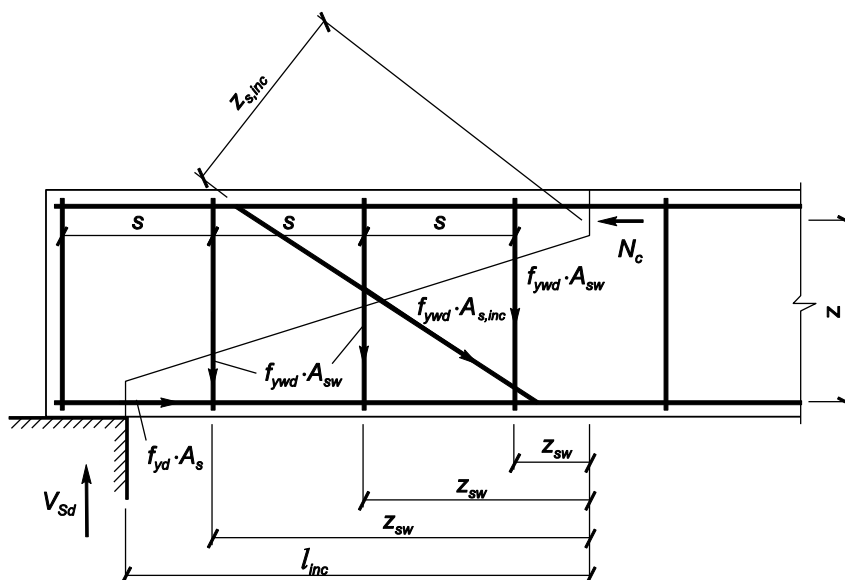


Рисунок 7.13 – Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента

Высота сжатой зоны наклонного сечения определяется из условия равновесия проекций на продольную ось элемента усилий в бетоне сжатой зоны и в арматуре, пересекающей растянутую зону наклонного сечения.

Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента следует производить в местах обрыва или отгиба продольной арматуры, а также в приопорной зоне балок и у свободного края консолей. Кроме того, расчет наклонных сечений на действие момента необходимо производить в местах резкого изменения конфигурации сечения элемента (подрезки).

7.2.2.13 В балках с двузначной эпюрой изгибающих моментов, если изгибающий момент от внешнего нагружения меняет знак в пределах пролета среза и выполняется условие

$$\tau_{\max} = \frac{V_{cr} \cdot S}{I_{red} \cdot b} \geq \frac{M_{Sd} \cdot \eta}{W_{pl}}, \quad (7.99)$$

следует выполнить проверку прочности наклонного сечения, проходящего от одной сжатой грани к противоположной сжатой грани (до появления наклонной трещины), на действие изгибающего момента.

В Формуле (7.105):

V_{cr} – поперечная сила, соответствующая моменту образования нормальных трещин;

S – статический момент части площади поперечного сечения, расположенной выше (или ниже) центра тяжести приведенного сечения относительно центральной оси;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения;

W_{pl} – упруго-пластический момент сопротивления приведенного сечения;

η – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,6.

7.2.2.14 Проверка на изгиб по наклонному сечению производится относительно точки пересечения продольной арматуры с наклонным сечением, при этом величина усадки в бетоне у противоположной грани принимается равной нулю.

Расчет железобетонных элементов по прочности на основе стержневой модели

7.2.2.15 Расчет железобетонных элементов по прочности при действии поперечных сил (Рисунок 7.14) следует производить из условия

$$V \leq V_{Rd,sy}.$$

Расчет при отсутствии продольных сил, действующих на сечение

7.2.2.16 Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием, следует определять по формуле

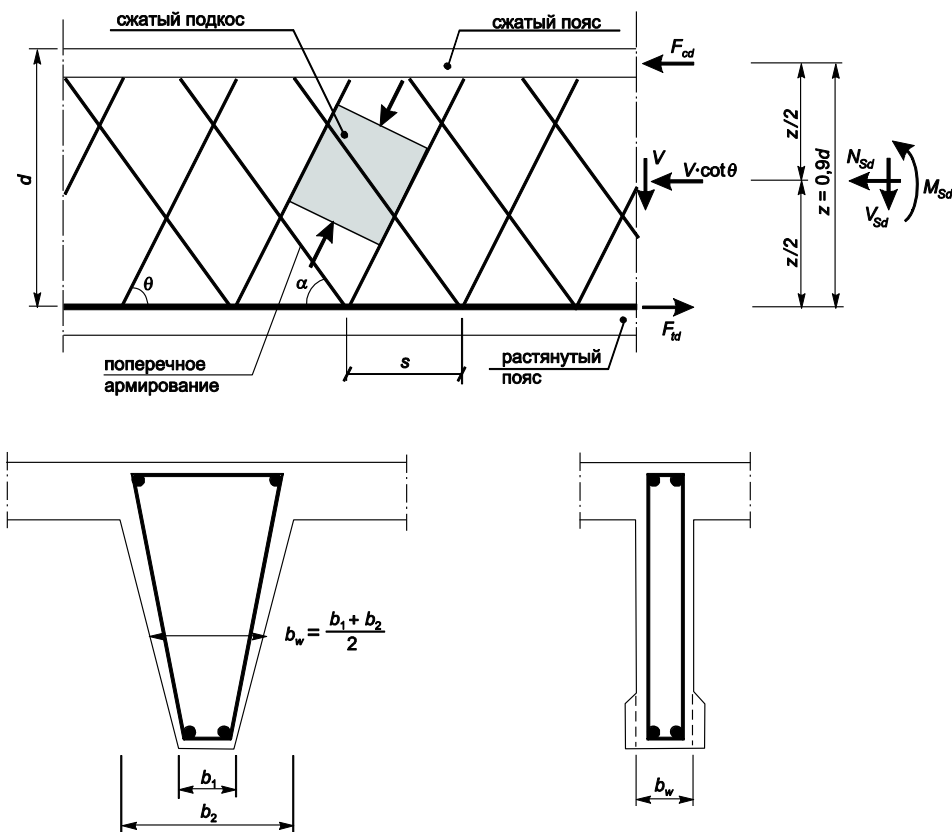
$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (7.100)$$

$$\text{при } \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{lck} \quad (7.101)$$

$$\text{и } \nu = 0,5 \left(1 - \frac{f_{lck}}{250} \right) \quad (7.102)$$

7.2.2.17 Расчетная поперечная сила, определенная по Формуле (7.96), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, рассчитываемую по формуле

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}. \quad (7.103)$$



α – угол наклона между поперечной и продольной рабочей арматурой;

θ – угол наклона между сжатой бетонной полосой (подкосом) и продольной рабочей арматурой. Максимально возможное значение $\cot \theta$ допускается принимать равным 2,5. Допускается принимать меньшие значения $\cot \theta$ при соблюдении нижнего предела $\cot \theta > 1$;

b_w – наименьшая ширина стенки;

z – плечо внутренней пары сил, значение которого при расчетах допускается принимать примерно $z = 0,9d$;

d – рабочая высота сечения

Рисунок 7.14 – К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы на основе стержневой модели

7.2.2.18 Для элементов, имеющих отогнутую под углом $\alpha \geq 45^\circ$ арматуру, предельную расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом, следует определять по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha, \quad (7.104)$$

$$\text{при } \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s \cdot b_w} \leq \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}. \quad (7.105)$$

Расчетная поперечная сила, определенная по Формуле (100), не должна превышать поперечную силу $V_{rd,max}$, определенную по формуле

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{kcd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (7.106)$$

7.2.2.19 Практический метод расчета железобетонных балок с вертикальными хомутами оценивает прочность приопорной зоны балки как совместное действие растянутых вертикальных ветвей хомутов и сжатых наклонных бетонных подпорок на длине, отстоящей от опоры на половину ширины балки ($b_w/2$) и далее равной эффективной высоте сечения ($b_w/2+d$) (Рисунок 7.15).

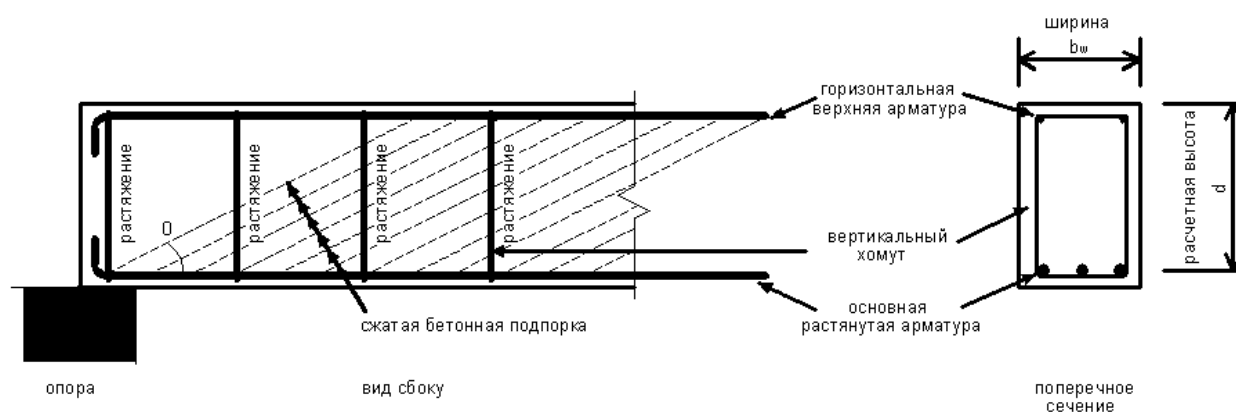


Рисунок 7.15 – Опорная часть балки, воспринимающая поперечную силу: растянутые хомуты и сжатые бетонные подпорки

Расчет основан на доказательстве достаточной прочности бетона на сжатие. Достаточное минимальное армирование после образования трещин учитывается постановкой вертикальных хомутов (Рисунок 7.16).

Расчет балки на действие поперечной силы производится в следующей последовательности:

- 1) Находим величину поперечной силы V_{Fd1} , в сечении на расстоянии $b_w/2$ (половины ширины сечения балки);
- 2) Находим наибольшие напряжения от поперечной силы V_{Fd1} в указанном выше сечении: $V_{Fd1} = V_{Fd1} / (0,9 \cdot b_w \cdot d)$;
- 3) Определяем прочность бетона в наклонной зоне v_{Fd} по Таблице 7.9 в зависимости от характеристической прочности бетона;
- 4) Если $V_{Fd1} \geq V_{Fd}$, то в соответствии с СН РК EN 1992:2004/2011 принимаем значение угла θ до 45° . В этом случае необходимо увеличить размеры сечения балки или увеличить прочность бетона;
- 5) Если $V_{Fd1} \leq V_{Fd}$, то принимаем значение угла $\theta = 22^\circ$ и выполняем этапы 6-11;
- 6) Определяем V_{Fd2} , равную поперечной силе на расстоянии d от предыдущего сечения ($b_w/2 + d$);

7) Находим наибольшие напряжения от поперечной силы V_{Fd2} в указанном выше сечении: $V_{Fd2} = V_{Fd2} / (0,9 \cdot b_w \cdot d)$;

8) Высчитываем требуемую площадь сечения поперечной арматуры:

$$A_{sw}/s = 0,4 \cdot V_{Fd2} \cdot b_w / 0,87 \cdot f_{ck};$$

9) Определяем минимальное поперечное армирование A_{sw} по Таблице 7.10;

10) Выполняем следующие конструктивные требования по расстоянию s между хомутами в балке:

- минимальное расстояние $s = 75$ мм,
- максимальное расстояние $s = d$, но не больше 600 мм.

11) Подбираем шаг хомутов в соответствии с Таблицей 7.11.

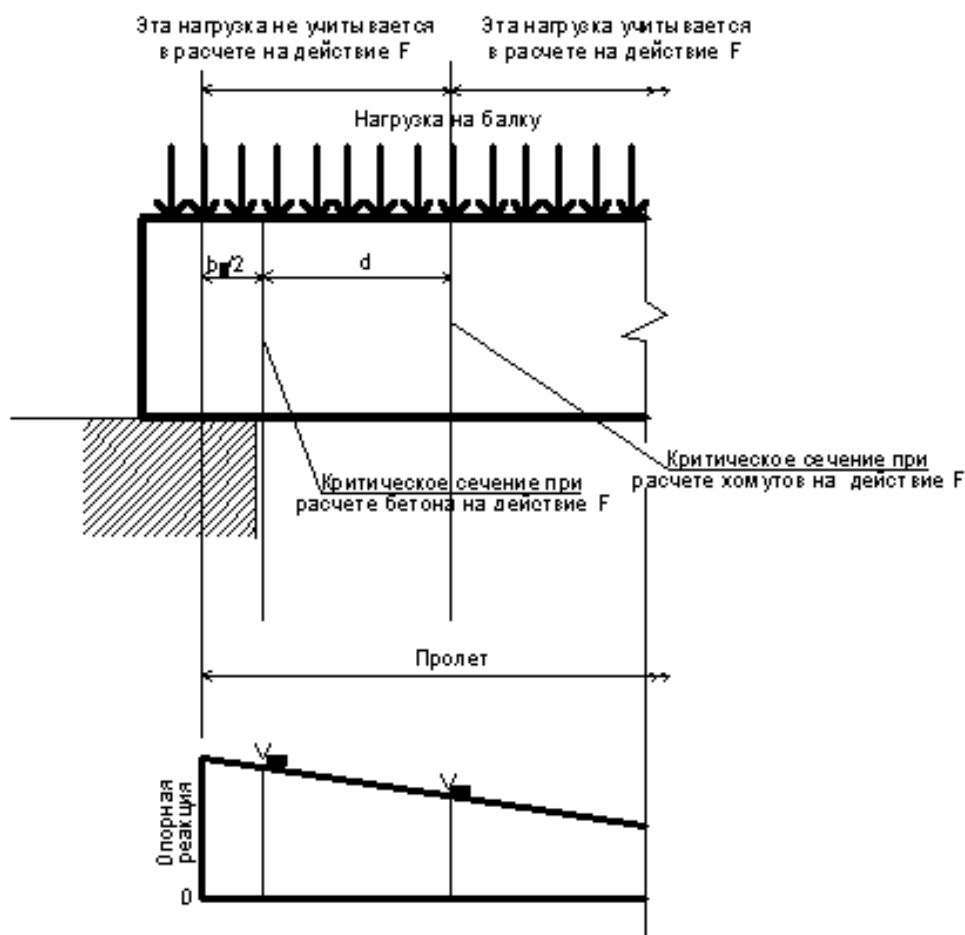


Рисунок 7.16 - Критические сечения для расчета балки на действие поперечной силы

Таблица 7.9 – Допустимые напряжения в бетоне ν_{Fd} при расчете прочности балок по поперечной силе

f_{ck} , МПа	16	20	25	30	35	40	45	50
ν_{Rd} , МПа	2,00	2,50	3,10	3,64	4,15	4,63	5,08	5,51

Таблица 7.10 – Минимальная количество поперечной арматуры из стали А240

f_{ck} , МПа	16	20	25	30	35	40	45	50
Мин. A_{sw}/s	0,00133. b_w	0,00167. b_w	0,00177. b_w	0,00183. b_w	0,00198 b_w	0,0021 b_w	0,00223. b_w	0,00235. b_w

Таблица 7.11 – Площадь сечения двухсрезных вертикальных хомутов ($\text{мм}^2/\text{мм}$) в зависимости от шага хомутов s

Диаметр хомута	Шаг хомутов s , мм								
	75	100	125	150	175	200	250	300	350
$\phi 6$ А240	0,754	0,565	0,452	0,377	0,323	0,283	0,226	0,188	0,162
$\phi 8$ А240	1,340	1,005	0,804	0,670	0,574	0,503	0,402	0,335	0,287
$\phi 10$ А240	2,094	1,571	1,257	1,047	0,898	0,785	0,628	0,524	0,449
$\phi 12$ А240	3,016	2,262	1,810	1,508	1,293	1,131	0,908	0,754	0,646
$\phi 16$ А240	5,362	4,021	3,217	2,681	2,298	2,011	1,608	1,340	1,149

Расчет по поперечной силе при действии на сечение продольных усилий

7.2.2.20 Для элементов, подвергнутых действию осевых продольных сжимающих усилий, максимальную поперечную силу, воспринимаемую расчетным сечением, следует определять по формуле

$$V_{Rd,max,comp} = \alpha_c \cdot V_{Rd,max}, \quad (7.107)$$

где $V_{Rd,max}$ – поперечная сила, определяемая по Формулам (7.113) или (7.116);

α_c – коэффициент, учитывающий влияние продольного осевого усилия и определяемый:

$$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}, \quad (7.108a)$$

$$\alpha_c = 1,25 \quad \text{при } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}, \quad (7.108b)$$

$$\alpha_c = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{при } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd}, \quad (7.108в)$$

здесь σ_{cp} – средние значения сжимающих напряжений (рассматриваемые со знаком «плюс»), вызванных действием продольного осевого усилия. Напряжения σ_{cp} не учитывают при расчете сечений, располагающихся на расстоянии меньшем, чем $0,5d \cdot \cot\theta$ от грани опоры.

7.2.2.21 При расчете прочности элементов, воспринимающих растягивающие продольные усилия, в расчетных Формулах (7.100)–(7.107) следует принимать $\cot\theta = 1$.

7.2.2.22 Дополнительное растягивающее усилие в продольной арматуре ΔT_d , вызванное действием перерезывающей силы, следует определять по формуле

$$\Delta T_d = 0,5 \cdot V_{Sd} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) \quad (7.109)$$

При этом суммарное растягивающее усилие в продольной арматуре $(M_{Sd}/z) + \Delta T_d$ не должно быть большим, чем $M_{Sd,max}/z$.

7.2.2.23 Если расчетное сечение располагается на расстоянии $0,5d < x < 2,0d$ от грани опоры (короткой балки, консоли), прочность при срезе V_{Rd} определяют по формуле

$$V_{Rd} = V_{Rd,ct} + A_{sw} f_{ywd} \sin\alpha, \quad (7.110)$$

где $V_{Rd,ct}$ – определяют по Формуле (7.82) для наиболее неблагоприятного положения расчетного сечения x ;

$A_{sw} f_{ywd} \sin\alpha$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, пересекаемой наклонной трещиной.

При этом в расчет вводят только поперечную арматуру в середине участка длиной $0,75a_v$ (см. Рисунок 7.11).

Значение V_{Rd} , рассчитанное по Формуле (7.106), не должно превышать $V_{Rd,max}$, рассчитанное по Формуле (7.103).

Общий метод расчета железобетонных элементов при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил

7.2.2.24 Прочность железобетонного элемента по наклонному сечению при расчете на совместное действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил следует проверять из условия

$$V \leq V_{Rd,ct} + V_{Rd,sy} \leq 0,25\alpha f_{cd} b_w z, \quad (7.111)$$

где $V_{Rd,ct}$ – расчётная поперечная сила, воспринимаемая элементом, не имеющим поперечного армирования, определяется по Формуле (7.112);

$V_{Rd,sy}$ – расчётная поперечная сила, воспринимаемая элементом, имеющим поперечное армирование, определяется по Формуле (7.114);

αf_{cd} – расчетное сопротивление бетона.

7.2.2.25 Расчётную поперечную силу, воспринимаемую элементом, не имеющим поперечного армирования, следует определять по формуле

$$V_{Rd,ct} = \sigma_1 \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta, \quad (7.112)$$

где σ_1 – средние значения главных растягивающих напряжений, определяемые по диаграмме деформирования в зависимости от средних значений главных относительных деформаций растяжения ε_1 в соответствии с указаниями Раздела 6.

Средние значения главных растягивающих напряжений в Формуле (7.111) должны удовлетворять условию

$$\sigma_1 \leq \frac{0,18\sqrt{f'_c}}{0,3 + \frac{24W_k}{a + 16}} \cdot \tan \theta + \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w} \cdot (f_{ywd} - \sigma_{sw}). \quad (7.113)$$

7.2.2.26 Расчётную поперечную силу, воспринимаемую элементом, следует определять по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \cdot z}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha. \quad (7.114)$$

В Формулах (7.112)–(7.114):

θ – угол наклона сжатого подкоса к продольной арматуре (продольной оси элемента);

α – угол наклона поперечной арматуры к продольной оси элемента;

A_{sw} – площадь поперечной арматуры в расчетном сечении;

s – шаг поперечной арматуры;

σ_{sw} – напряжение в поперечной арматуре;

a – максимальный размер зерна крупного заполнителя, использованного для приготовления бетонной смеси;

w_k – ширина раскрытия наклонной трещины, определяемая по формуле

$$w_k = \varepsilon_1 \cdot s_{m\theta},$$

$s_{m\theta}$ – среднее расстояние между диагональными трещинами, определяемое в общем случае по формуле

$$s_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{mx}} + \frac{\cos \theta}{s_{my}}},$$

здесь s_{mx} , s_{my} – соответственно средние расстояния между вертикальными и горизонтальными составляющими наклонной трещины.

7.2.2.27 Допускается производить расчет прочности наклонного сечения в предположении, что напряжения в поперечной арматуре достигают расчетного сопротивления, принимая в Формулах (7.109) и (7.110) $\sigma_{sw} = f_{ywd}$

$$V_{Sd} \leq \beta_3 \sqrt{\alpha \cdot f_{cd}} \cdot b_w \cdot z + \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z}{s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \leq 0,25 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z, \quad (7.115)$$

где β_3 – коэффициент, зависящий от величины средних значений главных относительных деформаций растяжения ε_1 и определяемый по формуле

$$\beta_3 = \frac{0,33 \cdot \cot \theta}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \leq \frac{0,18}{0,3 + 24 \cdot \frac{W_k}{a + 16}}. \quad (7.116)$$

Средние значения главных относительных деформаций растяжения ε_1 в Формуле (7.116) следует определять по формуле

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cdot \cot^2 \theta, \quad (7.117)$$

где ε_2 – главные относительные деформации сжатия, определяемые по трансформированной диаграмме деформирования « σ_2 – ε_2 » (см. Раздел 6), в зависимости от величины главных сжимающих напряжений σ_2 ;

ε_x – средние продольные относительные деформации, рассчитываемые на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры по формуле

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_{Sd}}{z} + 0,5N_{Sd} + 0,5V_{Sd} \cdot \cot \theta - A_p \cdot \sigma_{sp,dec}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_p} \geq 0, \quad (7.118)$$

где M_{Sd} , N_{Sd} , V_{Sd} – соответственно изгибающий момент, продольная и поперечная силы в расчетном сечении;

A_s , A_p – соответственно площадь ненапрягаемой и напрягаемой продольной арматуры в расчетном сечении;

$\sigma_{sp,dec}$ – напряжение в напрягаемой арматуре в момент, когда напряжение в окружающем ее бетоне (на уровне арматуры) погашается до нуля (допускается принимать $\sigma_{sp,dec} = 1,1\sigma_{mt}$, где σ_{mt} – напряжение в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь, определяемое в соответствии с требованиями Раздела 9).

Среднее значение главного сжимающего напряжения допускается определять по упрощенной формуле

$$\sigma_2 = \tau \cdot (\tan \theta + \cot \theta) = \frac{V_{Sd} - V_{pd}}{b_w \cdot z} \cdot (\tan \theta + \cot \theta), \quad (7.119)$$

где V_{pd} – вертикальная составляющая усилия предварительного обжатия для элементов с отогнутой напрягаемой арматурой.

7.2.2.28 Требуемое количество расчетной поперечной арматуры допускается определять из условия

$$V_{Rd,sy} \geq V_{Sd} - V_{Rd,ct} - V_{pd}. \quad (7.120)$$

В соответствии с принятыми расчетными предпосылками поперечная арматура достигает расчетного сопротивления на участке длиной $z \cdot \cot \theta$, а расчетное сечение располагается в середине этого участка. При расчете по общему методу первое расчетное сечение в зоне совместного действия изгибающих моментов, продольных и поперечных сил следует располагать на расстоянии $0,5z \cdot \cot \theta$ от внутренней грани опоры. При действии сосредоточенной силы прочность сечений, располагаемых ближе, чем на расстоянии $0,5z \cdot \cot \theta$ от места приложения силы, допускается не проверять. Для упрощения допускается вместо $0,5z \cdot \cot \theta$ принимать $0,5z$.

7.2.2.29 Усилие, действующее в продольной растянутой арматуре, вызванное совместным действием изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, должно удовлетворять условию

$$A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd} > \frac{M_{Sd}}{z} + 0,5 \cdot N_{Sd} + (V_{Sd} - 0,5 \cdot V_{Rd,sy}) \cdot \cot \theta, \quad (7.121)$$

где M_{Sd} , N_{Sd} – соответственно изгибающий момент и продольная сила, действующие в рассматриваемом сечении, вызванные действием расчетных нагрузок.

Особенности расчета железобетонных элементов с переменной высотой поперечного сечения по прочности на срез

7.2.2.30 Расчетная поперечная сила при переменном плече внутренней пары сил определяется по формуле

$$V_{Sd} = V_{Sd,w} - V_{ccd} - V_{td}, \quad (7.122)$$

где $V_{Sd,w}$ – расчетная поперечная сила в сечении элемента с переменной высотой;
 V_{ccd} – составляющая усилия в сжатой зоне, параллельная направлению действия $V_{Sd,w}$;
 V_{td} – составляющая усилия в растянутой зоне, параллельная направлению действия $V_{Sd,w}$.

Составляющие V_{ccd} и V_{td} учитываются как дополнительные к $V_{Sd,w}$, если их направления действия совпадают с $V_{Sd,w}$.

Срез между стенкой и полкой

7.2.2.31 Прочность на срез между стенкой и полкой (EN 1739) следует рассчитывать, рассматривая полку как систему сжатых подкосов, соединенных растянутыми элементами в виде поперечной арматуры (Рисунок 7.15).

Количество поперечного армирования, устанавливаемого в полке на единицу длины A_{sf}/s_f , следует определять из условия

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq v_{Sd} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_r, \quad (7.123)$$

где v_{Sd} – среднее усилие среза, приходящееся на единицу длины рассчитываемого участка по одну сторону от стенки, определяемое по формуле

$$v_{Sd} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x}, \quad (7.124)$$

здесь ΔF_d – приращение результирующей нормальных напряжений, распределенных в пределах полки с одной стороны от стенки на длине рассматриваемого участка Δx (см. Рисунок 7.15).

При этом для предотвращения раздавливания сжатого подкоса, выделяемого наклонными трещинами в пределах полки, должно выполняться условие

$$v_{Sd} \leq v \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot \sin \theta_r \cdot \cos \theta_r. \quad (7.125)$$

При расчетах по Формулам (7.129) и (7.131) допускается принимать следующие значения угла θ_r :

- для сжатой полки $\cot \theta_r = 2,0$ ($\theta_r = 26,5^\circ$);
- для растянутой полки $\cot \theta_r = 1,25$ ($\theta_r = 38,6^\circ$).

В расчетах следует учитывать армирование полки, установленное для восприятия изгибающего момента в поперечном направлении (местный изгиб в полке).

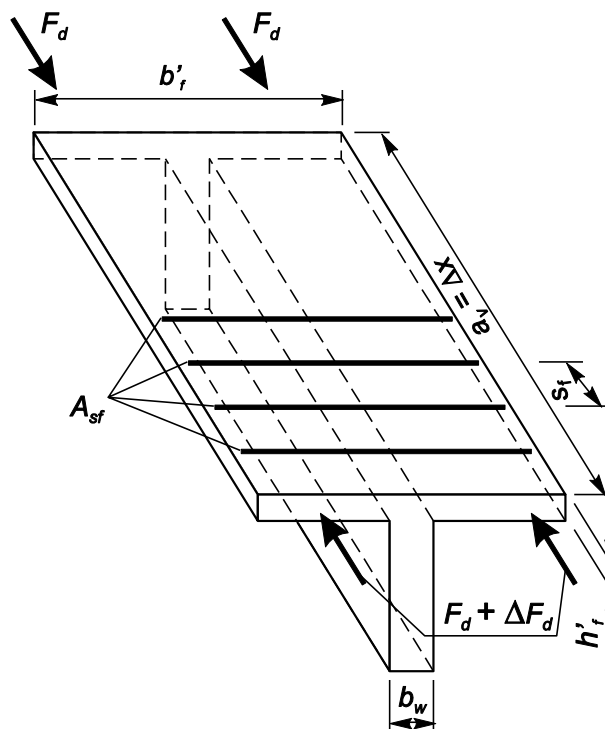


Рисунок 7.15 – К расчету на срез между полкой и стенкой

7.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие крутящих моментов

7.3.1 Расчет элементов, работающих на кручение с изгибом, на основе модели пространственного сечения

7.3.1.1 При действии на элемент крутящих моментов разрушение происходит по пространственному сечению, которое образовано спиральной трещиной и замыкающей ее сжатой зоной, расположенной под углом θ к продольной оси элемента.

7.3.1.2 Расчет прочности пространственного сечения следует производить из условия равновесия моментов всех внешних и внутренних сил в плоскости, нормальной к линии, ограничивающей сжатую зону пространственного сечения, относительно оси, перпендикулярной этой плоскости и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

7.3.1.3 Предельные усилия в пространственном сечении следует определять на основе следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;
- сжатая зона пространственного сечения условно представляется плоскостью, расположенной под некоторым углом θ к продольной оси элемента, а сопротивление бетона сжатию – напряжениями $f_{cd} \cdot \sin \theta$, равномерно распределенными по сжатой зоне;
- растягивающие напряжения в продольной и поперечной арматуре, пересекающей растянутую зону пространственного сечения, принимаются равными соответственно f_{yd} и f_{ywd} ;

– напряжение в арматуре, расположенной в сжатой зоне, принимается согласно указаниям Раздела 6.

Элементы прямоугольного сечения

7.3.1.4 При расчете элементов, работающих на кручение с изгибом, должно выполняться условие

$$T_s \leq 0,1 \alpha_{lc} f_{cd} \cdot b^2 \cdot h, \quad (7.126)$$

где b, h – соответственно меньший и больший размеры сторон поперечного сечения элемента;

α_{lc} – коэффициент, определяемый согласно указаниям раздела 6.

Значение f_{cd} для бетона классов выше LC25/28 принимается как для бетона класса LC25/33.

7.3.1.5 Расчет пространственного сечения (Рисунок 7.16) по прочности следует производить из условия

$$T_{sd} \leq f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \frac{1 + \eta_w \cdot \delta \cdot \lambda^2}{\eta_q \cdot \lambda + \chi} \cdot (d - 0,5x). \quad (7.127)$$

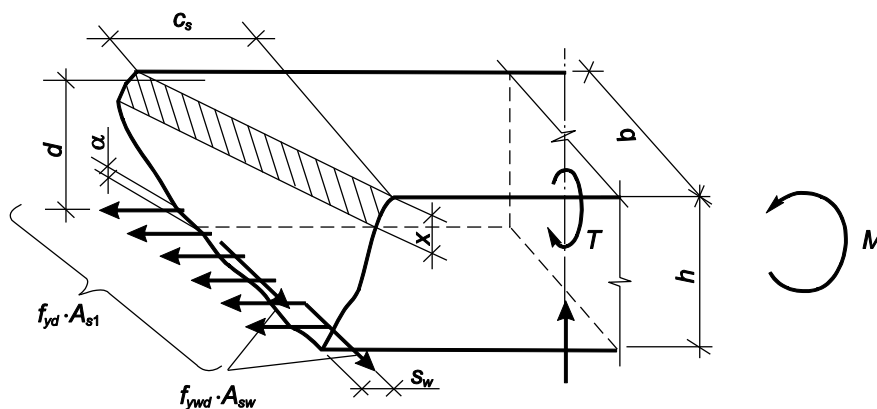


Рисунок 7.16 – Схема усилий в пространственном сечении железобетонного элемента, работающего на кручение с изгибом, при расчете его по прочности
Высоту сжатой зоны x следует определять из уравнения

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha_{lc} f_{cd} \cdot b \cdot x. \quad (7.128)$$

Расчет следует производить для трех расчетных схем расположения сжатой зоны пространственного сечения:

1-я схема – у сжатой от изгиба грани элемента (Рисунок 7.17а);

2-я схема – у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента (Рисунок 7.17б);

3-я схема – у растянутой от изгиба грани элемента (Рисунок 7.17в).

В Формулах (7.127) и (7.128):

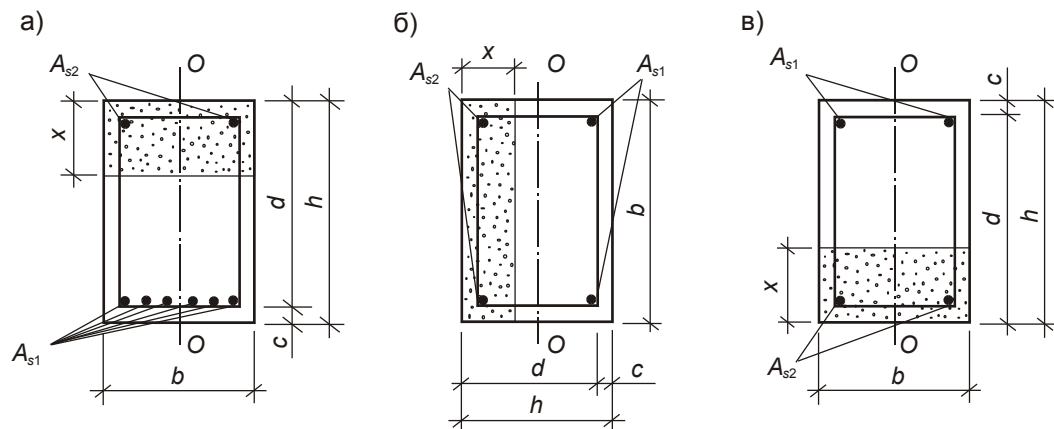
A_{s1}, A_{s2} – площади поперечного сечения продольной арматуры, расположенной при данной расчетной схеме соответственно в растянутой и сжатой зонах;

b, h – размеры сторон поперечного сечения элемента, соответственно параллельных и перпендикулярных линии, ограничивающей сжатую зону;

$$\delta = \frac{b}{2h + b}; \quad (7.129)$$

$$\lambda = \frac{c_s}{b}; \quad (7.130)$$

где c_s – длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; расчет следует производить для наиболее опасного значения c_s , определяемого последовательным приближением и принимаемого не более $(2h + b)$.



$O-O$ – плоскость действия изгибающего момента

а – у сжатой от изгиба грани элемента;

б – у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента;

в – у растянутой от изгиба грани элемента

Рисунок 7.17 – Расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения

В Формуле (7.123) значения χ и η_q , характеризующие соотношение между действующими усилиями T_{sd} , M_{sd} и V_{sd} , следует принимать:

- при отсутствии изгибающего момента $\chi = 0$, $\eta_q = 1$;
- при расчете по 1-й схеме $\chi = M_{sd}/T_{sd}$, $\eta_q = 1$;
- при расчете по 2-й схеме $\chi = 0$, $\eta_q = 1 + V_{sd} \cdot h / (2T_{sd})$;
- при расчете по 3-й схеме $\chi = -(M_{sd}/T_{sd})$, $\eta_q = 1$.

Крутящий момент T , изгибающий момент M и поперечную силу V следует принимать для сечения, нормального к продольной оси элемента и проходящего через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения.

Коэффициент η_w , характеризующий соотношение между поперечной и продольной арматурой, следует определять по формуле

$$\eta_w = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot b}{f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot s}, \quad (7.131)$$

где A_{sw} – площадь сечения одного стержня поперечной арматуры, расположенного у грани, являющейся растянутой для рассматриваемой расчетной схемы;

s – расстояние между соседними стержнями (шаг) поперечной арматуры.

При этом значения η_w должны быть не менее

$$\eta_{w,\min} = \frac{0,5}{1 + 0,5 \cdot M_{Sd} / (\eta_w \cdot M_{Rd})} \quad (7.132)$$

$$\text{и не более } \eta_{w,\max} = 1,5 \cdot \left(1 - \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right), \quad (7.133)$$

где M_{Sd} – изгибающий момент, принимаемый:

для 2-й схемы – равным нулю;

для 3-й схемы – со знаком «минус»;

M_{Rd} – предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента.

Если значение η_w , подсчитанное по Формуле (7.127), меньше $\eta_{w,\min}$, то усилие $f_{yd} A_{s1}$, вводимое в Формулы (7.123) и (7.124), умножается на отношение $\eta_w / \eta_{w,\min}$.

В случае, когда выполняется условие

$$T \leq 0,5 V_{Sd} \cdot b, \quad (7.134)$$

вместо расчета по 2-й схеме следует производить расчет из условия

$$V_{Sd} \leq V_{sw} + V_{cd} - \frac{3T_{Sd}}{b}, \quad (7.135)$$

где b – размер стороны поперечного сечения элемента, которая находится в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба;

V_{cd} , V_{sw} – следует определять по Формулам (7.85) и (7.91).

7.3.2 Расчет элементов, работающих на кручение, на основе модели пространственной фермы

7.3.2.1 Элемент, работающий на кручение, после образования трещин следует рассматривать как пространственную ферму, которая состоит из стержней продольной

арматуры, являющихся параллельными поясами, и решетки из сжатых бетонных подкосов, образованных диагональными трещинами, и связывающих эти подкосы растянутых стержней поперечной арматуры.

7.3.2.2 Расчет элемента по прочности на кручение следует производить на основании уравнений равновесия внешних и внутренних сил, при этом рассматривают замкнутое коробчатое поперечное сечение. Толщина условной стенки коробчатого сечения не должна быть больше толщины фактической стенки.

7.3.2.3 Сплошное поперечное сечение следует заменять коробчатым сечением с сохранением наружных обводов и размеров сплошного сечения (см. Рисунок 7.18).

7.3.2.4 Открытое поперечное сечение (например, тавровое) следует разделять на отдельные части, каждую из которых рассматривают как коробчатое сечение. Прочность на кручение элемента, имеющего открытое поперечное сечение, является суммой прочностей его отдельных частей.

7.3.2.5 Суммарный крутящий момент, воспринимаемый отдельными частями сечения элемента, не должен существенно отличаться от момента, определенного на основе упругого расчета элемента, не разделенного на отдельные части.

7.3.2.6 Жесткость при кручении элемента, имеющего сечение непрямоугольной формы, следует определять путем суммирования жесткостей отдельных прямоугольных частей, на которые это непрямоугольное сечение разделено. Делить непрямоугольное сечение на отдельные прямоугольные части следует таким образом, чтобы суммарная жесткость отдельных прямоугольных частей была максимальной.

7.3.2.7 В расчетах допускается не учитывать кручение, если крутящий момент меньше четверти крутящего момента, вызывающего образование трещин:

$$T < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{u}, \quad (7.136)$$

где A —полная площадь сечения внутри его наружного периметра, включающая площадь внутренней пустотелой части;

u —наружный периметр сечения.

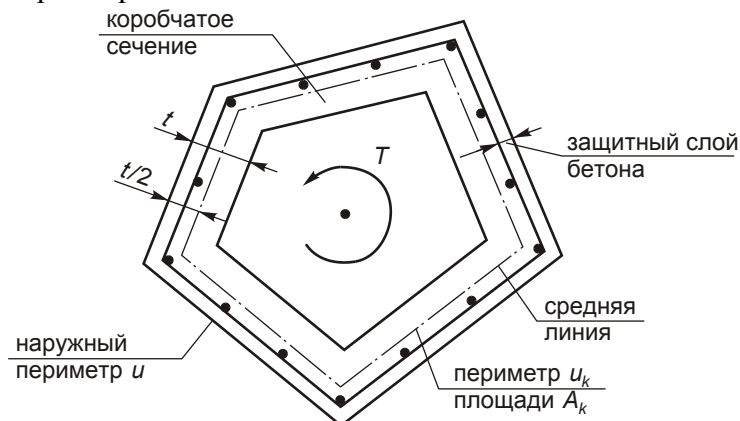


Рисунок 7.18 – Схема сечения элемента, подвергнутого кручению, принятые термины и обозначения

Прочность элемента на кручение

7.3.2.8 При расчете элемента на кручение должны выполняться условия

$$T \leq T_{Rd1}, \quad (7.137)$$

$$T \leq T_{Rd2}, \quad (7.138)$$

где T_{Rd1} – предельный крутящий момент, который может быть воспринят сжатыми бетонными подкосами (прочность элемента на кручение по бетону);

T_{Rd2} – предельный крутящий момент, который может быть воспринят арматурой (прочность элемента на кручение по арматуре).

7.3.2.9 Прочность на кручение T_{Rd1} следует определять по формуле

$$T_{Rd1} = \frac{2 \cdot \nu \cdot t \cdot A_k}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (7.139)$$

где t – толщина условной стенки сплошного или коробчатого сечения; $t \leq A/u$, но не более фактической толщины стенки; не допускается принимать величину t менее двойной толщины защитного слоя бетона продольной арматуры;

A_k – полная площадь сечения внутри средней линии u_k , включающая площадь внутренней пустотелой части;

ν_1 – безразмерный коэффициент, величину которого следует определять по формуле

$$\nu_1 = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{f_{lck}}{250} \right) \geq 0,35 \quad (f_{lck} - \text{в Н/мм}^2), \quad (7.140)$$

коэффициент ν следует использовать в случае, когда поперечная арматура размещается только у наружной поверхности элемента; если поперечная арматура размещается у наружной и внутренней граней условной стенки элемента, имеющего сплошное сечение, либо у обеих граней стенки элемента, имеющего коробчатое сечение, величину ν следует определять по Формуле (7.105);

θ – угол наклона бетонных подкосов к продольной оси элемента:

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ. \quad (7.141)$$

7.3.2.10 Прочность элемента на кручение T_{Rd2} следует определять по формуле

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \cot \theta \quad (7.142)$$

Дополнительную площадь сечения продольной арматуры A_s , необходимую для восприятия усилий, возникающих вследствие кручения элемента, следует определять из уравнения

$$A_s \cdot f_{yd} = T_{Rd2} \cdot \frac{u_k}{2 \cdot A_k} \cdot \cot \theta, \quad (7.143)$$

где f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры;

f_{yd} – расчетное сопротивление продольной арматуры;

A_{sw} – площадь сечения одного стержня поперечной арматуры;

u_k – длина средней линии;

s – шаг поперечной арматуры.

Если армирование задано, величины θ и T_{Rd2} следует определять из следующих уравнений:

$$\tan^2 \theta = \frac{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd}}{\frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd}}, \quad (7.144)$$

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot \sqrt{\frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd}}. \quad (7.145)$$

Если величина θ , определенная из уравнения (7.140), выходит за пределы, установленные неравенством (7.137), следует принимать величину θ , равную ближайшей граничной величине.

7.3.2.11 С целью выполнения условия гарантированной передачи усилий с подкосов на поперечную арматуру необходимо, чтобы не менее одного продольного стержня находилось в каждом из углов поперечного сечения элемента.

Прочность элемента на кручение в сочетании с изгибом, осевыми усилиями и срезом

7.3.2.12 Армирование, необходимое для восприятия усилий от изгибающего момента, продольной силы и среза, которые действуют в различных сочетаниях совместно с крутящим моментом, должно быть дополнено армированием, необходимым для восприятия усилий от кручения. При этом ограничения по величине шага поперечной арматуры и ее размещению должны приниматься исходя из совместного рассмотрения требований по кручению, изгибу, осевым усилиям и срезу.

7.3.2.13 В растянутой от изгиба зоне сечения элемента в дополнение к продольному армированию, необходимому для восприятия усилий от изгиба и осевых сил, следует предусматривать продольное армирование, необходимое для восприятия усилий от

кручения. В сжатой от изгиба зоне сечения дополнительное продольное армирование, необходимое для восприятия усилий от кручения, допускается не предусматривать в случае, когда растягивающие напряжения в бетоне, возникающие вследствие кручения, меньше сжимающих напряжений в бетоне, возникающих вследствие изгиба.

7.3.2.14 Если крутящий момент действует одновременно с большим изгибающим моментом, главные сжимающие напряжения в бетоне не должны превышать $\alpha_{lc} \cdot f_{cd}$. Эти напряжения следует определять исходя из усредненных напряжений, возникающих вследствие изгиба (по длине элемента), и касательных напряжений, возникающих вследствие кручения $\tau_{sd} = T_{sd} / (2A_k \cdot t)$.

7.3.2.15 При совместном действии крутящего момента T и поперечной силы V должны выполняться условия:

– для сплошного сечения:

$$\left[\frac{T_{sd}}{T_{Rd1}} \right]^2 + \left[\frac{V_{sd}}{V_{Rd,max}} \right]^2 \leq 1, \quad (7.146)$$

– для коробчатого сечения:

$$\frac{T_{sd}}{T_{Rd1}} + \frac{V_{sd}}{V_{Rd,max}} \leq 1, \quad (7.147)$$

где T_{Rd1} – прочность элемента на кручение, определяемая по Формуле (7.128);

$V_{Rd,max}$ – прочность бетонных подкосов, наклоненных под углом θ к продольной оси элемента; эту прочность следует определять по Формулам (7.103) или (7.106).

7.3.2.16 Напряжения в бетоне, возникающие вследствие совместного действия кручения и среза в каждой стенке коробчатого сечения, не должны превышать $\sigma_c = \nu f_{cd}$, где величина ν определяется из условий (7.99).

7.3.2.17 Для совместно действующих среза и кручения угол наклона бетонных подкосов θ допускается принимать одинаковым.

7.3.2.18 В случае расчета сплошных сечений, по форме близких к прямоугольным, допускается не предусматривать расчетное армирование для восприятия усилий от кручения и среза, кроме минимально необходимого в соответствии с подразделом 11.4, если выполняются условия

$$T \leq \frac{V_{sd} \cdot b_w}{4,5} \quad (7.148)$$

$$V_{sd} \cdot \left(1 + \frac{4,5 \cdot T_{sd}}{V_{sd} \cdot b_w} \right) \leq V_{Rd,ct}, \quad (7.149)$$

где b_w – минимальная ширина поперечного сечения стенки.

7.4 Расчет железобетонных элементов по прочности на местное действие нагрузок

7.4.1 Расчет на смятие (местное сжатие)

Общие положения

7.4.1.1 При расчете по прочности бетонных и железобетонных элементов, подвергнутых действию местных сжимающих нагрузок, в качестве прочностной характеристики бетона следует принимать расчетное сопротивление бетона смятию $f_{\text{суд}}$, которое зависит от расчетного сопротивления бетона сжатию и отношения площади смятия (площади, на которую приложена местная нагрузка) к площади распределения этой нагрузки.

Расчетное сопротивление бетона смятию следует определять по формуле

$$f_{\text{суд}} = \omega_u \cdot \alpha_{\text{лс}} \cdot f_{\text{сд}} \quad (7.150)$$

где $f_{\text{сд}}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию;

$\alpha_{\text{лс}}$ – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, принимаемый согласно указаниям 6.1.5.4;

ω_u – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии, который следует определять по формуле

$$\omega_u = 1 + k_u \cdot k_f \cdot \frac{f_{\text{сд}}}{f_{\text{сд}}} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_{\text{с1}}}{A_{\text{с0}}}} - 1 \right) \leq \omega_{u, \text{max}}, \quad (7.151)$$

здесь k_u – коэффициент эффективности бокового обжатия при смятии, принимаемый: для тяжелого бетона $k_u = 0,8 \cdot \eta_1 \cdot f_{\text{сд}} / f_{\text{лсд}} \geq 14,0$;

k_f – принимается по Таблице 7.9;

$\omega_{u, \text{max}}$ – предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии, принимаемое по Таблице 7.12;

$A_{\text{с0}}$ – площадь смятия (Рисунок 7.19);

$A_{\text{с1}}$ – площадь распределения (Рисунок 7.19), симметричная относительно центра площади смятия.

Таблица 7.12 – Значения коэффициентов k_f и $\omega_{u,max}$

Схема приложения местной нагрузки, согласно Рисунку 7.18	k_f	$\omega_{u,max}$	
		для бетонных элементов	для элементов с косвенным армированием
Случай а), б)	1,0	2,5	3,5
Случай с)	$0,8 + 0,2c/b$	2,5	3,5
Случай d)	$0,8 + 0,2c/d$	2,5	3,5
Случай е), f), i), j)	0,8	2,5	3,5
Случай g)	$0,8 + 0,2 \frac{\min(c/b; e/a)}{\max(c/b; e/a)}$	2,5	3,5
Случай h)	$0,8 + 0,2 \frac{\min(c; e)}{\max(c; e)}$	2,5	3,5
Случай k), l), m), n)	0,8	1,0	1,0

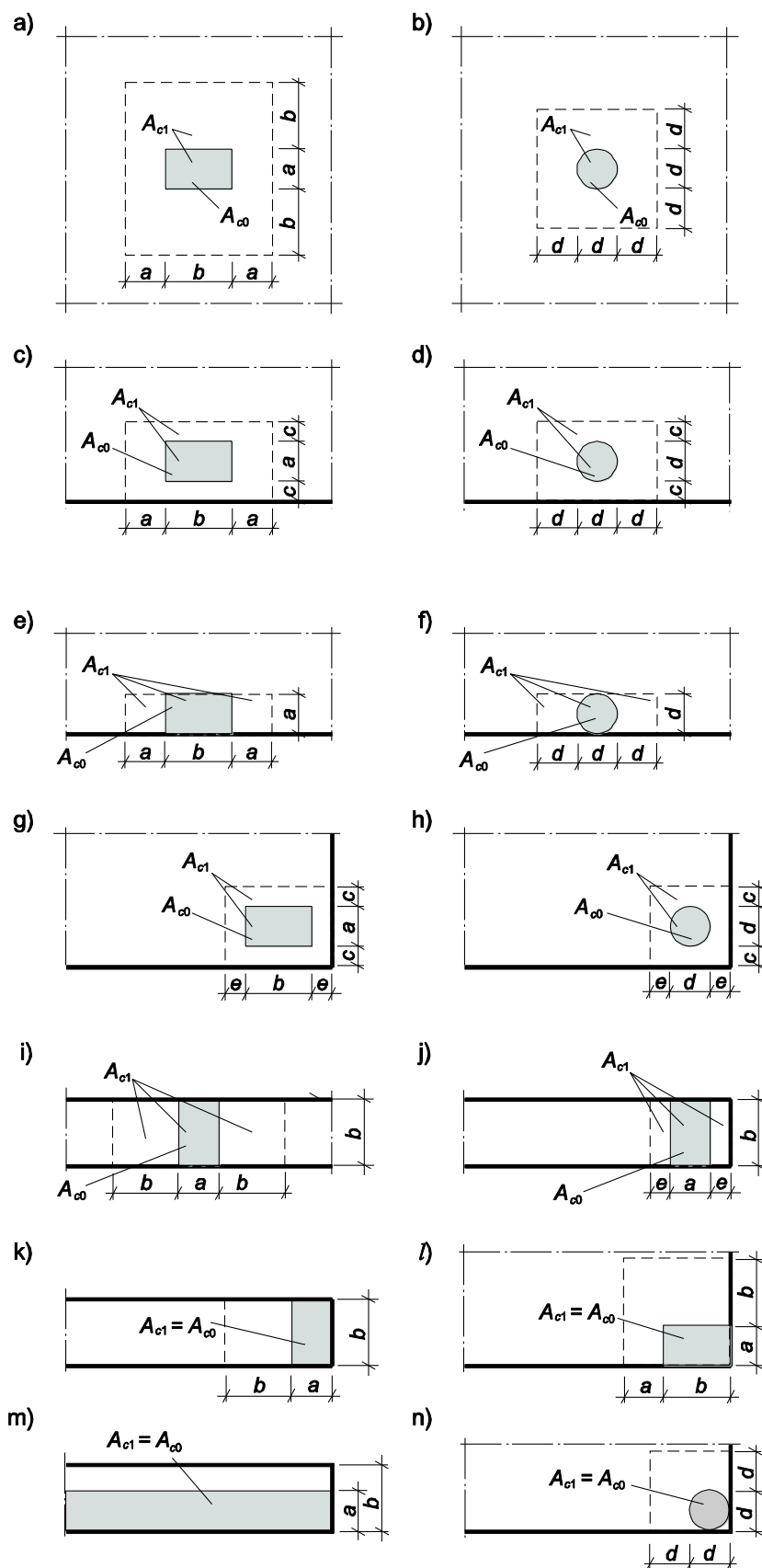


Рисунок 7.19 – Схемы для назначения площади распределения A_{c1} (на схемах g), h), j) $c \leq b(d)$, $e \leq a(d)$

При действии на плоскость элемента более одной местной нагрузки следует определять для каждой из них площади распределения отдельно, согласно Рисунку 7.19. Если в этом случае площади распределения накладываются, следует вводимые в расчет площади распределения ограничить так, чтобы они взаимно не накладывались.

Если на элемент, подвергнутый действию местной сжимающей нагрузки, действуют другие нагрузки, вызывающие появление в бетоне растягивающих напряжений, следует армировать элемент поперечными сетками.

Расчет бетонных элементов по прочности на смятие

7.4.1.2 Прочность бетонного элемента, подвергнутого действию местной сжимающей нагрузки, следует проверять из условия

$$N \leq \alpha_u f_{\text{cud}} A_{\text{c0}}, \quad (7.152)$$

где N_{sd} – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия A_{c0} ;

f_{cud} – расчетное сопротивление бетона смятию, определенное согласно указаниям 7.4.1.1 при расчетных сопротивлениях бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} , определенных при коэффициенте безопасности по бетону $\gamma_c = 1,8$;

α_u – коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия, равный

$$\alpha_u = \frac{1}{4} \cdot \left(3 + \frac{\sigma_{u,\text{min}}}{\sigma_{u,\text{max}}} \right) \geq \frac{3}{4}, \quad (7.153)$$

здесь $\sigma_{u,\text{min}}$, $\sigma_{u,\text{max}}$ – соответственно минимальные и максимальные напряжения сжатия.

Расчет элементов с косвенным армированием по прочности на смятие

7.4.1.3 При косвенном армировании элементов из тяжелого бетона сварными поперечными сетками прочность элементов, подвергнутых действию местной сжимающей нагрузки, следует проверять из условия

$$N \leq f_{\text{cud,eff}} A_{\text{c0}}, \quad (7.154)$$

где N_{sd} – равнодействующая расчетных усилий, действующих на площадь смятия A_{c0} ;

$f_{\text{cud,eff}}$ – приведенное расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

$$f_{\text{cud,eff}} = f_{\text{cud}} + \varphi_0 \rho_{xy} f_{\text{yd,xy}} \varphi_s, \quad (7.155)$$

здесь f_{cud} – расчетное сопротивление бетона смятию, определенное согласно указаниям 7.4.1.1 при расчетных сопротивлениях бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} , определенных при коэффициенте безопасности по бетону $\gamma_c = 1,5$;

$\varphi_0, \rho_{xy}, f_{yd,xy}$ – обозначения те же, что в 7.1.2.20;

φ_s – коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия; для схем к), л), н) (Рисунок 7.19) принимается $\varphi_s = 1,0$, при этом косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что поперечные сетки установлены на площади не менее ограниченной пунктирными линиями на соответствующих схемах Рисунка 7.19; при схемах а), б), с), д), е), ф), г), и), j) (Рисунок 7.19) коэффициент φ_s определяется по формуле

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \cdot \frac{A_{c0}}{A_{\text{eff}}}, \quad (7.156)$$

где A_{eff} – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, и расположенного в пределах площади распределения A_{c1} .

Если контур площади смятия выходит за пределы контура сеток косвенного армирования при определении площади смятия A_{c0} и площади распределения A_{c1} учитывается только площадь бетона внутри контура сеток.

Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях не должны различаться более чем в 1,5 раза, а шаг стержней сетки не должен превышать 100 мм и 1/4 меньшей стороны сечения.

7.4.2 Расчет на отрыв (местное растяжение)

Расчет железобетонных элементов по прочности на отрыв от действия нагрузки, приложенной к нижней грани или в пределах высоты сечения (Рисунок 7.20), следует производить из условия

$$F \cdot \left(1 - \frac{d_s}{d}\right) \leq \sum (f_{ywd} \cdot A_{sw}), \quad (7.157)$$

где F – отрывающая сила;

d_s – расстояние от уровня передачи отрывающей силы на элемент до центра тяжести сечения продольной арматуры;

$\sum (f_{ywd} \cdot A_{sw})$ – сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, установленными дополнительно по длине зоны отрыва, равной ($a = 2d_s + b$); где b – ширина площадки передачи отрывающей силы.

Значения d_s и b следует устанавливать в зависимости от характера и условий приложения отрывающей нагрузки на элемент (через консоли, примыкающие элементы и т. д.).

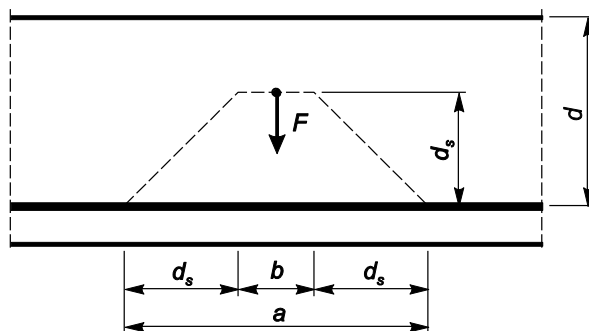


Рисунок 7.20 – Схема для расчета железобетонных элементов на отрыв

7.4.3 Расчет на продавливание (местный срез)

Общие положения и определения

7.4.3.1 Продавливание (местный срез) является результатом действия сосредоточенных сил или реакций, приложенных к сравнительно малым площадкам, именуемым далее площадью приложения местной нагрузки.

7.4.3.2 Прочность на продавливание согласно расчетной модели, показанной на Рисунке 7.21, определяется вдоль расчетного критического периметра. За пределами критического периметра расчет плиты на срез следует выполнять согласно положениям подраздела 7.2.

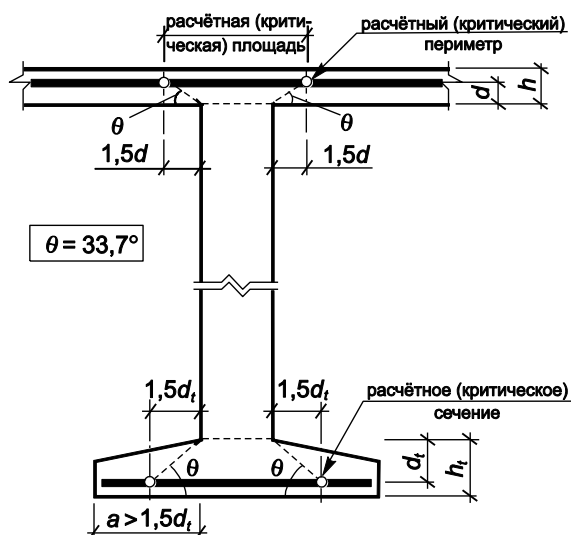


Рисунок 7.21 – Иллюстрация расчетной модели для определения прочности на продавливание (местный срез)

Площадь приложения местной нагрузки

7.4.3.3 Требования настоящего раздела применимы для следующих типов площадей приложения местной нагрузки (где d – рабочая высота сечения плиты):

- круговых, с диаметром не более $3,5d$;
- прямоугольных, с периметром не более $11d$ и отношением длины к ширине не более 2;
- других форм при ограничении размеров по аналогии со стандартными формами, описанными выше.

7.4.3.4 Если требования, представленные в 7.4.3.3, не выполняются для отдельных частей площади приложения местной нагрузки, показанных на Рисунке 7.22, действуют положения расчета на срез, представленные в подразделе 7.2.

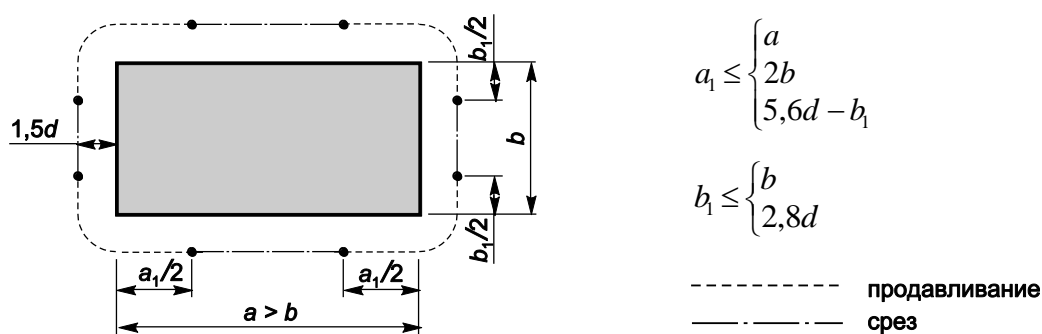


Рисунок 7.22 – Применение условий расчета на продавливание и срез в нестандартных ситуациях

Расчетный (критический) периметр

7.4.3.5 Критический периметр для круговых и прямоугольных в плане площадей приложения местной нагрузки, расположенных на удалении от свободных краев плиты, следует определять как периметр, отстоящий на расстоянии $1,5d$ от их внешней грани (Рисунок 7.23).

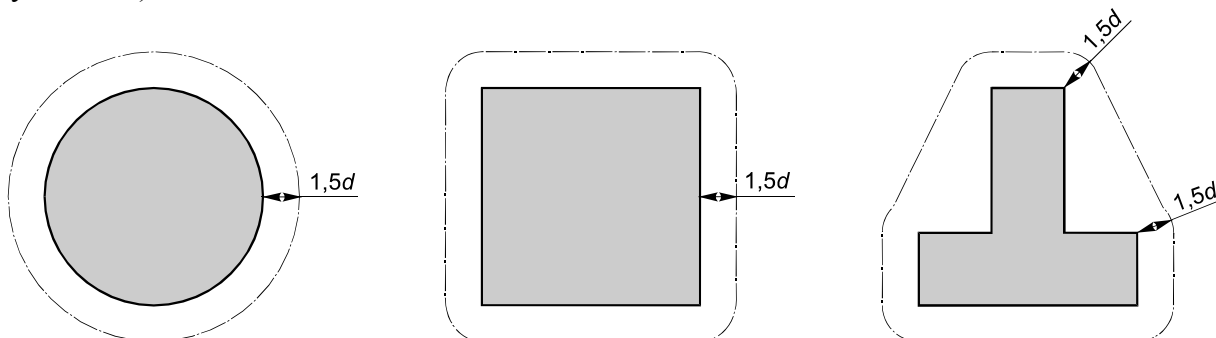


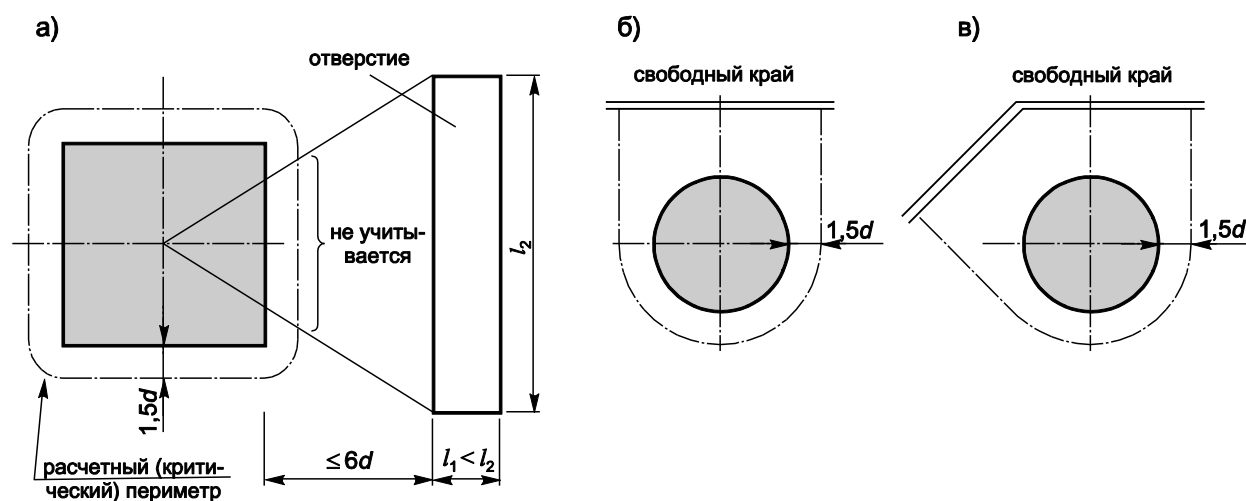
Рисунок 7.23 – Критический периметр для площадей приложения местной нагрузки, удаленных от свободных краев плиты и отверстий

Для площадей приложения местной нагрузки, расположенных в непосредственной близости к свободным краям и углам плит, отверстиям и если расстояние от критического периметра до свободного края или отверстия составляет менее $4d$, длину критического периметра следует определять согласно Рисунку 7.24.

Расчетная (критическая) площадь – это площадь, заключенная внутри расчетного (критического) периметра.

Расчетное (критическое) сечение

Критическим является сечение, продолжающее критический периметр в пределах рабочей высоты плиты d . Для плит, имеющих постоянную высоту, критическое сечение перпендикулярно к срединной плоскости плиты, а для плит с переменной толщиной – рассматривается как перпендикуляр к наиболее растянутой грани.



а – от отверстий; б – от свободных краев; в – от углов плит

Рисунок 7.24 – Критический периметр для площадей приложения местной нагрузки, расположенных в непосредственной близости

Положение критического сечения для плит переменной толщины (капители колонн)

7.4.3.6 Для плит, опирающихся на круглые капители колонн, для которых $l_H < 1,5h_H$ или угол наклона капители больше, чем β , расчет на продавливание выполняется для критического сечения, показанного на Рисунке 7.25. Положение этого сечения от центра колонны d_{crit} , следует определять из формулы

$$d_{crit} = 1,5d + l_H + 0,5l_c, \quad (7.158)$$

где l_H – расстояние от поверхности колонны до края капители;
 l_c – диаметр круглой колонны.

Для прямоугольных колонн с прямоугольной капителью с размерами l_1 и l_2 ($l_1 = l_{c1} + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$) значение d_{crit} вводится в расчет, принимая его меньшим из двух значений:

$$d_{crit} = 1,5d + 0,56\sqrt{l_1 \cdot l_2}, \quad (7.159)$$

$$d_{crit} = 1,5d + 0,69l_1. \quad (7.160)$$

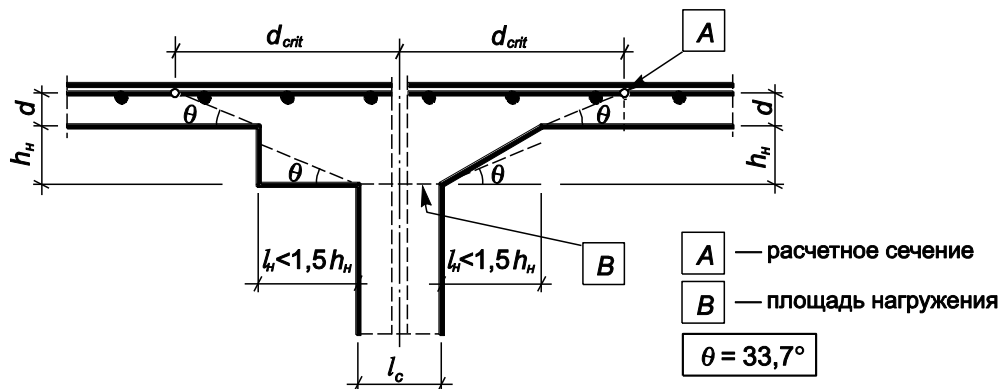


Рисунок 7.25 – Расчетная модель на продавливание при $l_H < 1,5h_H$

В случае, когда $l_H > 1,5(d + h_H)$ либо угол наклона капители меньше, чем β (Рисунок 7.26), расстояние от центра колонны до критического сечения следует определять:

$$d_{crit,ex} = l_H + 1,5d + 0,5l_c, \quad (7.161)$$

$$d_{crit,in} = 1,5(d + h_H) + 0,5l_c. \quad (7.162)$$

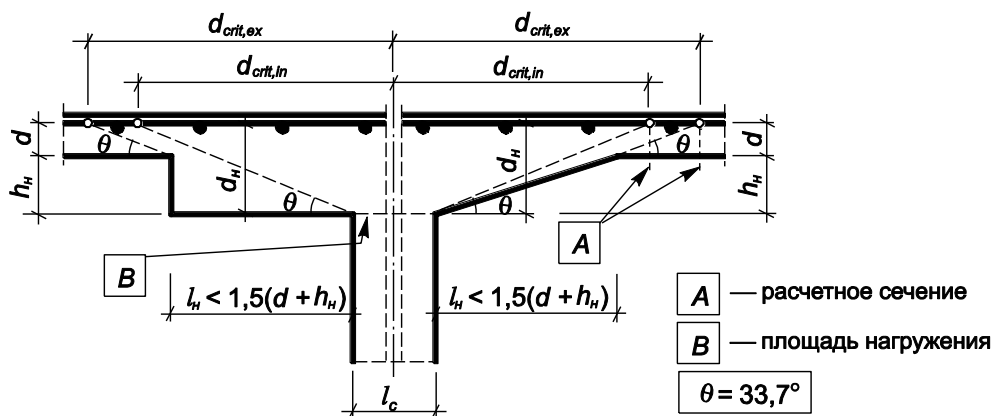


Рисунок 7.26 – Расчетная модель на продавливание при $l_H < 1,5(d + h_H)$

Для капителей с $1,5h_H < l_H < 1,5(h_H + d)$, расстояние от центра колонны до критического сечения следует определять по формуле

$$d_{crit} = 1,5l_H + 0,5l_c. \quad (7.163)$$

Расчетные условия

7.4.3.7 Проверку прочности на продавливание (местный срез) плит следует выполнять из условия, что толщина элементов является достаточной для восприятия бетоном перерезывающей силы, вызванной локальной продавливающей нагрузкой. В противном случае (при недостаточной прочности бетона) необходимо устройство капителей и установка дополнительного армирования.

Погонную поперечную силу v_{sd} , вызванную местной сосредоточенной нагрузкой, следует определять по формуле

$$V = \frac{\bar{\beta} \cdot V}{u} \quad (7.164)$$

где V – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра (при расчёте фундаментов величина V должна определяться с учётом сопротивляющейся продавливанию нагрузки от давления грунта по площади, расположенной внутри критического периметра);

u – длина критического периметра;

$\bar{\beta}$ – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки (в случае отсутствия эксцентриситета следует принимать $\bar{\beta} = 1,0$).

Значение коэффициента $\bar{\beta}$ следует принимать для колонн согласно Рисунку 7.27.

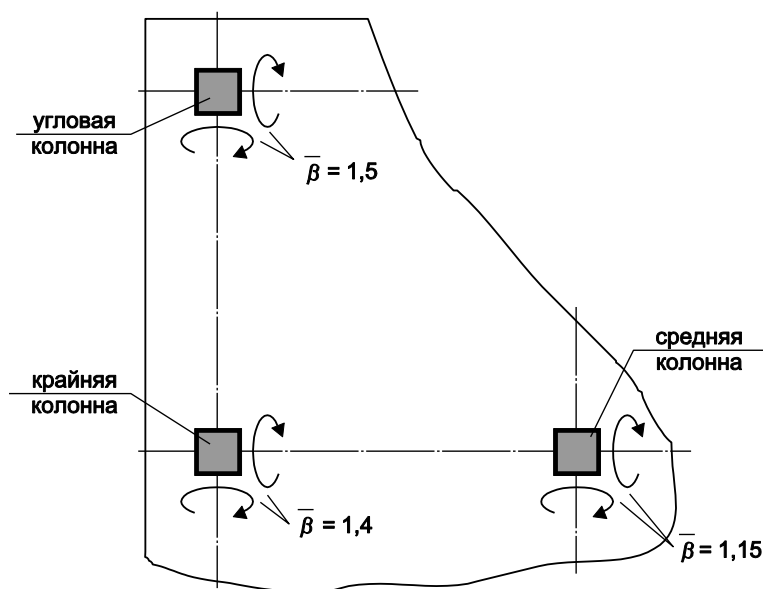


Рисунок 7.27 – Значения коэффициентов $\bar{\beta}$

Прочность плиты без поперечного армирования на продавливание (местный срез) следует проверять из условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{lck})^{2/3} + k_2 \cdot \sigma_{cp} \geq \eta_1 \cdot V_{l,min} + k_2 \cdot \sigma_{cp} \quad (7.165)$$

но не менее $(0,4 \cdot f_{ctd} - 0,10 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d$,

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ (d – в мм);

$$d = 0,5(d_x + d_y),$$

d_x, d_y – рабочие высоты плиты в x -направлении и y -направлении соответственно, определяемые в критическом сечении;

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02,$$

η_1 – коэффициент, зависящий от плотности бетона, принимается по Таблице 7.16;

ρ_{lx}, ρ_{ly} – коэффициенты продольного армирования в x -направлении и y -направлении соответственно, рассчитанные для ширины плиты, равной ширине колонны плюс $3d$;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2},$$

здесь σ_{cx}, σ_{cy} – нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлению осей x и y (знак «минус» принимать при сжатии).

7.4.3.9 Площадь продольной арматуры в каждом из направлений следует устанавливать в количестве не менее 0,002 от площади критического сечения соответствующего направления.

7.4.3.10 Если условие (7.175) не выполняется, следует устанавливать расчетное поперечное армирование из условия обеспечения прочности на продавливание.

7.4.3.11 Прочность плиты с поперечным армированием на продавливание (местный срез) следует проверять из условий:

$$V_{Sd} < V_{Rd, max}, \quad (7.166)$$

$$V_{Sd} < V_{Rd,c}, \quad (7.167)$$

где $V_{Rd,max} = 1,4 V_{Rd,c}$;

$$V_{Rd,c} = V_{Rd1} + \frac{\sum (A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha)}{u}, \quad (7.168)$$

$\sum (A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha)$ – сумма составляющих усилий, воспринимаемых поперечной арматурой в направлении приложения продавливающей силы;

α – угол наклона поперечной арматуры к плоскости плиты.

7.4.3.12 Рассчитанное из условия местного среза по Формуле (7.163) поперечное армирование следует размещать в пределах критической площади. При этом минимальная толщина армированной плиты в пределах критической площади должна составлять не менее 200 мм, а минимальный процент армирования определяется по формуле

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{A_{crit} - A_{load}}, \quad (7.169)$$

где A_{crit} , A_{load} – соответственно площадь поверхности внутри критического периметра (критическая площадь) и площадь приложения локальной нагрузки.

Полученные значения $\rho_{w,min}$ должны быть не менее значений, приведенных в Разделе 11 настоящих норм.

7.4.3.13 Кроме проверки прочности армированных элементов на продавливание, необходимым является определение минимальных изгибающих моментов, действующих на единицу ширины плиты $m_{Sd,x}$ и $m_{Sd,y}$ в направлениях x и y , соответственно. В случае если другие расчеты не дают требуемых значений, эти моменты следует определять из условия

$$m_{Sd,x}(m_{Sd,y}) \geq \eta \cdot v_{Sd}, \quad (7.170)$$

где v_{Sd} – расчетная поперечная сила, приходящаяся на единицу длины;

η – коэффициент, определяющий значения моментов, принимаемый по Таблице 7.13 в соответствии с обозначениями, приведенными на Рисунке 7.28.

Таблица 7.13 – Значения коэффициента η в зависимости от расположения колонн

Расположение колонны	η для $m_{Sd,x}$			η для $m_{Sd,y}$		
	Верх плиты	Низ плиты	Расчётная ширина плиты	Верх плиты	Низ плиты	Расчётная ширина плиты
Внутренняя	–0,125	0	$0,3l_y$	–0,125	0	$0,3l_x$
Крайняя (грань плиты параллельна оси x)	–0,250	0	$0,15l_y$	–0,125	+0,125	На 1 м плиты
Крайняя (грань плиты параллельна оси y)	–0,125	+0,125	На 1 м плиты	–0,250	0	$0,15l_x$
Угловая	–0,500	+0,500	На 1 м плиты	+0,500	–0,500	На 1 м плиты

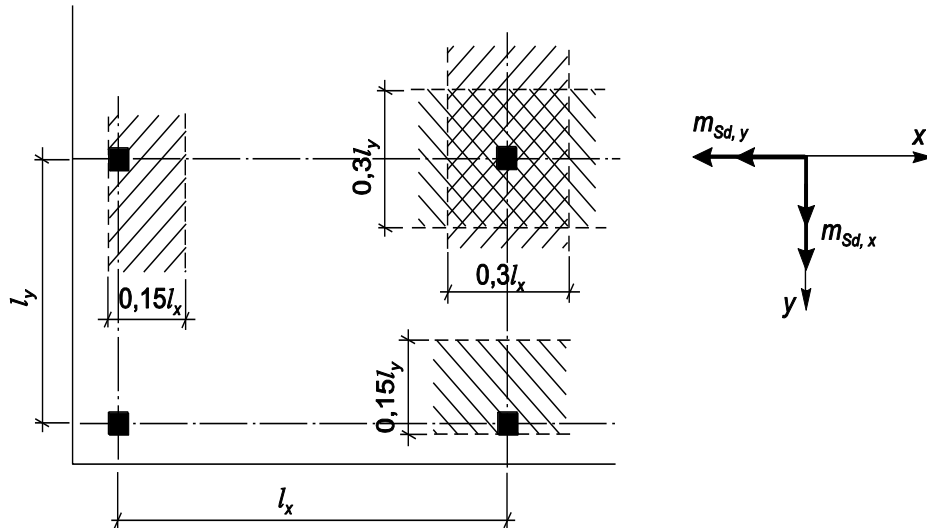


Рисунок 7.28 – Схема к определению ширины плиты, включаемой в работу в зависимости от расположения колонн

7.5 Расчет стеновых железобетонных конструкций

7.5.1 Расчет прочности стеновых железобетонных элементов на действие изгибающих моментов и продольных сил

Расчет прочности стеновых железобетонных элементов следует производить с учетом 7.1.1.1- 7.1.14 и следующих предпосылок (Рисунок 7.29):

- сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;
- распределение напряжений бетона по высоте сжатой зоны бетона принимать по треугольному закону с максимальной величиной $f_{lcdc} = 0,8 f_{lcd}$;
- распределение напряжений в продольной сжатой арматуре принимать по треугольному закону, а наибольшие напряжения в сжатой продольной арматуре принимать равными f_{cd} при условии

$$\varepsilon_{lc2} \cdot E_s \geq f_{lcd}; \quad (7.171)$$

- величину напряжений в растянутой арматуре σ_s следует вычислять по формуле

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_{yd} \quad (7.172)$$

- вводимую в расчет ширина свесов полки в сжатой зоне принимать наименьшей из трех толщин стенки или этой полки в каждую сторону от стенки;
- величину деформаций растянутой арматуры следует определять по формуле:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{lcu2} d}{\lambda x} \left(1 - \frac{\lambda x}{d}\right)$$

где ε_{lcu2} , ε_{lc2} - принимаются по Таблице 6.2.

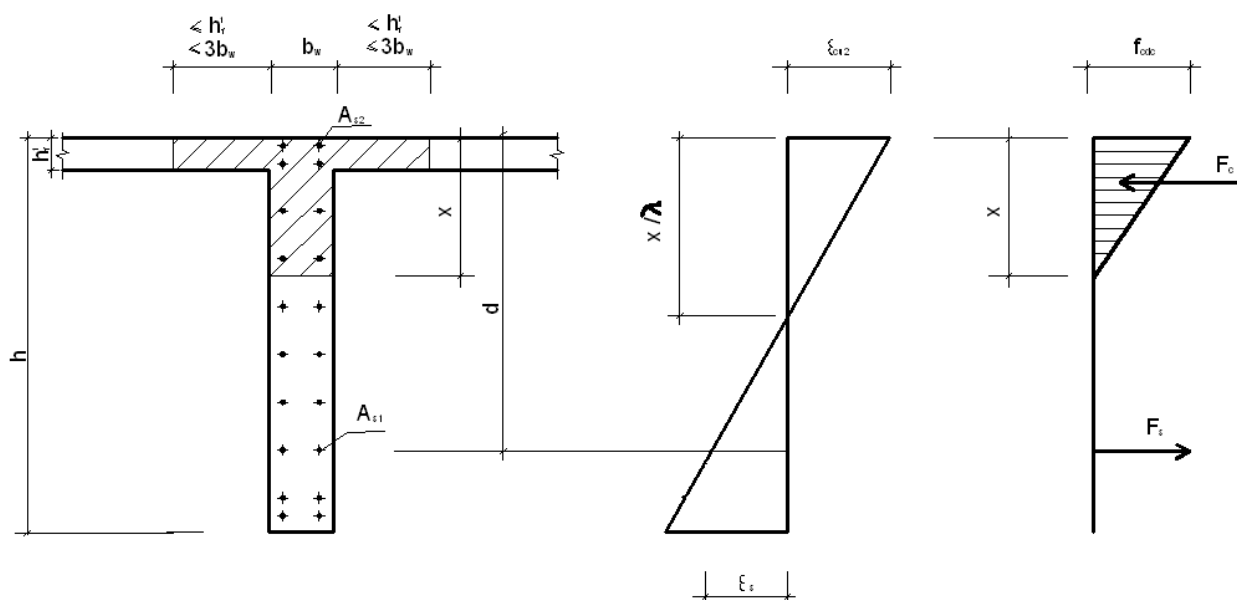


Рисунок 7.29 – Распределение напряжений по высоте сжатой зоны стенового элемента

7.5.2 Расчет прочности нормальных сечений стеновой конструкции, имеющей полку в сжатой зоне

Расчет, следует производить следующим образом:

- если граница сжатой зоны проходит в полке и $\varepsilon_{cu2} \cdot E_s \geq f_{cd}$ (случай больших эксцентриситетов) расчет производится из условия

$$N \cdot e \leq 0,5 f_{cdc} \cdot [b \cdot x \cdot (d - x/3) + f_{cd} \cdot h'_f (b_{eff} - b_w) (d - 0,5 \cdot h'_f)] + f_{cd} \cdot A_{s2} (d - c_1) \quad (7.173)$$

при этом высоту условной сжатой зоны x определять из формулы

$$0,5 \cdot f_{cdc} + \sum \sigma_{s2j} \cdot A_{s2j} - \sum f_{cli} \cdot A_{sli} - N = 0 \quad (7.174)$$

Требуемое количество растянутой арматуры принимать равным

$$A_s = (0,5 f_{cdc} \cdot b \cdot x + f_{cd} \cdot b \cdot h'_f + f_{yd} \cdot A_{s2}) / f_{yd} \quad (7.175)$$

Напряжения в растянутой арматуре определяются по п. 7.1.1.6, 7.1.2.3 настоящих норм:

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_{yd}; \quad \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{lcu2} \cdot 0,8d}{x} \cdot \left(1 - \frac{x}{0,8d}\right), \quad \varepsilon_{cu2} - \text{принимается по Таблице 6.2.}$$

Напряжения в сжатой арматуре определяются по п. 7.1.1.6, 7.1.2.3 настоящих норм:

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{c2} \cdot E_s \leq f_{yd}; \quad \varepsilon_{lc2j} = \varepsilon_{lc2} \frac{x - c_{2j}}{x - c_2}, \quad \varepsilon_{c2} - \text{принимается по Таблице 6.2.}$$

- если граница сжатой зоны проходит в полке и $\varepsilon_{c2} E_s \leq f_{cd}$ (случай малых эксцентриситетов) расчет производится из условия

$$N \cdot e \leq 0,5 f_{lcdc} \cdot [b x (d - x/3) + f_{cd} h'_f (b_{eff} - b_w) (d - 0,5 h'_f)] + f_{cd} A_{s2}(d - c_1) \quad (7.176)$$

при этом высоту условной сжатой зоны x определять из формулы

$$0,5 \cdot f_{lcdc} + \sum \sigma_{s2j} \cdot A_{s2j} - \sum \sigma_{s1i} \cdot A_{s1i} - N = 0 \quad (7.177)$$

Требуемое количество растянутой арматуры принимать равным

$$A_s = (0,5 \cdot f_{lcdc} \cdot b x + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b h'_f + f_{yd} \cdot A_{s2}) / \sigma_s \quad (7.178)$$

Напряжения в растянутой арматуре определяются по п. 7.1.1.6, 7.1.2.3 настоящих норм:

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_{yd}; \quad \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{lcu2} 0,8 \cdot d}{x} \cdot \left(1 - \frac{x}{0,8d}\right), \quad \varepsilon_{cu2} - \text{принимается по Таблице 6.2.}$$

Напряжения в сжатой арматуре определяются по п. 7.1.1.6, 7.1.2.3 настоящих норм:

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{c2} \cdot E_s \leq f_{yd}; \quad \varepsilon_{lc2j} = \varepsilon_{lc2} \frac{x - c_{2j}}{x - c_2}, \quad \varepsilon_{c2} - \text{принимается по Таблице 6.2.}$$

7.5.3 Расчет прочности стеновых железобетонных элементов на действие поперечной силы

Стеновые элементы при действии поперечной силы проверяются по прочности на сдвиг по поперечной трещине, а также по прочности на сжатие бетонной полосы между наклонными трещинами.

Прочность на сдвиг по поперечной трещине следует проверять из условия

$$V \leq f_{ywd} \cdot A_{sw} \quad (7.179)$$

где A_{sw} и f_{ywd} - площадь горизонтальных и вертикальных стержней, пересекающих наклонную трещину, и их расчетное сопротивление растяжению.

Прочность на сжатие бетонной полосы между наклонными трещинами проверяется из условия

$$V \leq 0,3 \varphi_{w1} (1 - 0,001 \cdot f_{cd}) b \cdot d \cdot f_{cd} \quad (7.180)$$

где φ_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние горизонтальной и вертикальной арматуры, определяется по формуле

$$\varphi_{w1} = 1 + \frac{E_s \cdot A_{sw}}{E_{cd} \cdot b \cdot D} \leq 1,3 \quad (7.181)$$

где D – высота стены между перекрытиями.

8 РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ (SLS)

8.1 Минимальное армирование

Минимальную площадь растянутой арматуры в сечении, назначаемую из условия ограничения ширины раскрытия трещин, следует определять из условия

$$A_s \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A_p \cdot \Delta \sigma_p \leq k_c \cdot k \cdot f_{lct,ett} \cdot A_{ct}; \quad (8.1)$$

где A_s – площадь ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения;

A_p – площадь напрягаемой арматуры, располагаемой на расстоянии не более, чем 300 мм от ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения;

ξ_1 – приведенный коэффициент, характеризующий степень сцепления арматуры с бетоном, определяемый при различных диаметрах напрягаемой и ненапрягаемой арматуры по формуле

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}, \quad (8.2)$$

здесь ϕ_s – максимальный диаметр стержня ненапрягаемой арматуры;

ϕ_p – эквивалентный диаметр для напрягаемой арматуры, определяемый по формуле

$$\phi_p = 1,6 \sqrt{A_p};$$

ξ – коэффициент, характеризующий степень сцепления арматуры с бетоном, принимаемый по Таблице 8.1;

A_{ct} – площадь бетона в растянутой зоне сечения, высота которой определяется непосредственно перед образованием первой трещины;

σ_s – максимальные напряжения в ненапрягаемой арматуре, определяемые непосредственно после образования трещины. Для ограничения ширины раскрытия трещин ($w_k \leq w_{lim}$, Таблица 5.1) значения максимальных напряжений в ненапрягаемой арматуре допускается принимать в зависимости от максимального диаметра стержней по Таблице 8.2 и максимального расстояния между стержнями по Таблице 8.3. При расчете по Формуле (8.1) допускается принимать напряжения в ненапрягаемой арматуре равными характеристическому сопротивлению f_{yk} ;

$\Delta\sigma_p$ – приращение напряжений в напрягаемой арматуре при погашении до нуля напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры;

$f_{ct,eff}$ – величина средней эффективной прочности бетона при растяжении к моменту образования первой трещины $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. В случаях, когда трещинообразование вызвано вынужденными деформациями (например, при усадке), средняя эффективная прочность бетона при растяжении может быть принята в возрасте от 3 до 5 сут после бетонирования в зависимости от условий хранения, формы элемента и технологии выполнения работ. Значения $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ допускается принимать по Таблице 6.1 в зависимости от класса бетона по прочности, установленного к моменту образования трещин. Когда время образования трещин (меньшее, чем 28 сут) не может быть установлено достоверно, допускается величину средней эффективной прочности бетона при растяжении принимать равной 3 МПа;

k_c – коэффициент, учитывающий распределение напряжений по сечению непосредственно перед образованием трещин; в зависимости от формы сечения k_c имеет следующие значения:

- для случая чистого растяжения независимо от формы сечения $k_c = 1,0$;
- для прямоугольных сечений, стенок тавровых и коробчатых сечений

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1,0; \quad (8.3)$$

- для полок тавровых и коробчатых сечений

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5; \quad (8.4)$$

σ_c – средние напряжения в бетоне на рассматриваемой части сечения ($\sigma_c < 0$ при действии сжимающих усилий):

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{b \cdot h}, \quad (8.5)$$

N_{sd} – осевое усилие, действующее в эксплуатационной стадии на рассматриваемую часть сечения ($N_{sd} < 0$ при сжатии). Усилие N_{sd} следует определять, рассматривая нормативные значения усилий предварительного напряжения и осевых сил при практически постоянной комбинации нагрузок;

h^* – следует принимать равным:

$$\begin{aligned} h^* &= h & \text{– при } h < 1,0 \text{ м;} \\ h^* &= 1,0 & \text{– при } h \geq 1,0 \text{ м;} \end{aligned}$$

k_1 – коэффициент, учитывающий влияние осевых сил на распределение напряжений по сечению элемента:

$$\begin{aligned} k_1 &= 1,5 & \text{– при осевой сжимающей силе } N_{Ed}; \\ k_1 &= \frac{2 \cdot h^*}{h} & \text{– при осевой растягивающей силе } N_{Ed}; \end{aligned}$$

F_{ct} – равнодействующая растягивающих напряжений в полке таврового или коробчатого сечения непосредственно перед образованием трещин при $\sigma_{ct} = f_{ct,eff}$;

k – коэффициент, принимаемый равным:

$k = 1,0$ – для стенок элементов при $h \leq 300$ мм или полок, имеющих ширину менее 300 мм;

$k = 0,65$ – для стенок элементов при $h \geq 800$ мм или полок, имеющих ширину более 800 мм.

Для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

Таблица 8.1 – Номинальные значения коэффициента ξ , применяемого при проверке ширины раскрытия трещин

Тип армирования	С натяжением на упоры	С натяжением на бетон
Гладкая проволока	–	0,4
Пряди, канаты	0,6	0,5
Рифленая проволока	0,8	0,7
Стержни периодического профиля	1,0	0,8

Таблица 8.2 – Максимальные диаметры стержней ϕ_s , мм

Напряжения в арматуре, Н/мм ²	Максимальный диаметр стержня, мм при допустимой ширине раскрытия трещин $w_k \leq w_{lim}$, мм (Таблица 5.1)		
	0,4	0,3	0,2
160	32	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	–

Таблица 8.3 – Максимальные расстояния между стержнями, мм

Напряжения в арматуре, Н/мм ²	Максимальное расстояние между стержнями, мм при допустимой ширине раскрытия трещин $w_k \leq w_{lim}$, мм (Таблица 5.1)		
	0,4	0,3	0,2
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

8.2 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин

8.2.1 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Общие положения

8.2.1.1 Расчет по раскрытию трещин следует производить из условия

$$w_k \leq w_{\text{lim}},$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, принимаемая согласно Таблице 5.1.

8.2.1.2 В общем случае ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, принимается равной средним относительным деформациям продольной растянутой арматуры на участке между трещинами, умноженным на расстояние между трещинами.

8.2.1.3 Расстояние между трещинами следует определять из условия, по которому разности усилий в растянутой арматуре в сечении с трещиной и в сечении посередине участка между трещинами уравниваются силами сцепления арматуры с бетоном. При этом разность усилий в арматуре на этом участке принимается равной усилию, воспринимаемому растянутым бетоном перед образованием трещин.

8.2.1.4 Относительные деформации растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, определяются в общем случае из системы расчетных уравнений деформационной модели по 5.5.3.2 по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил от соответствующего сочетания внешних воздействий.

8.2.1.5 Относительные деформации растянутой арматуры допускается определять из упругого расчета сечения с трещиной, нормальной к продольной оси элемента, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры со своим модулем упругости.

8.2.1.6 Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение относительных деформаций растянутой арматуры в сечении с трещиной допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси

8.2.1.7 Расчетную ширину раскрытия трещин w_k , нормальных к продольной оси, следует определять по формуле

$$w_k = \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}, \quad (8.6)$$

где s_{rm} – среднее расстояние между трещинами;

ε_{sm} – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней.

8.2.1.8 Значение коэффициента β , учитывающего отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней, следует принимать равным:

$\beta = 1,7$ – при расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от усилий, вызванных соответствующей комбинацией воздействий, либо от усилий, возникающих при ограничении вынужденных деформаций для сечений, наименьший размер которых не превышает 800 мм;

$\beta = 1,3$ – при расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от действия усилий, возникающих при ограничении вынужденных деформаций для сечений, наименьший размер которых (высота, ширина, толщина) составляет 300 мм и менее.

При расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от усилий, вызванных ограничением вынужденных деформаций, для промежуточных размеров сечения элемента значения коэффициента β допускается определять по линейной интерполяции.

8.2.1.9 Среднее расстояние s_{rm} между трещинами, мм, нормальными к продольной оси, в изгибаемых и растянутых элементах следует определять по формуле

$$s_m = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (8.7)$$

где ϕ – диаметр стержня, мм, (при использовании в одном сечении стержней разных диаметров допускается принимать в Формуле (8.7) их средний диаметр);

k_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, равный:

для стержней периодического профиля $k_1 = 0,8$;

для гладких стержней $k_1 = 1,6$;

k_2 – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента (Рисунок 8.1) и принимаемый равным:

при изгибе $k_2 = 0,5$;

при осевом растяжении $k_2 = 1,0$;

при внецентренном растяжении:

$$\text{если } \varepsilon_1 > \varepsilon_2 \quad k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}; \quad (8.8)$$

$$\text{если } \varepsilon_2 = 0 \quad k_2 = 0,5;$$

ρ_{eff} – эффективный коэффициент армирования, определяемый для железобетонных элементов по формуле

$$\rho_{\text{eff}} = \frac{A_s}{A_{c,\text{eff}}},$$

A_s – площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,\text{eff}}$;

$A_{c,\text{eff}}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения, определяемая в общем случае как площадь бетона, окружающего растянутую арматуру при высоте, равной 2,5 расстояния от наиболее растянутой грани до центра тяжести арматуры (Рисунок 8.2). Для плит или предварительно напряженных элементов, где высота растянутой зоны может быть незначительной, высота эффективной зоны принимается не более $(h - x)/3$.

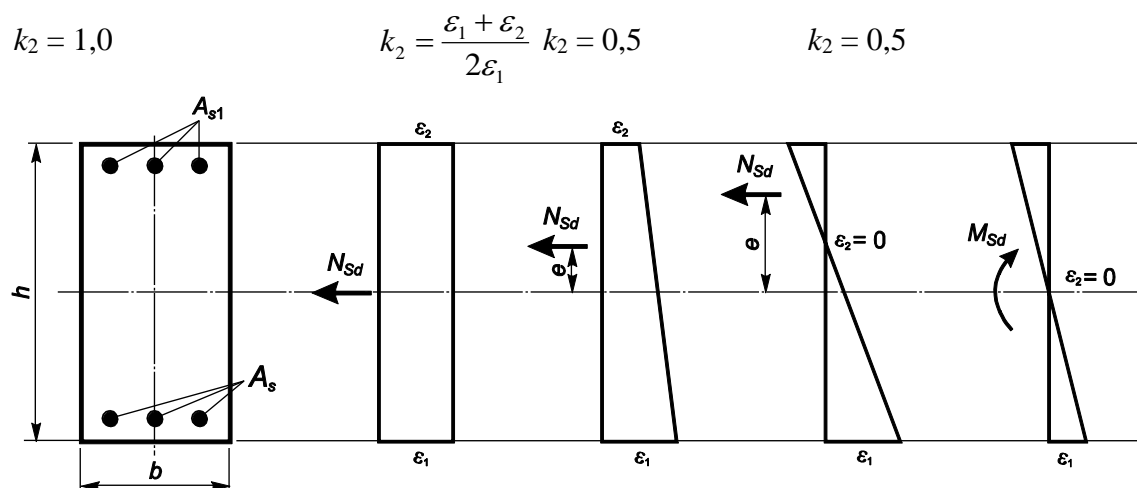


Рисунок 8.1 – К определению коэффициента k_2 в Формуле (8.7)

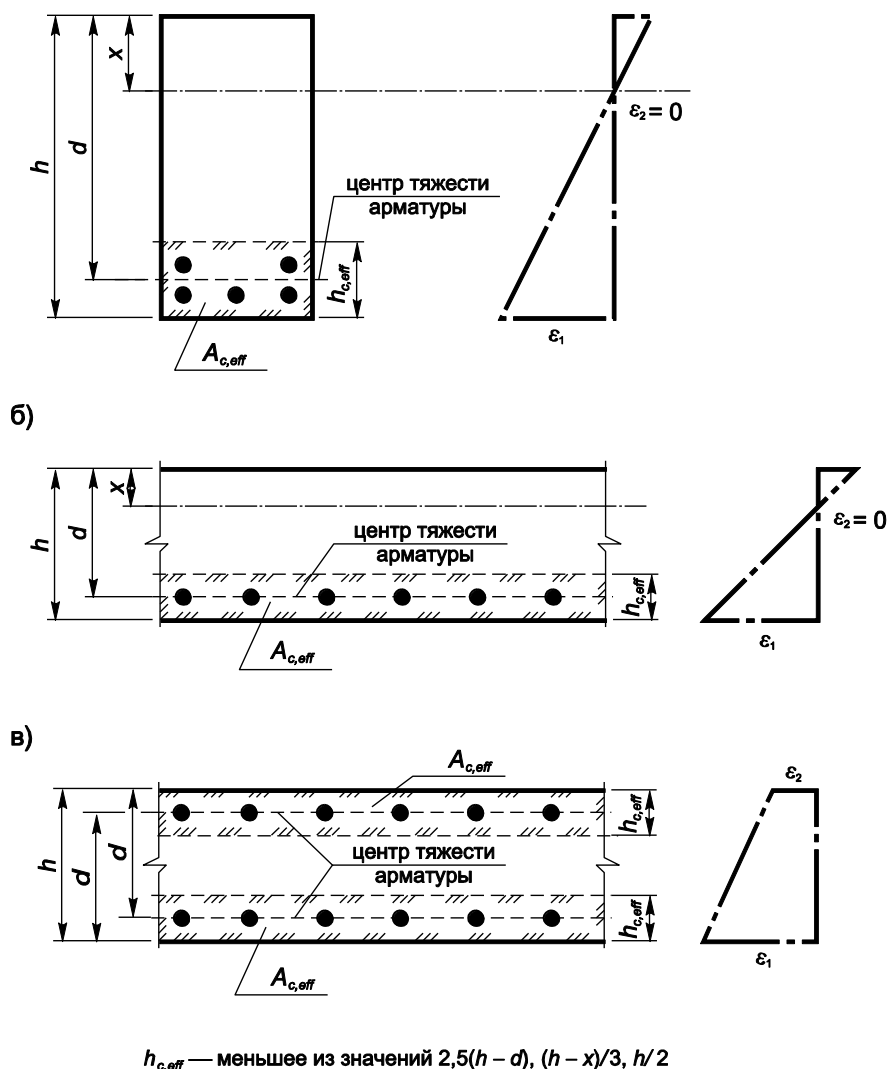


Рисунок 8.2 – К определению эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$:

8.2.1.10 Значение средней относительной деформации растянутой арматуры ε_{sm} следует определять по формуле

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \cdot \psi_s, \quad (8.9)$$

где ε_s – относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной, определяемая в общем случае из решения расчетной системы уравнений деформационной модели от действия изгибающего момента и продольной силы в соответствии с 5.5.3.2;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами, величину которого следует определять по формуле

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (8.10)$$

σ_s – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетной комбинацией воздействий;

σ_{sr} – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины;

β_1 – коэффициент, принимаемый равным:

для стержневой арматуры периодического профиля – 1,0;

для гладкой стержневой арматуры – 0,5;

β_2 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, принимаемый равным:

при действии кратковременных нагрузок – 1,0;

при действии длительно действующих и многократно повторяющихся нагрузок – 0,5.

В Формуле (8.10) вместо отношения σ_{sr}/σ_s допускается принимать:

– при осевом растяжении – N_{cr}/N_{sd} ;

– при изгибе – M_{cr}/M_{sd} .

Усилия трещинообразования допускается определять как для бетонного сечения по формулам:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c ,$$

$$N_{cr} = f_{ctm} \cdot A_c ,$$

где f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении, принимаемая по Таблице 6.2.

Расчетное продольное усилие N и изгибающий момент M следует определять для соответствующей комбинации нагрузок при $\gamma_F = 1,0$.

Для элементов, трещинообразование которых вызвано действием только вынужденных деформаций, в Формуле (8.10) допускается принимать $\sigma_s = \sigma_{sr}$.

Ширину раскрытия трещин w_k для расчетных ситуаций, когда растягивающие напряжения вызваны совместным действием вынужденных деформаций и усилий от внешних нагрузок, следует определять по Формуле (8.6). В этом случае к относительным деформациям арматуры, рассчитанным для сечения с трещиной от действующих усилий, вызванных нагрузкой, следует суммировать вынужденные деформации.

Для изгибаемых элементов с большим расстоянием между продольными стержнями при расчете ширины раскрытия трещин можно принимать $s_{r,max} = 1,3(h - x)$, где h – полная высота сечения, а x – высота сжатой зоны.

8.2.2 Расчет по раскрытию наклонных трещин

Расчетную ширину w_k наклонных трещин следует определять по Формуле (8.6) с заменой среднего расстояния между трещинами s_{rm} на $s_{r,max}$, рассчитываемого по Формуле (8.11).

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

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{r,max,x}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,y}}}, \quad (8.11)$$

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

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

θ – угол между направлением продольного армирования (продольной осью элемента) и направлением главных сжимающих напряжений. Значение θ принимается согласно 7.2.2.26.

8.3 Расчет железобетонных конструкций по деформациям

8.3.1 Общие положения

8.3.1.1 Расчет железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия

$$a_k \leq a_{lim},$$

где a_k – прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия внешней нагрузки, мм;

a_{lim} – предельно допустимый прогиб (перемещение), мм, принимаемый по Разделу 10 СНиП 2.01.07.

8.3.1.2 Определение прогибов (перемещений) железобетонных конструкций следует производить по общим правилам строительной механики, используя значения продольных деформаций, поперечных деформаций и кривизны по длине железобетонных конструкций от действия внешних нагрузок.

8.3.1.3 Кривизна железобетонных элементов принимается равной разности краевых относительных деформаций элемента в сечении, нормальном к продольной оси, деленной на высоту сечения.

8.3.1.4 Для участков железобетонных элементов с трещинами кривизна принимается равной разности средних относительных деформаций крайнего волокна сжатого бетона и

средних относительных деформаций крайнего растянутого арматурного стержня на этом участке, деленной на расстояние между крайним волокном сжатого бетона и центром тяжести крайнего растянутого арматурного стержня.

8.3.1.5 Средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона определяются по относительным деформациям крайнего сжатого волокна в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатого бетона по длине между трещинами.

8.3.1.6 Средние относительные деформации крайнего растянутого арматурного стержня определяются по относительным деформациям крайнего растянутого арматурного стержня в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры по длине между трещинами, определяемый согласно 8.2.1.10.

8.3.1.7 Относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, в общем случае определяются из расчета системы уравнений деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающего момента и продольной силы от соответствующего сочетания внешних нагрузок согласно 5.5.3.2.

8.3.1.8 Допускается определять деформации в сжатом бетоне и растянутой арматуре исходя из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси элемента, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры со своим модулем упругости.

8.3.1.9 Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов.

8.3.1.10 Для участков железобетонных элементов без трещин краевые деформации элемента в общем случае определяются исходя из деформационной модели железобетонного элемента без трещин. Допускается в этом случае производить расчет железобетонного элемента как сплошного упругого тела с введением дополнительных коэффициентов, учитывающих неупругую работу бетона.

8.3.1.11 При использовании упрощенных методов расчета для определения деформаций железобетонных изгибаемых элементов, работающих с трещинами, окончательное значение проверяемого параметра следует определять по формуле

$$\chi = \psi_s \cdot \chi_{II} - (1 - \psi_s) \cdot \chi_I, \quad (8.12)$$

где χ – анализируемый параметр, в качестве которого могут рассматриваться кривизна, угол поворота или прогиб;

χ_I , χ_{II} – соответственно значения параметра, определенные для сечения без трещины и с трещиной;

ψ_s – коэффициент, определяемый по Формуле (8.10).

8.3.2 Определение прогибов

8.3.2.1 В общем случае прогиб железобетонных конструкций следует определять по формуле

$$a_k = a_{k,m} + a_{k,v}, \quad (8.13)$$

где $a_{k,m}$ – прогиб, обусловленный деформациями изгиба;

$a_{k,v}$ – прогиб, обусловленный деформациями сдвига.

Значения $a_{k,m}$ определяют по формулам:

$$a_{k,m} = \int_0^l \bar{M}(x) \cdot \frac{1}{r(x)} \cdot dx, \quad (8.14)$$

$$a_{k,m} = \int_0^l \bar{M}(x) \cdot \frac{M_{sd}(x)}{B_m(x)} \cdot dx, \quad (8.15)$$

где $\bar{M}(x)$ – изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяют прогиб;

$\frac{1}{r(x)}$ – кривизна элемента в сечении x от расчетной комбинации внешних нагрузок,

при которой определяется прогиб;

$M_{sd}(x)$ – изгибающий момент в сечении x от расчетной комбинации внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$B_m(x)$ – изгибная жесткость железобетонного элемента в сечении x .

Значение $a_{k,v}$ определяют по формулам:

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \cdot \gamma(x) \cdot dx, \quad (8.16)$$

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \cdot \frac{V_{sd}(x)}{B_v(x)} \cdot dx, \quad (8.17)$$

где $\bar{V}(x)$ – поперечная сила в сечении x , определяемая от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяется прогиб;

$\gamma(x)$ – деформация сдвига в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$V_{sd}(x)$ – поперечная сила в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$B_v(x)$ – сдвиговая жесткость железобетонного элемента в сечении x .

8.3.2.2 Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе $a(\infty, t_0)$ по упрощенной формуле

$$a(\infty, t_0) = a_k \cdot \frac{M_{sd} \cdot l_{eff}^2}{B(\infty, t_0)}, \quad (8.18)$$

где a_k – коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента;

M_{sd} – максимальное значение расчетного момента по предельным состояниям второй группы;

$B(\infty, t_0)$ – изгибная жесткость элемента, определяемая при длительном действии нагрузки по Формуле (8.26).

8.3.3 Определение кривизны и изгибной жесткости железобетонных конструкций (для элементов (или участков элементов) с трещинами, нормальными к продольной оси)

8.3.3.1 Кривизну железобетонных элементов (или участков элементов) с трещинами $\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$, нормальными к продольной оси, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm,0}}{d}, \quad (8.19)$$

где ε_{cm} – средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами;

$\varepsilon_{sm,0}$ – средние относительные деформации крайнего растянутого стержня продольной арматуры на участке между трещинами;

d – расстояние между крайним сжатым волокном бетона и крайним растянутым стержнем продольной арматуры.

Значение ε_{cm} определяют по формуле

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \cdot \varepsilon_{cs}, \quad (8.20)$$

где ε_{cc} – относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона в сечении с трещиной;

ψ_c – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций сжатого бетона между трещинами. Значение коэффициента допускается принимать равным 0,9.

Значение ε_{sm} определяют в соответствии с указаниями 5.5.3.2 и 5.5.3.3.

Относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона ε_{cc} и крайнего растянутого стержня продольной арматуры ε_s в сечении с трещиной в общем случае следует определять из решения расчетной системы уравнений деформационной модели от действия момента, вызванного расчетными усилиями для предельных состояний второй группы.

Значения ε_{cc} и ε_s допускается определять по формулам:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{c,red}}, \quad (8.21)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (8.22)$$

где σ_{cc} – напряжение в крайнем сжатом волокне бетона в сечении с трещиной;

σ_s – напряжение в крайнем растянутом стержне продольной арматуры в сечении с трещиной.

Значения σ_{cc} и σ_s допускается определять из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси, включающего сжатую зону бетона с приведенным модулем упругости $E_{c,red}$, сжатую и растянутую арматуру с модулем упругости E_s .

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней сечения, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, значения σ_{cc} и σ_s допускается определять по формулам:

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{sd}}{A_{cc} \cdot z}, \quad (8.23)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{A_s \cdot z}, \quad (8.24)$$

где A_{cc} – площадь сжатого бетона в сечении с трещиной;

A_s – площадь растянутой арматуры в сечении с трещиной;
 z – расстояние между центрами тяжести площади сжатого бетона и растянутой арматуры.

Значения A_{cc} и z допускается определять из расчета изгибаемых элементов по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси.

Кривизну железобетонного элемента $(1/r)_{cr}$ в этом случае следует определять по Формуле (8.19), принимая значение $d = z$.

8.3.3.2 Изгибную жесткость элемента с трещинами в общем случае следует определять по формуле

$$B_{m,cr} = \frac{M_{Sd}}{(1/r)_{cr}}. \quad (8.25)$$

Допускается определять изгибную жесткость железобетонного элемента с трещинами $B(\infty, t_0)$ по формуле

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) 2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}, \quad (8.26)$$

где $E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона;
 I_{II} , I_I – соответственно момент инерции сечения с трещиной и без трещины,
определяемый с учетом отношения $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$.

Значения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ определяются:

– при действии кратковременной нагрузки

$$E_{c,eff} = E_{cm}; \quad (8.27)$$

– при действии длительной нагрузки

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)}, \quad (8.28)$$

где $\Phi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяемое в соответствии с указаниями раздела 6.

Элементы (или участки элементов), работающие без трещин

8.3.3.3 Кривизну элементов (или участков элементов), работающих без трещин, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\varepsilon_{lc1} + \varepsilon_{lc2}}{h}, \quad (8.29)$$

где ε_{lc1} – относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона;

ε_{lc2} – относительная деформация крайнего растянутого (менее сжатого) волокна бетона;

h – расстояние между крайними волокнами бетона в сечении.

Относительные деформации крайних волокон сечения ε_{lc1} и ε_{lc2} в общем случае следует определять из расчета по деформационной модели железобетонного элемента, работающего без трещин.

Изгибную жесткость железобетонного элемента без трещин $B(\infty, t_0)$ следует определять по Формуле (8.26), принимая $I_{II} = I$, значение эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ по Формуле (8.27) или (8.28), а кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)$ по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_{sd}}{B_m(\infty, t_0)}. \quad (8.30)$$

Кривизна от усадки бетона

8.3.3.4 Дополнительную кривизну от неравномерной усадки бетона $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{\varepsilon_{lcs,\infty} + \alpha_0 \cdot S}{I}, \quad (8.31)$$

где $\varepsilon_{lcs,\infty}$ – предельное значение усадки бетона, определяемое по 6.1.4.5;

S – статический момент арматуры относительно центра тяжести сечения;

I – момент инерции сечения;

$$\alpha_e = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}}, \quad E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)}.$$

Предельное значение коэффициента ползучести для бетона $\Phi(\infty, t_0)$ следует определять в соответствии с требованиями 6.1.4.2.

При расчете кривизны от усадки для элементов с трещинами значения S и I определяют дважды: для сечения без трещины и сечения с трещиной. Окончательное значение кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ в этом случае определяют из Формулы (8.12).

8.3.4 Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости

8.3.4.1 Сдвиговую жесткость допускается определять по формуле

$$B_v(x) = \frac{2}{3} \varphi_{cr}(x) \cdot G_c \cdot b \cdot h, \quad (8.32)$$

где G_c – модуль сдвига бетона, принимаемый равным $0,4 \cdot E_{cm}$;
 $\varphi_{cr}(x)$ – коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформацию сдвига.

8.3.4.2 Деформации сдвига допускается определять по формуле

$$\gamma_v(x) = \frac{V_{sd}(x)}{B_v(x)}, \quad (8.33)$$

где $V_{sd}(x)$ – расчетная поперечная сила в сечении x ;
 $B_v(x)$ – сдвиговая жесткость в сечении x .

9 ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

9.1 Общие положения

9.1.1 При расчете предварительно напряженных конструкций действуют все требования, касающиеся материалов, основ проектирования и конструирования, предъявляемые конструкциям, выполненным из бетона.

9.1.2 Предельные состояния предварительно напряженных конструкций следует проверять для постоянной расчетной ситуации в момент времени $t = \infty$ и начальной ситуации для $t = 0$, соответствующей стадии изготовления, а также при других переходных ситуациях, требующих проверки. При проверке предельных состояний предварительно напряженной конструкции следует принимать соответствующие для рассматриваемой ситуации расчетные значения усилий предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения.

9.1.3 Потери предварительного напряжения следует рассчитывать в зависимости от нормальных напряжений, определенных в начальной и расчетной ситуациях. Эти напряжения следует определять от действия нормативных нагрузок и средних значений усилий предварительного напряжения $P_{m,0}$ и $P_{m,t}$.

Потери предварительного напряжения следует рассчитывать в порядке их проявления в соответствии с требованиями настоящего раздела.

9.1.4 Расчет предварительно напряженных элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, в общем случае следует производить по деформационной модели в соответствии с 5.5.3.2, принимая следующие расчетные характеристики арматуры:

– напрягаемой $f_{pd} = 0,9f_{0,2k} / \gamma_s$, при $\gamma_s = 1,2$;

– ненапрягаемой $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$, при $\gamma_s = 1,15$.

При расчете по прочности предварительно напряженных конструкций по методу предельных усилий по 7.1.2 в предположении прямоугольной эпюры распределения напряжений в сжатой зоне бетона в случае соблюдения условия $\xi \leq \xi_{lim}$ расчетное сопротивление высокопрочной арматуры f_{pd} следует дополнительно умножать на коэффициент γ_{sn} , определяемый по формуле

$$\gamma_{sn} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{\xi}{\xi_{lim}} - 1 \right) \leq \eta, \quad (9.1)$$

где η – коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

S800 – 1,15;

S1200 – 1,10;

S1400 – 1,15.

Для случая центрального растяжения, а также внецентренного растяжения продольной силой, расположенной между равнодействующими усилий в арматуре, следует принимать значение $\gamma_{sn} = \eta$.

При наличии сварных стыков в зоне элемента с изгибающими моментами, превышающими $0,9 \cdot M_{Sd,max}$, значение коэффициента γ_{sn} следует принимать:

– для арматуры класса S800 – не более 1,10;

– для арматуры класса S1200 – не более 1,05.

Коэффициент γ_{sn} не следует учитывать при расчетах:

– элементов, армированных высокопрочной проволокой, расположенной вплотную (без зазоров);

– элементов эксплуатирующихся в агрессивной среде.

9.1.5 Расчет по прочности на срез наклонных сечений следует производить в соответствии с требованиями 7.2 с учетом влияния усилия предварительного обжатия.

9.1.6 При расчете предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности необходимо проверять следующие критерии:

а) ограничение напряжений:

– в бетоне:

$\sigma_c \leq 0,45 f_{lck}$ – верхняя граница ползучести;

$\sigma_c \leq 0,60 f_{lck}$ – возможность образования продольных трещин;

$\sigma_{ct} \leq 0$ – отсутствие растяжения (при выполнении требований для соответствующих классов по условиям эксплуатации конструкции по Таблице 5.1);

– в напрягаемой арматуре

$\sigma_p \leq 0,75 f_p$;

– в ненапрягаемой арматуре

$\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$;

б) ограничение ширины раскрытия трещин до w_k согласно Таблице 5.1;

в) ограничение прогибов.

9.1.7 Предварительно напряженные элементы должны иметь в растянутой зоне такое количество стержней, чтобы разрыв одного или нескольких из них не приводил бы к внезапному (хрупкому) разрушению конструкции. Минимальное количество напрягаемых стержней приведено в Таблице 9.1.

Таблица 9.1 – Минимальное количество напрягаемых стержней в растянутой зоне

Вид стержня	Минимальное количество, шт
Отдельные проволоки	3
Один канат или одна прядь, состоящая не менее чем из семи проволок	1
Канаты с меньшим числом проволок	3

9.2 Назначение величины предварительного напряжения в напрягаемой арматуре

9.2.1 Предварительное напряжение $\sigma_{0,\max}$ следует назначать с учетом допустимых отклонений значения предварительного напряжения p таким образом, чтобы для стержневой и проволоочной арматуры выполнялись условия:

$$\begin{aligned}\sigma_{0,\max} + p &\leq 0,9 \cdot f_{pk}, \\ \sigma_{0,\max} - p &\geq 0,3 \cdot f_{pk}\end{aligned}\tag{9.2}$$

Значение p при механическом способе натяжения арматуры следует принимать равным $0,05 \cdot \sigma_{0,\max}$, а при электротермическом и электротермомеханическом способах определять по формуле

$$p = 30 + \frac{360}{l},\tag{9.3}$$

где l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м;

p – в МПа.

При автоматизированном натяжении арматуры в Формуле (9.3) 360 следует заменить на 90.

9.2.2 Напряжения в арматуре самонапряженных конструкций следует рассчитывать из условия равновесия с напряжениями (самонапряжением) в бетоне. Самонапряжение бетона в конструкции определяется исходя из марки бетона по самонапряжению с учетом коэффициента армирования сечения, расположения арматуры в бетоне (одно-, двух-, трехосное армирование), условий расширения напрягающего бетона в конструкции, а

также в необходимых случаях – потерь от усадки и ползучести бетона при загрузении конструкции.

Предельную величину предварительного напряжения $\sigma_{s,CE}$ в рабочей арматуре, определяемую в момент снижения величины самонапряжения в бетоне на уровне арматуры до нуля от действия усилий, вызванных соответствующей комбинацией нагрузок, следует назначать из условий:

– для арматуры, имеющей физический предел текучести

$$\sigma_{s,CE} = \sigma_{s,CE0} + \alpha_E \cdot \sigma_{CE} \leq f_{yk} ; \quad (9.4)$$

– для арматуры, не имеющей физического предела текучести

$$\sigma_{s,CE} = \sigma_{s,CE0} + \alpha_E \cdot \sigma_{CE} \leq 0,9f_{pk} , \quad (9.5)$$

где $\sigma_{s,CE0}$ – предварительное напряжение в арматуре, вызванное деформациями расширения напрягающего бетона;

σ_{CE} – самонапряжение бетона в конструкции на уровне центра тяжести ограничивающей рабочей арматуры;

$$\alpha_E = E_s/E_{cm} .$$

9.3 Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре

9.3.1 Технологические потери (первые потери в момент времени $t = t_0$)

9.3.1.1 Потери от релаксации напряжений арматуры следует определять по формулам:

а) при механическом способе натяжения:

– проволочной

$$\Delta P_{ir} = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{0,max}}{f_{pk}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{0,max} \cdot A_p ; \quad (9.6)$$

– стержневой

$$\Delta P_{ir} = (0,1 \cdot \sigma_{0,max} - 20) \cdot A_p ; \quad (9.7)$$

б) при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения:

– проволочной

$$\Delta P_{ir} = 0,05 \cdot \sigma_{0,max} \cdot A_p ; \quad (9.8)$$

– стержневой

$$\Delta P_{ir} = 0,03 \cdot \sigma_{0,max} \cdot A_p \quad (9.9)$$

Если потери предварительного напряжения, определенные по Формулам (9.6), (9.7), окажутся отрицательными, их следует принимать равными нулю.

Допускается определять потери от релаксации напряжений арматуры на стадии изготовления конструкции в зависимости от ее релаксационного класса и начального уровня натяжения по Таблицам 9.2 и 9.3.

Таблица 9.2 – Максимальные потери начальных напряжений в арматуре, %

Показатель	Релаксационный класс арматуры	Вид арматуры	Уровень предварительного напряжения арматуры $\frac{\sigma_{0,max}}{f_{pk}}$		
			0,6	0,7	0,8
Максимальные потери начальных напряжений, в %, после 1000 ч выдержки при $t = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$	1	Проволока,	4,5	8,0	12,0
	2	канаты	1,0	2,5	4,5
	3	Стержни	1,5	4,0	7,0

Таблица 9.3 – Потери предварительного напряжения от релаксации на стадии изготовления конструкции

Время, ч	1	5	20	100	200	500	1000
Потери от релаксации в % от потерь, установленных после 1000 ч выдержки при $t = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (для соответствующего релаксационного класса)	40	60	70	85	90	95	100

9.3.1.2 Потери от температурного перепада, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона, следует рассчитывать по формулам:

– для бетонов классов от LC12/13 до LC30/33

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,25 \cdot \Delta T \cdot A_p; \quad (9.10)$$

– для бетонов классов LC35/38 и выше

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,0 \cdot \Delta T \cdot A_p, \quad (9.11)$$

где ΔT – разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения, °С. При отсутствии точных данных допускается принимать $\Delta T = 65$ °С. В Формулах (9.10) и (9.11) A_p – в мм²; $\Delta P_{\Delta T}$ – в Н.

При подтягивании напрягаемой арматуры в процессе термообработки на величину, компенсирующую потери от температурного перепада, последние принимают равными нулю.

9.3.1.3 Потери от деформации анкеров, расположенных в зоне натяжных устройств, при натяжении на упоры следует рассчитывать по формуле, мм

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p \quad (9.12)$$

где l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы), мм;

Δl – обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т. п., принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле, мм

$$\Delta l = 1,25 + 0,15 \phi ,$$

ϕ – диаметр, натягиваемого стержня, мм.

9.3.1.4 Потери, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах, происходящие на длине зоны проскальзывания x_0 (Рисунок 9.1), при натяжении арматуры на бетон следует определять по формуле

$$\Delta P_{sl} = 2a_p \cdot \frac{x_0 - x}{x_0^2} \cdot E_s \cdot A_p, \quad (9.13)$$

где a_p – величина проскальзывания, определяемая опытным путем для соответствующего типа анкерного устройства; для анкеров стаканного типа, колодок с пробками следует принимать $a_p \geq 5$ мм;

x – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения; в случае, если $x \geq x_0$ следует принимать $\Delta P_{sl}=0$.

Длину участка x_0 следует определять по формулам:

– для прямолинейных стержней

$$x_0 = \sqrt{\frac{a_p \cdot E_s \cdot A_p}{\mu \cdot k \cdot P_{0,sl}}}; \quad (9.14)$$

– для отогнутых (криволинейных) стержней

$$x_0 = \frac{r}{\mu} \cdot \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_p \cdot \mu \cdot E_s \cdot A_p}{P_{0,sl} \cdot r}}}, \quad (9.15)$$

где μ – коэффициент трения напрягаемой арматуры о стенки канала, который следует принимать:

при трении проволоки по металлической поверхности оболочки – 0,17;

при трении пучков, канатов по металлической поверхности оболочки – 0,19;

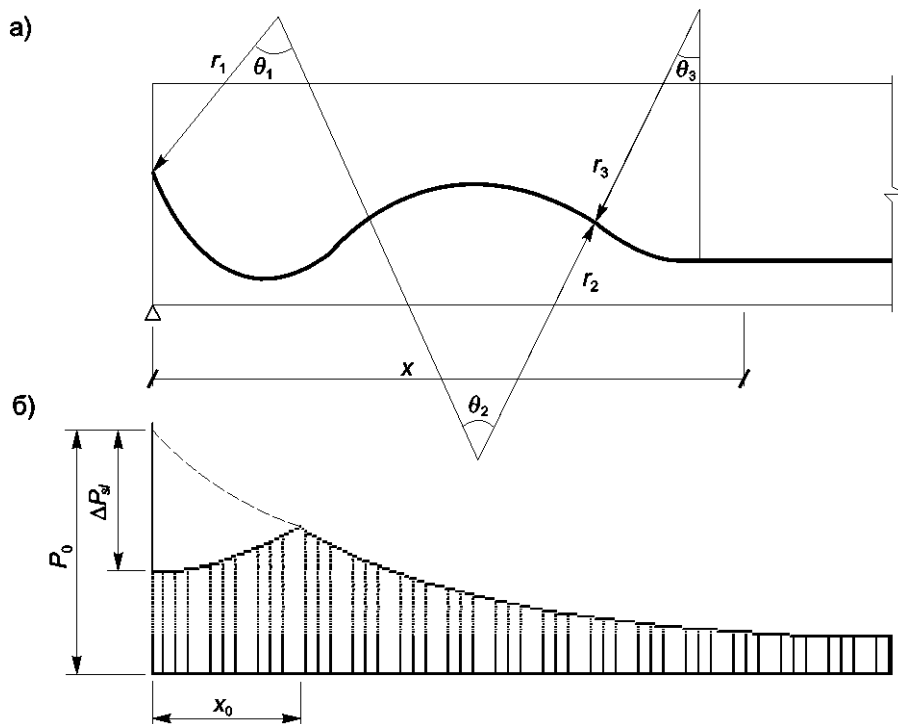
при трении гладких стержней по металлической поверхности оболочки – 0,35;

то же, для стержней периодического профиля – 0,65;

при трении пучков, канатов по бетонной поверхности – 0,55;

k – угол отклонения оси трассы напрягаемого стержня на единице длины
 $0,005 < k < 0,010$ рад/м;

$P_{0,sl}$ – усилие предварительного напряжения с учетом потерь к моменту анкеровки.



а – трением; б – проскальзыванием арматуры в анкерных устройствах

Рисунок 9.1 – Обозначения, принятые при расчете потерь, вызванных:

9.3.1.5 Потери, вызванные деформациями стальной формы, при закреплении на ее упорах напрягаемой арматуры следует определять по формуле

$$\Delta P_f = \eta \cdot \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p, \quad (9.16)$$

где η – коэффициент, определяемый по формулам:

при натяжении арматуры домкратом

$$\eta = \frac{\eta - 1}{2 \cdot n};$$

при натяжении арматуры намоточной машиной электромеханическим способом (50 % усилия создается механическим способом)

$$\eta = \frac{\eta - 1}{4 \cdot n},$$

здесь n – число групп стержней, натягиваемых одновременно;

Δl – сближение упоров по линии действия усилия P_0 , определяемое из расчета деформации формы;

l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о технологии изготовления изделий и конструкции формы потери усилия предварительного напряжения от ее деформаций принимают равными $30A_p$, в Н, где A_p – в мм².

При электротермическом способе натяжения потери от деформации формы в расчете не учитываются, т. к. они учтены при определении полного удлинения арматуры.

9.3.1.6 Потери, вызванные трением арматуры о стенки каналов или о поверхность бетона конструкции, для напрягаемой арматуры как с прямолинейной так и с криволинейной трассой потери при натяжении на бетон следует определять по формуле

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_0 [1 - \exp(-(\omega \cdot x + \delta \cdot \theta))], \quad (9.17)$$

где ω , δ – коэффициенты, определяемые по Таблице 9.4;

x – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м;

θ – суммарный угол поворота трассы (оси) напрягаемой арматуры, рад (Рисунок 9.1);

P_0 – усилие обжатия без учета потерь, передаваемое натяжным устройством.

Таблица 9.4 – Значения коэффициентов δ , ω для определения потерь, вызванных трением арматуры о стенки каналов и поверхность бетона

Канал или поверхность	ω	δ , при арматуре в виде	
		пучков, канатов	стержней периодического профиля
1 Каналы:			
с металлической поверхностью	0,0030	0,35	0,40
с бетонной поверхностью, образованной жесткими каналобразователями	0	0,55	0,65
то же, гибкими каналобразователями	0,0015	0,55	0,65
2 Бетонная поверхность	0	0,55	0,65

9.3.1.7 Потери, вызванные трением напрягаемой арматуры об огибающие приспособления, при ее натяжении на упоры, следует определять по формуле

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_0 [1 - \exp(-\delta \cdot \theta)], \quad (9.18)$$

где δ – коэффициент, принимаемый равным 0,25.

9.3.1.8 Потери, вызванные упругой деформацией бетона, следует определять для элементов с натяжением напрягаемой арматуры на упоры. В элементах с натяжением арматуры на бетон этот вид потерь следует учитывать только в случае последовательного отпуска напрягаемых стержней.

Значения потерь следует определять по формулам:

– при натяжении на упоры

$$\Delta P_c = \alpha \cdot \rho_p \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0,c}; \quad (9.19)$$

– при натяжении на бетон

$$\Delta P_c = \frac{n-1}{2 \cdot n} \cdot \alpha \cdot \rho_p \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \right) \cdot P_{0,c}, \quad (9.20)$$

где $\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$ $\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}}$;

n – количество напрягаемых стержней;

$P_{0,c}$ – усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

Усилие предварительного обжатия $P_{m,0}$ к моменту времени $t = t_0$, действующее непосредственно после передачи усилия предварительного обжатия на конструкцию (при натяжении на упоры) или после завершения натяжения (при натяжении на бетон), должно быть не более

$$P_{m,0} = \sigma_{pm,0} \cdot A_p \leq 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_p. \quad (9.21)$$

В Формуле (9.21) величину $P_{m,0}$ определяют

– для элементов с натяжением на упоры

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A - \Delta P_f; \quad (9.22)$$

– для элементов с натяжением на бетон

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{sl}. \quad (9.23)$$

9.3.2 Эксплуатационные потери (вторые потери в момент времени $t > t_0$)

9.3.2.1 При расчете среднего значения усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ к моменту времени эксплуатации конструкции $t > t_0$ дополнительно к первым технологическим потерям, определенным по 9.3.1, следует учитывать потери от усадки и ползучести бетона, долговременной релаксации напрягаемой арматуры, а также потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры и обжатия стыков между отдельными блоками для конструкций, в которых натяжение арматуры осуществляется на бетон.

9.3.2.2 Реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре следует определять по формуле

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p, \quad (9.24)$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией напряжений на расстоянии x от анкерного устройства в момент времени t

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot [1 + 0,8\Phi(t, t_0)]}; \quad (9.25)$$

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – ожидаемое значение усадки бетона к моменту времени t , определяемое по приложению Б либо принимаемое в соответствии с указаниями подраздела 6.1;

$\Phi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до t , определяемый по приложению Б либо принимаемый в соответствии с указаниями подраздела 6.1;

σ_{cp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от практически постоянной комбинации нагрузок, включая собственный вес;

$\sigma_{cp,0}$ – начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом первых потерь в момент времени $t = t_0$);

$\Delta \sigma_{pr}$ – изменения напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении, вызванные релаксацией арматурной стали. Допускается определять по Таблицам 9.2 и 9.3 в зависимости от уровня напряжений $\sigma_{0,max} / f_{pk}$, принимая $\sigma_{0,max} = \sigma_{pg,0}$; $\sigma_{pg,0}$ – напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом первых потерь в момент времени $t = t_0$) и действием практически постоянной комбинации нагрузок;

$\alpha_p = E_p / E_{cm}$, E_p – модуль упругости напрягаемой арматуры;

A_c , I_c – соответственно площадь и момент инерции сечения;

z_{cp} – расстояние между центрами тяжести сечения и напрягаемой арматуры.

В Формуле (9.25) сжимающие напряжения и соответствующие относительные деформации следует принимать со знаком «плюс».

9.3.2.3 Потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры, натягиваемой на бетон, при диаметре конструкции до 3 м следует определять по формуле

$$\Delta P_{sp} = (70 - 0,22 \cdot D_{ext}) \cdot A_p, \quad (9.26)$$

где D_{ext} – наружный диаметр конструкции.

9.3.2.4 Потери, вызванные деформациями обжатия стыков между блоками для конструкций, состоящих из отдельных блоков, следует определять по формуле

$$\Delta P_{ob} = \frac{\eta \cdot \Delta l}{l} \cdot E_p \cdot A_p, \quad (9.27)$$

где n – число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры;

Δl – обжатие стыков, принимаемое равным, мм:

0,3 – для стыков, заполненных бетоном;

0,5 – при стыковании насухо;

L – длина натягиваемой арматуры, мм.

9.3.2.5 При расчете элементов, выполненных из напрягающего бетона (самонапряженных элементов), учитываются только потери предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона. Параметры усадки и ползучести для напрягающего бетона допускается принимать в соответствии с требованиями, изложенными в Разделе 6.

Для самонапряженных конструкций, эксплуатирующихся во влажных условиях, потери от усадки не учитываются.

9.4 Усилие предварительного обжатия

9.4.1 Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ в момент времени $t > t_0$ (с учетом всех потерь) следует определять по формулам:

– при натяжении арматуры на упоры

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t); \quad (9.28)$$

– при натяжении на бетон

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_t(t) - \Delta P_{sp} - \Delta P_{ob}, \quad (9.29)$$

но принимать не большим, чем это установлено условиями

$$P_{m,t} \leq 0,65 f_{pk} \cdot A_p \text{ и } P_{m,t} \leq P_0 - 100 A_p, \quad (9.30)$$

где $P_{m,t}$, P_0 – в Н, A_p – в мм².

9.4.2 При расчете предварительно напряженной конструкции по предельным состояниям первой и второй групп следует принимать усилия предварительного обжатия, соответствующие рассматриваемой расчетной ситуации (начальная, постоянная).

При расчете по предельным состояниям первой группы

$$P_d = \gamma_p \cdot P_{m,t} . \quad (9.31)$$

При расчете по предельным состояниям второй группы следует рассматривать следующие нормативные значения усилия предварительного обжатия

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t} , \quad (9.32)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t} . \quad (9.33)$$

В Формулах (9.31)–(9.33) приняты следующие обозначения:

P_d – расчетное значение усилия предварительного обжатия;

γ_p – частный коэффициент безопасности для усилия предварительного обжатия, принимаемый равным:

при благоприятных эффектах, создаваемых предварительным напряжением (например, повышение устойчивости) – 0,9 или 1,0;

то же, при неблагоприятных эффектах (например, расчет прочности конструкции в момент передачи усилия обжатия) – 1,2 или 1,0.

Допускается принимать $\gamma_p = 1,0$;

r_{sup} – коэффициент, определяющий верхний предел значения усилия предварительного обжатия при расчетах по предельным состояниям второй группы, принимаемый равным 1,05 – для конструкций с натяжением арматуры на бетон и без сцепления с бетоном, 1,1 – при натяжении на упоры;

r_{inf} – коэффициент, определяющий нижний предел значения усилия предварительного обжатия при расчетах по предельным состояниям второй группы, принимаемый равным 0,95 – для конструкций с натяжением арматуры на бетон и без сцепления, 0,9 – при натяжении на упоры.

9.5 Определение напряжений в сечениях, нормальных к продольной оси элемента

Нормальные напряжения σ_x в бетоне следует рассчитывать как для линейно-упругого материала, принимая соответствующие знаки при M_{Sd} , N_{pd} , N_{Sd} , e_0 , z_{cp} и y по формуле

$$\sigma_x = \sigma_{cN} + \sigma_{cNp} , \quad (9.34)$$

в которой

$$\sigma_{cN} = \frac{N_{Sd}}{A_c} + \frac{(N_{Sd} \cdot e_0 - M_{Sd}) \cdot y}{I_c}, \quad (9.35)$$

$$\sigma_{cNp} = \frac{N_{pd}}{A_c} + \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot y}{I_c}, \quad (9.36)$$

где N_{Sd} и M_{Sd} – осевая продольная сила и изгибающий момент от соответствующей комбинации внешних нагрузок;

N_{pd} – осевое усилие от предварительного напряжения арматуры, значение которого принимается в зависимости от расчетной ситуации;

e_0 – эксцентриситет усилия N_{Sd} относительно центра тяжести сечения;

z_{cp} – расстояние от точки приложения обжимающей силы N_{pd} до центра тяжести сечения;

y – расстояние от рассматриваемого волокна до центра тяжести сечения.

Значение усилия N_{pd} следует принимать:

– при расчете потерь предварительного напряжения на стадии эксплуатации $N_{pd} = P_{m,t}$;

– при расчетах конструкций по предельным состояниям второй группы $N_{pd} = P_{k,sup}$ или $N_{pd} = P_{k,inf}$.

При обеспеченном сцеплении арматуры с бетоном (в том числе после инъектирования каналов) площадь сечения бетона A_c и его момент инерции I_c в Формулах (9.19), (9.20), (9.25), (9.35) и (9.36) следует определять с учетом площади ненапрягаемой арматуры (коэффициент приведения $\alpha = E_s/E_{cm}$). Для элементов, у которых сцепление напрягаемой арматуры с бетоном обеспечивается за счёт инъектирования каналов, геометрические характеристики определяют с учётом ослабления сечения каналами.

9.6 Расчет конструкции при передаче усилия предварительного обжатия

9.6.1 Ограничение напряжений в бетоне

Сжимающие напряжения в бетоне в момент передачи усилия обжатия не должны превышать значений, представленных ниже:

– в элементах с натяжением арматуры на упоры:

при осевом приложении усилия обжатия – $0,60f_{cm}$;

при внецентренном приложении усилия обжатия – $0,75f_{cm}$;

– в элементах с натяжением арматуры на бетон:

при осевом приложении усилия обжатия – $0,50f_{cm}$;

при внецентренном приложении усилия обжатия – $0,65f_{cm}$.

Среднюю прочность бетона в момент передачи усилия предварительного напряжения f_{cm} допускается принимать равной $f_{cm}(t)$, рассчитанной по Формулам (6.1а, б), но не более $0,85f_{c,cube}$ (гарантированной прочности бетона в возрасте 28 сут).

9.6.2 Прочность элемента

Прочность предварительно напряженного элемента в момент передачи усилия обжатия следует проверять согласно принятых положений для внецентренно сжатых бетонных или железобетонных элементов в зависимости от вида армирования, размещаемого в растянутой (или наименее сжатой) зоне без учета влияния случайного эксцентриситета и гибкости элемента. При этом следует принимать расчетное значение усилия обжатия P_d с коэффициентом $\gamma_p = 1,2$. При расчете следует рассматривать сечение с минимальными геометрическими характеристиками.

Прочность элементов, армированных напрягаемой арматурой, располагаемой у противоположных граней сечения, и имеющей соответственно площади A_p и A_{p1} , следует проверять как для сжатого бетонного элемента при действии равнодействующей усилий предварительного обжатия из условия

$$N_{pd} \leq f_{lcd} \cdot A_{cc}, \quad (9.37)$$

где $N_{pd} = P_d$.

При этом положение нейтральной оси и площадь сечения сжатого бетона следует определять из условия

$$S_{cN} = 0. \quad (9.38)$$

Проверку прочности допускается не выполнять, если напряжения на наиболее сжатой грани сечения не превышают значений, приведенных в 9.6.1, а растягивающие напряжения на противоположной грани не превышают расчетного сопротивления бетона растяжению $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$.

9.6.3 Трещинообразование и прогибы элемента

Расчет по трещинообразованию и прогибам в момент передачи усилия предварительного обжатия производить не требуется, если выполняются требования 9.6.1 и 9.6.2.

В случае, если по другим причинам (например, технологическим) ограничение прогибов и трещинообразования в начальной ситуации является необходимым, расчеты следует выполнять согласно положений, изложенных в Разделе 6. В сечениях предварительно напряженных элементов, в которых на стадии изготовления могут образоваться закрывающиеся либо незакрывающиеся трещины от усилия предварительного обжатия, ширина их раскрытия не должна превышать $w_{lim} = 0,2$ мм. Все растягивающие усилия в сечении в начальной ситуации должны восприниматься ненапрягаемой арматурой.

9.7 Особенности расчета элементов по критическим предельным состояниям

9.7.1 Расчет элементов по прочности на действие изгибающих моментов и продольных сил

Расчет предварительно напряженных элементов по прочности следует производить в соответствии с положениями общей деформационной модели, представленной в 5.5.3.2. В расчетных уравнениях деформационной модели следует учитывать начальные относительные деформации в напрягаемой арматуре ε_{pm} (с учетом всех потерь), а усилие предварительного напряжения рассматривать как внешнюю обжимающую силу, приложенную к сечению (Рисунок 9.2).

Расчет по прочности предварительно напряженных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового поперечного сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, когда внешние усилия действуют в плоскости оси симметрии сечения, допускается производить по методу предельных усилий согласно положений, изложенных в 7.2 с учетом дополнений, содержащихся в 9.1.4.

9.7.2 Расчет элементов при действии поперечной силы (среза)

Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечной силы (на срез) следует производить как и для железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой. Влияние усилия предварительного обжатия следует учитывать, принимая $N_{Sd} = N_{pd}$.

При расчете поперечной силы $V_{Sd,red}$ следует учитывать благоприятное влияние вертикальной составляющей усилия предварительного обжатия для стержней, отогнутых под углом α_0

$$V_{Sd,red} = V_{Sd} - N_{pd} \cdot \sin \alpha_0 . \quad (9.39)$$

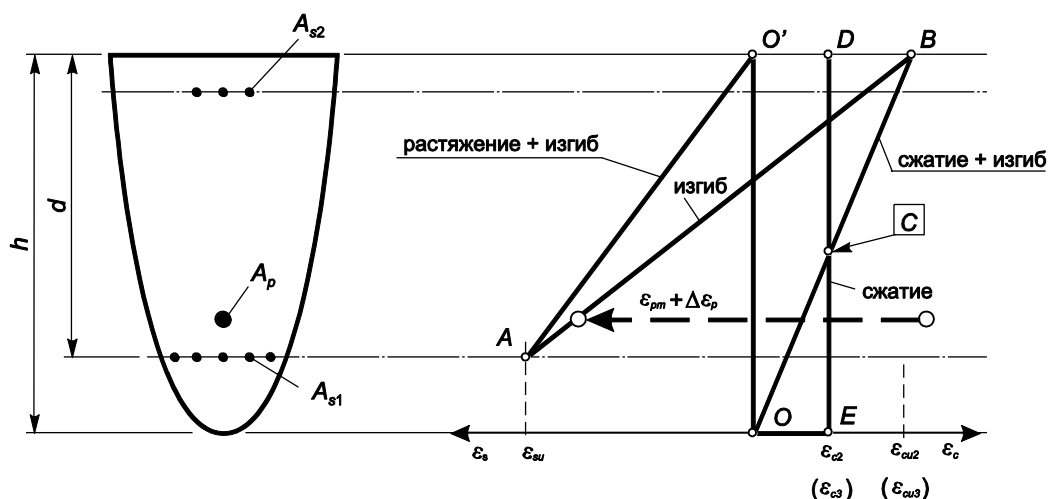


Рисунок 9.2 – Схема распределения относительных деформаций по высоте сечения при расчете предварительно напряженного элемента по прочности

9.8 Особенности расчета элементов по предельным состояниям эксплуатационной пригодности

9.8.1 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Общие положения

9.8.1.1 Расчет предварительно напряженных элементов по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, при действии изгибающих моментов и продольных сил в общем случае следует производить по деформационной модели по 5.5.3.2.

При расчете по образованию трещин в расчетных уравнениях деформационной модели следует учитывать начальные относительные деформации напрягаемой арматуры, а усилие предварительного обжатия рассматривать как внешнюю силу, приложенную к сечению.

9.8.1.2 Усилие предварительного обжатия следует вводить в расчет с учетом потерь предварительного напряжения, определяемых согласно 9.3.1 и 9.3.2.

9.8.1.3 Критерием исчерпания трещиностойкости сечения, нормального к продольной оси элемента, следует считать достижение крайним растянутым волокном бетона сечения предельных деформаций растяжения.

9.8.1.4 Расчет трещиностойкости элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и сжатой граней, когда внешние усилия действуют в плоскости оси симметрии сечения, допускается производить исходя из условно упругой модели сечения.

Расчетные условия

9.8.1.5 Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси, следует производить из следующих условий:

– для центрально растянутых элементов

$$N_{Sd} \leq N_{cr} ; \quad (9.40)$$

– для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

$$M_{Sd} \leq M_{cr} , \quad (9.41)$$

где M_{Sd} , N_{Sd} – момент относительно выбранной оси, проходящей в сечении, и продольное растягивающее усилие, определенное от соответствующей комбинации нагрузок;

M_{cr} , N_{cr} – соответственно момент и усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин.

9.8.2 Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

Расчетную ширину раскрытия трещин w_k , нормальных к продольной оси, следует определять по Формуле (8.6) как для железобетонных элементов с тем, что среднее значение относительных деформаций следует рассматривать как прирост относительных деформаций в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре от состояния, соответствующего погашению начальных сжимающих напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры, до состояния, соответствующего предельно допустимой ширине раскрытия трещин w_{lim} по Таблице 5.1.

9.8.3 Прогибы элементов

9.8.3.1 Прогибы предварительно напряженных конструкций в общем случае следует рассчитывать на основе расчетной деформационной модели согласно 5.5.3.2. При этом в условиях равновесия (5.3) следует учитывать усилие предварительного обжатия, определяемое согласно 9.4.

9.8.3.2 При использовании упрощенного метода расчета, прогибы предварительно напряженных конструкций допускается рассчитывать исходя из принципа суперпозиции, т. е. суммируя прогибы от внешних нагрузок и предварительного обжатия

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \cdot \frac{M_{sd} \cdot l_{eff}^2}{B(\infty, t_0)} - \alpha_p \cdot \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot l_{eff}^2}{B_{c,eff}}, \quad (9.42)$$

где M_{sd} – расчетный момент, определенный для комбинации длительно действующих нагрузок;

$N_{pd} = P_{k,sup}$ или $N_{pd} = P_{k,inf}$;

α_k – коэффициент, зависящий от схемы приложения нагрузки;

α_p – коэффициент, зависящий от трассировки напрягаемого стержня ($\alpha = 1/8$ – для стержней с прямолинейной осью трассы; $\alpha = 5/48$ – для отгибаемых по параболе);

$B(\infty, t_0)$ – изгибная жесткость предварительно напряженного элемента.

9.9 Конструкции без сцепления напрягаемой продольной арматуры с бетоном

9.9.1 Предварительное напряжение в напрягаемой арматуре без сцепления с бетоном следует назначать в соответствии с требованиями 9.2.

9.9.2 В предварительно напряженных конструкциях с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном, в растянутой при эксплуатационных нагрузках зоне, следует предусматривать установку арматуры, имеющей сцепление с бетоном. Предварительно количество арматуры, имеющей сцепление с бетоном, определяется расчетом из условия ограничения ширины раскрытия трещин, как для внецентренно сжатого элемента при продольной силе N_{pd} , величина которой определяется согласно 9.3.2.6. Минимальный процент армирования арматурой, имеющей сцепление с бетоном, при этом должен быть не менее, чем 0,15 %.

9.9.3 Расчет предварительно напряженных элементов с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном по предельным состояниям эксплуатационной пригодности производится согласно требованиям раздела 7. Усилие предварительного обжатия, определенное с учетом всех потерь, следует рассматривать как внешнее усилие, приложенное к конструкции.

10 ТРЕБОВАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций, для обеспечения совместной работы бетона и арматуры, требуемых показателей качества при изготовлении, долговечности следует выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

10.1 Бетонные конструкции

10.1.1 Арматура в бетонных конструкциях может полностью отсутствовать или устанавливаться для восприятия внутренних усилий от усадки, изменения температур и других вынужденных деформаций исходя из конструктивных требований по 10.1.2.

10.1.2 В бетонных конструкциях необходимо предусматривать конструктивное армирование:

- в местах резкого изменения размеров сечения элементов;
- в местах изменения высоты стен (на участке, протяженностью менее 1 м);
- в бетонных стенах над и под проемами каждого этажа;
- в конструкциях, подверженных воздействию динамической нагрузки;
- для внецентренно сжатых элементов вдоль менее напряженной грани, если напряжения, определенные как для упругого тела, составляют $0,8f_{\text{сд}}$ и выше, наименьшее – 1 Н/мм^2 и ниже; при этом коэффициент армирования ρ должен быть не менее 0,025 % .

10.1.3 Размещать арматуру в сечении следует по возможности равномерно с толщиной защитного слоя бетона не менее величин, приведенных в 10.2.11 и Таблице 10.4.

10.1.4 Минимальные размеры поперечного сечения бетонных элементов следует определять:

- из условия опирания и примыкания соседних элементов;
- из условия качественного уплотнения бетонной смеси (размера зерен крупного заполнителя, рабочей части глубинного вибратора и др.);
- из условия предельно допустимой гибкости $l_0/i < 90$.

10.2 Железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой

10.2.1 Наибольшее содержание арматуры в сечении независимо от ее класса и класса бетона по прочности на сжатие не должно превышать 5 % в колоннах и 4 % в остальных видах железобетонных конструкций.

В качестве ненапрягаемой арматуры следует использовать арматуру классов S400, S500. Арматуру класса S240 допускается использовать в качестве продольной ненапрягаемой рабочей арматуры только при специальном обосновании.

10.2.2 Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах должна приниматься не менее указанной в Таблице 10.1.

Минимальное содержание арматуры S_1 и S_2 во внецентренно сжатых элементах, прочность которых при расчетном эксцентриситете продольной силы используется менее чем на 50 %, следует принимать равным $0,001b \cdot d$ независимо от гибкости элемента.

10.2.3 При невыполнении требований, изложенных в 10.2.2, элемент следует относить к бетонным и конструировать согласно положениям 10.1.

10.2.4 Требования Таблицы 10.1 не распространяются на армирование, определенное расчетом по прочности в стадии изготовления конструкции.

Если прочность элемента исчерпывается одновременно с появлением трещин, то площадь сечения арматуры S_1 , определенную расчетом по прочности, следует увеличить на 15 %.

10.2.5 Площадь сечения поперечной арматуры следует принимать не менее указанной в Таблице 10.2.

Таблица 10.1 – Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах, в процентах от площади сечения бетона

Условия работы арматуры	$\rho_{\min}, \%$
1 Арматура S_1 – в изгибаемых элементах	0,15
2 Арматура S_1 – во внецентренно растянутых элементах (при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения)	0,15
3 Арматура S_1 и S_2 – во внецентренно растянутых элементах (при расположении продольной силы между арматурой S_1 и S_2)	0,15
4 Арматура S_1 и S_2 – во внецентренно растянутых элементах (при равномерном расположении арматуры по контуру сечения)	0,15
5 Арматура S_1 – в центрально растянутых элементах	0,20
6 Арматура S_1 и S_2 – во внецентренно сжатых элементах при:	
$l_0/i < 17$	0,10
$17 \leq l_0/i \leq 35$	0,15
$35 < l_0/i \leq 83$	0,20
$l_0/i > 83$	0,25
Примечание – 1 Минимальная площадь сечения арматуры, приведенная в настоящей таблице, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины b сечения элемента на уровне центра тяжести арматуры S_1 (для элементов таврового и двутаврового сечений – ширины стенки b_w) на рабочую высоту сечения d .	
Примечание – 2 При равномерном расположении арматуры по контуру сечения принимают $d = h$.	

Таблица 10.2 – Минимальная площадь сечения поперечной арматуры в железобетонных элементах, в процентах от площади сечения бетона

Бетон	$\rho_{sw,min}, \%$, при арматуре класса	
	S240	S400, S500
LC12/13 – LC20/23	0,09/0,14	0,04/0,06
LC25/28 – LC30/33	0,14/0,21	0,07/0,11
LC40/44 – LC50/55	0,19/0,28	0,09/0,14
> LC50/55	0,24/0,35	0,11/0,17
Примечание – 1 Минимальная площадь сечения арматуры, приведенная в настоящей таблице, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины b сечения элемента (для элементов таврового и двутаврового сечений – ширины стенки b_w) на шаг s стержней поперечной арматуры.		
Примечание – 2 Перед чертой даны значения $\rho_{sw,min}$ при $h \leq 450$ мм, после черты – при $h > 450$ мм.		

Минимальные размеры поперечного сечения

10.2.6 Минимальные размеры сечений следует назначать с учетом действующих усилий, требований технологического характера (защитный слой бетона, расположение арматуры, способ изготовления и т. д.), обеспечивающих надежность и долговечность конструкции, и с учетом экономических факторов.

10.2.7 Толщину железобетонных плит следует принимать не менее значений, указанных в Таблице 10.3. Толщину железобетонных плит допускается снижать на 5 мм по сравнению с требуемыми по Таблице 10.3 при их изготовлении в организациях, где действует сертифицированная система контроля качества.

Высота сечений изгибаемых элементов (балок, ригелей и т.п.) назначается в зависимости от пролета и действующих нагрузок. Обычные соотношения пролета и высоты изгибаемых элементов находятся в пределах $10 \leq l/h \leq 16$.

Таблица 10.3 – Минимально допустимая толщина железобетонных плит

Условия эксплуатации	Толщина плиты, мм	
	монолитной	сборной
1 Покрытие	50	40
2 Перекрытия многоэтажных жилых и общественных зданий	60	50
3 Перекрытия многоэтажных производственных зданий	70	60
4 Плиты, работающие на сосредоточенную подвижную нагрузку	120	100
5 Для плит с сосредоточенным опиранием	150	120

10.2.8 Размеры сечений внецентренно сжатых элементов следует принимать такими, чтобы их гибкость l_0/i в любом направлении не превышала 200, а для колонн, являющихся элементами зданий, не превышала 120.

Защитный слой бетона

10.2.9 Толщину защитного слоя бетона принимают из условий защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и обеспечения ее совместной работы с бетоном.

10.2.10 Минимальное расстояние между поверхностью стержней продольной арматуры и ближайшей поверхностью бетона (защитный слой бетона) ограничивается величинами, указанными в Таблице 10.4 с учетом класса по условиям эксплуатации.

10.2.11 Для сборных конструкций допускается снижать размер защитного слоя бетона на 5 мм по сравнению с указанными в Таблице 10.4, но он не должен быть меньше 20 мм.

Таблица 10.4 – Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона

Показатели	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3, XF1, XF2, XF3, XF4	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя, мм	20	25	30	40	25	30	40

10.2.12 Толщина защитного слоя бетона должна быть не менее:

- диаметра (для пучка стержней - эквивалентного диаметра) арматуры плюс 5 мм;
- максимального размера заполнителя плюс 5 мм.

10.2.13 Толщину защитного слоя бетона с поперечной и распределительной арматурой в конструкциях, работающих в условиях нормальной и слабоагрессивной сред, соответствующих классам X0, XC1, XA1 (см. Таблицу 5.2), следует принимать не менее 15 мм. При увеличении степени агрессивности среды на каждую ступень размер защитного слоя бетона дополнительно следует увеличивать на 5 мм.

Размещение арматуры в сечении

Расстояния между стержнями продольной арматуры

10.2.14 Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры должно обеспечивать совместную работу бетона и арматуры, качественную укладку и уплотнение бетонной смеси и не должно быть менее значений, показанных на Рисунке 10.1.

10.2.15 Наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры должны быть:

- в изгибаемых элементах – не более 400 мм, при этом площадь сечения конструктивно установленной арматуры должна быть не менее 0,15 % площади бетона $b \cdot h$ (где h – расстояние между стержнями, b – половина ширины ребра элемента, но не более 200 мм);

– в линейных внецентренно сжатых элементах – не более 500 мм в плоскости изгиба и не более 400 мм в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба.

10.2.16 Количество стержней, доводимых до опоры, и максимально допустимые расстояния между ними должны быть:

- в балках шириной менее 150 мм до опоры доводить не менее одного стержня;
- в балках шириной более 150 мм до опоры доводить не менее двух стержней площадью сечения не менее 50% расчетного сечения арматуры;
- в плитах до опоры следует доводить стержни площадью сечения не менее 30 % сечения арматуры, подобранной из расчета на 1 м ширины сечения в зоне действия наибольшего изгибающего момента, выдерживая расстояние между стержнями не более 400 мм;
- в неразрезных плитах, армированных рулонными сетками, все продольные стержни у промежуточных опор допускается переводить в верхнюю зону;
- в неразрезных плитах расстояния между осями рабочих стержней в середине пролета и над опорами должны быть не более 200 мм – при толщине плиты до 150 мм и не более $1,5h$ – при толщине плиты более 150 мм.

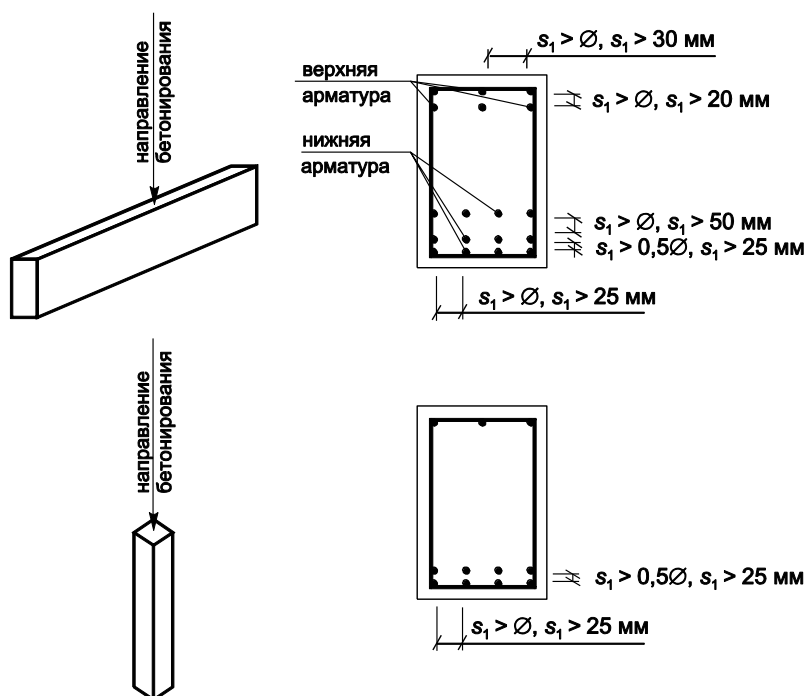


Рисунок 10.1 – Минимально допустимые расстояния между продольными стержнями арматуры в зависимости от положения конструкции при бетонировании

Расстояние между стержнями поперечной арматуры

10.2.17 Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью фиксации в проектном положении и предотвращения бокового выпучивания в любом направлении продольных стержней.

10.2.18 Любая продольная арматура, установленная у поверхности железобетонной конструкции, должна быть охвачена поперечной арматурой, устанавливаемой с шагом не более 500 мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

10.2.19 В плитах (высотой менее 300 мм) и балках (высотой менее 150 мм), при обеспечении прочности на поперечную силу, допускается поперечную арматуру не устанавливать.

10.2.20 В плитах (высотой более 300 мм) и балках (высотой более 150 мм) поперечная арматура устанавливается по расчету и по конструктивным соображениям с шагом:

- а) на приопорных участках длиной 0,25l:
 - при $h \leq 450$ мм – не более 0,5h и 150 мм;
 - при $h > 450$ мм – не более $h/3$ и 300 мм;
- б) в средней части элемента независимо от высоты – не более $3/4h$ и 500 мм;
- в) по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры, установленной по расчету в сжатой зоне сечения:
 - при $f_{yd} \leq 400$ Н/мм² – не более 500 мм и не более 15 ϕ и 20 ϕ в вязаных и сварных каркасах соответственно;
 - при $f_{yd} \geq 450$ Н/мм² – не более 400 мм и не более 12 ϕ и 15 ϕ в вязаных и сварных каркасах соответственно.

10.2.21 В элементах, работающих на изгиб с кручением, хомуты и поперечные стержни должны образовывать замкнутый контур.

10.2.22 В плитах, работающих на продавливание, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $1/3h$ и не более 200 мм на участке, расположенном между критическим периметром и наружным контуром площади смятия.

10.2.23 Во внецентренно сжатых линейных элементах поперечная арматура должна ставиться с шагом, не более:

- на участках стыковки без сварки продольной рабочей арматуры – 10 ϕ ;
- если площадь сечения сжатой арматуры S_2 по расчету более 1,5 % – 10 ϕ и не более 300 мм;
- если все сечение сжато и общая площадь сечения арматуры $S_1 + S_2$ по расчету более 3 % – 10 ϕ и не более 300 мм.

Поперечное армирование коротких консолей колонн выполняется горизонтальными и наклонными (угол наклона 45°) хомутами. Шаг хомутов должен быть не более 0,25h (где h – высота консоли), 12 ϕ (где ϕ – диаметр продольной растянутой арматуры консоли) и не более 150 мм.

10.2.24 Косвенное армирование внецентренно сжатых элементах следует выполнять в виде сеток либо в виде ненапрягаемой спиральной или кольцевой арматуры из арматуры класса S240, S500 диаметром не более 14 мм со следующими параметрами:

- размеры ячеек сеток – не менее 45 мм, не более 100 мм и не более 1/4 размера меньшей стороны сечения;
- шаг сеток – не менее 60 мм, не более 150 мм и не более 1/3 размера меньшей стороны сечения;

- диаметр навивки спиралей или диаметр колец – не менее 200 мм;
- шаг навивки спиралей или шаг колец – не менее 40 мм, не более 100 мм и не более 1/5 диаметра бетонного сечения, ограниченного спиралью или кольцом.

При усилении торцов внецентренно сжатых элементов следует устанавливать не менее четырех сеток на длине 15ϕ (если продольная арматура гладкая), 10ϕ (если продольная арматура имеет периодический профиль), считая от торца конструкции.

10.2.25 Конструктивное решение поперечной арматуры (хомуты, поперечные стержни, шпильки и т. д.) во внецентренно сжатых элементах должно обеспечивать крепление стержней продольной арматуры (перегиб или сварка в вязаных или сварных каркасах соответственно) на расстоянии не более 400 мм по ширине грани сечения с шагом не более 500 мм по длине элемента.

Рекомендуемые диаметры арматурных стержней

10.2.26 Диаметры продольных стержней, устанавливаемые по расчету в сечении, не должны превышать величин, указанных в Таблице 10.5.

Для внецентренно сжатых элементов из монолитного бетона диаметр продольных рабочих стержней следует принимать не менее 12 мм.

10.2.27 Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать:

а) во внецентренно сжатых линейных элементах:

- в вязаных каркасах – не менее $0,25\phi$ рабочей арматуры и не более 12 мм;
- в сварных каркасах – не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим, поставленным по расчету, диаметром продольной арматуры и не более 14 мм;

б) в изгибаемых элементах в вязаных каркасах:

- при высоте сечения до 800 мм, включительно – 6 мм;
- при высоте сечения более 800 мм – 8 мм;
- в сварных каркасах – по 10.2.50;

в) пучки арматуры не должны состоять более чем из двух стержней и эквивалентный диаметр не должен превышать 45 мм.

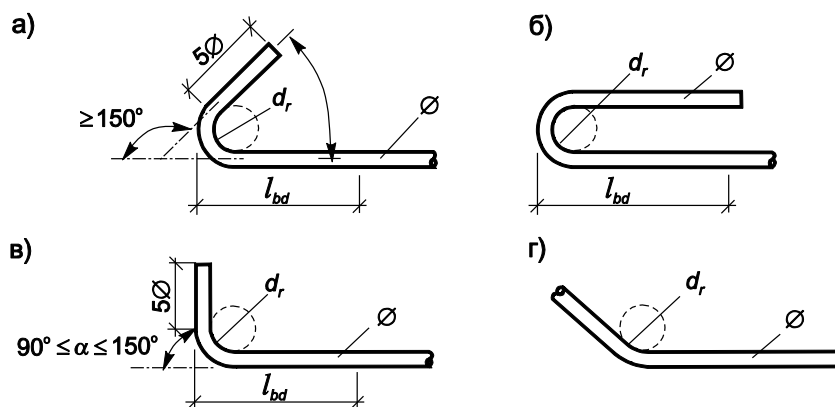
Таблица 10.5 – Предельно допустимые диаметры арматуры

Условия применения	Максимально допустимые диаметры продольной арматуры, мм	
	для внецентренно сжатых элементов	для изгибаемых элементов
В элементах с арматурой класса S500 и ниже из бетона:		
LC12/13	32	32
LC16/18 и выше	32 (32)	25 (32)
Примечание – В скобках даны значения диаметров для арматуры в вязаных каркасах.		

Анкеровка арматурных стержней и арматурных изделий

10.2.28 Гладкие арматурные растянутые стержни в вязаных каркасах и сетках должны заканчиваться крюками, лапками и петлями. Гладкие стержни в сварных изделиях, а также стержни периодического профиля в вязаных либо сварных каркасах и сетках выполнять без крюков.

10.2.29 Крюки, лапки и петли на концах стержней и отгибы по длине арматуры должны выполняться с учетом требований, приведенных на Рисунке 10.2.



для S240: $d_r = 2,5 \phi$ при $\phi \leq 20$ мм; $d_r = 3,0 \phi$ при $\phi > 20$ мм
 для S400, S500: $d_r = 4,0 \phi$ при $\phi \leq 20$ мм; $d_r = 5,0 \phi$ при $\phi > 20$ мм

а, б, в – при окончании; г – при отгибе

Рисунок 10.2 – Правила отгиба гладкой арматуры:

10.2.30 Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они используются с полным расчетным сопротивлением на длину не менее l_{bd} .

10.2.31 Расчетную длину анкеровки ненапрягаемых стержней l_{bd} следует рассчитывать по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}, \quad (10.1)$$

где $A_{s,req}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$ – принятая площадь продольной арматуры;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, определяемые по Таблице 10.6;

l_b – базовая длина анкеровки, определяемая по Формуле (10.4) или Таблице 10.8;

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимаемая:

– для растянутых стержней $l_{b,min} > \max\{0,6 \cdot l_b; 15 \phi; 100 \text{ мм}\}; \quad (10.2)$

– для сжатых стержней $l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot l_b; 15 \phi; 100 \text{ мм}\}; \quad (10.3)$

Для стержней периодического профиля произведение $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ в Формуле (10.1) должно удовлетворять условию $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \geq 0,7$.

Таблица 10.6 – Значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ в Формуле (10.1)

Коэффициент	Условия анкеровки	Значения коэффициентов для арматурных стержней	
		растянутых	сжатых
α_1	Линейные стержни (Рисунок 10.3а)	$\alpha_1 = 1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi$, где $0,7 \leq \alpha_1 \leq 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Отличные от линейных (Рисунки 10.2; 10.3б, в)	$\alpha_1 = 1 - 0,15(c_d - 3\phi) / \phi$, где $0,7 \leq \alpha_1 \leq 1,0$	
α_2	Независимо от условий	$\alpha_2 = 1 - k \cdot \lambda$	$\alpha_2 = 1,0$
α_3		$\alpha_3 = 0,7$	$\alpha_3 = 0,7$
α_4		$\alpha_4 = 1 - 0,04p$, где $0,7 \leq \alpha_4 \leq 1,0$	$\alpha_4 = 1,0$

Примечание – 1 Значения коэффициента α_3 в общем случае принимают для стержней периодического профиля, имеющих не менее трех поперечных стержней на длине анкеровки. В противном случае $\alpha_3 = 1,0$.

Примечание – 2 $\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$,

где $\sum A_{st}$ – суммарная площадь сечения поперечных стержней на расчетной длине анкеровки l_{bd} ;

$\sum A_{st,min}$ – минимальная суммарная площадь сечения поперечных стержней, принимаемая равной:

для балок – $0,25A_s$;

для плит – 0;

A_s – площадь одного анкерного стержня наибольшего диаметра.

Примечание – 3 p – давление, приложенное перпендикулярно к линии скольжения анкерного стержня и действующее на расчетной длине анкеровки (МПа).

Примечание – 4 Расчетную толщину защитного слоя c_d следует принимать по Рисунку 10.3.

Примечание – 5 Значения коэффициентов k следует принимать по Рисунку 10.4.

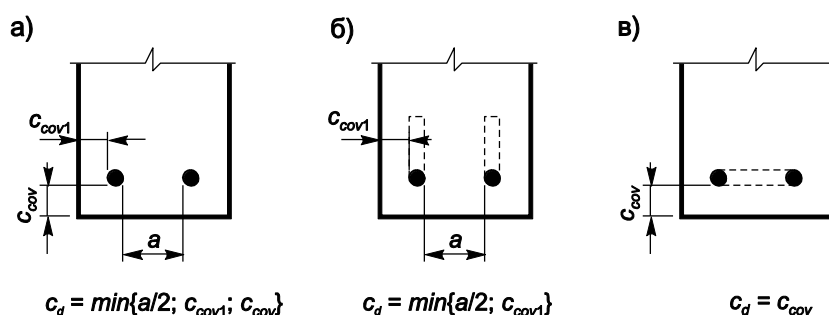
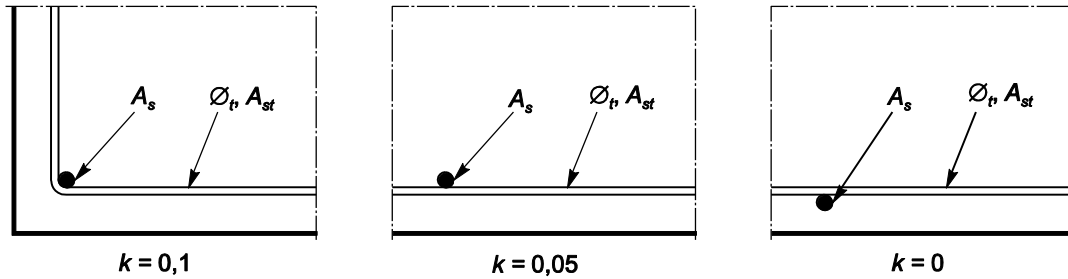


Рисунок 10.3 – К определению расчетной толщины защитного слоя:

а – линейные стержни; б – отогнутые стержни, крюки; в – петли

Рисунок 10.4 – Значения коэффициентов k для балок и плит

10.2.32 Величину базовой длины анкеровки l_b в общем случае следует определять по формуле

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}, \quad (10.4)$$

где f_{bd} – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном, определяемое по формуле

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}, \quad (10.5)$$

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению (при $\gamma_c = 1,5$). Для бетонов, у которых f_{ck} более 55 Н/мм², при расчете по Формуле (10.5) расчетное сопротивление f_{ctd} следует принимать как для бетона с $f_{ck} = 55$ Н/мм²;

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании; $\eta_1 = 0,7$, за исключением случаев, показанных на Рисунке 10.5;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня:

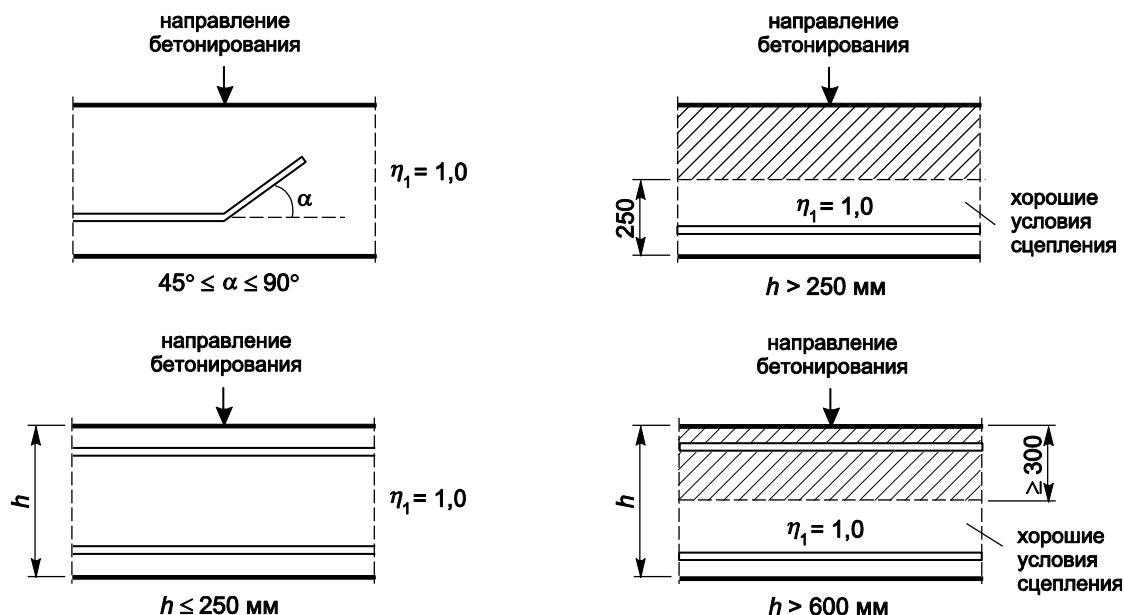
$$\phi \leq 32 \text{ мм } \eta_2 = 1,0;$$

η_3 – коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня, равный:

$$\begin{aligned} &\text{для гладких стержней} && - 1,50; \\ &\text{для стержней периодического профиля} && - 2,25. \end{aligned}$$

10.2.33 Для стержней периодического профиля величину f_{bd} допускается принимать по Таблице 10.7.

Для арматуры класса S500 расчетное значение базовой длины анкеровки l_b/ϕ допускается принимать по Таблице 10.8.

Рисунок 10.5 – Случаи, для которых в Формуле (10.5) следует принимать $\eta_1 = 1,0$ Таблица 10.7 – Расчетные значения f_{bd} , Н/мм², при $\eta_1 = 1,0$ и $\gamma_c = 1,5$

Класс бетона по прочности на сжатие	LC12/13	LC16/18	LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	LC40/45	LC45/50	LC50/55	>LC50/55
Для арматуры периодического профиля $\phi \leq 32$ мм	1,7	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3	4,6

Таблица 10.8 – Расчетные значения базовой длины анкеровки l_b , мм, для арматуры класса S500

Класс бетона по прочности на сжатие	LC12/13	LC16/18	LC20/22	LC25/28	LC30/33	LC35/38	LC40/45	LC45/50	LC50/55	>LC50/55
l_b / ϕ	66	54	47	40	36	32	30	27	25	24

10.2.34 Длину анкеровки растянутых анкерных стержней закладных деталей, заделанных в растянутом или в сжатом бетоне, при $\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} > 0,75$ или $\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} < 0,25$ следует определять согласно указаниям 10.2.31 как для растянутых стержней. В остальных случаях длину растянутых анкерных стержней закладных деталей следует определять согласно указаниям 10.2.31 как для сжатых стержней. Здесь σ_{cd} – сжимающие напряжения

в бетоне, действующие перпендикулярно анкерному стержню и определяемые как для упругого материала по приведенному сечению от действия постоянных нагрузок при величине частного коэффициента безопасности для нагрузок $\gamma_G = 1,0$.

10.2.35 Длина анкерки l_{bd} концов отогнутой арматуры (Рисунок 10.6) должна быть не менее:

- в растянутом бетоне – 20ϕ ;
- в сжатом бетоне – 10ϕ .

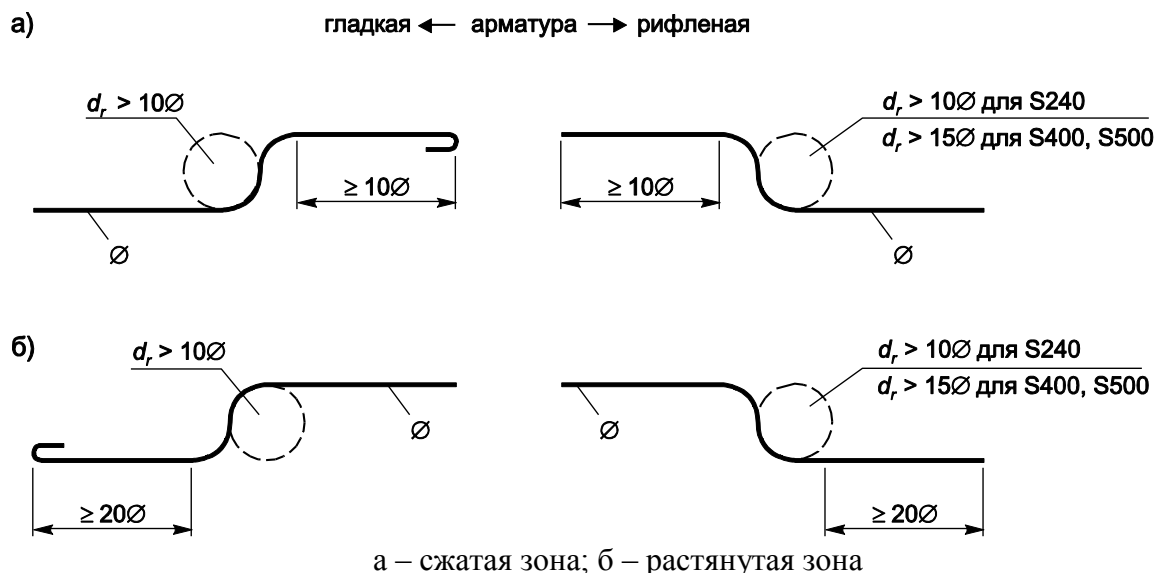


Рисунок 10.6 – Условия анкерки арматуры при отгибе и обрыве

10.2.36 Обрываемые в пролете стержни арматуры следует заводить за точку теоретического обрыва:

- в растянутой зоне – не менее $0,5h + 20\phi$ и не менее l_{bd} , где h – высота конструкции в точке теоретического обрыва;
- в сжатой зоне – не менее 20ϕ и не менее 250 мм.

10.2.37 Для обеспечения анкерки стержней продольной арматуры, заводимых за внутреннюю грань свободной опоры, длина заводимых стержней должна быть не менее:

- в элементах, где арматура ставится на восприятие поперечной силы конструктивно – 5ϕ ;
- в элементах, где поперечная арматура ставится по расчету, а до опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете – 15ϕ ;
- то же, если до опоры доводится $2/3$ сечения арматуры – 10ϕ .

10.2.38 Для арматуры, имеющей дополнительные анкерные элементы (отгибы, петли и т. д.), значение l_{bd} , определенное по Формуле (10.1), принимать не менее 70 % значения l_b , определенного по Формуле (10.4).

10.2.39 Анкеровку арматуры в рамных узлах посредством отгиба продольных стержней следует производить по указаниям Рисунка 10.7.

10.2.40 В коротких консолях оба конца продольной арматуры в растянутой зоне должны иметь анкерку в соответствии с требованиями Рисунка 10.8.

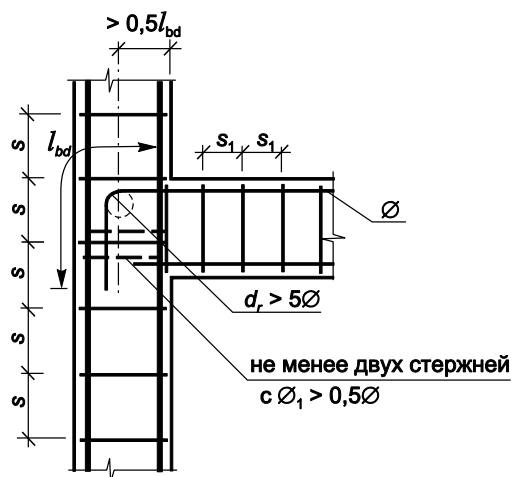


Рисунок 10.7 – Условия анкеровки арматуры при ее отгибе в рамных узлах

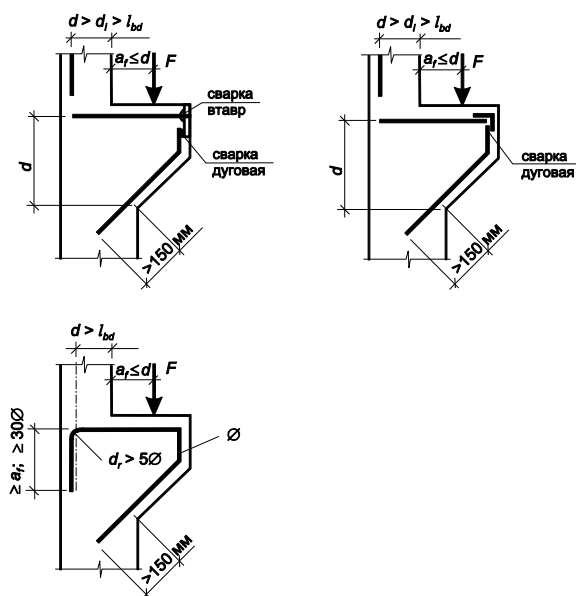


Рисунок 10.8 – Условия анкеровки арматуры коротких консолей

Соединение стержней арматуры и арматурных изделий

10.2.41 Рабочие стержни арматуры и арматурные изделия должны проектироваться целыми на весь пролет элемента. Если это невозможно, следует предусматривать их стыкование по длине или ширине элемента (СН РК EN 1993-1:2005/2011)

Соединение стержней арматуры без сварки

10.2.42 Отдельные стержни диаметром более 25 мм не рекомендуется стыковать внахлестку (без сварки).

Соединение стержней арматуры без сварки не допускается:

- в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно растянутых элементов в сечениях, где арматура используется с полным расчетным сопротивлением;
- в центрально растянутых элементах;

– при стыковании арматуры класса S800 и выше.

10.2.43 Площадь поперечного сечения арматуры, стыкуемой на участке длины перепуска, не должна превышать значений, приведенных в Таблице 10.9, определяющих ее долю в процентах от общей площади сечения расчетной арматуры.

Таблица 10.9 – Предельное значение площади поперечного сечения стыкуемой арматуры в одном сечении

Вид напряженного состояния в сечении	Длина перепуска стержней	Предельные значения площади для арматуры, в %	
		гладкой	периодического профиля
Растяжение	l_{bd}	25	50
	$1,5l_{bd}$	50	–
Сжатие	l_{bd}	Без ограничений, кроме стоек с $\rho > 3\%$, где должно быть ≤ 50	

10.2.44 При соединении арматуры смещение стыков должно быть не менее $1,5l_{bd}$ (Рисунок 10.9).

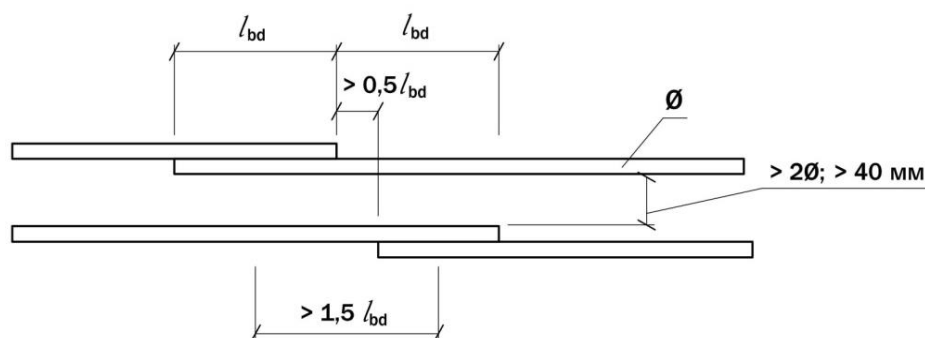


Рисунок 10.9 – Смещение стержней арматуры при соединении без сварки

10.2.45 Стыкуемые стержни должны касаться друг друга. Допускается их удаление друг от друга на величину не более 40 мм. Окончания стыкуемых стержней следует выполнить согласно Рисунку 10.10.

Соединение арматурных сеток без сварки

10.2.46 Соединение арматурных сеток в рабочем направлении должно выполняться с учетом следующих требований:

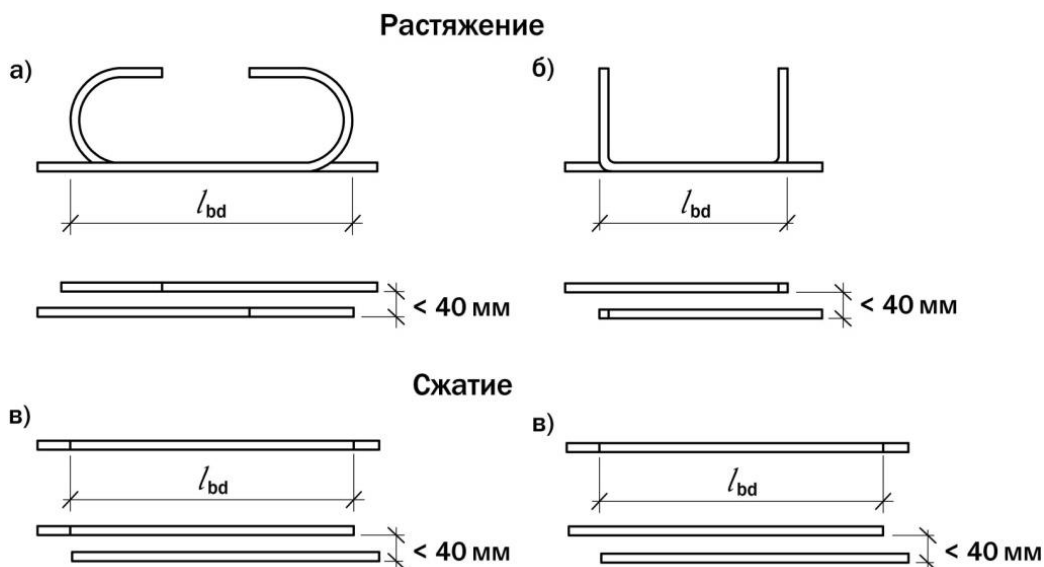
– значение площади сечения стыкуемых стержней на длине перепуска l_{bd} не должно превышать значений, приведенных в Таблице 10.9;

– при стыковании рабочей арматуры сеток из гладких стержней следует обеспечить на длине перепуска l_{bd} приварку не менее двух поперечных стержней (Рисунок 10.11а), а

при стыковании из стержней с рифленой поверхностью – поперечные стержни могут отсутствовать (Рисунок 10.11б).

10.2.47 Соединение сеток в нерабочем направлении допускается выполнять без нахлеста и дополнительных сеток:

- при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях;
- при наличии в местах стыка дополнительного конструктивного армирования в направлении распределительной арматуры.

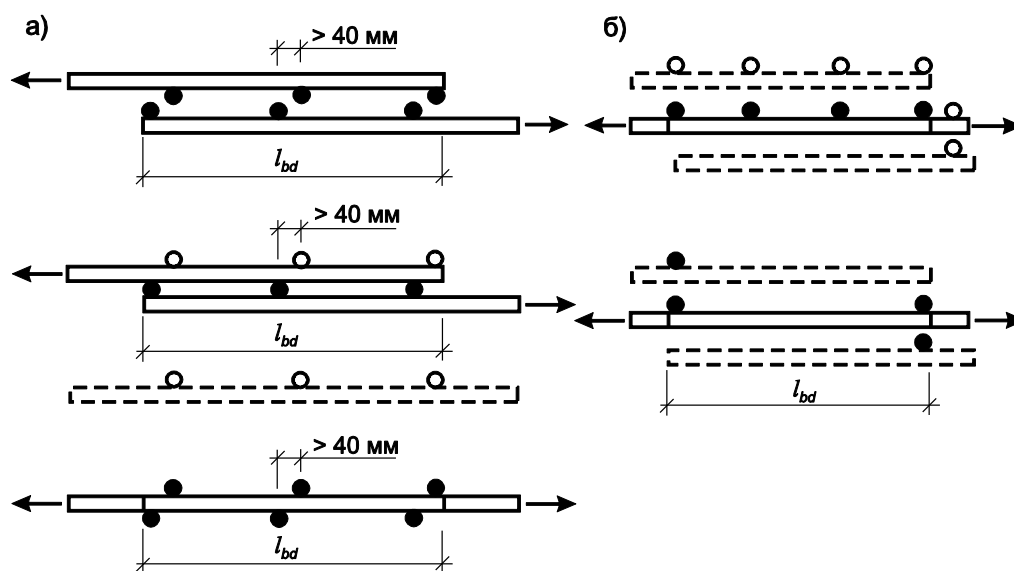


а, в – гладкую поверхность; б, г – рифленую поверхность

Рисунок 10.10 – Правила соединения стержней арматуры без сварки, имеющих:

10.2.49 При проектировании сварных соединений следует руководствоваться требованиями нормативных документов и рабочих чертежей, учитывающих свариваемость металла, наличие технологического оборудования, возможность контроля качества соединения, вид и способ приложения нагрузки.

Способы выполнения сварных соединений арматуры (основные типы) рекомендуется принимать по Таблице 10.10.



а – из гладких стержней; б – из рифлёных стержней

Рисунок 10.11 – Условия соединения арматурных сеток без сварки в направлении рабочей арматуры:

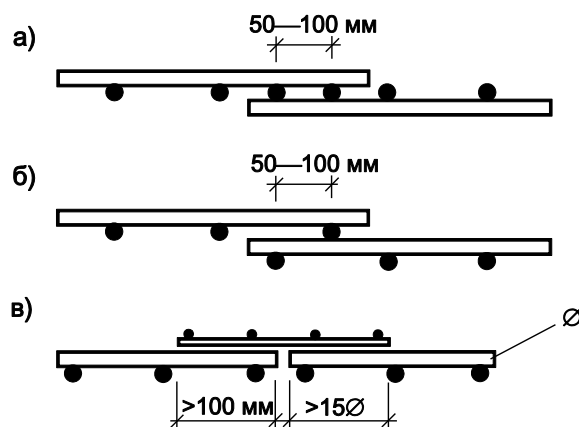
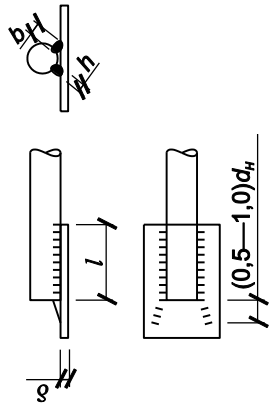
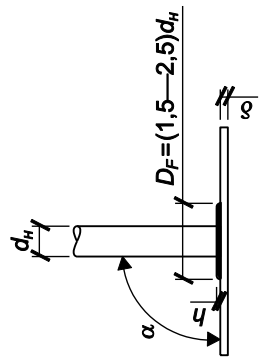


Рисунок 10.12 – Условия соединения арматурных сеток в направлении распределительной арматуры

Таблица 10.10 – Основные типы сварных соединений арматуры

Вид и характеристика сварки	Конструктивное решение соединения	Класс арматуры	d_n , мм	$l = l_n$	b , мм	h , мм	Дополнительные данные
1 Дуговая ручная без дополнительных технологических элементов		S240 S400, S500	10–32 10–25	$6d_n$ $8d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,25d_n$, но ≥ 4	Допускаются двухсторонние швы $l_n = 4d_n$ для соединений арматуры класса S240
2 Дуговая ручная с накладками из стержней		S240 S400, S500	10–32 10–32	$8d_n$ $8d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,5d_n$, но ≥ 4	Допускаются двухсторонние швы с $l_n = 4d_n$ для соединений арматуры класса S240
3 Дуговая ручная со смещенными накладками		S400, S500	10–32	$10d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,5d_n$, но ≥ 4	–
4 Ванная одноэлектродная в инвентарной форме		S240 S400, S500	20–32 20–32	$\leq 1,2d_n$	–	$h_1 \leq 0,05d_n$ $h_2 \leq 0,05d_n$	$d'_n/d_n = 0,5–1,0$

Таблица 10.10 (продолжение)

Вид и характеристика сварки	Конструктивное решение соединения	Класс арматуры	d_n , мм	$l = l_n$	b , мм	h , мм	Дополнительные данные
5 Дуговая ручная швами		S240 S400, S500	10-32 10-32	$4d_n$ $4d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,25d_n$, но ≥ 4	$\delta \geq 0,4d_n$, но ≥ 5
6 Дуговая ручная с малой механизацией под флюсом без присадочного металла		S240 S400, S500	8-32 8-32	$\delta d_n \geq 0,50$ $\delta' d_n \geq 0,65$	—	3-10	$\delta \geq 4$ $\delta \geq 6$ $\alpha = 85^\circ - 90^\circ$
Примечание – Другие виды сварных соединений рекомендуются проектировывать согласно требованиям ГОСТ 14098 и выполнять в заводских условиях.							

10.3 Предварительно напряженные железобетонные конструкции

10.3.1 Общие положения

10.3.1.1 Поперечное сечение предварительно напряженных конструкций необходимо проектировать с учетом следующих требований:

- технологических – размещение арматуры, позволяющее качественно уложить бетонную смесь; учет унификации и особенностей устройства опалубочных форм;
- конструктивных – обеспечение выполнения требований работы конструкции по двум группам предельных состояний на всех стадиях работы;
- экономических – выбор рациональной формы поперечного сечения, обеспечение защитного слоя бетона, гарантирующего долговечность конструкции.

При назначении минимальных размеров сечения внецентренно сжатых элементов гибкость l_0/i в любом направлении не должна быть более:

- для отдельных элементов – 200;
- для элементов, являющихся частью здания – 120.

10.3.1.2 Процент армирования сечений продольной арматурой определяется делением суммарного сечения напрягаемой и ненапрягаемой (определенной по расчету) арматуры на ширину и рабочую высоту сечения.

10.3.1.3 Наибольший процент армирования не должен превышать значения, указанного в 10.2.1.

Минимальное содержание продольной арматуры определено требованиями 10.2.3, а поперечной – 10.2.5.

10.3.2 Размещение арматуры в сечении

10.3.2.1 Расстояния в свету между стержнями (при натяжении арматуры на упоры) или оболочками канатов напрягаемых элементов при натяжении на бетон по высоте и ширине сечения должны назначаться с учетом направления, удобства укладки и уплотнения бетонной смеси, степени местного обжата бетона, габаритов натяжного оборудования, концевых анкеров (Таблица 10.11).

10.3.2.2 При стесненных условиях допускается располагать стержни попарно (без зазора между ними). Такая пара стержней при назначении расстояния между парами стержней s_i или длины анкеровки должна рассматриваться как условный стержень диаметром $\phi_{red} = \sqrt{\phi_1^2 + \phi_2^2}$ (где ϕ_1 и ϕ_2 – диаметры сближенных попарно стержней, (см. Рисунок 10.13).

Таблица 10.11 – Расположение напрягаемой арматуры в сечении

Расположение арматуры (канатов) в сечении	Значения расстояний между стержнями, мм	Способ натяжения арматуры		
		Вид арматуры		
		Проволока	Канаты	Стержни
		На упоры		
	$c \geq$	$\phi ; 20; d_g + 5$	$\phi ; 50; d_g + 5$	$\phi ; 50; d_g + 5$
	$c_1 \geq$	$\phi ; 10; d_g$	$\phi ; 10; d_g$	$\phi ; 20; d_g$
	$c_2 \geq$	$\phi ; d_g + 5; 20$	$\phi ; 25; d_g + 5$	$\phi ; d_g + 5; 20$
		На бетон		
		Расположение в каналах		
	$c \geq$	$\phi_k ; 50$	$d_g + 5$	$b_k; h_k$
	$c_1 \geq$	$\phi_k ; 50$	$d_g + 5$	$b_k; 0,5h_k$
	$c_2 \geq$	$\phi_k ; 40$	$d_g + 5$	b_k
d_g – максимальный размер крупного заполнителя; ϕ_k – диаметр круглого канала; b_k, h_k – ширина и высота прямоугольного канала.				

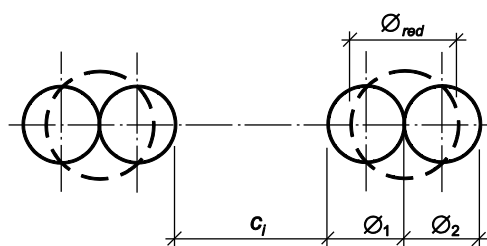


Рисунок 10.13 – Расстояние между стержнями арматуры при ее установке в стесненных условиях

10.3.3 Защитный слой бетона

10.3.3.1 Толщина защитного слоя бетона определяется из условия обеспечения прочности бетона в процессе его обжатия и долговечности конструкции при дальнейшей эксплуатации.

Защитный слой бетона может отсутствовать (например, при натяжении арматуры на бетон и ее расположении вне бетонного сечения) при условии защиты напрягаемой арматуры от коррозии иными способами.

10.3.3.2 Минимальное расстояние от поверхности напрягаемой арматуры или от грани каналов, в которые она уложена, до ближайшей поверхности бетона (защитный слой бетона) в зависимости от вида арматуры, установленной в сечении посередине

пролета железобетонной конструкции, должно быть не менее значений, указанных в Таблице 10.12.

Таблица 10.12 – Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона

Показатель	Класс по условиям эксплуатации						
	ХО	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3, XF1, XF2, XF3, XF4	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя, мм	20	30	35	50	35	40	50

10.3.3.3 Толщину защитного слоя бетона у торцов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений принимают не менее:

- для стержневой арматуры класса S800 – 3ϕ и не менее 40 мм;
- для арматурных канатов – 2ϕ и не менее 30 мм.

Допускается устанавливать величину защитного слоя бетона у торцов элементов на длине зоны передачи напряжений такой же величины, как в пролете, если:

- опорная реакция передается через стальную закладную деталь и предусмотрено косвенное армирование;
- в плитах, панелях, настилах у торцов устанавливается дополнительная поперечная арматура.

10.3.3.4 Толщина защитного слоя бетона из условия обеспечения качественной укладки и уплотнения бетонной смеси должна быть не менее размера крупного заполнителя плюс 5 мм.

Допускается уменьшение величины защитного слоя бетона на 5 мм для сборных конструкций, изготавливаемых на производстве, где действует сертифицированная система контроля качества.

10.3.3.5 Для предварительно напряженных конструкций с натяжением арматуры на бетон толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 40 мм и не менее (Рисунок 10.14):

- диаметра канала ϕ_k ;
- ширины b_k или половины высоты h_k канала (если он прямоугольный);
- максимального размера крупного заполнителя d_g плюс 5 мм;
- показателей Таблицы 10.12.

Концы напрягаемой арматуры или анкера должны быть защищены от коррозии специальным долговечным антикоррозионным покрытием, цементным раствором ($\delta \geq 15$ мм).

10.3.3.6 Толщина защитного слоя бетона расчетной ненапрягаемой арматуры, устанавливаемой в сечении предварительно напряженной конструкции, должна быть не менее значений, предусмотренных требованиями для продольной арматуры по 10.2.10, для поперечной и распределительной арматуры по 10.2.14.

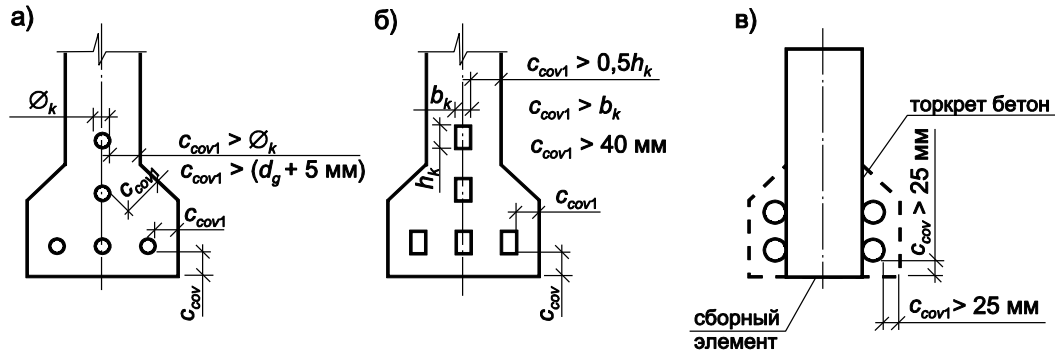


Рисунок 10.14 – Расположение напрягаемых элементов в сечении при натяжении на бетон

10.3.4 Анкеровка напрягаемой арматуры

10.3.4.1 В предварительно напряженных конструкциях, независимо от способа натяжения арматуры, следует обеспечивать ее надежную анкеровку на концевых участках.

10.3.4.2 Установка анкеров (анкерных устройств) на концах напрягаемой арматуры является обязательной, если:

- арматура натягивается на бетон;
- силы сцепления с бетоном недостаточны (например, гладкая проволока, многопрядевые канаты);
- на длине зоны передачи напряжений возможно образование трещин.

10.3.4.3 Установка анкеров (анкерных устройств) не требуется, если:

- в качестве напрягаемой арматуры используется высокопрочная арматурная проволока периодического профиля, арматурные канаты однократной свивки, горячекатаная и термически упрочненная стержневая арматура периодического профиля;
- выполняются требования 10.3.4.2.

10.3.4.4 Полную расчетную длину анкеровки напрягаемой арматуры при ее натяжении на упоры (см. Рисунок 10.15) следует определять по формуле

$$l_{bpd} = 1,2 \cdot l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{p\infty}) \cdot f_{bpd} \quad (10.6)$$

где σ_{pd} – напряжения в арматуре от действия нагрузок;

$\sigma_{p\infty}$ – предварительные напряжения в арматуре с учетом всех потерь;

l_{pt2} – базовая длина зоны передачи напряжений, определяемая по формуле

$$l_{pt2} = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{bpt}} \quad (10.7)$$

здесь α_1 – коэффициент, принимаемый равным:

- при постепенной передаче усилия обжатия 1,0;
- при мгновенной передаче усилия обжатия 1,25;

α_2 – коэффициент, принимаемый равным:

для высокопрочной проволоки и стержней 0,25;

для 7-проволочных канатов 0,19;

σ_{pi} – напряжение в арматуре непосредственно после её отпуска с упоров;

f_{bpt} – напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном, определяемые по формуле

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t), \quad (10.8)$$

где η_{p1} – коэффициент, принимаемый равным:

для высокопрочной проволоки и стержней периодического профиля 2,7;

для 7-проволочных канатов 3,2;

η_1 – коэффициент, принимаемый по 10.2.33;

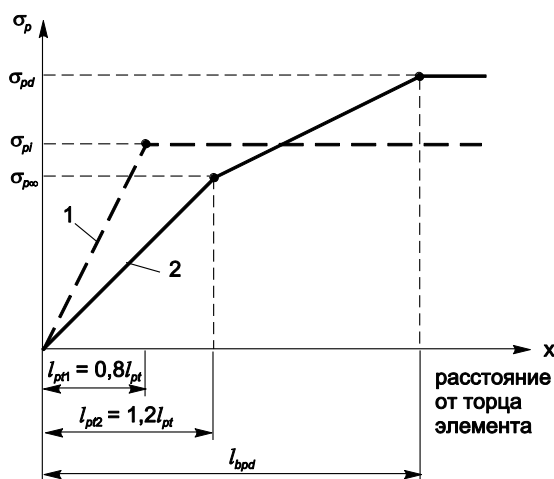
f_{bpd} – предельное напряжение сцепления по контакту напрягаемой арматуры с бетоном, определяемое по формуле

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}, \quad (10.9)$$

η_{p2} – коэффициент, учитывающий вид стержня и условия сцепления, принимаемый равным:

для высокопрочной проволоки и стержней периодического профиля 1,4;

для 7-проволочных канатов 1,2.



1 – после отпуска с упоров; 2 – в предельном состоянии

Рисунок 10.15 – Распределение напряжений по длине зоны анкеровки напрягаемой арматуры с натяжением на упоры

10.3.4.5 В торцах предварительно напряженных конструкций следует предусматривать установку дополнительной поперечной (напрягаемой или ненапрягаемой) или косвенной арматуры (сетки, каркасы) с учетом следующих требований:

- дополнительная арматура устанавливается на участке длиной не менее $0,6l_{brd}$ с шагом 50–100 мм;
- ненапрягаемая поперечная арматура должна быть надежно закреплена приваркой к закладным деталям на участке длиной не менее $1/4$ высоты торцевого сечения;
- сечение ненапрягаемой поперечной арматуры определяется из условия восприятия не менее 20 % усилия в продольной напрягаемой арматуре;
- напрягаемая поперечная арматура устанавливается из условия возможности получения усилия обжатия величиной не менее 15 % от усилия обжатия торцевого сечения с продольной напрягаемой арматурой, расположенной у верхней и нижней граней сечения элемента.

10.4 Железобетонные элементы, работающие на кручение

10.4.1 Арматура, воспринимающая усилия от кручения элемента, должна включать продольные стержни и поперечную арматуру одного из трех следующих видов или их сочетаний:

- замкнутых хомутов;
- сварных замкнутых поперечных каркасов;
- спиральной арматуры.

10.4.2 Поперечная арматура в виде хомутов, воспринимающая усилия от кручения элемента, должна заанкериваться в бетоне посредством концов, отогнутых под углом 135° ; при сварных поперечных каркасах все их стержни должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутые контуры (в этом случае необходимо обеспечивать равнопрочность соединений и поперечных стержней).

10.4.3 Шаг поперечной арматуры, воспринимающей усилия от кручения элемента, не должен быть больше одной из двух величин: $u/10$ или 300 мм.

10.4.4 Продольная арматура, воспринимающая усилия от кручения элемента, должна равномерно распределяться по периметру внутренней поверхности поперечной арматуры с максимальным расстоянием между соседними стержнями 300 мм.

10.4.5 Диаметр стержней продольной арматуры, воспринимающей усилия от кручения, должен быть не менее $1/25$ шага поперечной арматуры или 10 мм.

10.4.6 Арматура, воспринимающая усилия от кручения, должна продлеваться за точку, где она учитывается с полным расчетным сопротивлением, на расстояние не менее $(b_t + d)$, где:

- b_t – ширина поперечного сечения той части элемента, которая содержит замкнутую поперечную арматуру, воспринимающую усилия от кручения элемента;
- d – расстояние от наиболее сжатой фибры до центра продольной растянутой арматуры.

10.5 Предварительно напряженные элементы без сцепления арматуры с бетоном

10.5.1 В конструкциях с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном на стадии обжатия в рабочей площади бетона не учитывают площадь закрытых и открытых каналов.

При расчете этих конструкций на стадии эксплуатации допускается в расчетной площади сечения бетона учитывать сечение бетона омоноличивания открытых каналов при условии выполнения специальных технологических мероприятий в соответствии с 10.5.2 и установке в бетоне омоноличивания ненапрягаемой арматуры. При этом ширина раскрытия трещин в бетоне омоноличивания не должна превышать размеров, принятых для элементов, проектируемых по категории требований по трещиностойкости $w_k = 0,3$ мм. Площадь сечения закрытых каналов в расчетах конструкций на стадии эксплуатации не учитывается.

10.5.2 Напрягаемую арматуру в конструкциях с натяжением на бетон следует, как правило, располагать в закрытых каналах, образуемых преимущественно извлекаемыми каналообразователями из полимерных материалов.

При устройстве каналов с неизвлекаемыми каналообразователями рекомендуется применять неоцинкованные гибкие стальные рукава и гофрированные трубы. При этом материал заполнения каналов должен исключать увеличение его объема при замораживании, а величина защитного слоя бетона должна быть на 10 мм более указанной в Таблице 10.12.

Неизвлекаемые каналообразователи из цельнотянутых или полимерных труб допускается применять только на коротких участках в стыках между сборными блоками составных по длине конструкций и в местах перегибов и анкеровки напрягаемой арматуры.

10.5.3 Для обеспечения сцепления бетона омоноличивания в открытых каналах с бетоном предварительно напряженного элемента рекомендуется предусматривать:

- выпуски из тела бетона предварительно напряженных элементов арматурных стержней или концов хомутов с шагом не более 100 мм;
- покрытие очищенной поверхности бетона, примыкающей к бетону омоноличивания, и напрягаемой арматуры цементным коллоидным или полимерным клеем;
- применение для омоноличивания бетона, имеющего водоцементное отношение не более 0,4;
- покрытие наружной поверхности бетона омоноличивания противоусадочным пароизолирующим составом.

10.5.4 При назначении расстояний в свету между арматурными элементами в конструкциях с арматурой, натягиваемой на бетон, следует соблюдать требования, указанные в Таблице 10.13.

При смешанном армировании минимальное расстояние между ненапрягаемым арматурным стержнем и стенкой закрытого канала следует принимать, руководствуясь указаниями, относящимися к стержням.

10.5.5 В элементах с натяжением арматуры на бетон зону омоноличивания наружных анкерov следует армировать поперечными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм с ячейкой не более 100×100 мм. Расстояние между сетками должно быть не более 100 мм.

10.5.6 При расчете предварительно напряженных элементов с натяжением арматуры на бетон, место передачи сосредоточенных усилий с напрягаемой арматуры на бетон

следует принимать в месте опирания или закрепления анкеров. Армирование зоны передачи на бетон сосредоточенных усилий необходимо выполнять по результатам расчета на местное действие усилия.

10.5.7 Для омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в открытых каналах, следует использовать бетон класса по прочности на сжатие не ниже C25/30. Инъектирование арматурных каналов в предварительно напряженных конструкциях должно производиться раствором, имеющим прочность на сжатие в возрасте 28 сут не ниже 29 МПа.

Таблица 10.13 - Минимальные расстояния между напрягаемой арматурой

Назначаемые расстояния в свету	Минимальное расстояние, мм	
	по абсолютному значению	в зависимости от диаметра канала ϕ_k , мм
1 Между стенками круглых закрытых каналов при диаметрах каналов, мм: 90 и менее $\leq 90 \leq 110$ ≥ 110	60 80 по расчету	$\phi_k - 1$
2 Между пучками из параллельных высокопрочных проволок, пучками из арматурных канатов, а также стальными канатами (спиральными, двойной свивки и закрытыми) при расположении их в открытых каналах: в один ряд в два ряда	30 40	— —
3 Между стенками каналов с одиночными стержнями, напрягаемыми электротермическим способом, при каналах: закрытых открытых	100 130	— —

10.5.8 Толщина защитного слоя бетона от его наружной поверхности до поверхности арматурного элемента или канала должна быть не менее указанной в Таблице 10.12. Для напрягаемой арматуры, размещаемой в закрытых каналах, защитный слой бетона принимается относительно поверхности канала. Для каналов диаметром 110 мм толщину защитного слоя следует назначать равной 50 мм. При диаметрах каналов свыше 110 мм принимаемую толщину защитного слоя следует проверять расчетом на силовые воздействия давлением раствора при инъектировании.

10.5.9 Прочность анкеров, применяемых в конструкциях с натяжением арматуры на бетон, не должна быть менее прочности арматурных элементов, закрепляемых анкерами.

10.5.10 В изгибаемых элементах следует избегать расположения анкеров арматуры в зонах бетона, где главные растягивающие и сжимающие напряжения составляют свыше 90 % предельных значений, установленных для этих напряжений.

10.5.11 Наружные (концевые) анкера на торцевой поверхности балок следует располагать как можно равномернее. При этом необходимо устанавливать на торце сплошные стальные листы, перекрывающие бетон зоны расположения анкеров. Краевые участки листов следует заанкеривать в бетоне. Толщину торцевых листов следует назначать по расчету в зависимости от усилий натяжения напрягаемых арматурных элементов и принимать не менее, мм:

– при усилиях натяжения:

600 кН – 12;

1200 кН – 20;

2800 кН – 40;

– при промежуточных значениях усилий – по интерполяции.

10.5.12 В зоне расположения анкеров напрягаемых арматурных элементов без сцепления с бетоном под опорными плитами следует устанавливать дополнительную поперечную (косвенную) арматуру по расчету на местные напряжения. Дополнительную арматуру выполняют из стержней периодического профиля с шагом между ними не более, мм:

100 – в сетках;

60 – в спиральных.

11 ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СБОРНЫХ И СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

11.1 Сборные конструкции

11.1.1 Общие положения

11.1.1.1 Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специализированных предприятиях (см. EN 1740).

При выборе элементов сборных конструкций должны предусматриваться преимущественно предварительно напряженные конструкции из высокопрочных бетонов и арматуры.

Целесообразно укрупнять элементы сборных конструкций насколько это позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, условия изготовления и транспортирования.

11.1.1.2 В сборных конструкциях особое внимание должно быть обращено на прочность и долговечность соединений.

Конструкции узлов и соединений сборных элементов должны обеспечивать надежную передачу усилий, прочность самих элементов в зоне стыка, связь

дополнительно уложенного бетона в стыке с бетоном конструкции, а также совместность деформаций элементов и принятые при расчете условия их совместной работы.

Расчет сборных железобетонных и предварительно напряженных элементов должен производиться с учетом их взаимодействия с другими элементами (например, с учетом совместной работы с монолитным бетоном или другими сборными элементами).

При расчете сборных элементов следует учитывать влияние действительной деформативности и прочности соединений между ними, а также влияние отклонений геометрических размеров в положении элементов на условия закрепления на опорах и передачи усилий между ними.

11.1.1.3 Расчет сборных элементов следует, как правило, производить для всех расчетных ситуаций, включая переходные (стадии изготовления, транспортирования, возведения и т. д.). При этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям и технологии изготовления, способам транспортирования, подъема, монтажа и т. д.

11.1.1.4 При расчете элементов сборных конструкций для переходных расчетных ситуаций (например, на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже) нагрузку от веса элемента следует вводить с коэффициентом динамичности, равным:

- при транспортировании – 1,60;
- при подъеме и монтаже – 1,40.

11.1.1.5 Для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций класс бетона следует устанавливать в зависимости от условий работы соединяемых элементов, но принимать не ниже LC12/13.

11.1.1.6 Для замоноличивания стыков элементов сборных конструкций, которые в процессе эксплуатации или монтажа могут подвергаться воздействию отрицательных температур наружного воздуха, следует применять бетоны проектных марок по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже принятых для стыкуемых элементов.

11.1.1.7 При проектировании элементов сборных перекрытий следует предусматривать устройство швов между ними, заполняемых бетоном. Ширина швов назначается из условия обеспечения качественного их заполнения и должна составлять не менее 20 мм для элементов высотой сечения до 250 мм и не менее 30 мм – для элементов большей высоты.

11.1.1.8 В элементах сборных конструкций должны предусматриваться приспособления для захвата их при подъеме: инвентарные монтажные вывинчивающиеся петли, строповочные отверстия со стальными трубками, стационарные монтажные петли из арматурных стержней и т. п.

Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных и бетонных конструкций должна применяться арматурная сталь класса S240 марок СтЗсп и СтЗпс.

11.1.2 Расчет закладных деталей

11.1.2.1 Расчет анкеров, приваренных втавр к плоским элементам стальных закладных деталей, на действие изгибающих моментов, нормальных и сдвигающих сил от статической нагрузки, расположенной в одной плоскости симметрии закладной детали (Рисунок 11.1), должен производиться из условия

$$A_{an} = \frac{1,1 \cdot \sqrt{N_{an}^2 + \left(\frac{Q_{an}}{\lambda \cdot \delta} \right)^2}}{f_{yd}}, \quad (11.1)$$

где A_{an} – суммарная площадь поперечного сечения анкеров наиболее напряженного ряда;

N_{an} – наибольшее растягивающее усилие в одном ряду анкеров, равное:

$$N_{an} = \frac{M_{Sd}}{z} + \frac{N_{Sd}}{n_{an}}, \quad (11.2)$$

Q_{an} – наибольшее сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд анкеров, равное:

$$Q_{an} = \frac{Q_{Sd} - 0,3 \cdot N'_{an}}{n_{an}}, \quad (11.3)$$

N'_{an} – наибольшее сжимающее усилие в одном ряду анкеров, определяемое по формуле

$$N'_{an} = \frac{M_{Sd}}{z} + \frac{N_{Sd}}{n_{an}} \quad (11.4)$$

В Формулах (11.1)–(11.4):

M_{Sd} , N_{Sd} , V_{Sd} – соответственно момент, нормальная и сдвигающая силы, действующие на закладную деталь; момент определяется относительно оси, расположенной в плоскости наружной грани пластины и проходящей через центр тяжести всех анкеров;

n_{an} – число рядов анкеров вдоль направления сдвигающей силы; если не обеспечивается равномерная передача сдвигающей силы Q на все ряды анкеров, то при определении сдвигающего усилия Q_{an} учитывается не более четырех рядов;

z – расстояние между крайними рядами анкеров;

λ – коэффициент, определяемый при анкерных стержнях диаметром 8–25 мм для бетонов классов LC12/13–LC40/45 по формуле

$$\lambda = \frac{4,75 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}}}{(1 + 0,15 \cdot A_{an1}) \cdot \sqrt{f_{yd}}} \cdot \beta, \quad (11.5)$$

но принимаемый не более 0,7; для бетонов классов выше LC40/45 коэффициент λ принимается как для класса C40/45,

f_{cd} – расчётное сопротивление бетона сжатию, МПа;

f_{yd} – расчётное сопротивление арматуры растяжению, МПа, но не более 365 МПа;

A_{an1} – площадь анкерного стержня наиболее напряженного ряда, см²;

β – коэффициент, принимаемый равным 0,80;

δ – коэффициент, определяемый по формуле

$$\delta = \frac{1}{\sqrt{1 + \omega}}, \text{ но принимаемый не менее } 0,15, \quad (11.6)$$

$$\omega = 0,3 \cdot \frac{N_{an}}{Q_{an}} \text{ при } N'_{an} > 0 \text{ (имеется прижатие);}$$

$$\omega = 0,6 \cdot \frac{N_{an}}{Q_{an}} \text{ при } N'_{an} \leq 0 \text{ (нет прижатия).}$$

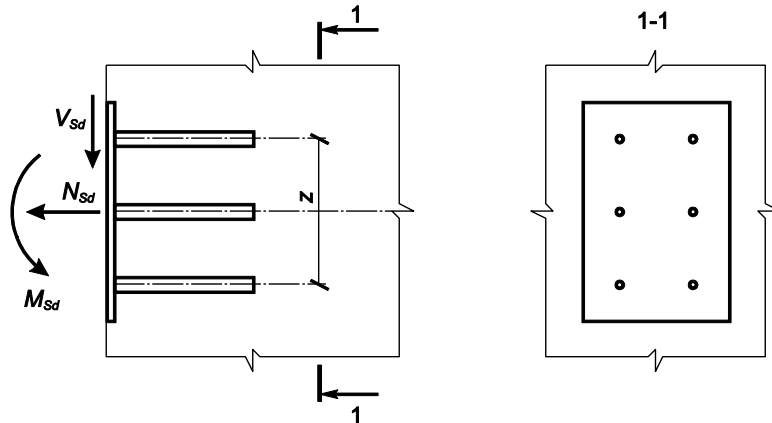


Рисунок 11.1 – Схема усилий, действующих на закладную деталь

Если в анкерах отсутствуют растягивающие усилия, коэффициент δ принимается равным единице.

Площадь сечения анкеров остальных рядов должна приниматься равной площади сечения анкеров наиболее напряженного ряда.

В Формулах (11.2) и (11.4) нормальная сила N_{Sd} считается положительной, если направлена от закладной детали (Рисунок 11.1), и отрицательной – если направлена к ней. В случаях, когда нормальные усилия N_{an} и N'_{an} , а также сдвигающее усилие Q_{an} при вычислении по Формулам (11.2)–(11.4) получают отрицательные значения, в

Формулах (11.1)–(11.3) и (11.6) их принимают равными нулю. Кроме того, если N_{an} получает отрицательное значение, то в Формуле (11.3) принимается $N'_{an} = N_{sd}$.

При расположении закладной детали на верхней (при бетонировании) поверхности изделия коэффициент λ уменьшается на 20 %, а значение N'_{an} принимается равным нулю.

11.1.2.2 В закладной детали с анкерами, приваренными внахлестку под углом от 15° до 30° , наклонные анкера рассчитываются на действие сдвигающей силы (при $V_{sd} > N_{sd}$, где N_{sd} – отрывающая сила) по формуле

$$A_{an,inc} = \frac{V_{sd} - N'_{an}}{f_{yd}}, \quad (11.7)$$

где $A_{an,inc}$ – суммарная площадь поперечного сечения наклонных анкеров;

N'_{an} – то же, что и в Формуле (11.3).

При этом должны устанавливаться дополнительные нормальные анкера, рассчитываемые по Формуле (11.1) при $\lambda=1,0$ и при значениях Q_{an} , равных 0,1 сдвигающего усилия, определяемого по Формуле (11.3).

11.1.2.3 Конструкция сварных закладных деталей с приваренными к ним элементами, передающими нагрузку на закладные детали, должна обеспечивать включение в работу анкерных стержней в соответствии с принятой расчетной схемой. Внешние элементы закладных деталей и их сварные соединения рассчитываются согласно СН РК EN 1993-1-1. При расчете пластин и фасонного проката на отрывающую силу принимается, что они шарнирно соединены с нормальными анкерными стержнями. Кроме того, толщина пластины t расчетной закладной детали, к которой привариваются втавр анкера, должна проверяться из условия

$$t \geq 0,25 \cdot \phi_{an} \cdot \frac{f_{yd}}{R_{sq}}, \quad (11.8)$$

где ϕ_{an} – диаметр анкерного стержня, требуемый по расчету;

R_{sq} – расчетное сопротивление стали срезу, принимаемое согласно СН РК EN 1993-1-1:2005/2011.

При применении типов сварных соединений, обеспечивающих большую зону включения пластины в работу при вырывании из нее анкерного стержня, и при соответствующем обосновании возможна корректировка условия (11.8) для этих сварных соединений.

Толщина пластины должна также удовлетворять технологическим требованиям по сварке.

11.1.3 Сварные соединения арматуры и закладных деталей

11.1.3.1 Арматура из горячекатаной и термически упрочненной стали гладкого и периодического профилей, а также из обыкновенной арматурной проволоки, а также закладные детали должны, как правило, изготавливаться с применением контактной сварки (точечной и стыковой), обеспечивающей соединение стержней между собой и с плоскими элементами проката. Допускается применение дуговой сварки (автоматической и полуавтоматической), а также ручной согласно указаниям 11.1.3.5.

11.1.3.2 Типы сварных соединений и способы сварки арматуры и закладных деталей должны назначаться с учетом условий эксплуатации и свариваемости стали, технико-экономических показателей и технологических возможностей предприятия-изготовителя в соответствии с указаниями государственных стандартов и нормативных документов на сварную арматуру и закладные детали железобетонных конструкций.

11.1.3.3 В заводских условиях при изготовлении сварных арматурных сеток, каркасов и соединений по длине отдельных стержней следует применять преимущественно контактную точечную и стыковую сварку, а при изготовлении закладных деталей – автоматическую сварку под флюсом для тавровых и контактную рельефную сварку для нахлесточных соединений.

11.1.3.4 При монтаже арматурных изделий и сборных железобетонных конструкций в первую очередь должны применяться полуавтоматические способы сварки, обеспечивающие возможность контроля качества соединений.

11.1.3.5 При отсутствии необходимого сварочного оборудования допускается выполнять в заводских и монтажных условиях крестообразные, стыковые, нахлесточные и тавровые соединения арматуры и закладных деталей, применяя приведенные в нормативных документах на сварную арматуру и закладные детали способы дуговой, в том числе и ручной, сварки. Не допускается применять дуговую сварку прихватками в крестообразных соединениях стержней рабочей арматуры класса S400 марки 35ГС.

Применяя ручную дуговую сварку при выполнении сварных соединений, рассчитываемых по прочности, в сетках и каркасах следует устанавливать дополнительные конструктивные элементы в местах соединения стержней продольной и поперечной арматуры (прокладки, косынки, крючки и т. д.).

11.1.4 Стыки элементов сборных конструкций

11.1.4.1 При стыковании железобетонных элементов сборных конструкций усилия от одного элемента к другому передаются через стыкуемую рабочую арматуру, стальные закладные детали, заполняемые бетоном швы, бетонные шпонки или (для сжатых элементов) непосредственно через бетонные поверхности стыкуемых элементов.

Стыкование предварительно напряженных элементов, а также конструкций, к которым предъявляются требования водонепроницаемости, должно осуществляться, как правило, бетоном на напрягающем цементе.

11.1.4.2 Жесткие стыки сборных конструкций должны, как правило, замоноличиваться путем заполнения бетоном швов между элементами. Если при

изготовлении элементов обеспечивается плотная подгонка поверхностей друг к другу (например, при использовании торца одного из стыкуемых элементов в качестве опалубки для торца другого), допускается при передаче через стык только сжимающего усилия выполнение стыков насухо.

11.1.4.3 Стыки элементов, воспринимающие растягивающие усилия, должны выполняться:

- а) сваркой стальных закладных деталей;
- б) сваркой выпусков арматуры;
- в) пропуском через каналы или пазы стыкуемых элементов стержней арматурных канатов или болтов с последующим натяжением их и заполнением швов и каналов цементным раствором или мелкозернистым бетоном;
- г) склеиванием элементов конструкционными полимеррастворами с использованием соединительных деталей из стержневой арматуры.

При проектировании стыков элементов сборных конструкций должны предусматриваться такие соединения закладных деталей, при которых не происходило бы разгибания их частей, а также выколов бетона.

11.1.4.4 Закладные детали должны быть заанкерены в бетоне с помощью анкерных стержней или приварены к рабочей арматуре элементов.

Закладные детали с анкерами должны, как правило, состоять из отдельных пластин (уголков или фасонной стали) с приваренными к ним втавр или внахлестку анкерными стержнями преимущественно из арматуры классов S400, S500. Длина анкерных стержней закладных деталей при действии на них растягивающих сил должна быть не менее величины l_{bd} , определяемой согласно указаниям 10.2.35 с учётом указаний 11.1.2.1.

Длина анкерных стержней может быть уменьшена при условии приварки на концах стержней анкерных пластин или устройства высаженных горячим способом анкерных головок диаметром не менее 2ϕ – для арматуры класса S240 и не менее 3ϕ – для арматуры классов S400, S500. В этих случаях длина анкерного стержня определяется расчетом на выкалывание и смятие бетона и принимается не менее 10ϕ (где ϕ – диаметр анкера, мм).

Если анкеры, испытывающие растяжение, располагаются нормально к оси элемента и вдоль них могут образоваться трещины от основных усилий, действующих на элемент, концы анкеров должны быть усилены приваренными пластинами или высаженными головками.

Штампованные закладные детали должны состоять из полосовых анкеров, имеющих усиления (например, в виде сферических выступов), и участков, выполняющих функцию пластин (аналогично сварным деталям). Штампованные закладные детали следует, как правило, проектировать из полосовой стали толщиной от 4 до 8 мм таким образом, чтобы отходы при раскрое полосы были минимальными. Деталь необходимо рассчитывать по прочности полосовых анкеров и пластин. Прочность анкерной детали проверяется из расчета бетона на раскалывание, выкалывание и смятие.

Толщина пластин закладных деталей определяется согласно указаниям 10.2.50 и 11.1.2.3, а также в соответствии с требованиями технологии сварки. Отношение толщины

пластины к диаметру анкерного стержня следует принимать в зависимости от технологии сварки в соответствии с требованиями нормативных документов по сварке.

11.1.4.5 На концевых частях стыкуемых внецентренно сжатых элементов (например, на концах сборных колонн) должна устанавливаться косвенная арматура согласно указаниям Раздела 10.

11.2 Сборно-монолитные конструкции

11.2.1 Общие положения

11.2.1.1 Сборно-монолитные железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчетов по прочности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации – раскрытию трещин и деформациям (предельные состояния второй группы) для следующих стадий работы конструкций:

- до набора бетоном, уложенным на месте возведения конструкции (бетоном омоноличивания), заданной прочности – на воздействие массы этого бетона и других монтажных нагрузок;
- после набора бетоном, уложенным на месте использования конструкции (бетоном омоноличивания), заданной прочности – на нагрузки, действующие на этом этапе возведения и при эксплуатации конструкций.

11.2.1.2 Конструкцию следует считать сборно-монолитной если выполнены следующие условия:

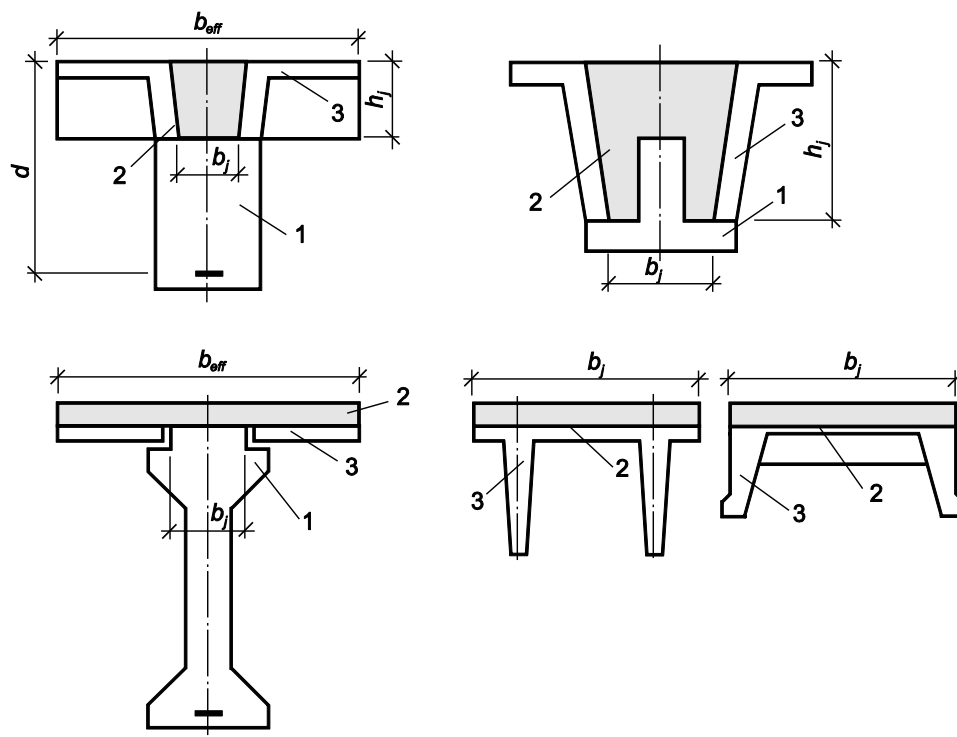
- обеспечена прочность контактного соединения монолитного бетона и сборного элемента на всех этапах работы составного сечения. Надежную связь бетона омоноличивания с бетоном сборного элемента следует осуществлять при помощи специальных мероприятий согласно 11.2.1.6;
- сохраняется неразрывность (сплошность сечения) при передаче нормальных усилий по высоте составного сечения между взаимодействующими элементами;
- применяется бетон омоноличивания класса не ниже LC16/18;
- толщина монолитной набетонки должна быть не менее 40 мм.

11.2.1.3 Сборные элементы покрытий и перекрытий (поз. 3, Рисунок 11.2), объединяемые посредством бетона омоноличивания и дополнительного армирования сборными балочными элементами (поз. 1, Рисунок 11.2), могут учитываться при расчетах прочности сборно-монолитного сечения при изгибе только тогда, когда они располагаются в сжатой зоне. Вводимую в расчет ширину элементов покрытий и перекрытий следует принимать в соответствии с требованиями настоящих норм. Эти элементы не учитываются при расчете прочности наклонных сечений.

11.2.1.4 В случае, когда отношение монтажных нагрузок, действующих в период возведения, к полным нагрузкам превышает 0,7, конструкцию следует рассчитывать без учета в работе сечения дополнительного бетона омоноличивания. При этом сборная часть конструкции рассчитывается на восприятие полной нагрузки.

11.2.1.5 Положения проектирования настоящих норм не распространяются на сборно-монолитные конструкции, подверженные многократно повторяющимся нагрузкам.

11.2.1.6 Надежную связь бетона омоноличивания с бетоном сборных элементов, обеспечивающую требуемую прочность контактного соединения, рекомендуется осуществлять с помощью арматуры, выпускаемой из сборных элементов, путем устройства бетонных шпонок или шероховатой поверхности, продольных выступов или с помощью других надежных и проверенных способов.



1 – сборные балочные элементы; 2 – монолитный бетон;
3 – сборные элементы покрытий и перекрытий

Рисунок 11.2 – Основные типы сечений сборно-монолитных конструкций

11.2.1.7 Прочность контакта зависит от вида поверхности сборного элемента, которая может быть следующей:

а) очень гладкая – получаемая как отпечаток от гладкой стальной или деревянной формы;

б) гладкая – получаемая в скользящей форме или после вибрации без дополнительных мероприятий (заглаживания и т. д.);

в) шероховатая – достигаемая после бетонирования в виде естественной шероховатости или создаваемая при помощи специальных мероприятий, обеспечивающих поверхность с глубиной выступов–впадин не менее 3 мм, расположенных на расстоянии друг от друга не менее чем 40 мм, либо полученная при оголении крупного заполнителя;

г) шпоночная – технологически созданная поверхность с параметрами, соответствующими приведенным на Рисунке 11.3.

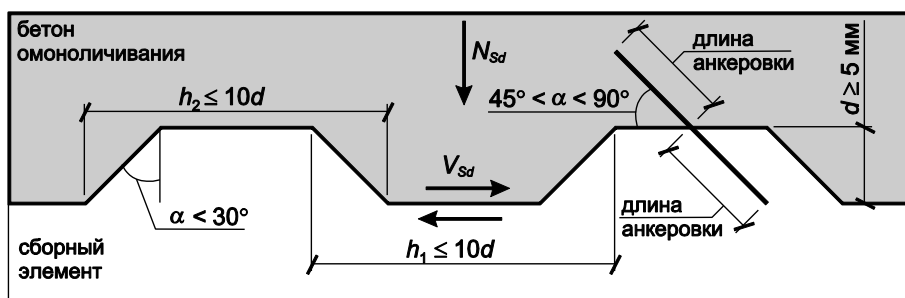


Рисунок 11.3 – Параметры шпоночного соединения

11.2.2 Обеспечение прочности стыкового соединения (контакта) сборно-монолитных конструкций

11.2.2.1 Расчет прочности стыкового соединения при продольном сдвиге следует производить из условия

$$\tau_{sdj} \leq \tau_{rdj}, \quad (11.9)$$

где τ_{sdj} – продольные сдвигающие напряжения в плоскости стыкового соединения (контакта) сборно-монолитных конструкций, вызванные действием расчетных нагрузок;

τ_{rdj} – расчетное сопротивление сдвигу стыкового соединения (контакта).

11.2.2.2 Напряжения τ_{sdj} следует определять в зависимости от значения и характера распределения продольного сдвигающего усилия по длине стыкового соединения (контакта). Значения этого усилия на участке длины среза следует определять как разность нормальных усилий, действующих на концах этого участка в той части сечения, которая расположена над рассматриваемой плоскостью контакта. При выполнении конструктивных мероприятий согласно 11.2.1.6, допускается определять максимальные напряжения, действующие в контакте без учета его нелинейной работы. В этом случае в изгибаемых элементах напряжения τ_{sdj} допускается определять по формуле

$$\tau_{sdj} = \frac{\beta \cdot V_{sd}}{z \cdot b_j}, \quad (11.10)$$

где β – отношение равнодействующей сжимающих напряжений в бетоне выше плоскости контакта к полному значению равнодействующей для наиболее нагруженного сечения сборно-монолитного элемента;

V_{sd} – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении;

z – плечо внутренней пары сил в составном сечении, принимаемое при расчете прочности на изгиб, но не более:

0,85d – для железобетонных конструкций;

0,80d – для бетонных конструкций;

b_j – ширина контакта между монолитным бетоном и сборным элементом.

Сдвигающие напряжения в плоскости стыка бетона омоноличивания со сборными элементами, действующие в результате несовместной усадки и ползучести составляющих бетонов, при расчете прочности стыка допускается не учитывать только при соответствующем обосновании.

При выполнении монолитной части конструкции из напрягающего бетона следует дополнительно проверять прочность контактного соединения от действия усилий, возникающих на стадии расширения монолитного бетона.

11.2.2.3 Расчетное сопротивление сдвигу стыкового соединения следует определять по формуле

$$F_{lctd} = c f_{lctd} + \mu \sigma_N + \rho_j f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha), \quad (11.11)$$

принимая значение f_{lctd} не более, чем $f_{lctd} \leq 0,5 \nu f_{lck} / \gamma_c$,

где c – коэффициент, значения которого принимают по Таблице 11.1;

f_{lctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению, равное $f_{ctk,0,95} / \gamma_c$ для бетона более низкого класса;

μ – коэффициент трения, принимаемый по Таблице 11.1;

$$\nu = 0,5 \cdot \left[1 - \frac{f_{lck}}{250} \right]; \quad (11.12)$$

σ_N – нормальные напряжения в контакте, вызванные внешним усилием, приложенным перпендикулярно к поверхности контакта, принимаемые со знаком «плюс» при сжатии и со знаком «минус» при растяжении. В случае выполнения монолитной части из напрягающего бетона следует учитывать дополнительное усилие от самонапряжения в направлении, перпендикулярном к плоскости стыка ($\sigma_{N,CE}$). При этом $\sigma_N \leq 0,6 f_{cd}$. При условии, что σ_N – растягивающие, принимать $c f_{lctd} = 0$;

$$\rho_j = A_{sj} / A_j,$$

A_{sj} – площадь сечения поперечной арматуры в стыке;

A_j – площадь поверхности контакта;

α – угол, показанный на Рисунке 11.3, принимается в интервале от 45° до 90°.

Таблица 11.1 – Значения коэффициентов c и μ

Вид поверхности	c	μ
Шпоночная	0,500	0,9
Шероховатая	0,450	0,7
Гладкая	0,350	0,6
Особо гладкая	0,025	0,5

11.2.2.4 Если не выполняется условие

$$\tau_{sRj} \leq c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_N, \quad (11.13)$$

следует установить расчётное поперечное армирование для обеспечения прочности стыкового соединения (контакта) при продольном сдвиге.

Площадь сечения поперечной арматуры определяют по Формуле (11.1).

11.2.2.5 Поперечное армирование стыка следует выполнять из гладкой или рифленой арматуры класса не выше S500. Это армирование должно иметь достаточную анкеровку в стыкуемых элементах. Если поперечное армирование стыка, установленное расчётом из условия обеспечения прочности контакта при продольном сдвиге, распределяется на всю длину контакта, его допускается учитывать при расчете прочности на срез наклонных сечений.

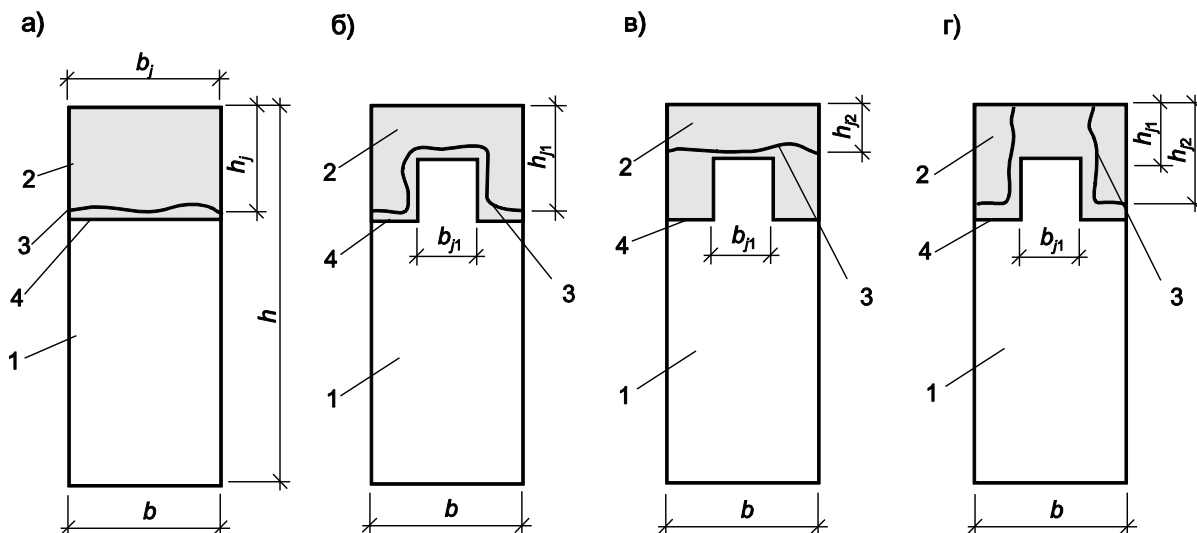
11.2.2.6 Расчетную ширину поверхности сдвига b_j определяют в зависимости от характера контактного шва (плоского или ребристого) (Рисунок 11.4). При плоском контактном шве (Рисунок 11.4а) расчетную ширину b_j принимают равной ширине контакта в месте сопряжения сборного элемента и монолитного бетона, $b_j = b$. При ребристом контактном шве с продольным ребром расчетную ширину b_j принимают по наиболее опасной поверхности сдвига: по всей поверхности контакта (Рисунок 11.4б) $b_j = b + h_{j1}$, или по поверхности, включающей поверхность контакта и монолитный бетон (Рисунки 11.4в, г) $b_j = b$ или $b_j = b - b_{j1} + 2h_{j2}$.

Расчетное положение контактного шва по высоте элемента h_j принимают на уровне центра тяжести контура расчетной поверхности сдвига.

11.2.3 Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций по прочности

В общем случае расчет по прочности сборно-монолитных конструкций следует производить по расчетной деформационной модели, принимая для бетонов сборной и монолитной частей сечения соответствующие диаграммы деформирования « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » и учитывая исходное напряженно-деформированное состояние сборного элемента до омоноличивания.

Допускается при расчете прочности сечений, нормальных к продольной оси, в расчет вводить «приведенный» бетон с прочностными и деформативными характеристиками, зависящими от предельной сжимаемости исходных бетонов, напряженно-деформированного состояния сборного элемента до приобретения монолитным бетоном заданной прочности, геометрии и компоновки сечения (т. е. от вклада каждого из бетонов в общее сопротивление рассматриваемого сечения).



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон;
3 – плоскость сдвига; 4 – контактный шов

Рисунок 11.4 – Схемы расположения поверхностей сдвига для расчета контактного шва

11.2.4 Расчет сборно-монолитных конструкций по трещиностойкости и прогибам

11.2.4.1 При расчете сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы следует придерживаться основных положений, изложенных в разделе 8, с учетом следующих дополнительных требований:

- деформации сборного элемента, рассчитанные до включения в работу бетона омоноличивания, суммируются с деформациями сборно-монолитной конструкции; это положение, означающее принцип суперпозиции деформаций, может быть заменено принципом суперпозиции напряжений и прогибов;

- сечения сборно-монолитных конструкций, выполненных из бетонов различной деформативности, допускается приводить к однородному сечению используя отношение их модулей упругости ($\alpha_1 = E_{cm2}/E_{cm1}$);

- усилие предварительного обжатия действует только на сборную часть сборно-монолитного сечения, если его монолитная часть выполнена без предварительного напряжения в построечных условиях;

- при использовании временных опор при монтаже основных элементов в расчетах следует учитывать их податливость.

11.2.4.2 При расчете трещиностойкости и прогибов следует учитывать дополнительные напряжения и деформации в сборно-монолитной конструкции, вызванные разницей усадки и ползучести бетонов в составном сечении. При этом следует принимать, что все усилия от усадки и ползучести относятся к категории внутренних и взаимно уравновешены, а кривизны монолитной и сборной частей одинаковы.

При выполнении монолитной части сечения конструкции из напрягающего бетона при расчетах по предельным состояниям второй группы следует учитывать дополнительные усилия в составном сечении от связанного расширения напрягающего бетона.

При этом следует дополнительно проверять трещиностойкость и прогибы сборной части конструкции на стадии твердения и расширения напрягающего бетона монолитной части.

12 ТРЕБОВАНИЯ К РАСЧЕТУ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ

12.1 Общие положения

12.1.1 При реконструкции (капитальном ремонте) строительных сооружений должны выполняться проверочные расчеты конструкций, а в случае недостаточной прочности и пригодности к нормальной эксплуатации – расчеты по усилению конструкций.

Проверочные расчеты конструкций следует производить при изменении действующих нагрузок, объемно-планировочных и конструктивных решений, условий эксплуатации, а также при обнаружении дефектов и повреждений, с целью проверки их прочности и пригодности к нормальной эксплуатации в изменившихся условиях.

Проверочные расчеты следует производить по результатам натурного обследования конструкций. При натурном обследовании конструкций следует определять прочность бетона, вид и прочностные характеристики арматуры, геометрические размеры, армирование и толщину защитного слоя, ширину раскрытия трещин в бетоне, прогиб конструкции, дефекты и повреждения, фактические величины нагрузок и эксплуатационных воздействий, расчетные схемы.

При сохранении действующих нагрузок, объемно-планировочных и конструктивных решений, условий эксплуатации, а также отсутствии явных дефектов и повреждений для малоответственных зданий допускается выполнять проверочные расчеты исходя из проектных данных: геометрических размеров конструкций, класса бетона, класса арматуры, армирования и расчетной схемы конструкции.

Проверочные расчеты конструкций независимо от времени их проектирования и возведения следует производить согласно положениям настоящих норм. Конструкцию следует считать пригодной к дальнейшей эксплуатации без усиления, если выполняются все требования норм по предельным состояниям первой и второй групп. Конструкции, не удовлетворяющие результатам проверочных расчетов и требованиям норм, подлежат усилению при экономическом обосновании целесообразности его выполнения. Расчеты следует выполнять с учетом фактических характеристик материалов и конструкций, а также влияния дефектов или повреждений на прочностные и деформативные характеристики бетона, на величину эксцентриситета продольной силы, на сцепление арматуры с бетоном и т. п.

Расчет конструкций по предельным состояниям второй группы допускается не производить, если фактические величины перемещений и ширины раскрытия трещин меньше предельно допустимых, а усилия в сечениях элементов от новых нагрузок не превышают усилий от фактически действующих нагрузок в момент обследования.

При расчете следует проверять дополнительно сечения конструкций, имеющих дефекты и повреждения, а также сечения, в которых при натурном обследовании выявлены зоны с прочностью бетона меньше средней на 20 % и более.

Учет дефектов и повреждений допускается производить путем уменьшения вводимой в расчет площади сечения бетона или арматуры.

12.1.2 Расчет усиливаемых конструкций следует производить для двух стадий работы:

а) до включения в работу элементов усиления – на нагрузки, действующие на момент усиления, включая нагрузку от элементов усиления;

б) после включения в работу элементов усиления – на полные эксплуатационные нагрузки.

Железобетонные конструкции до включения усиления в работу должны удовлетворять требованиям по прочности (предельные состояния первой группы).

Железобетонные конструкции после включения усиления должны удовлетворять требованиям по прочности, пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы) и долговечности.

Методы усиления железобетонных конструкций должны быть технологичными и экономичными. При проектировании усиления конструкций следует учитывать возможность выполнения работ без или с кратковременным прекращением эксплуатации, с учетом агрессивности внешней среды, степени огнестойкости помещений, технологических, экологических факторов и т.п.

При проектировании усиления железобетонных конструкций необходимо обеспечить условия включения в совместную работу элементов усиления с усиливаемой конструкцией.

При усилении конструкции под нагрузкой или после ее разгрузки, проектное загрузение следует производить после достижения бетоном усиления проектной прочности.

При расчете усиливаемых конструкций следует учитывать наличие напряженно-деформированного состояния до их включения в совместную работу с элементами усиления, а также наличие бетона и арматуры различных классов, полимерных материалов.

12.1.3 Для конструкций, имеющих критические повреждения (при разрушении 50 % и более площади сечения бетона или площади сечения рабочей арматуры), элементы усиления следует рассчитывать на полную действующую нагрузку. В расчетах не следует учитывать арматуру из высокопрочной проволоки при наличии в ней язвенной или точечной коррозии. Для конструкций, имеющих критические повреждения, при расчете усиления поврежденные элементы учитывать не следует.

12.2 Расчетные характеристики материалов

12.2.1 Расчетные характеристики бетона конструкции для проверочных расчетов и расчета усиления по предельным состояниям первой и второй групп следует определять по Разделу 6 в зависимости от класса бетона LC, если проверочные расчеты выполняются по проектным данным конструкций, запроектированных по настоящим нормам.

Если проверочные расчеты выполняются по проектным данным для конструкций, запроектированных по ранее действовавшим нормам, следует определять расчетные характеристики бетона по Разделу 6 в зависимости от условного класса бетона LC, определяемого по соответствующему значению гарантированной прочности бетона $f_{lc,cube}$, равной:

- классу бетона В (в МПа), если нормируемой характеристикой был класс бетона;
- 0,0765 от марки бетона М (в кгс/см²), определенной по средней прочности кубов с размером ребра 150 мм;
- 0,080 от марки бетона М (в кгс/см²), определенной по средней прочности кубов с размером ребра 200 мм.

Если проверочные расчеты выполняются по данным, полученным при натурном обследовании конструкций, значение гарантированной прочности бетона $f_{lc,cube}$ следует принимать равным 76,5 % от средней прочности бетона (в МПа), определенной ускоренными методами, либо равным значению гарантированной с обеспеченностью 0,95 прочности бетона (в МПа), определенной по результатам статистической оценки.

Для промежуточных значений условного класса бетона по прочности на сжатие расчетные характеристики допускается определять линейной интерполяцией.

12.2.2 Расчетные характеристики арматуры конструкции для проверочных расчетов и расчета усиления следует определять по Разделу 6 исходя из класса, установленного по проектным данным с учетом уровня обеспеченности этих характеристик на момент проектирования, либо по результатам испытаний вырезанных образцов с учетом нормируемого уровня обеспеченности. При отсутствии проектных данных и невозможности отбора образцов для испытаний допускается определять расчетное сопротивление арматуры в зависимости от ее профиля.

При усилении конструкций расчетные характеристики бетона и арматуры усиления должны приниматься согласно Разделу 6. При усилении конструкций стальными прокатными профилями или полимерными материалами расчетные характеристики элементов усиления должны приниматься по соответствующим нормативным документам.

12.3 Расчет усиленных конструкций по прочности

12.3.1 Расчет прочности конструкций, усиленных под нагрузкой или после разгрузки, следует производить в два этапа. На первом этапе следует определять параметры напряженно-деформированного состояния в усиливаемой конструкции перед усилением. На втором этапе следует производить расчет для усиленной конструкции с учетом перераспределения усилий в сечениях, содержащих материалы с различными прочностными, деформационными и реологическими характеристиками.

12.3.2 Расчет конструкций, усиленных путем увеличения поперечного сечения, следует производить на основе деформационной расчетной модели исходя из суммирования деформаций до усиления и после усиления для основной части сечения усиленной конструкции, и линейного распределения по высоте средних деформаций в бетоне и арматуре для дополнительной части сечения усиливаемой конструкции.

12.3.3 Расчет конструкций, усиленных дополнительными элементами, совместная работа которых с усиливаемой конструкцией обеспечивается не по всей длине контакта, а закреплением по ее концам или по концам отдельных ее участков (затяжки, распорки, шпренгели и т. п.), следует производить с учетом податливости узлов закреплений или перегибов дополнительных элементов усиления.

12.3.4 Расчет конструкций, усиленных методами, изменяющими степень их внешней статической неопределимости (дополнительные жесткие и упругие опоры, обеспечение неразрезности на опорах и т. п.), следует производить на действие усилий от внешней нагрузки, которые получают суммированием нагрузки, действовавшей до усиления при первоначальной расчетной схеме и нагрузки и приложенной к конструкции после усиления при измененной расчетной схеме.

12.4 Расчет усиленных конструкций по трещиностойкости и перемещениям

12.4.1 В качестве критерия образования трещин в усиленной конструкции следует принимать условие достижения крайним растянутым волокном бетона основной или дополнительной части сечения предельных деформаций растяжения.

12.4.2 Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси усиленной конструкции, следует определять как накопление взаимных смещений арматуры и бетона на длине участков между трещинами в основной и (или) дополнительной частях конструкции.

12.4.3 Перемещения усиленных конструкций следует определять методами строительной механики в соответствии с требованиями Раздела 8.

Приложение А
(информационное)

Примеры расчета железобетонных конструкций

А.1 Прочность балки из бетона \leq LC50/55 на изгиб

Подобрать площадь растянутой арматуры в балке сечением 350×660 мм ($b \times h$), $d=600$ мм, расчетный изгибающий момент $M=200$ kNm, класс бетона по прочности на сжатие LC20/22, класс бетона по плотности D1,8, характеристическая прочность бетона на сжатие $f_{ck} = 20$ МПа, класс арматуры А400, характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk} = 400$ МПа.

Расчет выполняем в предположении равномерного распределения напряжений по эффективной сжатой зоне бетона по п. 7.1.2.7.5 в следующей последовательности:

- вычисляем расчетные сопротивления бетона и арматуры:

$$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 20 / 1,5 = 11,33 \text{ МПа},$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,8 \text{ МПа};$$

- вычисляем коэффициент K :

$$K = M / f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 200 \times 10^6 / (11,33 \times 350 \times 600^2) = 0,14;$$

- определяем по Таблице 7.1 для $K=0,14$ ($K \leq 0,15$) и бетона плотностью D1,8:

$$z/d = 0,856; \quad x/d = 0,331;$$

- $z/d = 0,856 \leq 0,95$; $z = 0,856 \cdot 600 = 513,6$ мм;

- вычисляем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s = M / z \cdot f_{yd} = 200 \times 10^6 / 513,6 \times 347,8 = 1120 \text{ мм}^2;$$

- требуемая арматура соответствует коэффициенту продольного армирования:

$$\rho_l = 1120 \times 100 / 350 \times 660 = 0,48\% \geq 0,15\%$$

- по Таблице 6.6 подбираем требуемую арматуру 3 ϕ 22 А400 ($A_s = 1140,4 \text{ мм}^2$);

- коэффициент продольного армирования $\rho_l = 0,49\% \leq 4\%$,

- таким образом принимаем армирование из 3 ϕ 22 А400.

Расчет может быть выполнен в предположении трапециевидного распределения напряжений по эффективной сжатой зоне бетона по п. 7.1.2.8.2 в следующей последовательности:

- вычисляем коэффициент η_2 , зависящий от плотности бетона,

$$\eta_2 = 0,5 - 0,5 \cdot \rho / 2200 = 0,5 - 0,5 \times 1800 / 2200 = 0,909;$$

- коэффициент для определения эффективной прочности бетона η при классе бетона по прочности на сжатие \geq LC 50/55 равен $\eta=1,0$;

- вычисляем коэффициент K :

$$K = M / \eta_2 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 200 \times 10^6 / (0,909 \times 1,0 \times 11,33 \times 400 \times 640^2) = 0,118;$$

- определяем по Таблице 7.2 для $K=0,118$ ($K \leq 0,15$) и бетона плотностью D1,4:

$$z/d = 0,90; \quad x/d = 0,295;$$

- $z/d = 0,90 \leq 0,95$; $z = 0,9 \cdot 640 = 576$ мм;

- вычисляем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s = M / z \cdot f_{yd} = 200 \times 10^6 / 576 \times 347,8 = 998,3 \text{ мм}^2;$$

- требуемая арматура соответствует коэффициенту продольного армирования:

$$\rho_l = 998,3 \times 100 / 350 \times 660 = 0,48\% \geq 0,15\%$$

- по Таблице 6.6 подбираем требуемую арматуру 3 ϕ 22 A500 ($A_s = 1140,4 \text{ мм}^2$);
- коэффициент продольного армирования $\rho_l = 0,49\% \leq 4\%$,
- таким образом принимаем армирование растянутой зоны из 3 ϕ 22 A400.

А.2 Прочность балки из бетона \geq LC55/60 на изгиб

Подобрать площадь растянутой арматуры в балке сечением 400×800 мм ($b \times h$), $d=740$ мм, расчетный изгибающий момент $M=700$ kNm, класс бетона по прочности на сжатие LC60/65, класс бетона по плотности D2,0, характеристическая прочность бетона на сжатие $f_{ck} = 60$ МПа, класс арматуры S500, характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk} = 500$ МПа.

Расчет выполняем в предположении равномерного распределения напряжений по эффективной сжатой зоне бетона по п. 7.1.2.7.6 в следующей последовательности:

- вычисляем расчетные сопротивления бетона и арматуры:

$$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,80 \times 60 / 1,5 = 32 \text{ МПа},$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ МПа};$$

- коэффициент для определения эффективной прочности бетона η при классе бетона по прочности на сжатие LC60/66 равен $\eta=0,95$;

- вычисляем коэффициент K :

$$K = M / \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 700 \times 10^6 / (0,95 \times 32 \times 400 \times 740^2) = 0,117;$$

- определяем по Таблице 7.1 для $K=0,117$ ($K \leq 0,16$) и бетона плотностью D2,0:

$$z/d = 0,883; \quad x/d = 0,292;$$

- $z/d = 0,883 \leq 0,95$; $z = 0,883 \times 740 = 653,4$ мм;

- вычисляем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s = M / z \cdot f_{yd} = 700 \times 10^6 / 653,4 \times 434,8 = 2463,9 \text{ мм}^2;$$

- требуемая арматура соответствует коэффициенту продольного армирования:

$$\rho_l = 2463,9 \times 100 / 400 \times 800 = 0,77\% \geq 0,15\%$$

- по Таблице 6.6 подбираем требуемую арматуру (2 ϕ 32 + 2 ϕ 28) A500 ($A_s = 2840 \text{ мм}^2$);
- коэффициент продольного армирования $\rho_l = 0,89\% \leq 4\%$,
- таким образом, принимаем армирование из (2 ϕ 32 + 2 ϕ 28) A500.

Расчет может быть выполнен в предположении трапецевидного распределения напряжений по эффективной сжатой зоне бетона по п. 7.1.2.8.3 в следующей последовательности:

- вычисляем коэффициент η_2 , зависящий от плотности бетона,

$$\eta_2 = 0,5 - 0,5 \cdot \rho / 2200 = 0,5 - 0,5 \cdot 2000 / 2200 = 0,955;$$

- коэффициент для определения эффективной прочности бетона η при классе бетона по прочности на сжатие LC60/66 равен $\eta=0,95$;

- вычисляем коэффициент K :

$$K=M/\eta_2\cdot\eta\cdot f_{lcd}\cdot b\cdot d^2=700\times 10^6/(0,955\times 0,95\times 32\times 400\times 740^2)=0,11;$$

- определяем по Таблице 7.2 для $K=0,11$ ($K\leq 0,15$) и бетона плотностью D2,0:

$$z/d=0,895; \quad x/d=0,272;$$

- $z/d=0,895\leq 0,95$; $z=0,895\cdot 740=662,3$ мм;

- вычисляем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s=M/z\cdot f_{yd}=700\times 10^6/662,3\times 434,8=2430,8\text{ мм}^2;$$

- требуемая арматура соответствует коэффициенту продольного армирования:

$$\rho_l=2430,8\times 100/400\times 800=0,76\%\geq 0,15\%$$

- по Таблице 6.6 подбираем требуемую арматуру ($2\phi 32+2\phi 28$) A500 ($A_s=2840\text{ мм}^2$);

- коэффициент продольного армирования $\rho_l=0,89\%\leq 4\%$,

- таким образом, принимаем армирование растянутой зоны из ($2\phi 32+2\phi 28$) A500.

А.3 Прочность балки из бетона \leq LC50/55 на изгиб

Подобрать площадь растянутой арматуры в балке сечением 350×660 мм ($b\times h$), $d=600$ мм, расчетный изгибающий момент $M=550$ кНм, класс бетона по прочности на сжатие LC35/38, класс бетона по плотности D1,6, характеристическая прочность бетона на сжатие $f_{lck}=20$ МПа, класс продольной арматуры S500, характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk}=500$ МПа.

Расчет выполняем в предположении равномерного распределения напряжений по эффективной сжатой зоне бетона по п. 7.1.2.7.5 в следующей последовательности:

- вычисляем расчетные сопротивления бетона и арматуры:

$$f_{lcd}=\alpha\cdot f_{lck}/\gamma_c=0,85\times 35/1,5=19,83\text{ МПа},$$

$$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=434,8\text{ МПа};$$

- вычисляем коэффициент K :

$$K=M/f_{lcd}\cdot b\cdot d^2=550\times 10^6/(19,83\times 350\times 600^2)=0,22;$$

- $K=0,22\geq 0,15$, значит необходима сжатая арматура;

- принимаем сжатую арматуру $3\phi 20$ A500 ($A_{s2}=942,5\text{ мм}^2$);

- вычисляем коэффициент K :

$$K=[M-A_{s2}\cdot(d-a_2)\cdot f_{yk}]/f_{lcd}\cdot b\cdot d^2=[550\times 10^6-942,5\times(600-60)\times 434,8]/(19,33\times 350\times 600^2)=0,135;$$

- определяем по Таблице 7.1 для $K=0,135$ ($K\leq 0,15$) и бетона плотностью D1,6:

$$z/d=0,862; \quad x/d=0,346;$$

- $z/d=0,862\leq 0,95$; $z=0,862\times 600=517,2$ мм;

- вычисляем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s=[M-A_{s2}\cdot(d-a_2)\cdot f_{ys}]/z\cdot f_{yd}+A_{s2}=[550\times 10^6-942,5\times(600-60)\times 434,8]/(517,2\times 434,8)+942,5=2404,2\text{ мм}^2;$$

- требуемая арматура соответствует коэффициенту продольного армирования:

$$\rho_l=2404,2\times 100/350\times 660=1,5\%\geq 0,15\%$$

- по Таблице 6.6 подбираем требуемую арматуру $3\phi 32$ A400 ($A_s=2412,7\text{ мм}^2$);

- коэффициент продольного армирования $\rho_l=(942,5+2412,7)/35\times 66=1,45\%\leq 4\%$,

- таким образом принимаем армирование верхнюю (сжатую) арматуру из 3 ϕ 20 A500 и нижнюю (растянутую) арматуру из 3 ϕ 32 A500.

Расчет может быть выполнен в предположении трапециевидного распределения напряжений по эффективной сжатой зоне бетона по п. 7.1.2.8.2 в следующей последовательности:

- вычисляем коэффициент η_2 , зависящий от плотности бетона,

$$\eta_2 = 0,5 - 0,5 \times \rho / 2200 = 0,5 - 0,5 \times 1600 / 2200 = 0,864;$$

- коэффициент для определения эффективной прочности бетона η при классе бетона по прочности на сжатие LC 60/66 равен $\eta = 0,95$;

- вычисляем коэффициент K:

$$K = M / (\eta_2 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 700 \times 10^6 / (0,955 \times 0,95 \times 34 \times 400 \times 740^2) = 0,104;$$

- определяем по Таблице 7.2 для $K = 0,104$ ($K \leq 0,15$) и бетона плотностью D2,0:

$$z/d = 0,902; \quad x/d = 0,255;$$

- $z/d = 0,902 \leq 0,95$; $z = 0,902 \times 740 = 667,5$ мм;

- вычисляем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s = M / (z \cdot f_{yd}) = 700 \times 10^6 / (667,5 \times 434,8) = 2411,9 \text{ мм}^2;$$

- требуемая арматура соответствует коэффициенту продольного армирования:

$$\rho_l = 2411,9 \times 100 / (400 \times 800) = 0,75\% \geq 0,15\%$$

- по Таблице 6.6 подбираем требуемую арматуру 3 ϕ 32 A500 ($A_s = 2412,7 \text{ мм}^2$);

- коэффициент продольного армирования $\rho_l = 0,75\% \leq 4\%$,

- таким образом, принимаем армирование растянутой зоны из 3 ϕ 32 A500.

А.4 Прочность балки из бетона \leq LC50/55 по поперечной силе

Выполнить расчет прочности по поперечной силе балки сечением 250×500 мм ($b \times h$) из бетона LC40/44, плотностью D1,8.

Пролет балки $L = 7,0$ м.

Расчетная поперечная сила $F = 258,5$ кН.

Эффективная высота $d = 452,5$ мм.

1 Выполняем расчет прочности балки на действие поперечной силы (п.7.2.2.19).

1) Опорная реакция шарнирно опертой балки $F/2 = 258/2 = 129,25$ кН,

2) Ширина опоры 150 мм.

3) Половина ширины опоры $150/2 = 75 \text{ мм} = 0,075 \text{ м}$.

4) Расчетная поперечная сила на расстоянии 0,075 м от опоры балки:

$$V_{Ed1} = 119,25 - 258,5 \times 0,075 / 7,0 = 126,5 \text{ кН},$$

5) Интенсивность сжимающих напряжений в бетоне для данного сечения от этой нагрузки (V_{Ed1}):

$$V_{Ed1} = V_{Ed1} / (0,9 \cdot b \cdot d) = 126,5 \times 10^3 / (0,9 \times 250 \times 452,5) = 1,24 \text{ Н/мм}^2.$$

6) Из Таблицы 7.9 допустимые сжимающие напряжения в бетоне наклонной зоны для $f_{ck} = 35$ МПа составляют $v_{Ed} = 4,63$ МПа.

7) $v_{Ed1} = 1,24 \leq v_{Ed} = 4,15$ МПа, значит прочность бетона достаточна.

8) Расчетная нагрузка на расстоянии d от середины опоры балки ($75 + 452,5 = 527,5$ мм)

$$V_{Ed2} = 119,25 - 258,5 \times (0,5275)/7,0 = 109,6 \text{ кН},$$

9) Интенсивность сжимающих напряжений в бетоне для данного сечения от этой нагрузки (v_{Ed2}):

$$v_{Ed2} = V_{Ed2}/(0,9 \cdot b_w \cdot d) = 109,6 \times 10^3 / (0,9 \times 250 \times 452,5) = 1,08 \text{ Н/мм}^2.$$

10) Вычисляем требуемое количество поперечной арматуры (вертикальных хомутов):

$$A_{sw}/s = 0,00092 \cdot v_{Ed2} \cdot b_w = 0,00092 \times 1,08 \times 250 = 0,248 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

11) По Таблице 7.10 для $f_{ck} = 40$ МПа находим минимальное:

$$A_{sw}/s = 0,0021 \cdot b_w = 0,0021 \times 250 = 0,525 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

12) Находим максимально допустимый шаг хомутов $s = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 452,5 = 339 \text{ мм}.$

13) Из Таблицы 7.11 находим для значения больше, чем $A_{sw}/s = 0,525 \text{ мм}^2/\text{мм}$ ближайший шаг хомутов $s = 300 \text{ мм}$ (для $A_{sw}/s = 0,754 \text{ мм}^2/\text{мм}$).

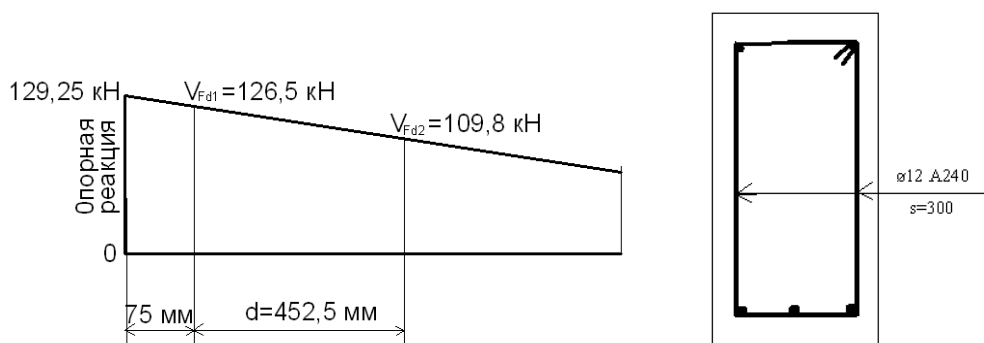


Рисунок А.1 – Схема положения расчетного сечения по поперечной силе

А.5 Прочность балки на изгиб и по поперечной силе

Подобрать площадь продольной растянутой арматуры и поперечной арматуры в шарнирно опертой балке сечением $300 \times 650 \text{ мм}$ ($b \times h$), $d = 600 \text{ мм}$ пролетом $8,5 \text{ м}$.

Постоянная нагрузка, без учета собственного веса балки, 12 кН/м .

Переменная нагрузка – 8 кН/п .

Балка проектируется из бетона класса по прочности на сжатие LC35/38, класс бетона по плотности D1,8.

Для класса огнестойкости балки R30 требуется минимальный защитный слой бетона 25 мм .

При диаметре продольной растянутой арматуры $\phi 32 \text{ A500}$ требуется защитный слой $32 + 10 = 42 \text{ мм}$. Для поперечной арматуры $\phi 12 \text{ A240}$ требуется защитный слой $12 + 10 = 22 \text{ мм}$.

Таким образом, принимая защитный слой бетона для поперечной арматуры 30 мм , общий защитный слой для продольной арматуры будет равен $30 + 12 + 32/2 = 58 \text{ мм}$.

Характеристическая прочность бетона на сжатие $f_{ck} = 35 \text{ МПа}$, класс арматуры A500, характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$.

Собственный вес балки $0,30 \times 0,65 \times 18,8,5 = 29,94 \text{ кН}$.

Полная постоянная нагрузка $G_k = 29,84 + 12,0 \times 8,5 = 131,84 \text{ кН}$.

Полная переменная нагрузка $Q_k=8,0 \times 8,5=68$ кН.

Принимая коэффициент по надежности для постоянной нагрузки $\gamma_G=1,35$ и для переменных нагрузок $\gamma_Q=1,50$, определяем полную нагрузку на балку

$$F=1,35G_k+1,5Q_k=1,35 \times 131,84+1,5 \times 68=280 \text{ кН.}$$

Расчетный изгибающий момент $M=F \cdot l/8=280 \times 8,5/8=297,5$ кНм,

Эффективная высота сечения балки $d=650-30-12-32/2=592$ мм.

1. Выполняем расчет прочности балки на действие изгибающего момента (п.7.2.2.19).

1) Вычисляем коэффициент K :

$$K=M/f_{cd} \cdot b \cdot d^2=297,5 \times 10^6/(300 \times 592^2 \times 35/1,50)=0,121;$$

2) Определяем по Таблице 7.1 для $K=0,12$ ($K \leq 0,15$) и бетона плотностью D1,8:

$$z/d=0,879; \quad x/d=0,304;$$

$$z/d=0,879 \leq 0,95; \quad z=0,879 \times 592=520,4 \text{ мм};$$

3) Вычисляем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s=M/z \cdot f_{yd}=297,5 \times 10^6/520,4 \times 500/1,15=1314,9 \text{ мм}^2;$$

4) Требуемая арматура соответствует коэффициенту продольного армирования:

$$\rho_l=1314,9 \times 100/300 \times 600=0,75\% \geq 0,15\%$$

5) По Таблице 6.6 подбираем требуемую арматуру 3 ϕ 25 A500 ($A_s=1473 \text{ мм}^2$);

6) Коэффициент продольного армирования $\rho_l=0,81\% \leq 4\%$,

7) Таким образом, принимаем армирование растянутой зоны из 3 ϕ 25 A500.

2. Выполняем расчет прочности балки на действие поперечной силы (п.7.2.2.19).

8) Опорная реакция шарнирно опертой балки $F/2=280/2=140$ кН,

9) Половина ширины балки $b/2=300/2=150 \text{ мм}=0,15 \text{ м}$.

10) Таким образом, расчетная нагрузка на расстоянии $b/2$ от опоры балки:

$$V_{Ed1}=140-280 \times 0,15/8,5=135,06 \text{ кН,}$$

11) Интенсивность сжимающих напряжений в бетоне для данного сечения от этой нагрузки (V_{Ed1}):

$$v_{Ed1}=V_{Ed1}/(0,9 \cdot b \cdot d)=135,06 \times 10^3/(0,9 \times 300 \times 592)=0,845 \text{ Н/мм}^2.$$

12) Из Таблицы 7.9 допустимые сжимающие напряжения в бетоне наклонной зоны для $f_{ck}=35$ МПа составляют $v_{Ed}=4,15$ МПа.

13) $v_{Ed1}=0,845 \leq v_{Ed}=4,15$ МПа, значит прочность бетона достаточна.

14) Расчетная нагрузка на расстоянии $(b/2 + d)$ от опоры балки:

$$V_{Ed2}=140-280 \times (0,15 + 0,592)/8,5=117,92 \text{ кН,}$$

15) Интенсивность сжимающих напряжений в бетоне для данного сечения от этой нагрузки (v_{Ed2}):

$$v_{Ed2}=V_{Ed2}/(0,9 \cdot b_w \cdot d)=117,92 \times 10^3/(0,9 \times 300 \times 592)=0,845 \text{ Н/мм}^2.$$

16) Вычисляем требуемое количество поперечной арматуры (вертикальных хомутов):

$$A_{sw}/s=0,00092 \cdot v_{Ed2} \cdot b_w=0,00092 \times 0,845 \times 300=0,233 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

17) По Таблице 7.10 для $f_{ck}=35$ МПа находим минимальное

$$A_{sw}/s=0,00198 \times b_w=0,00198 \times 300=0,594 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

18) Находим максимально допустимый шаг хомутов $s=0,75 \cdot d=0,75 \times 592=444 \text{ мм}$.

19) Из Таблицы 7.11 находим для значения больше, чем $A_{sw}/s=0,594 \text{ мм}^2/\text{мм}$ ближайший шаг хомутов $s=350 \text{ мм}$ (для $A_{sw}/s=0,646 \text{ мм}^2/\text{мм}$).

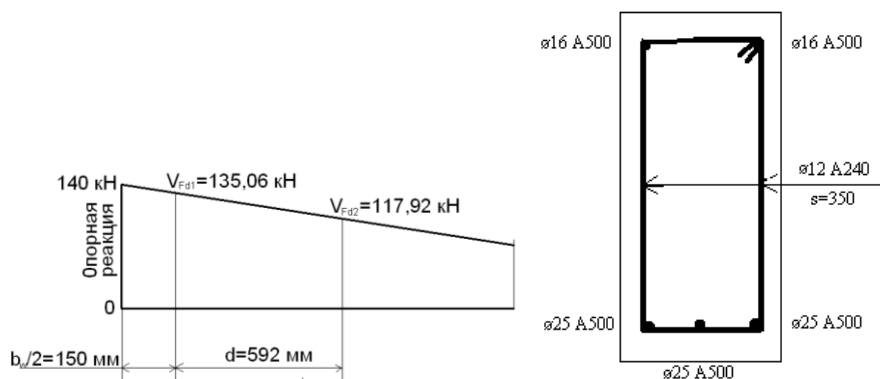


Рисунок А.2 – Схема положения расчетного сечения по поперечной силе

А.6 Прочность изгибаемой плиты перекрытия

Проверить прочность железобетонной плиты перекрытия, в которой действует изгибающий момент включающий собственный вес плиты $M=44 \text{ кНм/п.м.}$ Плита имеет толщину 200 мм, выполнена из бетона класса по прочности LC30/33 класса по плотности D1,6, армирована в рабочей арматурой $\phi 10 \text{ S500}$, защитный слой арматуры 30 мм.

Расчет выполняем в предположении трапециевидного распределения напряжений по эффективной сжатой зоне бетона по п. 7.1.2.7.5 в следующей последовательности:

- вычисляем расчетные сопротивления бетона и арматуры:

$$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 30 / 1,5 = 17 \text{ МПа},$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ МПа};$$

$$d = 200 - 30 - 10/2 = 165 \text{ мм};$$

- вычисляем коэффициент K:

$$K = M / f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 44 \times 10^6 / (17 \times 1000 \times 165^2) = 0,0951;$$

- определяем по Таблице 7.1 для $K=0,951$ ($K \leq 0,15$) и бетона плотностью D1,6:

$$z/d = 0,914; \quad x/d = 0,258;$$

- $z/d = 0,914 \leq 0,95$; $z = 0,914 \times 165 = 150,8 \text{ мм}$;

- вычисляем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s = M / z \cdot f_{yd} = 44 \times 10^6 / 150,8 \times 434,8 = 671,1 \text{ мм}^2/\text{п.м.};$$

- требуемая арматура соответствует коэффициенту продольного армирования:

$$\rho_l = 671,1 \times 100 / 200 \times 1000 = 0,34\% \geq 0,15\%$$

- по Таблице 6.6 подбираем требуемый шаг арматуры 100 мм $\phi 10 \text{ A500}$ ($A_s = 785 \text{ мм}^2/\text{п.м.}$);

- коэффициент продольного армирования $\rho_l = 0,34\% \leq 4\%$,

- таким образом, принимаем рабочее армирование плиты из стержней $\phi 10 \text{ A500}$ с шагом 100 мм.

А.7 Прочность центрально сжатой колонны

Подобрать армирование центрально сжатой короткой колонны сечением 250×300 мм ($b \times h$) из бетона класса по прочности LC30/33, класса по плотности D1,8, нагруженной осевой сжимающей силой $N=1200$ кН. Колонна армирована сталью класса S500.

Расчет выполняем из условия:

$$N \leq N_{Rd} \quad (7.46)$$

$$N_{Rd} = \varphi \cdot (f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}), \quad (7.47)$$

φ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайного эксцентриситета.

Выбираем наибольшую величину случайного эксцентриситета e_0 из:

$$e_0 = h/30 = 300/30 = 10 \text{ мм},$$

$$e_0 = l_0/400 = 2000/400 = 5 \text{ мм},$$

$$e_0 = 20 \text{ мм}.$$

Принимаем $e_0 = 20$ мм.

1. Для $e_0/h = 20/300 = 0,067$ и $\lambda = l_0/h = 2000/300 = 6,67$ по Таблице 7,4 находим значение коэффициента продольного изгиба $\varphi = 0,85$.

- вычисляем расчетные сопротивления бетона и арматуры:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 30 / 1,5 = 20 \text{ МПа},$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ МПа};$$

- вычисляем требуемую продольную арматуру:

$$A_{s,tot} = (N_{Ed} / \varphi - f_{cd} \cdot A_c) / f_{yd} = (1200 \times 10^3 / 0,85 - 20 \times 250 \times 300) / 434,8 = 202,8 \text{ мм}^2.$$

- по Таблице 6.6 принимаем рабочее армирование колонны из $4 \phi 16$ A500

$$(A_{s,tot} = 804,2 \text{ мм}^2)$$

2. Расчет может также быть выполнен с помощью Таблицы 7.5:

$$N / \varphi \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = 1200 \times 10^3 / 250 \times 300 \times 20 = 0,8$$

$$\text{по Таблице 7.5 подбираем по величину } A_s / b \cdot h \cdot f_{cd} = 1,19 \times 10^{-3};$$

$$\text{вычисляем значение } A_s = (A_s / b \cdot h \cdot f_{cd}) \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} = (1,19 \times 10^{-3}) \times 250 \times 300 \times 20 = 1785 \text{ мм}^2;$$

- продольное армирование должно быть не менее:

$$0,12 N / f_{yk} = 0,12 \times 1200 \times 10^3 / 500 = 288 \text{ мм}^2;$$

$$\text{или } 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \times 250 \times 300 = 150 \text{ мм}^2;$$

- по Таблице 6.6 принимаем рабочее армирование колонны из $4 \phi 25$ A500

$$(A_{s,tot} = 1963,5 \text{ мм}^2)$$

- коэффициент продольного армирования $\rho_l = 1963,5 \times 100 / 250 \times 300 = 2,62\% \leq 5\%$.

А.8 Прочность внецентренно сжатой колонны

Подобрать армирование внецентренно сжатой короткой колонны сечением 300×400 мм ($b \times h$) из бетона класса по прочности LC30/33 класса по плотности D2,0, нагруженной осевой сжимающей силой $N=1100$ кН и изгибающим моментом $M=185$ кНм.

Защитный слой бетона 30 мм. Свободная длина колонны 2213 мм. Колонна армирована продольной арматурой $\phi 25$ класса S500 и хомутами $\phi 8$ S240.

Соотношение длины колонны и высоты сечения $2213/400=5,5$.

Случайный эксцентриситет $e=20$ мм.

Дополнительный изгибающий момент $N \cdot e = 1100 \times 20 \times 10^{-2} = 22$ кНм.

Общий (суммарный) изгибающий момент $M + N \cdot e = 185 + 22 = 207$ кНм.

Полный защитный слой продольной арматуры $d_2 = 30 + 8 + 25/2 = 50,5$ мм;

$$d_2/h = 50,5/400 = 0,13.$$

1) Выполним расчет прочности по п. 7.1.2.12 по формуле:

$$N_{Rd} = f_{lcd} \cdot b \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2e}{h}\right) = \frac{30}{1,5} \times 300 \times 400 \times \left(1 - \frac{2,20}{400}\right) \times 10^{-3} = 2160 \text{ кН}$$

$$N = 1100 \text{ кН} \leq N_{Rd} = 2160 \text{ кН}.$$

Минимальное армирование колонн согласно Таблицы 10,4 должно составлять

$$\rho_1 = 0,2\%, \quad \text{т.е.} \quad 0,2 \times 300 \times 400 / 100 = 240 \text{ мм}^2$$

По Таблице 6.6 принимаем рабочее армирование колонны из 4 $\phi 16$ A500

$$(A_{s,tot} = 804,2 \text{ мм}^2 \quad \rho_1 = 804,2 / 300 \times 400 \times 10^{-2} = 0,67\% \geq 0,2\%)$$

2) Выполним расчет колонны по таблице СН РК EN 1992-1.

$$M/b \cdot h^2 \cdot f_{ck} = 207 \times 10^6 / 300 \times 400^2 \times 30 = 0,144;$$

$$N/b \cdot h \cdot f_{ck} = 1100 \times 10^3 / 300 \times 400 \times 30 = 0,306;$$

Используя нижеприведенную зависимость по проектированию колонн для $d_2/h = 0,15$ из Рисунка А.3 при пересечении линий $M/b \cdot h^2 \cdot f_{ck} = 0,144$ и $N/b \cdot h \cdot f_{ck} = 0,306$ находим $A_s \cdot f_{yk} / b \cdot h \cdot f_{ck} = 0,30$.

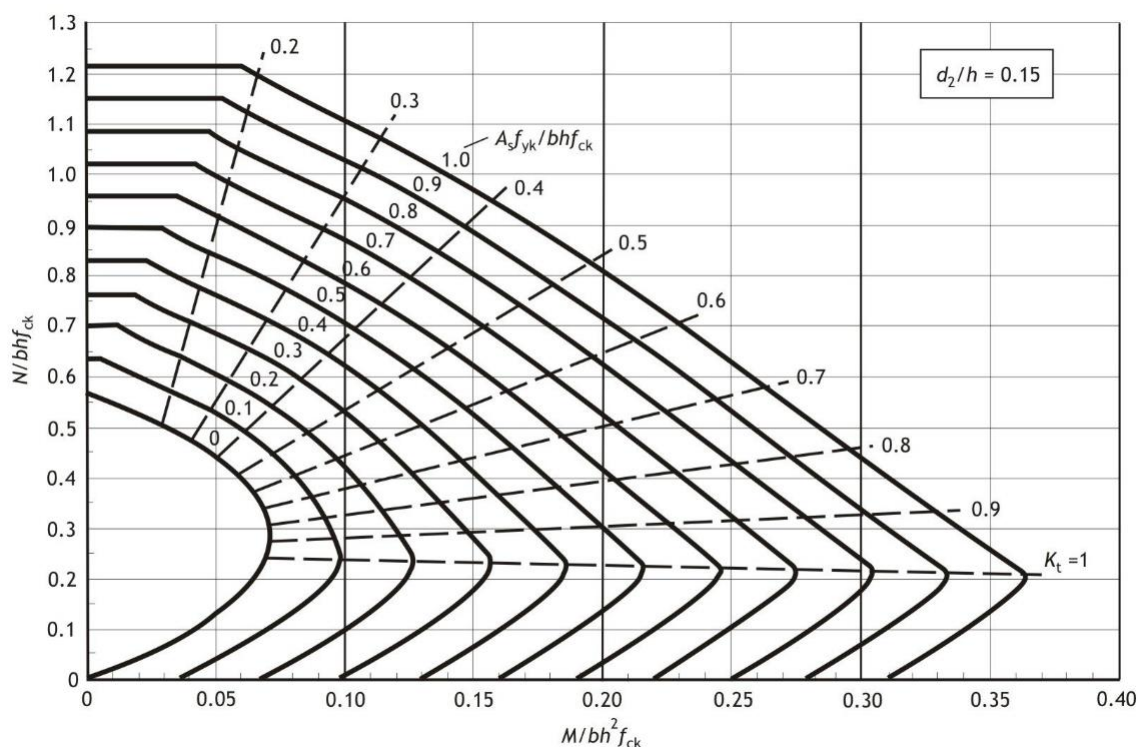


Рисунок А.3 - К проектированию колонн для $d_2/h = 0,15$

Находим $A_s = 0,30 \cdot b \cdot h \cdot f_{ck} / f_{yk} = 0,30 \times 300 \times 400 \times 30 / 500 = 2160 \text{ мм}^2$.

По Таблице 6.6 принимаем рабочее армирование колонны из $4\phi 25 + 2\phi 12$ А500
($A_{s,tot} = 2189,7 \text{ мм}^2$)

- коэффициент продольного армирования $\rho_l = 2189,7 \times 100 / 300 \times 400 = 1,82\% \leq 5\%$.

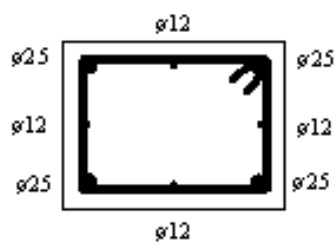


Рисунок А.4-Схема армирования поперечного сечения

УДК 691.328.07:006.354(476)

Ключевые слова: легкий бетон, железобетон, арматура, арматура напрягаемая, схема расчетная, сечение расчетное, состояние предельное, модель деформационная, надежность.

Ресми басылым

*ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ*

**Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

ҚР НТҚ 02-01-1.3-2011

**ЖЕҢІЛ БЕТОНДАРДАН ТЕМІРБЕТОН
КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 02-01-1.3-2011

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная