

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

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

ҚҰРАМА, ҚҰРАМА-МОНОЛИТТІК ЖӘНЕ МОНОЛИТТІК ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ, СБОРНО- МОНОЛИТНЫХ И МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ҚР НТҚ 02-01-1.4-2011
НТП РК 02-01-1.4-2011

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
2. ҰСЫНҒАН: Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
3. ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ: Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап
4. ОРНЫНА: Бірінші рет

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. ПОДГОТОВЛЕН: АО «КазНИИСА»
2. ПРЕДСТАВЛЕН: Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3. ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ: Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года.
4. ВЗАМЕН: Впервые

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі Уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатыңыз 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 РК.

СОДЕРЖАНИЕ

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ	1
2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ.....	1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	2
4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ.....	5
4.1 Обозначения.....	6
4.2 Единицы измерения	11
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 Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций.....	15
6 МАТЕРИАЛЫ.....	16
6.1 Требования к бетону. Общие положения	16
6.2 Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные сопротивления	17
6.3 Упругие деформации бетона.....	19
6.4 Ползучесть и усадка бетона	19
6.5 Диаграммы деформирования (состояния) бетона при одноосном напряженном состоянии	22
6.6 Требования к арматуре	28
6.6.1 Применяемые классы арматуры	28
6.6.2 Характеристические и расчетные сопротивления арматуры	29
6.6.3 Деформативные характеристики арматуры.....	29
7 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ	31
7.1 Общие положения	31
7.2 Расстояние между стержнями.....	31
7.3 Допустимые диаметры оправки длягибаемых стержней.....	32
7.4.1 Общие положения	32
7.4.2 Предельное напряжение сцепления	33
7.4.3 Базовая длина анкеровки продольной арматуры	34
7.4.4 Расчетная длина анкеровки продольной арматуры	35
7.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры.....	37
7.6 Анкеровка путем приварки стержней	37
7.7.1 Общие положения	39
7.7.2 Соединения внахлестку	39
7.7.3 Длина нахлестки.....	40
7.7.4 Поперечная арматура в зоне нахлестки	41
7.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля.....	42
7.7.6 Механические соединения арматуры.....	44
7.8 Дополнительные правила для стержней большого диаметра.....	45
7.9 Пучок арматурных стержней	46
7.9.1 Общие положения	46
7.9.2 Анкеровка пучков.....	47
7.9.3 Соединения пучков внахлестку	47
7.10 Балки.....	48

7.10.1 Продольная арматура.....	48
7.10.2 Поперечная арматура.....	53
7.10.3 Арматура для восприятия кручения.....	55
7.10.4 Поверхностная арматура	56
7.11 Сплошные плиты	57
7.11.1 Арматура, работающая на восприятие изгибающих моментов	57
7.11.2 Поперечная арматура.....	59
7.12 Плоские плиты перекрытия	59
7.12.1 Плоские перекрытия над средними колоннами	59
7.12.2 Плоские перекрытия в зоне крайних и угловых колонн	60
7.12.3 Арматура в зоне продавливания.....	60
7.13 Колонны.....	62
7.13.1 Общие положения	62
7.13.2 Продольная арматура.....	62
7.13.3 Поперечная арматура.....	63
7.14 Стены.....	65
7.14.1 Общие положения	65
7.14.2 Вертикальная арматура	65
7.14.3 Горизонтальная арматура.....	65
7.14.4 Поперечная арматура.....	66
7.15 Балки-стенки.....	66
7.16 Фундаменты.....	66
7.16.1 Свайные ростверки	66
7.16.2 Фундаменты под колонны и стены	67
7.16.3 Распределительные балки	71
7.16.4 Фундаменты под колонны на скальной породе	72
7.16.5 Буронабивные сваи	72
7.17 Зоны с прерывистостью в геометрии или воздействиях	73
7.18 Связевые системы	73
7.18.1 Общие положения	73
7.18.2 Подбор сечений связей	74
7.18.3 Непрерывность и анкеровка связей.....	75
7.19 Сварные соединения арматуры и закладных деталей	76
8 ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ.....	76
8.1 Общие положения.....	76
8.2 Основополагающие требования к проектированию сборных железобетонных конструкций.....	77
8.3 Материалы	78
8.3.1 Бетон.....	78
8.4 Расчет конструкций	82
8.4.1 Общие положения	82
8.5 Особые правила расчета и конструирования	83
8.5.1 Моменты от защемления в плитах	83
8.5.2 Соединения между стеной и перекрытием.....	83
8.5.3 Системы перекрытий	84
8.5.4 Соединения и опорные части сборных элементов	85
8.5.5 Опорные устройства	88
8.5.6 Фундаменты стаканного типа	91
8.5.7 Системы связей	93

9 ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	93
9.1 Общие положения	93
9.2 Особые термины и определения	93
9.3 Основные требования по проектированию сборно-монолитных железобетонных конструкций	93
9.4 Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций по предельным состояниям по несущей способности ULS	95
9.4.1 Общие положения	95
9.4.2 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, по методу предельных усилий	96
9.4.3 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, с использованием упрощенных диаграмм деформирования бетона	107
9.4.4 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, с применением деформационной расчетной модели для сечений	109
9.4.5 Расчет элементов по прочности на основе стержневой модели (метод ферменной аналогии).....	111
9.4.6 Расчет элементов по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента (модель наклонных сечений)	114
9.4.7 Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил	121
9.4.8 Расчет прочности стыкового соединения при продольном сдвиге	122
9.4.9 Расчет сборно-монолитных элементов на выносливость	126
9.5 Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности SLS.....	128
9.5.1 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси конструкции (метод ядровых моментов).....	128
9.5.2 Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси конструкции ..	132
9.5.3 Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента ..	134
9.5.4 Расчет ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента ...	139
9.5.5 Расчет сборно-монолитных конструкций по деформациям	139
9.6 Конструктивные требования	144
9.6.1 Конструирование сборных элементов	144
9.6.2 Конструирование монолитной части сечения	155
10 ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ	158
10.1 Основные расчетные требования.....	158
10.2 Требования по защите зданий от прогрессирующего обрушения	170
10.3 Конструктивные требования	175
10.4 Анкеровка арматуры	184
10.5 Соединения арматуры.....	184
10.5.1 Стыки арматуры без сварки	184
10.5.2 Сварные соединения для арматуры.....	184
10.5.3 Механические стыковые соединения	185
10.6 Требования к гибочным операциям	185
11 КОНСТРУКЦИИ ИЗ НЕАРМИРОВАННОГО ИЛИ СЛАБОАРМИРОВАННОГО БЕТОНА.....	185
11.1 Общие положения	185
11.2 Материалы	186
11.2.1 Бетон: дополнительные расчетные предпосылки	186

11.3 Расчет конструкций: предельные состояния по несущей способности	186
11.4 Предельные состояния по несущей способности (ULS)	187
11.4.1 Сопротивление изгибу и осевому усилию.....	187
11.4.2 Местное разрушение.....	187
11.4.3 Поперечное усилие	188
11.4.4 Кручение	189
11.4.5 Предельные состояния по несущей способности, вызванные деформацией конструкции (продольный изгиб).....	189
11.5 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (SLS)	191
11.6 Конструирование элементов и отдельные правила	191
11.6.1 Конструктивные элементы.....	191
11.6.2 Швы бетонирования	192
11.6.3 Ленточные и отдельные фундаменты	192
ПРИЛОЖЕНИЕ А (обязательное)	193
ПРИЛОЖЕНИЕ Б (информационное)	198
ПРИЛОЖЕНИЕ В (информационное)	203
ПРИЛОЖЕНИЕ Г (информационное)	210
ПРИЛОЖЕНИЕ Д (информационное)	260
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж (информационное)	267

ВВЕДЕНИЕ

Пособие содержит положения по конструированию и проектированию бетонных и железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений из тяжелых и мелкозернистого бетонов классов по прочности на сжатие от $C^8/10$ до $C^{90}/105$ без предварительного напряжения арматуры и эксплуатируемых в климатических условиях Республики Казахстан.

Целесообразность разработки нормативно технического пособия обусловлена необходимостью установления единых требований к надежности и долговечности сборных, сборно-монолитных и монолитных железобетонных конструкций независимо от их отраслевого назначения.

В каждом разделе Пособия даны примеры расчета элементов наиболее типичных случаев, встречающихся в практике проектирования.

Разработанный нормативно технический документ приведен в соответствие с основными принципами Еврокода-2 [СН РК EN 1992-1-1:2004/2011].

В Пособии не приведены особенности проектирования конструкций статически неопределимых, а также некоторых сооружений (труб, мостов, силосов и др.), в частности не рассмотрены вопросы, связанные с определением усилий в этих конструкциях. Эти вопросы освещаются в соответствующих Пособиях и Рекомендациях. Единицы физических величин, приведенные в Пособии, соответствуют „Перечню единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве“.

Пособие основано на анализе материалов и разработок стран ближнего и дальнего зарубежья и их гармонизации с основными положениями Еврокода-2.

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

**ҚҰРАМА, ҚҰРАМА-МОНОЛИТТІК ЖӘНЕ МОНОЛИТТІК
ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ, СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ И МОНОЛИТНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Дата введения – 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно техническое пособие распространяется на проектирование сборных, сборно-монолитных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений, выполняемых из тяжелого и мелкозернистого бетонов классов по прочности на сжатие от $C^8/10$ до $C^{90}/105$ без предварительного напряжения арматуры и эксплуатируемых в климатических условиях Республики Казахстан.

1.2 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, изготовляемые из легкого, 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

В настоящем нормативно техническом пособии использованы ссылки на следующие нормативные документы:

1. СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий;
2. СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы строительного проектирования;
3. СН РК EN 1991-1-1 Воздействия на конструкции Часть 1-1 Общие воздействия Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания;
4. СН РК EN 1991-1-3 Воздействия на конструкции Часть 1-3 Общие воздействия Снеговые нагрузки;
5. СН РК EN 1991-1-4 Воздействия на конструкции Часть 1-4 Общие воздействия Ветровые нагрузки;
6. СН РК EN 1991-1-5 Воздействия на конструкции Часть 1-5 Общие воздействия Температурные воздействия;

7. СН РК EN 1991-1-6 Воздействия на конструкции Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ;

8. ИСО 3898:1997 Основные положения проектирования конструкций. Условные обозначения. Основные символы;

9. СТ РК EN 206-1:2000 «Бетон. Определение, свойства, производство и соответствие»;

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

11. ИСО 1920-2.2 Испытание бетонной смеси. Часть 2: Свойства свежееуложенной бетонной смеси;

12. СТ РК EN 12350/2011 Испытания незатвердевшего бетона;

13. СТ РК EN 12390-1:2000/2011 Испытания затвердевшего бетона;

14. СТ РК EN 12504/2011 Испытания бетона в конструкциях;

15. СТ РК EN 10080:2005/2011 Арматурная сталь для бетона;

16. СТ РК EN ISO 15630-3:2002/2011 Сталь для армирования и предварительного напряжения бетона Методы испытаний Часть 1 Арматурные стержни, катанка и проволока.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем нормативно техническом пособии действуют термины и определения стандарта EN 1990:

Арматура (fittings; fixtures) – 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 (structural reinforcement) – арматура, устанавливаемая по конструктивным соображениям без расчета.

Арматура рабочая (principal reinforcement) – арматура, назначаемая по расчету.

Балочно-блочное перекрытие – состоит из сборных ребер (или балок) с заполнением между ними, выполненным из блоков, керамических полых камней и других форм несъемной опалубки, с верхним монолитным слоем или без него.

Воздействия (action (F)):

–силы, приложенные непосредственно к конструкции 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*».

Диафрагма (diaphragm) – плоский элемент, который подвергается действию сил в своей плоскости; может состоять из нескольких сборных изделий, соединенных вместе.

Каркас арматурный (reinforcement cage) – объемный арматурный элемент, образованный путем соединения арматурных сеток или отдельных стержней. Способ соединения и взаимное расположение арматурных сеток должны соответствовать требованиям проектной документации.

Класс арматуры по прочности на растяжение – показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой S и числом, соответствующим характерному сопротивлению арматуры в МПа (Н/мм²) (например, St240).

Класс бетона по прочности – количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемая буквой C и числами, выражающими значения характерного сопротивления и гарантированной прочности в Н/мм² (МПа), например, C¹²/15 (перед чертой – значение характерного сопротивления f_{ck} , Н/мм², после черты – гарантированная прочность бетона $f_{c, cube}^G$, Н/мм²).

Конструкции бетонные (concrete structures) – 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 (reinforced concrete structures) – 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 сборные – строительные конструкции, изготавливаемые на предприятиях и используемые при возведении зданий и сооружений.

Конструкции железобетонные сборно-монолитные (precast and cast - in - situ structures) – строительные 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 железобетонные монолитные – строительные конструкции, основные части которых выполнены в виде единого (монолита) непосредственно на месте возведения здания и сооружения.

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 характерных 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 бетона по плотности – отвечает гарантированному значению объемной массы бетона в кг/м^3 , обозначается буквой D и числом, выражающим значение объемной массы бетона (например, D2000) и устанавливаемой в соответствии с требованиями стандартов.

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

Надежность конструкции (reliability) – 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.

Отдельный сборный элемент – элемент, для которого в случае разрушения не доступны дополнительные средства передачи нагрузки.

Переходная расчетная ситуация – в конструкции из сборных элементов относится к:

- распалубке;
- транспортированию к месту хранения;
- хранению (условия опирания и воздействия);
- транспортированию на строительную площадку;
- установке (подъему);
- монтажу (сборке).

Прочность бетона на осевое сжатие f_c – максимальные сжимающие напряжения в бетоне при одноосном напряженном состоянии, соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования.

Прочность бетона на осевое сжатие, гарантированная $f_{c, cube}^G$ – прочность, определяемая при осевом сжатии кубов размером $150 \times 150 \times 150$ мм с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, гарантируемая производителем в соответствии с действующими стандартами.

Сетка арматурная (reinforcing mesh; reinforcing fabric) – 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.

Сборный элемент (precast [prefabricated] building component) – элемент, который изготавливается на заводе, или на полигоне, или в другом месте, отличном от окончательного положения в конструкции, защищенный от неблагоприятных погодных воздействий.

Сборное изделие – сборный элемент, который изготавливается согласно специальному стандарту CEN.

Связь (bracing) – в контексте конструкций из сборных элементов, связь – это растянутый элемент, фактически непрерывный, размещенный в перекрытии, стене или колонне.

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

Ситуация расчетная – совокупность физических условий, касающихся определенного периода времени, для которого следует подтверждать расчетом, что предельное состояние конструкции не будет превышено.

Сопротивление арматуры характеристическое f_{yk} ($f_{0,2k} = f_{pk}$) – гарантируемое производителем значение физического либо условного предела текучести арматуры с обеспеченностью 0,95 согласно соответствующим стандартам.

Сопротивление арматуры расчетное f_{yd} – прочность арматуры, принимаемая при расчетах конструкций и получаемая делением характерного сопротивления f_{yk} на частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s .

Сопротивление бетона осевому растяжению характеристическое f_{ctk} ($f_{ctk,0,05}$) – 5 % квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение.

Сопротивление бетона осевому растяжению среднее f_{ctm} – прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций

Сопротивление бетона осевому сжатию характеристическое f_{ck} – сопротивление осевому сжатию призм или цилиндров, назначенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, исходя из значений параметрического ряда классов бетона по его гарантированной прочности $f_{c,cube}^G$.

Сопротивление бетона осевому сжатию среднее f_{cm} – прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций.

Сопротивление бетона расчетное (сжатию – f_{cd} ; растяжению – f_{ctd}) – сопротивление бетона, принимаемое при расчетах конструкции по I и II группам предельных состояний и получаемое путем деления характеристических значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c .

Состояние предельное (limit state strength) – это такое состояние, при достижении которого конструктивная система или составляющий ее элемент перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям.

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

4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

В настоящем нормативно техническом документе используются единые символы и условные обозначения согласно ИСО 3898.

4.1 Обозначения

Прописные буквы латинского алфавита

Прописные буквы латинского алфавита

A	– площадь сечения;
A_c	– площадь сечения бетона;
A_{cc}	– площадь сечения бетона в сжатой зоне;
$A_{c,eff}$	– эффективная площадь растянутой зоны сечения;
A_{c0}	– площадь смятия;
A_{c1}	– площадь распределения при расчете на смятие;
A_{core}	– площадь сечения в пределах косвенного (кольцевого) армирования;
A_{crit}	– критическая площадь, заключенная внутри критического сечения;
A_{ct}	– площадь сечения бетона растянутой зоны;
A_d	– расчетное значение особого воздействия;
A_{load}	– площадь поверхности, к которой приложена сосредоточенная сила;
A_s	– площадь сечения ненапрягаемой арматуры;
A_{s1}	– площадь сечения растянутой либо наименее сжатой арматуры;
A_{s2}	– площадь сечения сжатой либо наименее растянутой арматуры;
A_{sf}	– площадь сечения арматуры в полке элемента таврового сечения;
$A_{s,tot}$	– полная площадь продольной арматуры в сечении;
A_{sw}	– площадь сечения поперечной арматуры;
B	– жесткость изгибаемого железобетонного элемента;
$E_{c,eff}$	– эффективный модуль упругости бетона (с учетом длительного действия нагрузки);
E_{cm}	– модуль упругости бетона;
$E_{cm,n}$	– модуль упругости бетона для нелинейных расчетов конструкций;
E_s	– модуль упругости арматуры;
F	– сила, воздействие;
F_c	– равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;
F_s	– равнодействующая усилий в арматуре;
H	– горизонтальное усилие (распор);
I	– момент инерции сечения;
I_c	– момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;
I_s	– момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;
M	– изгибающий момент;
M_{cr}	– момент, соответствующий образованию трещин;
M_{Rd}	– прочность сечения при изгибе;
M_{Ed}	– расчетный изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки;
$M_{Ed,x}$	– расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки, определенный относительно оси x ;
$M_{Ed,y}$	– то же, относительно оси y ;

- N – продольная сила;
 N_{cr} – осевая сила, приводящая к образованию трещин;
 N_{crit} – условная критическая продольная сила;
 N_p – продольное усилие предварительного обжатия;
 N_{Rd} – прочность сечения при действии продольного усилия;
 N_{Ed} – расчетная продольная сила от внешнего воздействия;
 $N_{Ed,z}$ – продольная сила от внешней нагрузки по направлению оси z ;
 $N_{Ed,lt}$ – расчетная продольная сила при практически постоянном сочетании нагрузок;
 Q – переменное воздействие;
 S – статический момент;
 S_1 – обозначение продольной арматуры соответственно:
 а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в растянутой зоне;
 б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у менее сжатой грани сечения;
 в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:
 – для внецентренно растянутых элементов – расположенной у более растянутой грани сечения;
 – для центрально-растянутых элементов – всей в поперечном сечении элемента;
 S_2 – обозначение продольной арматуры соответственно:
 а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в сжатой зоне;
 б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у более сжатой грани сечения;
 в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении и внецентренно растянутых элементов – расположенной у менее растянутой грани сечения;
 S_c – статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно центра тяжести растянутой арматуры;
 S_{cN} – статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно оси действия силы N_{Ed} , приложенной с эксцентриситетом e_{od} ;
 T_d – расчетное растягивающее усилие в продольной арматуре при проверке прочности наклонного сечения;
 T_{Rd1} – предельный крутящий момент, воспринимаемый сжатыми бетонными подкосами (прочность элемента на кручение по бетону);
 T_{Rd2} – предельный крутящий момент, воспринимаемый арматурой (прочность элемента на кручение по арматуре);
 T_{Ed} – расчетный крутящий момент, вызванный нагрузкой;
 V_{cd} – расчетная поперечная сила, воспринимаемая бетоном;
 $V_{Rd,c}$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном, в элементе, имеющем поперечное армирование;
 $V_{Rd,ct}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом, не имеющим поперечного армирования;

- $V_{Rd,max}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сжатыми подкосами при расчете наклонного сечения;
- $V_{Rd,sy}$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой в элементе, имеющем поперечное армирование;
- V_{Ed} – расчетная поперечная сила, вызванная нагрузкой;
- W_c – момент сопротивления бетонного сечения, рассчитанный как для линейного упругого материала.

Строчные буквы латинского алфавита

- a_{lim} – предельный (допустимый) прогиб;
- a_p – проскальзывание арматурного стержня в анкере;
- b'_{eff} – эффективная ширина полки тавровых сечений;
- b_j – ширина поверхности соединения (стыка) сборного элемента и монолитной части в сборно-монолитной конструкции;
- b_w – ширина стенки таврового сечения; расчетная ширина балки при расчетах на действие перерезывающих сил;
- d_g – максимальная крупность заполнителя;
- d – диаметр, полезная высота сечения;
- e_a – случайный эксцентриситет;
- e_e – расчетный эксцентриситет;
- e_o – начальный эксцентриситет продольной силы (без учета влияния прогиба) относительно центра тяжести приведенного сечения;
- e_{s1} – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры;
- e_{s2} – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сжатой арматуры;
- f_c – прочность бетона на сжатие при одноосном напряженном состоянии;
- $f_c^G, cube$ – гарантированная прочность бетона;
- f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию для железобетонных конструкций;
- f_{ck} – характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию;
- f_{cm} – прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций;
- f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций;
- f_{ctk} – характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению, соответствующее 5% квантилю статистического распределения прочности $f_{ctk,0,05}$;
- $f_{ctk,0,95}$ – 95% квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение;
- f_{ctm} – прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций;
- f_{cud} – расчетное сопротивление бетона смятию;
- f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;
- $f_{yk}(f_{0,2k})$ – характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры;

f_{ywd}	– расчетное сопротивление поперечной арматуры;
h'_f	– высота (толщина) полки таврового сечения;
k_f	– коэффициент, учитывающий неравномерность бокового обжатия бетона при расчете на смятие;
k_u	– коэффициент эффективности бокового обжатия бетона при расчете на смятие;
l_b	– базовая длина анкеровки арматуры;
l_{col}	– расстояния между точками закрепления стойки (колонны);
l_{core}	– диаметр ядра бетонного кольцевого сечения;
l_{eff}	– расчетный пролет;
l_n	– пролет в свету между опорами;
l_o	– расчетная длина стойки;
n_w	– число поперечных стержней в сечении;
s	– шаг поперечной арматуры;
s_e	– расстояние между стержнями арматуры в свету;
s_f	– расстояние между стержнями поперечной арматуры в полке таврового сечения;
s_n	– расстояние между каркасами (сетками) косвенного армирования в зоне сжатия или шаг спирали;
s_{rm}	– среднее расстояние между трещинами;
t	– ширина опоры; продолжительность действия нагрузки; эффективная толщина стенки коробчатого сечения;
u	– периметр;
v	– единичная поперечная сила;
v_{Ed}	– расчетная поперечная сила на единицу длины;
w_k	– расчетная ширина раскрытия трещин;
w_{lim}	– предельно допустимая ширина раскрытия трещин;
x	– высота сжатой зоны сечения, а также расстояние от рассматриваемого сечения до точки приложения усилия;
x_{eff}	– эффективная высота условной сжатой зоны сечения, рассчитанная при допущении прямоугольной эпюры распределения напряжений в сжатой зоне;
$x_{eff,lim}$	– граничное значение высоты условной сжатой зоны;
z	– плечо внутренней пары сил.

Буквы греческого алфавита

α	– угол, коэффициент, а также отношение модуля упругости стали E_s к модулю упругости бетона E_{cm} ;
α_e	– отношение модуля упругости стали E_s к эффективному модулю упругости бетона $E_{c,eff}$;
α_k	– коэффициент, учитывающий влияние условий нагружения и опирания элемента при расчете прогибов;
α_t	– коэффициент линейного температурного расширения;
γ	– частный коэффициент безопасности;

γ_c	—частный коэффициент безопасности для бетона;
γ_s	—частный коэффициент безопасности для арматуры;
γ_F	—частный коэффициент безопасности для воздействия;
δ	—отношение моментов до и после перераспределения, а также — коэффициент;
ε_c	—относительная деформация бетона;
ε_{c1}	—относительная деформация бетона, соответствующая прочности на сжатие f_c ;
$\varepsilon_{c2}, \varepsilon_{c3}$	—относительная деформация бетона, соответствующая расчетному сопротивлению бетона $\alpha \cdot f_{cd}$;
$\varepsilon_{cs,\infty}$	—предельное значение усадки бетона;
$\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{cu2}, \varepsilon_{cu3}$	—относительные деформации, соответствующие предельной сжимаемости бетона;
ε_s	— относительная деформация арматуры;
ε_{sm}	— средняя относительная деформация арматуры для элемента с трещинами;
$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$	— значение усадки бетона к моменту времени $t > t_0$;
ε_{sR}	— относительные деформации арматуры, соответствующие разрыву;
ε_{su}	— предельное значение относительной деформации арматуры при растяжении;
ε_{yd}	— относительные деформации арматуры, соответствующие пределу текучести;
ζ	— отношение x/d , а также коэффициент;
η	— коэффициент;
θ	— угол;
ν_c	— коэффициент поперечных деформаций бетона (Пуассона);
ν_{cu}	— корректирующий коэффициент для определения расчетной прочности бетона в случае действия местных нагрузок;
ρ_l	— коэффициент продольного армирования;
ρ_r	— коэффициент армирования, отнесенный к эффективной площади растянутого бетона;
ρ_w	— коэффициент поперечного армирования;
σ	— нормальные напряжения;
σ_c	— нормальные сжимающие напряжения в бетоне;
σ_{cg}	— напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от собственного веса конструкции;
σ_{cN}	— напряжения в бетоне, вызванные внешней продольной силой;
σ_{cR}	— допускаемые напряжения в бетоне при действии многократно-повторяющейся нагрузки;
σ_{ctm}	— средние растягивающие напряжения в бетоне;
σ_N	— напряжения, вызванные внешней силой, нормальной к плоскости стыка в сборно-монолитной конструкции;
σ_s	— напряжения в арматуре;
$\Delta\sigma_{sR}$	— допустимая область изменения напряжений в арматуре при многократно-повторяющихся нагрузках;
τ	— касательные напряжения;

τ_{Rd}	– расчетное сопротивление бетона срезу;
τ_{Rdj}	– расчётное сопротивление сдвигу стыкового соединения (контакта);
τ_{Sdj}	– продольные сдвигающие напряжения в плоскости стыкового соединения (контакта) сборно-монолитных конструкций, вызванные действием расчетных нагрузок;
$\varphi(t, t_0)$	– коэффициент ползучести для бетона в интервале времени от t_0 до t ;
$\varphi(\infty, t_0)$	– предельное значение коэффициента ползучести для бетона;
φ	– коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета и гибкости;
ω_u	– коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии;
$\omega_{u,max}$	– предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии;
\varnothing	– диаметр арматурного стержня.

4.2 Единицы измерения

В расчетах, выполняемых в соответствии с требованиями настоящего нормативно технического пособия, следует использовать следующие единицы измерения:

- силы и нагрузки – кН, кН/м, кН/м²;
- плотность – кг/м³;
- напряжения и прочность – Н/мм² (МПа);
- момент (изгибающий, крутящий) – кН·м.

5 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям

5.1.1 Проектирование бетонных и железобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с общими правилами, приведенными в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 с учетом дополнительных требований к железобетонным конструкциям, установленных в настоящем пособии.

5.1.2 Бетонные и железобетонные конструкции всех типов должны удовлетворять требованиям по безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности, а также дополнительным требованиям, указанным в задании на проектирование.

5.1.3 Для удовлетворения требованиям по безопасности конструкции должны иметь такие начальные характеристики, чтобы при различных расчетных воздействиях в процессе строительства и эксплуатации зданий и сооружений были исключены разрушения любого характера, связанные с риском причинения вреда жизни или здоровью граждан, имуществу, окружающей среде.

5.1.4 Для удовлетворения требованиям по эксплуатационной пригодности конструкция должна иметь такие начальные характеристики, чтобы с надлежащей степенью надежности при различных расчетных воздействиях не происходило образование или чрезмерное раскрытие трещин, а также не возникали чрезмерные перемещения, колебания и другие повреждения, затрудняющие нормальную эксплуата-

цию (нарушение требований к внешнему виду конструкции, технологических требований по нормальной работе оборудования, механизмов, конструктивных требований по совместной работе элементов и других требований, установленных при проектировании).

Требования по отсутствию трещин предъявляют к железобетонным конструкциям, у которых при полностью растянутом сечении должна быть обеспечена непроницаемость (находящихся под давлением жидкости или газов, испытывающих воздействие радиации и т.п.), к уникальным конструкциям, к которым предъявляют повышенные требования по долговечности, а также к конструкциям, эксплуатируемым при воздействии сильно агрессивной среды.

В остальных железобетонных конструкциях образование трещин допускается, и к ним предъявляют требования по ограничению ширины раскрытия трещин.

5.1.5 Для соответствования требованиям по долговечности необходимо назначать такие начальные показатели качества железобетонной конструкции, чтобы с заданной степенью надежности в течение установленного периода эксплуатации (класса ответственности) она соответствовала бы требованиям по безопасности и эксплуатационной пригодности при самых неблагоприятных возможных комбинациях воздействий (длительное действие нагрузки, неблагоприятные климатические и технологические воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и т. п.).

5.1.6 Железобетонные конструкции необходимо проектировать с учетом технологических особенностей и требований, предъявляемых при изготовлении, транспортировании и монтаже в соответствии с действующими нормативными документами.

5.1.7 Безопасность, эксплуатационная пригодность, долговечность элементов бетонных и железобетонных конструкций следует обеспечивать выполнением:

- требований к бетону и арматуре;
- требований к расчетам конструкций;
- конструктивных требований;
- технологических требований;
- требований по эксплуатации

5.2 Общие требования к проектированию бетонных и железобетонных конструкций

5.2.1 Расчет и конструирование конструкций необходимо производить таким образом, чтобы они:

- с заданным уровнем безопасности воспринимали все возможные воздействия в процессе возведения (изготовления), эксплуатации и реконструкции, обладая должной долговечностью;
- с гарантированной надежностью соответствовали установленным к ним требованиям по нормальной эксплуатации.

5.2.2 Конструкции должны удовлетворять условию полного отсутствия потенциальных повреждений, либо условию когда эти повреждения ограничены до

допустимого уровня путем исключения риска, которому подвержена конструкция при эксплуатации.

5.2.3 Обеспечить надежность конструкции необходимо соответствующим выбором рациональных конструктивных систем и материалов; дополненными конструктивными требованиями и контролем, выполняемым при возведении конструкции в соответствии с проектом; проверочными расчетами условий, показывающих, что расчетные условия метода предельных состояний не превышены.

5.2.4 Проектирование конструкции должно проводиться таким образом, чтобы в течение установленного периода эксплуатации она удовлетворяла требованиям по назначению с учетом условий эксплуатации и ремонтпригодности.

5.2.5 Надежность бетонных и железобетонных конструкций при проектировании необходимо определять полувероятностным методом расчета путем использования расчетных характеристик бетона и арматуры, расчетных значений воздействий, установленных с помощью соответствующих частных коэффициентов безопасности по характеристическим значениям этих характеристик, с учетом класса по степени ответственности зданий и сооружений.

5.2.6 Характеристические значения воздействий следует принимать с учетом их статической изменчивости. В зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации, расчетные значения воздействий и их сочетания следует определять по приложению А.

5.2.7 Необходимо учитывать статистическую изменчивость свойств материалов и массивность конструкции при определении характеристических значений характеристик материалов.

5.2.8 В зависимости от расчетной ситуации и от опасности достижения установленного предельного состояния путем задания коэффициентов безопасности по бетону и арматуре необходимо устанавливать уровень надежности расчетных значений характеристик материалов.

5.2.9 Допускается производить расчет бетонных и железобетонных конструкций при назначенном уровне надежности на основе полного вероятностного расчета при наличии необходимых и достаточных данных об изменчивости базовых факторов, входящих в расчетные зависимости.

5.3 Расчетные ситуации

5.3.1 Основные расчетные ситуации следует определять с учетом условий, при которых бетонная и железобетонная конструкция должна выполнять свои функции

При расчете конструкций должны рассматриваться следующие расчетные ситуации:

- постоянные расчетные ситуации, соответствующие нормальным условиям эксплуатации сооружения;
- переходные расчетные ситуации, соответствующие условиям, ограниченным во времени, например, в процессе строительства или ремонта;
- аварийные расчетные ситуации, относящиеся к исключительным условиям

или случаям, в процессе которых сооружение подвергается, например, пожару, взрыву, удару или последствиям локального разрушения;

- сейсмические расчетные ситуации, соответствующие сейсмическим воздействиям на сооружение.

5.3.2 Допускается производить расчет конструкции для переходных ситуаций, которые возникают, например:

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

5.3.3 Выбранные расчетные ситуации должны в достаточном объеме учитывать все условия, которые могут возникать в процессе производства работ и эксплуатации сооружения.

5.4 Нагрузки и воздействия

5.4.1 Воздействия, в зависимости от их изменения во времени, подразделяются на:

- постоянные воздействия (G), например, собственный вес несущих конструкций, встроенного оборудования, дорожных покрытий, и косвенные воздействия, вызванные усадками и неравномерными осадками;
- переменные воздействия (Q), например, нагрузки, приложенные к междуэтажным перекрытиям, балкам и крыше, ветровые воздействия или снеговые нагрузки;
- аварийные воздействия (A), например, взрывы или удар транспортного средства.

5.4.2 Некоторые воздействия, в зависимости от местоположения участка, например, сейсмические или снеговые, могут рассматриваться как аварийные и/или как переменные воздействия.

5.4.3 Нагрузки, вызванные гидростатическими воздействиями, могут рассматриваться как постоянные и/или переменные в зависимости от изменения их величины во времени.

5.4.4 Воздействия подразделяются также:

- по их происхождению – прямые или косвенные;
- по изменению их пространственного распределения – фиксированные или свободные;
- по их природе или реакции сооружения – статические или динамические.

5.4.5 Воздействие должно быть описано моделью, при этом его величина в большинстве случаев выражается одним скаляром, который может иметь несколько репрезентативных значений.

5.4.6 Характеристические значения воздействий следует принимать согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, а значения соответствующих частных коэффициентов

безопасности по нагрузке согласно приложению А настоящих пособия. Характеристические значения воздействий допускается принимать по согласованию с заказчиком, но не менее значений, установленных СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Расчетные значения воздействий и их комбинация следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации по приложению А.

5.5 Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций

5.5.1 Расчеты бетонных и железобетонных конструкций необходимо производить согласно требованиям по методу предельных состояний.

5.5.2 Расчет по предельным состояниям следует выполнять с помощью расчетных моделей сооружений и воздействий, соответствующих рассматриваемым предельным состояниям.

5.5.3 Расчеты следует выполнять для всех соответствующих расчетных ситуаций и расчетных случаев нагружения.

5.5.4 Для соответствия требованиям п. 5.5.1 следует применять метод расчета с частными коэффициентами.

5.5.6 Расчеты должны обеспечивать надежность зданий или сооружений в течение всего срока их службы, а также при производстве работ в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ним.

5.5.7 Расчеты по предельным состояниям несущей способности (ULS) включают:

- расчет по прочности;
- расчет по устойчивости формы (для тонкостенных конструкций);
- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание).

5.5.8 Расчеты по прочности, а также по выносливости бетонных и железобетонных конструкций производятся из условия, по которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях от возможных комбинаций расчетных воздействий не должны превышать соответствующих предельных значений, установленных действующими нормативными документами.

5.5.9 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 на отдельные виды конструкций.

5.5.10 Расчеты по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности (SLS) включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

При расчете конструкции по предельным состояниям эксплуатационной пригодности 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 характеристик материалов.

5.5.11 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по образованию трещин следует производить из условия, по которому усилия, напряжения, деформации в конструкциях от возможных комбинаций расчетных воздействий не должны превышать соответствующих предельных значений, воспринимаемых конструкцией при образовании трещин.

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

В соответствии с действующими нормативными документами для конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных условиях, следует предусматривать дополнительные мероприятия по защите от коррозии.

Таблица 5.1 – Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещины

Класс по условиям эксплуатации по табл. 4.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011	Железобетонные элементы
	Квазипостоянная комбинация нагрузок по приложению А
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4, XF1, XF3	0,3
XA1, XA2, XD1, XD2, XF2	по действующим нормам

5.5.13 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия, по которому прогибы, углы поворота, перемещения и амплитуды колебания конструкций от возможных комбинаций расчетных воздействий не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений.

6 МАТЕРИАЛЫ

6.1 Требования к бетону. Общие положения

6.1.1 Выбор соответствующего вида и класса бетона с его техническими характеристиками выполняют с учетом требований стандартов, предъявляемых к бетонным и железобетонным конструкциям.

6.1.2 Соответствующими стандартами устанавливают основные технические показатели бетона:

- класс по прочности на сжатие C , указываемый в проекте во всех случаях;
- марка по морозостойкости F , назначается для конструкций, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию;

- марка по водонепроницаемости W, назначается для конструкций, к которым предъявляют требования непроницаемости (резервуары, напорные трубы...);
- марка по средней плотности D, назначается для конструкций, к которым предъявляют требования теплоизоляции (помимо прочности).

6.1.3 В зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий их эксплуатации бетон должен удовлетворять специальным требованиям: по жаростойкости при длительном воздействии высоких температур, коррозионной стойкости при агрессивном воздействии среды, стойкости при биологических воздействиях и т.п. Необходимые показатели качества бетона устанавливаются при проектировании конструкций в соответствии с классом по условиям эксплуатации.

6.2 Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные сопротивления

6.2.1 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций следует применять конструкционные бетоны по СТ РК EN 206 следующих классов по прочности на сжатие:

- тяжелые: $C^8/10$; $C^{12}/15$; $C^{16}/20$; $C^{20}/25$; $C^{25}/30$; $C^{30}/37$; $C^{35}/45$; $C^{40}/50$; $C^{45}/55$; $C^{50}/60$; $C^{60}/75$; $C^{70}/85$; $C^{80}/95$; $C^{90}/105$;
- мелкозернистые:
 - группы А (естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем крупности св. 2,0): в том же диапазоне до $C^{35}/45$ включительно;
 - группы Б (то же, с модулем крупности 2,0 и менее): в том же диапазоне до $C^{25}/30$ включительно.

При оптимизации конструкции по расходу цемента допускается применение бетона промежуточных классов по прочности на сжатие.

Примечание Группа мелкозернистого бетона должна указываться в рабочих чертежах конструкции.

6.2.2 Класс бетона по прочности на сжатие – важнейший классификационный показатель – рекомендуется принимать:

- при расчете железобетонных элементов из тяжелого бетона на воздействие многократно повторяющейся нагрузки – не ниже $C^{12}/15$;
- для сильно нагруженных железобетонных сжатых стержневых элементов (например, при значительных крановых нагрузках для колонн промзданий, для колонн нижних этажей многоэтажных зданий) – не ниже $C^{20}/25$;
- для железобетонных сжатых стержневых элементов из тяжелого и мелкозернистого бетонов – не ниже $C^{12}/15$;
- для изгибаемых элементов (без предварительного напряжения) – не ниже $C^{12}/15$.

6.2.3 Наперед заданные класс и марку бетона определяют соответствующим подбором состава бетонной смеси с обязательным последующим испытанием контрольных образцов.

Исходя из сущности железобетона, бетон должен работать на сжатие. Высокое сопротивление бетона сжатию – наиболее ценное его свойство.

6.2.4 При расчетах бетонных и железобетонных конструкций применяются базовые прочностные характеристики бетона:

- характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck} ;
- характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению f_{ctk} .

Характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению f_{ctk} при необходимости определяют путем испытания в соответствии со стандартами, для инженерных расчетов может определяться по прочности бетона на сжатие.

6.2.5 При проектировании сборных, монолитных и сборно - монолитных железобетонных конструкций следует дополнительно указывать прочность бетона на сжатие, соответствующую характерному этапу изготовления конструкции (например, распалубочная прочность, отпускная прочность)

6.2.6 Среднюю прочность бетона на сжатие $f_{cm}(t)$ при стандартных условиях хранения в зависимости от возраста $t, сут$, допускается определять по формуле:

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

При тепловой обработке железобетонных элементов, среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте $t, сут$, $f_{cm}(t)$ допускается определять по формуле:

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + (f_{cm} - f_{cmp}) \cdot \frac{\log(t - t_p + 1)}{\log(28 - t_p + 1)}. \quad (6.2)$$

Значение коэффициента $\beta_{cc}(t)$ в формуле (6.1) вычисляется по формуле (6.3).

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[0,25 \left(1 - \sqrt{28t_1/t} \right) \right] \quad (6.3)$$

В формулах (6.1), (6.2) и (6.3):

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

f_{cmp} – средняя прочность бетона на сжатие после тепловой обработки в момент времени $t_p < t$;

f_{cm} – средняя стандартная прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут, принимаемая по таблице 6.1;

t – возраст бетона ($> 28 сут$);

$t_1 = 1 сут$; t_p – возраст бетона, сут, после окончания тепловой обработки.

Средняя прочность бетона на осевое растяжение в возрасте $t > 28 сут$ определяется аналогично прочности на сжатие по формулам (6.1, 6.2). Вместо средней прочности на сжатие в возрасте 28 сут в формулы подставляют среднюю прочность на осевое растяжение в возрасте 28 сут, при условии, если начальное влажное хранение конструкции не превышает 7 сут.

6.2.7 В соответствии с указанными в 6.2.1 нормированными классами бетона по прочности на сжатие, в Таблице 6.1 представлены характеристические сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению, а также значения его средней прочности на осевое сжатие и осевое растяжение.

6.2.8 Если повышенная прочность бетона на растяжение приводит к неблагоприятному эффекту (например, при расчете на действие вынужденных усилий и т. д.), в расчетах бетонных и железобетонных конструкций следует применять характеристическое

сопротивление бетона осевому растяжению $f_{ctk,0,95}$ (95% квантиль прочности на растяжение, см. таблицу 6.1).

6.2.9 Расчетные сопротивления бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} следует определять путем деления соответствующих характеристических сопротивлений бетона на частные коэффициенты безопасности, как записано формулами (6.4) и (6.5).

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c, \quad (6.4)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c, \quad (6.5)$$

Частные коэффициенты безопасности по бетону γ_c , принимаются равными:

- а) при расчете по предельным состояниям по несущей способности для неармированных (бетонных) и железобетонных конструкций – 1,5;
- б) при расчете по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности – 1,0.

6.3 Упругие деформации бетона

Для бетона, как упругопластического материала, деформации, линейно связанные с напряжениями, составляют только часть полных деформаций.

Упругие деформации бетона зависят от его вида, класса и технологических особенностей приготовления, включая марку бетонной смеси по удобоукладываемости. Настоящее нормативно техническое пособие устанавливает следующие базовые показатели, характеризующие упругие деформации бетонов:

- модуль упругости бетона E_{cm} (определяемый как тангенс угла наклона секущей, проведенной из начала координат через точку на диаграмме с напряжениями $\sigma_c = 0,4f_{cm}$), значения которого для тяжелых и мелкозернистых бетонов следует принимать по таблице 6.2.

Изменение модуля упругости бетона во времени $E_{cm}(t)$ может быть определено по формуле в зависимости от прочностных характеристик:

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \cdot \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3}, \quad (6.6)$$

где E_{cm} – модуль упругости бетона в возрасте 28 сут, определяемый по таблице 6.2;

$f_{cm}(t)$ – средняя прочность бетона на сжатие к моменту времени t , определяемая по формулам (6.1, 6.2);

f_{cm} – средняя прочность бетона в возрасте 28 сут, определяемая по таблице 6.1.

- коэффициент Пуассона $\nu_c = 0,20$;
- коэффициент линейного температурного расширения $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$.

6.4 Ползучесть и усадка бетона

6.4.1 При расчетах бетонных, железобетонных конструкций следует учитывать изменение свойств бетона во времени, а также усилия, напряжения и перемещения, связанные с развитием длительных процессов (усадки и ползучести). В расчетах железобетонных

конструкций допускается использовать предельные значения характеристики (коэффициента) ползучести и усадки.

6.4.2 Деформации ползучести бетона $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ для времени $t = \infty$ при постоянном напряжении сжатия σ_c , приложенном в возрасте бетона t_0 , равны:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c0}}. \quad (6.7)$$

Предельные значения коэффициента ползучести для бетона $\varphi(\infty, t_0)$ допускается принимать по графикам, приведенным на рисунке 6.1.

Предельные значения коэффициента ползучести для бетона $\varphi(\infty, t_0)$, полученные из графиков, приведенных на рисунке 6.1, применимы для расчетных ситуаций, когда уровень сжимающих напряжений в бетоне при первом нагружении в момент времени t_0 не превышает $0,45f_{cm}(t_0)$. Если сжимающие напряжения в момент времени t_0 превышают $0,45f_{cm}(t_0)$, следует выполнять модификацию значений коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ полученных по графикам, приведенным на рисунке 6.1, с учетом нелинейной ползучести по формуле

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp[1,5 - (k_\sigma - 0,45)], \quad (6.8)$$

где $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ – 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);

$f_{cm}(t_0)$ – средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t_0 , определяемая согласно п. 6.2.7.

6.4.3 При расчетах железобетонных конструкций в условиях сезонных колебаний температуры от минус 25 до 40°C и относительной влажности RH от 20 до 100 %, предельные значения коэффициента ползучести бетона $\varphi(\infty, t_0)$, можно принимать по графическим зависимостям, приведенным на рисунке 6.1.

6.4.4 Предельные значения коэффициента ползучести бетона $\varphi(\infty, t_0)$, устанавливаемые по графическим зависимостям, показанным на рисунке 6.1, могут использоваться для бетонов классов по прочности на сжатие не более C⁵⁵/67, для смесей, имеющих марки по удобоукладываемости П2 и П3. Для бетонных смесей других марок по удобоукладываемости значения коэффициентов ползучести $\varphi(\infty, t_0)$, полученные из графических зависимостей, приведенных на рисунке 6.1, 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.

Предельные значения коэффициентов ползучести $\varphi(\infty, t_0)$, полученные из рисунка 6.1 для бетонов классов по прочности на сжатие более C⁵⁵/67, следует умножать на поправочный коэффициент, равный 1,2.

6.4.5 Величину усадки бетона ε_{cs} следует определять по формуле

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd,s} + \varepsilon_{ca,s}, \quad (6.9)$$

где $\varepsilon_{cd,s}$ – часть усадки бетона, обусловленная испарением из него влаги;

$\varepsilon_{ca,s}$ – часть усадки бетона, обусловленная процессами твердения бетона.

Величину усадки бетона $\varepsilon_{cd,s}$ определяется следующим образом

$$\varepsilon_{cs,d} = \beta_{ds} \varepsilon_{cs,d,\infty}, \quad (6.10)$$

где $\varepsilon_{cd,s,\infty}$ – предельные значения части усадки, которые допускается определять по таблице 6.3;

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

$$\beta_{ds} = \left(\frac{(t-t_s)/t_1}{350(h_0/h_1)^2 + (t-t_s)/t_1} \right)^{0,5}, \quad (6.11)$$

t – возраст бетона, для которого рассчитывается величина части усадки;

t_s – возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона;

h_0 – приведенный размер поперечного сечения, мм, $h_0 = 2A_c/u$;

A_c, u – соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента, мм;

$h_1 = 100$ мм; $t_1 = 1$ сут.

Для бетонных смесей с марками по удобоукладываемости П2 и П3, предельные значения части усадки бетона $\varepsilon_{cs,d,\infty}$ можно применять из таблицы 6.3. Для бетонных смесей, имеющих другие марки по удобоукладываемости, значения $\varepsilon_{cs,d,\infty}$ 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 $\varepsilon_{cs,d,\infty}$ по таблице 6.3 допускается линейная интерполяция.

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

$f_{ck}/f_{c, cube}^G$	$\varepsilon_{cd,s,\infty}$ 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
40/50	–0,60	–0,56	–0,47	–0,29	–0,16	0,10
60/75	–0,48	–0,45	–0,38	–0,24	–0,13	0,08
80/95	–0,39	–0,36	–0,30	–0,19	–0,11	0,06
90/105	–0,35	–0,33	–0,27	–0,17	0,06	0,06
Примечание Знак «плюс» означает набухание бетона.						

6.4.6 Величину усадки бетона $\varepsilon_{ca,s}$, обусловленную процессами твердения бетона следует определять по формуле, где t – время, сут.

$$\varepsilon_{ca,s} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca,s,\infty} \quad (6.12)$$

где

$$\varepsilon_{ca,s,\infty} = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0 \text{ и} \quad (6.13)$$

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}); \quad (6.14)$$

6.5 Диаграммы деформирования (состояния) бетона при одноосном напряженном состоянии

6.5.1 Для описания обобщенных характеристик механических свойств бетона при одноосном напряженном состоянии следует использовать 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.

Диаграмма деформирования (состояния) бетона при осевом кратковременном сжатии изображена на рисунке 6.2 и представляет собой диаграмму криволинейного очертания с ниспадающей ветвью.

6.5.2 В условиях осевого кратковременного сжатия для описания полной диаграммы деформирования бетона устанавливающую связь между напряжениями и деформациями разрешается использовать следующую аналитическую зависимость

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (6.15)$$

где $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$ ($\varepsilon_{c1} < 0$); ε_{c1} – относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования, значение которой следует принимать по таблице 6.1;

$$k = 1,05 E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}};$$

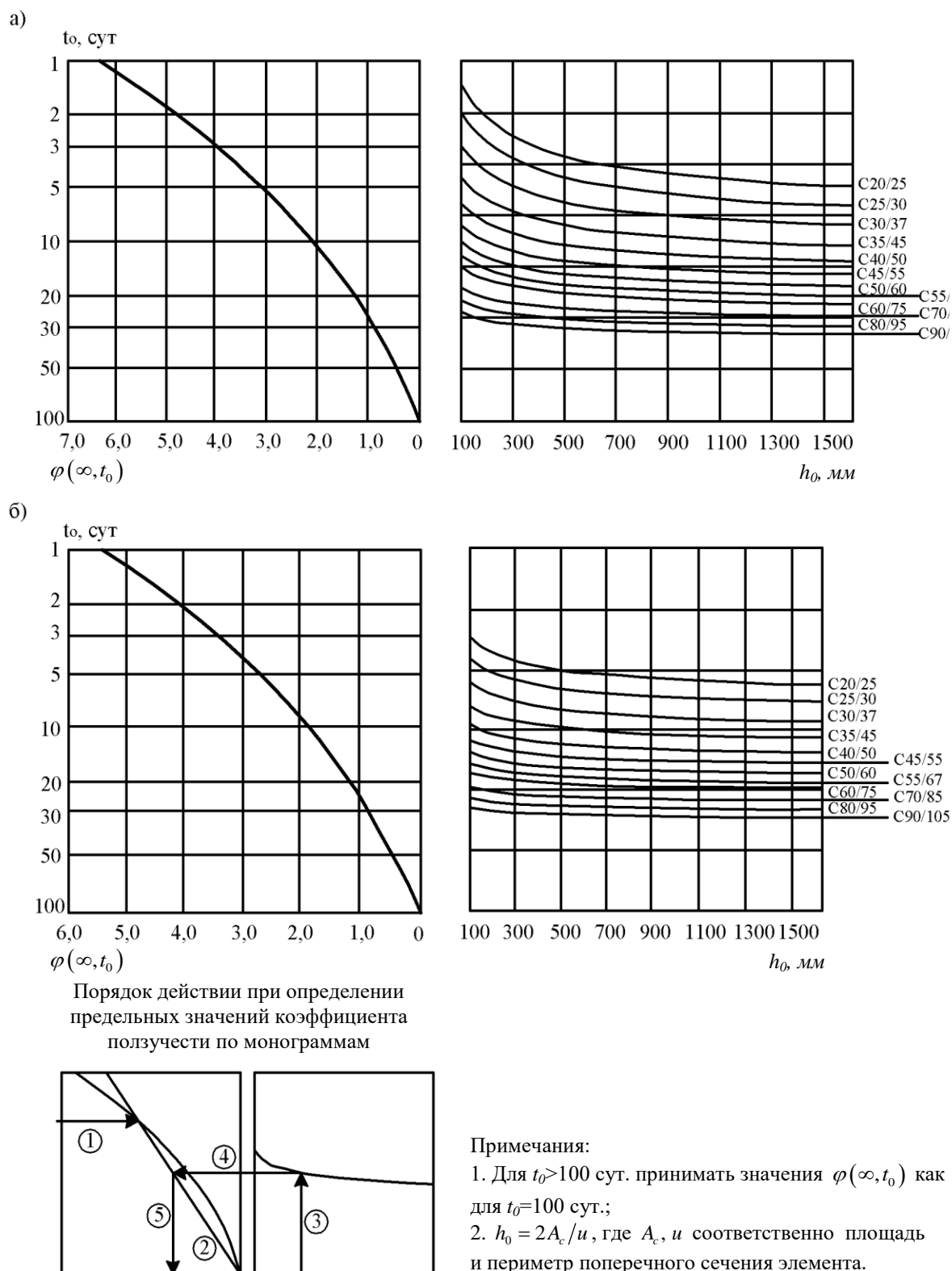
f_{cm} – средняя прочность бетона на осевое сжатие, принимаемая по таблице 6.1.

Таблица 6.1 –Прочностные и деформативные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие														
	$C^8/_{10}$	$C^{12}/_{15}$	$C^{16}/_{20}$	$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{35}/_{45}$	$C^{40}/_{50}$	$C^{45}/_{55}$	$C^{50}/_{60}$	$C^{55}/_{67}$	$C^{60}/_{75}$	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
$f_{ck}, МПа$	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_c^G, МПа$	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}, МПа$	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}, МПа$	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}, МПа$	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}, МПа$	1,55	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
$\varepsilon_{c1}, ‰$	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
$\varepsilon_{cu1}, ‰$	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
$\varepsilon_{c2}, ‰$	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
$\varepsilon_{cu2}, ‰$	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
n	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
$\varepsilon_{c3}, ‰$	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
$\varepsilon_{cu3}, ‰$	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
Примечание Для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k=2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_t=0,65 + 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_{c, cube}^G$.															

Таблица 6.2 – Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие														
	$C^8/_{10}$	$C^{12}/_{15}$	$C^{16}/_{20}$	$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{35}/_{45}$	$C^{40}/_{50}$	$C^{45}/_{55}$	$C^{50}/_{60}$	$C^{55}/_{67}$	$C^{60}/_{75}$	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
<i>ЖЗ, Ж4 СЖ1—СЖЗ</i>	—	—	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
<i>Ж1, Ж2</i>	—	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
<i>П1, П2</i>	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
<i>ПЗ—П5</i>	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39	—	—	—	—	—
<i>П5-Л1—П5-Л5</i>	19	22	25	26	28	29	32	35	—	—	—	—	—	—	—
<p><i>Примечания</i></p> <p>– При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями действующих нормативно технических документов с учетом ИСО 1920-2.2.</p> <p>– Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.</p> <p>– Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, приготовленных с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости следует умножать на коэффициент 0,85.</p> <p>– Для бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_{cm}, указанные в таблице 4.2, следует умножать на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:</p> <p>– ниже минус 20 до минус 40°С включ. —0,85;</p> <p>– ниже минус 5 до минус 20°С включ. —0,90;</p> <p>– минус 5°С и выше —0,95.</p>															



а – при $RH = 50\%$; б – при $RH = 80\%$

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

Зависимость (6.14) применима в интервале относительных деформаций $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}|$, где ε_{cu1} – значение предельных относительных деформаций бетона при сжатии, принимаемое по таблице 6.1.

Полную диаграмму деформирования (рисунок 6.2) для бетона в соответствии с аналитической зависимостью (6.15) рекомендуется использовать при нелинейных расчетах конструкций.

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

6.5.3 В качестве базовых точек при описании характеристических диаграмм деформирования бетона следует устанавливать точки в вершине диаграммы с напряжениями, равными характеристическим значениям сопротивления бетона осевому сжатию f_{ck} .

Нисходящий участок диаграммы деформирования необходимо при расчете ограничивать напряжением равным $\sigma_{cu} = k_u \cdot f_{ck}$, принимая значение коэффициента k_u :

а) для бетонов классов по прочности на сжатие менее $C^{55}/_{67}$, изготовленных из бетонных смесей марок по удобоукладываемости:

- П5 – 0,75;
- П3, П4 – 0,80;
- П1, П2, жесткостями Ж1—Ж4, СЖ1—СЖ3 – 0,85;

б) для высокопрочных бетонов классов по прочности на сжатие $C^{70}/_{85}$ и выше – 0,90;

Предельные значения относительных деформаций бетона ε_{cu1} , принимаемые в расчетах, не должны превышать значений, приведенных в таблице 6.1.

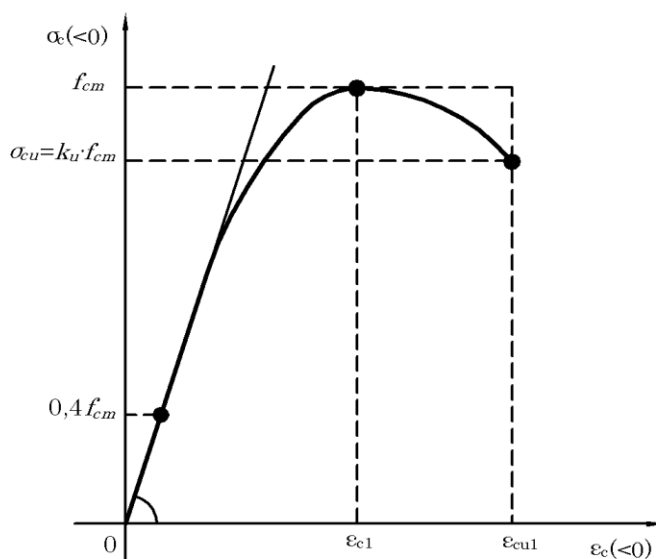


Рисунок 6.2– Диаграмма деформирования (состояния) бетона при осевом кратковременном сжатии

6.5.4 Расчетные значения напряжений в узловых точках диаграммы деформирования следует определять согласно указаниям п. 6.5.3, учитывая длительность действия нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и другие факторы, путем умножения расчетных значений бетона f_{cd} на коэффициент α_{cc} .

Значения коэффициента α_{cc} следует принимать:

- для бетона классов по прочности на сжатие не более $C^{50}/_{60}$ – 0,90;
- для высокопрочного бетона классов $C^{55}/_{67}$ и выше – 0,80.

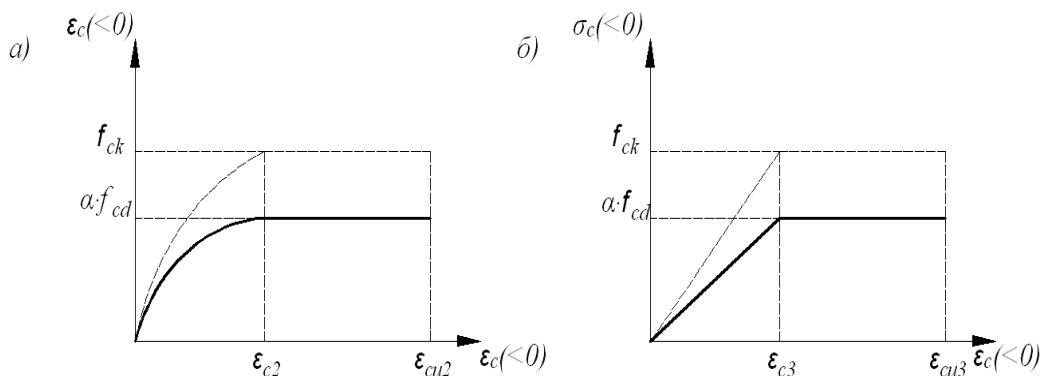
Расчетные сопротивления бетона сжатию f_{cd} для высокопрочных бетонов классов $C^{70}/_{85}$ и выше с коэффициентом α_{cc} следует умножать на дополнительный коэффициент λ , принимаемый по таблице 6.4.

Для высокопрочных бетонов классов по прочности на сжатие $C^{70}/_{85}$ и выше в интервале относительных деформаций $|\varepsilon_{c1}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}|$ расчетная диаграмма деформирования бетона (рисунок 6.3) имеет горизонтальный участок, соответствующий расчетному сопротивлению $\alpha_{cc} \cdot \lambda \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

Таблица 6.4 – Значения коэффициента λ

Класс бетона по прочности на сжатие	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
λ	0,95	0,93	0,91

В переходных расчетных ситуациях при расчете прочности сечений элементов сборных конструкций допускается принимать $\alpha_{cc} = 1$.



1 – характеристическая диаграмма; 2 – расчетная диаграмма
а – параболически-линейная; б – упрощенная билинейная

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

6.5.5 Параболически-линейную диаграмму (рисунок 6.3а) допускается применять при расчете прочности сечений железобетонных конструкций для которой взаимосвязь

между напряжениями и относительными деформациями описывается следующими формулами:

$$\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ при } 0 \leq |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c2}|, \quad (6.16)$$

$$\sigma_c = \alpha_{cc} \cdot f_{cd}, \text{ при } |\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu2}|, \quad (6.17)$$

где n – показатель степени, принимаемый по таблице 6.1;

ε_{c2} – относительные деформации, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме, принимаемые по таблице 6.1;

ε_{cu2} – расчетные предельные относительные деформации бетона, принимаемые по таблице 6.1;

f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию;

α_{cc} – коэффициент в соответствии с п.6.5.4, учитывающий длительность действия нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и другие факторы.

Допускается использовать эквивалентную упрощенную билинейную диаграмму деформирования бетона при сжатии (рисунок 6.3б) при расчете прочности сечений железобетонных конструкций. Значения относительных деформаций ε_{c3} и ε_{cu3} следует принимать по таблице 6.1.

6.5.6 Допускается использовать прямоугольную эпюру распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения при расчете прочности сечений железобетонных элементов, при выполнении следующих условий:

- простая форма сечения (например, прямоугольная, тавровая, двутавровая);
- арматура, сосредоточена у наиболее растянутой и наиболее сжатой грани конструкции;
- усилия, действуют в плоскости симметрии.

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

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (6.18)$$

где h – полная высота элемента, мм;

f_{ctm} – средняя прочность на осевое растяжение, принимаемая по таблице 6.1.

6.6 Требования к арматуре

6.6.1 Применяемые классы арматуры

В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру классов *St240*, *St400* и *St500*. По способу производства арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами. Допускается применять в качестве ненапрягаемой арматуры стержней периодического профиля и проволоку классов, установленных в приложении Ж.

6.6.2 Характеристические и расчетные сопротивления арматуры

6.6.2.1 Характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk}(f_{0,2k})$ — наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести, равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению, равному 0,2 %. Указанные контролируемые характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95.

6.6.2.2 Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} определяют путем деления характеристического сопротивления $f_{yk}(f_{0,2k})$ на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s принимаемый равным 1,15 для стержневой и 1,2 — для проволочной арматуры.

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.

Характеристики ненапрягаемой арматуры представлены в таблице 6.5.

Таблица 6.5 – Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класса арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	$k = f_{yk}/f_{yk}$	Характеристическое сопротивление $f_{yk}(f_{0,2k})$, Н/мм ²	Расчетное сопротивление $f_{yd}(f_{0,2d})$, Н/мм ²	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , Н/мм ²	
St240	5,5—40,0	Гладкая	1,5	240	209	167*	150
St400	6,0—40,0	Периодического профиля	1,5	400	348	279*	251
St500	3,0—40,0	Гладкая и периодического профиля	1,2	500	435(410)**	348*(328)**	313(295)**
* Для случая применения в вязаных каркасах. ** В скобках приведены значения для проволочной арматуры.							

6.6.3 Деформативные характеристики арматуры

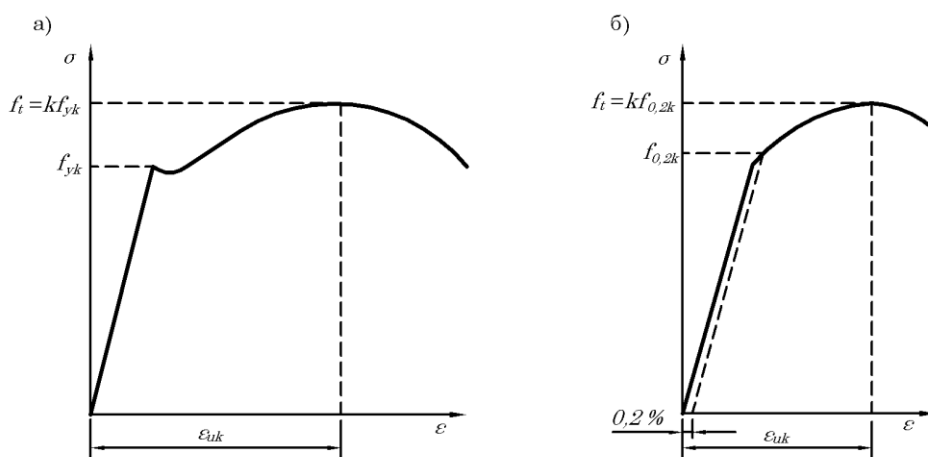
6.6.3.1 (3.2.3(1) СН РК EN) Арматура должна иметь адекватную пластичность, определяемую отношением прочности на растяжение к пределу текучести $\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$ и относительным удлинением при максимальной нагрузке ε_{uk} . На рисунке 6.4 приведены

диаграммы деформирования «напряжение–относительная деформация» для горячекатаных и холоднотянутых сталей.

6.6.3.2 Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для стержневой арматуры класса *St500* следует принимать в соответствии с диаграммой рисунка 6.5а.

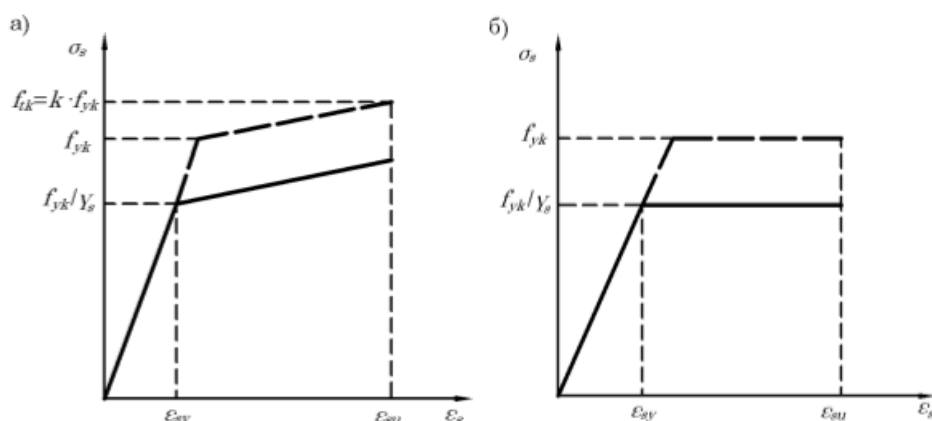
Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для арматуры классов *St240*, *St400* и проволочной арматуры класса *St500* следует принимать с горизонтальным участком от ε_{sy} до ε_{su} (рисунок 6.5б).

Модуль упругости арматуры E_s в интервале температур от минус 30 до плюс 200°С следует принимать равным 200 кН/мм².



а – для горячекатаной стали; б – для холоднотянутой стали

Рисунок 6.4 – Диаграммы «напряжение – относительная деформация» для арматурных сталей



f_{tk} – характеристическое значение временного сопротивления;

k – коэффициент, принимаемый по таблице 6.5

а – для стержневой арматуры класса *St500*; б – для арматуры классов *St240*, *St400* и проволочной арматуры класса *St 500*

Рисунок 6.5 – Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для ненапрягаемой арматуры

7 ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

7.1 Общие положения

7.1.1 Приведенные в настоящем разделе требования распространяются на конструкции со стержневой арматурой периодического профиля и сетками при преимущественно статической нагрузке. Они действительны для обычных зданий. Эти требования могут быть недостаточными для:

- элементов, подверженных динамической нагрузке, вызванной сейсмическими воздействиями или вибрацией машин, ударной нагрузкой;
- элементов, содержащих специально окрашенные, покрытые эпоксидной смолой или цинком стержни.

Дополнительные правила приведены для стержней больших диаметров.

7.1.2 [8.1(2)Р СН РК EN] Требования к минимальному защитному слою бетона должны быть удовлетворены [см. 4.4.1.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011].

7.1.3 Требования к надежности, эксплуатационной пригодности и долговечности конструкций выполняются посредством соблюдения правил данного раздела дополнительно к другим приведенным общим правилам.

7.1.4 Конструирование элементов должно соответствовать моделям, используемым для расчета.

7.1.5 Минимальная площадь арматуры должна устанавливаться во избежание хрупкого разрушения, чрезмерного раскрытия трещин, а также для восприятия усилий, вызванных ограничениями деформаций.

7.2 Расстояние между стержнями

7.2.1 Расстояние между стержнями должно обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси

7.2.2 Расстояние в свету (горизонтальное и вертикальное) между параллельными отдельными стержнями или горизонтальными слоями параллельных стержней должно быть не менее чем максимальное значение из: k_1 + наибольший диаметр стержня, $(d_g + k_2)$ мм или 20 мм, где d_g – размер наибольшего зерна заполнителя. Рекомендуемые значения: $k_1=1$ мм, $k_2=5$ мм.

7.2.3 При расположении арматуры горизонтальными слоями, стержни каждого отдельного слоя должны располагаться по вертикали друг над другом. Между вертикальными рядами стержней должно быть обеспечено достаточное расстояние для размещения наконечников глубинных вибраторов, обеспечивающих качественное уплотнение бетона.

7.2.4 При соединении стержней внахлестку возможно соприкосновение их друг с другом в пределах длины нахлестки. Подробнее см. 7.7.

7.3 Допустимые диаметры оправки для загибаемых стержней

7.3.1 Минимальный диаметр оправки, вокруг которой загибается стержень, определяется из условия предотвращения возникновения трещин от изгиба в стержне и исключения разрушения бетона от местного смятия внутри зоны загиба стержня.

7.3.2 Во избежание повреждения арматуры, диаметр оправки, вокруг которой загибается стержень, должен быть не менее $\varnothing_{m,min}$. Рекомендуемые значения $\varnothing_{m,min}$ приведены в Таблице 7.1.

7.3.3 Во избежание разрушения бетона внутри загиба, должны выполняться следующие условия:

- для анкеровки стержня достаточно длины $5\varnothing$ после окончания загиба (рисунок 7.1);
- анкеруемый стержень имеет достаточный защитный слой бетона и анкерующий поперечный стержень с диаметром не менее \varnothing , расположен внутри загиба;
- диаметр оправки не менее рекомендуемых значений, приведенных в Таблице 7.1.

В противном случае диаметр оправки необходимо проверить. $\varnothing_{m,min}$ должен приниматься в соответствии с выражением (7.1):

$$\varnothing_{m,min} \geq \frac{F_{bt} \cdot \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right)}{f_{cd}}, \quad (7.1)$$

где F_{bt} – растягивающая сила в предельном состоянии по несущей способности в стержне или группе стержней в месте сгиба;

a_b – для определенного стержня (или группы стержней) принимается равным половине расстояния между центрами тяжести стержней (или группы стержней) перпендикулярно плоскости загиба (половине шага стержней). Для стержня или группы стержней вблизи поверхности элемента a_b следует принимать равным защитному слою бетона плюс $\varnothing/2$;

f_{cd} – значение расчетного сопротивления для соответствующего класса бетона, но не большего, чем $C^{55}/67$.

Таблица 7.1 – Минимальный диаметр оправки во избежание повреждений арматуры и бетона

а) для стержней и проволоки

Диаметр стержня	Минимальный диаметр оправки для крюков, угловых крюков, петель (см. Рисунок 7.1)
$\varnothing \leq 16$ мм	$4\varnothing$
$\varnothing > 16$ мм	$7\varnothing$

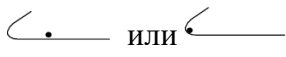
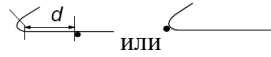
7.4 Анкеровка продольной арматуры

7.4.1 Общие положения

Арматурные стержни могут работать с полным расчетным сопротивлением только

при обеспечении надлежащей анкеровки. Анкеровка прямых стержней обеспечивается за счет сцепления арматуры периодического профиля с бетоном, анкеровка усиливается приваркой поперечных стержней и особыми приспособлениями (высаженными головками, приваренными на концах шайбами, коротышами и пр.) Для стержней периодического профиля нет необходимости устраивать крюки, лапки (загибы).

б) для сварных сеток, загибаемых после сварки

Минимальный диаметр оправки	
	
$5\varnothing$	<p>При $d \geq 3\varnothing$ $5\varnothing$</p> <p>При $d < 3\varnothing$ или положении прямого стержня совпадающим с местом сгиба: $20\varnothing$</p>
Примечание Размер оправки для загиба анкеруемого стержня при расположении анкерующего в пределах зоны загиба, может быть уменьшен до $5\varnothing$, если сварка выполняется согласно EN ISO 17660, приложение E.	

7.4.1.1 Арматурные стержни, проволока или сварные сетки из арматурной стали должны быть заанкерены таким образом, чтобы силы сцепления безопасно передавались на бетон, исключая образование продольных трещин и раскалывание. Если необходимо, следует предусматривать поперечную арматуру.

7.4.1.2 В сжатой зоне загибы и крюки не применяют, т.к. они не оказывают влияния на анкеровку.

7.4.1.4 Для предотвращения разрушения бетона в пределах загиба должны соблюдаться требования 7.3.3.

7.4.1.5 При использовании механических устройств для улучшения анкеровки продольной арматуры требования к испытаниям должны соответствовать стандартам на устройства или ЕТА.

7.4.2 Предельное напряжение сцепления

7.4.2.1 [8.4.2(1)Р СН РК EN] Напряжение сцепления должно быть достаточным для предотвращения разрушения от нарушения сцепления.

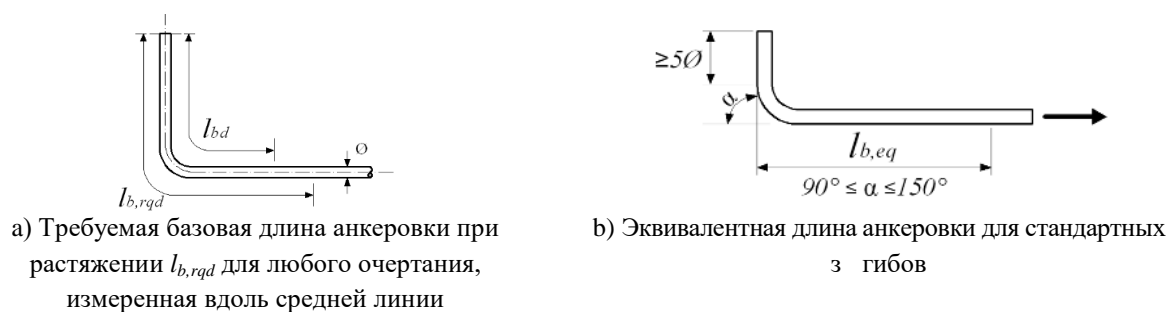


Рисунок 7.1 – Способы анкеровки рабочей продольной арматуры, отличающиеся от анкеровки прямого стержня

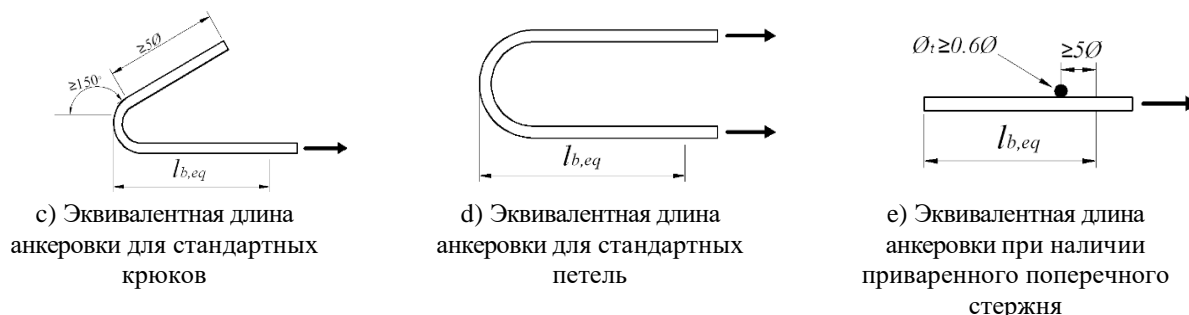


Рисунок 7.1 (продолжение)

7.4.2.2 Для стержней периодического профиля расчетное значение предельного напряжения сцепления f_{bd} определяется по формуле:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd}, \quad (7.2)$$

где f_{ctd} – расчетное значение предела прочности бетона при растяжении согласно 3.1.6.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. С учетом повышенной хрупкости высокопрочного бетона $f_{ctk,0,05}$ должно быть ограничено до значений для класса бетона $C^{60}/75$, если не может быть проверено, что средняя прочность сцепления увеличивается выше указанного предела;

η_1 – коэффициент, учитывающий качество условий сцепления и положение стержней во время бетонирования (см. Рисунок 7.2);

$\eta_1 = 1,0$ – если достигаются хорошие условия сцепления;

$\eta_1 = 0,7$ – для всех других случаев, а также для конструктивных элементов, которые были изготовлены с применением слипформеров, если не может быть показано, что обеспечиваются хорошие условия сцепления;

η_2 – коэффициент, учитывающий диаметр стержня:

$\eta_2 = 1,0$ – для $\varnothing \leq 32$ мм;

$\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ – для $\varnothing > 32$ мм.

7.4.3 Базовая длина анкеровки продольной арматуры

7.4.3.1 При расчете требуемой длины анкеровки продольных стержней должен учитываться вид арматурной стали и свойства сцепления для стержней.

7.4.3.2 Требуемая базовая длина анкеровки $l_{b,rqd}$, обеспечивающей восприятие усилия $A_s\sigma_{sd}$ в прямом стержне, при напряжении сцепления f_{bd} , определяется по формуле:

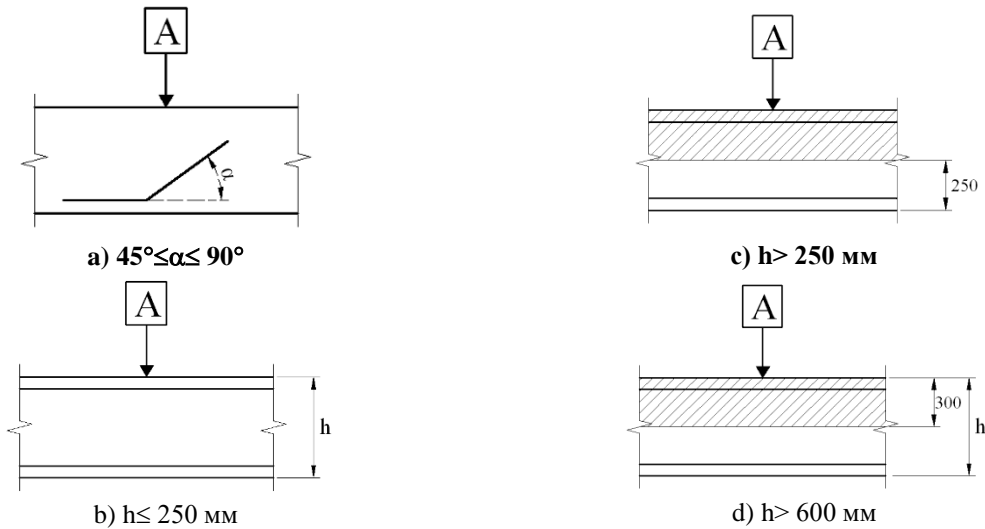
$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (7.3)$$

где σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в конце длины зоны анкеровки;

f_{bd} – расчетное значение предельного напряжения сцепления, определяется по формуле 7.2.

7.4.3.3 Базовая требуемая длина анкеровки $l_{b,rqd}$ и расчетная длина анкеровки l_{bd} должны измеряться вдоль средней линии загнутых стержней (см. Рисунок 7.1а).

7.4.3.4 При использовании спаренных стержней или проволок для сварных сеток диаметр \varnothing в формуле (7.3) заменяется эквивалентным диаметром $\varnothing_n = \varnothing\sqrt{2}$.



а) и б) хорошие условия сцепления для всех стержней
 в) и г) незаштрихованная зона – хорошие условия сцепления, заштрихованная зона – умеренные условия сцепления

направление бетонирования

Рисунок 7.2 – Описание условий сцепления

7.4.4 Расчетная длина анкеровки продольной арматуры

7.4.4.1 Расчетная длина анкеровки l_{bd} равна:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (7.4)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 – приведенные в Таблице 7.2 коэффициенты:

α_1 – для учета влияния формы стержней при достаточном защитном слое (см. Рисунок 7.1);

α_2 – для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона (см. Рисунок 7.3);

α_3 – для учета влияния усиления поперечной арматурой;

α_4 – для учета влияния одного или нескольких приваренных поперечных стержней ($\varnothing_t > 0,6\varnothing$) вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} (см. также п. 7.6);

α_5 – для учета влияния поперечного давления плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки.

Произведение

$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7; \quad (7.5)$$

$l_{b,rqd}$ – следует из формулы (7.3);

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, если не действует другое ограничение, принимается:

– для анкеровки при растяжении

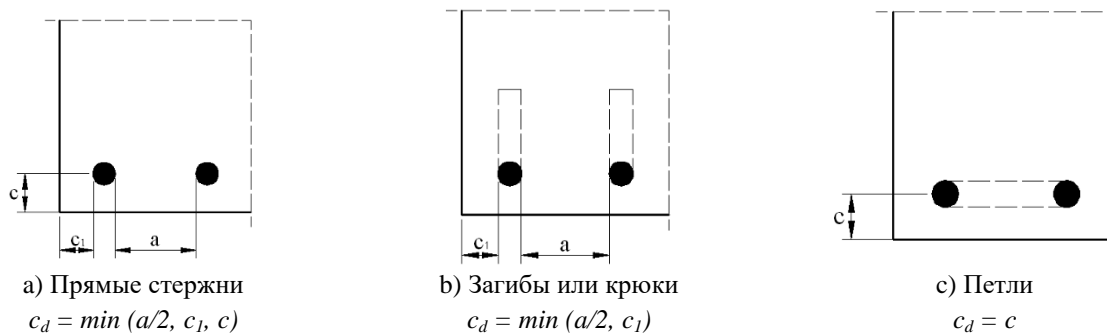
$$l_{b,min} \geq \max [0,6 l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}]; \quad (7.6)$$

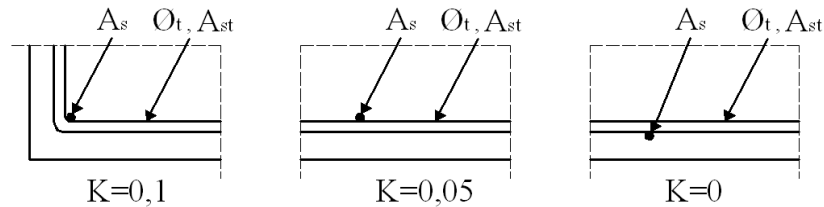
– для анкеровки при сжатии

$$l_{b,min} \geq \max [0,3 l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}]; \quad (7.7)$$

Таблица 7.2 – Значения коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 , α_4 и α_5

Фактор влияния	Вид анкеровки	Арматурный стержень	
		растянутый	сжатый
Форма стержней	Прямая	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Отличная от прямой (см. Рисунок 7.1 б), с) и d))	$\alpha_1 = 0,7$ если $c_d > 3\varnothing$, в противном случае $\alpha_1 = 1,0$ (см. Рисунок 7.3 для c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Защитный слой бетона	Прямая	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \varnothing) / \varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Отличная от прямой (см. Рисунок 7.1 б), с) и d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\varnothing) / \varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (см. Рисунок 7.3 для c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Усиление поперечной арматурой, не приваренной к главной арматуре	Все виды	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Усиление приваренной поперечной арматурой	См. рисунок 7.1 е)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Усиление поперечным давлением	Все виды	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—
При этом: $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$; ΣA_{st} – площадь сечения поперечной арматуры вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} ; $\Sigma A_{st,min}$ – площадь сечения минимальной поперечной арматуры, равная: $0,25A_s$ – для балок, 0 – для плит; A_s – площадь отдельного заанкеренного стержня максимального диаметра; K – значения см. Рисунок 7.4; p – поперечное давление, МПа, в предельном состоянии по несущей способности вдоль l_{bd} . См. также п. 7.6: На непосредственных опорах l_{bd} может быть принято меньше, чем $l_{bd,min}$, если как минимум одна поперечная проволока приварена в пределах опоры. Она должна быть на расстоянии не менее 15 мм от грани опоры.			

Рисунок 7.3 – Значения для c_d для балок и плит

Рисунок 7.4 – Значения K для балок и плит

7.4.4.2 Расчетная длина анкеровки l_{bd} по 7.4.4.1 для растянутых стержней может быть заменена эквивалентной длиной анкеровки $l_{b,eq}$ в соответствии со способом анкеровки, показанным на рисунке 7.1. Эквивалентная длина анкеровки $l_{b,eq}$ может быть принята:

- $\alpha_1 l_{b,rqd}$ для способов анкеровки, показанных на рисунках 7.1 б) – 7.1 д);
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ для способа анкеровки, показанного на рисунке 7.1 е);

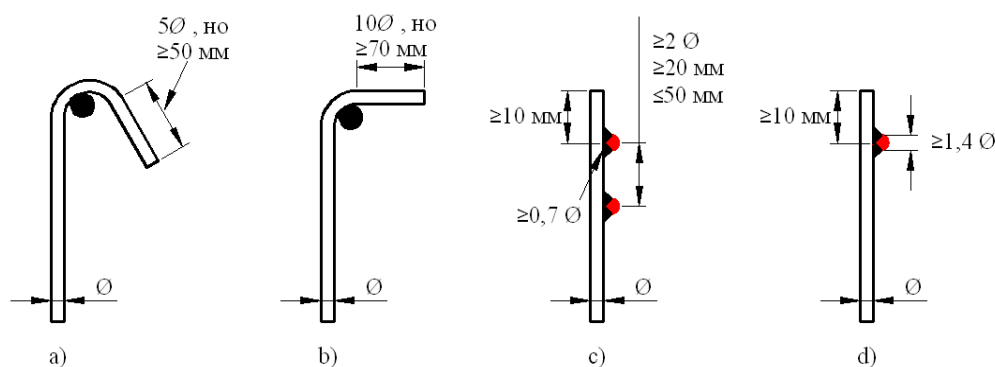
где α_1 и α_4 приведены в п.7.4.4.1, а их значения принимают по Таблице 7.2; $l_{b,rqd}$ рассчитывается по формуле (7.3).

7.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры

7.5.1 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры обычно обеспечивается при помощи крюков, лапок или посредством приваренного арматурного стержня (двух стержней). Рекомендуется, чтобы крюки и лапки охватывали продольную арматуру.

7.5.2 Анкеровку хомутов рекомендуется выполнять согласно рисунку 7.5. Сварка должна быть выполнена согласно EN ISO 17660. Сварное соединение должно иметь несущую способность в соответствии с 7.6.2.

Примечание Определение угла загиба см. Рисунок 7.1.



Примечание Для c) и d) защитный слой должен быть не менее $3\varnothing$ или 50 мм.

Рисунок 7.5 – Анкеровка хомутов

7.6 Анкеровка путем приварки стержней

7.6.1 Дополнительно к 7.4 и 7.5 надежная анкеровка продольных и поперечных стержней может быть достигнута путем приварки стержней другого направления (см. Рисунок 7.6), обеспечивающих сопротивление сдвигу.

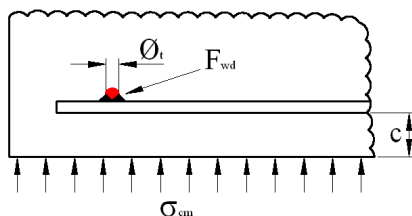


Рисунок 7.6 – Приваренный поперечный стержень как анкерное устройство

7.6.2 Анкерующая способность F_{btd} для одного поперечного стержня (диаметр 14 мм и более), приваренного с внутренней стороны рабочего стержня, определяется по формуле:

$$F_{btd} = l_{td} \varnothing_t \sigma_{td}, \text{ но не более } F_{wd}, \quad (7.8)$$

где F_{wd} – расчетное значение поперечного усилия, воспринимаемого сварным соединением; F_{wd} определяется как произведение некоторого коэффициента на $A_s f_{yd}$; например, $0,5 A_s f_{yd}$, причем A_s – площадь поперечного сечения анкерующего стержня, а f_{yd} – расчетное значение его предела текучести;

l_{td} – расчетная длина поперечного стержня:

$$l_{td} = 1,16 \varnothing_t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{td}}} \leq l_t; \quad (7.8a)$$

l_t – расстояние между заанкериваемыми стержнями вдоль длины анкерующего стержня,

\varnothing_t – диаметр анкерующего поперечного стержня;

σ_{td} – напряжение в бетоне:

$$\sigma_{td} = \frac{f_{ctd} + \sigma_{cm}}{y} \leq 3 f_{cd}; \quad (7.8b)$$

σ_{cm} – сжатие в бетоне перпендикулярно обоим стержням (среднее значение, сжатие – со знаком плюс);

y – функция: $y = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18x)}$;

x – функция, учитывающая геометрию: $x = 2(c/\varnothing_t) + 1$;

c – защитный слой бетона в направлении, перпендикулярном обоим стержням.

При определении базовой длины анкеровки значение для σ_{sd} в формуле (7.3) может быть уменьшено на F_{btd}/A_s , где A_s – площадь сечения стержня.

7.6.3 При двухстороннем расположении анкерующих стержней одинакового диаметра в сварном каркасе анкерующая способность их, определенная по формуле 7.8, может быть удвоена, если защитный слой бетона внешнего стержня соответствует требованиям раздела 4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

7.6.4 Если два стержня приварены по одну сторону анкеруемого стержня с минимальным расстоянием между ними $3\varnothing$, анкерующая способность (см. п.7.6.2) должна быть увеличена умножением на коэффициент 1,41.

7.6.5 Несущая способность анкеровки поперечного стержня диаметром не более 12 мм существенно зависит от расчетной прочности сварного соединения. Она может быть определена следующим образом:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \cdot \frac{\varnothing_t}{\varnothing_l}, \quad (7.9)$$

где F_{wd} – расчетное значение несущей способности на срез сварного соединения (см. п. 7.6.2);

\varnothing_i – номинальный диаметр анкерующего стержня: $\varnothing_i \leq 12$ мм;

\varnothing_l – номинальный диаметр анкеруемого стержня: $\varnothing_l \leq 12$ мм.

При минимальном расстоянии между двумя приваренными поперечными стержнями \varnothing_i , несущая способность анкеровки, определяемая согласно выражению (7.9), должна быть умножена на коэффициент 1,41.

7.7 Соединения внахлестку и механические соединения

7.7.1 Общие положения

7.7.1.1 Передача усилия от одного стержня к другому происходит посредством:

- нахлестки, с загибами, крюками или без них;
- сварки;
- механических соединений, обеспечивающих передачу усилий при сжатии-растяжении или только при сжатии.

Примечание к 7.7.1.1: загибы или крюки применяют для гладких круглых стержней.

7.7.2 Соединения внахлестку

7.7.2.1 Конструирование соединений стержней внахлестку должно обеспечивать:

- передачу усилий от одного стержня к другому за счет надежной анкеровки;
- предотвращение раскалывания бетона в зоне нахлестки (коэффициент армирования и величина защитного слоя);
- предотвращение чрезмерного раскрытия трещин, снижающих коррозиестойкость и жесткость конструкции.

7.7.2.2 Соединения внахлестку выполняются с учетом следующего:

- стыкуемые стержни по возможности должны соприкасаться между собой (допускается зазор не более $4\varnothing$);
- стыки стержней рабочей арматуры внахлестку не рекомендуется располагать в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно-растянутых элементов в местах полного использования несущей способности арматуры;
- в поперечном сечении элемента стыки рекомендуется располагать симметрично.

7.7.2.3 Стыки сварных сеток и каркасов, а также растянутых стержней вязаных каркасов и сеток внахлестку без сварки должны, как правило, располагаться вразбежку. Расположение соединенных внахлестку стержней должно соответствовать рисунку 7.7:

- расстояние в свету между стержнями, соединенными внахлестку, не должно быть больше $4\varnothing$ или 50 мм, в противном случае, как правило, длина нахлеста должна быть увеличена на длину, равную расстоянию в свету в местах, где оно превышает $4\varnothing$ или 50 мм;

- продольное расстояние между двумя соседними соединениями внахлестку должно быть не менее 0,3-кратной длины нахлестки l_0 ;
- при смежных (расположенных рядом) соединениях внахлестку (в разных слоях), как правило, расстояние в свету между ними должно быть не менее $2\varnothing$ или 20 мм.

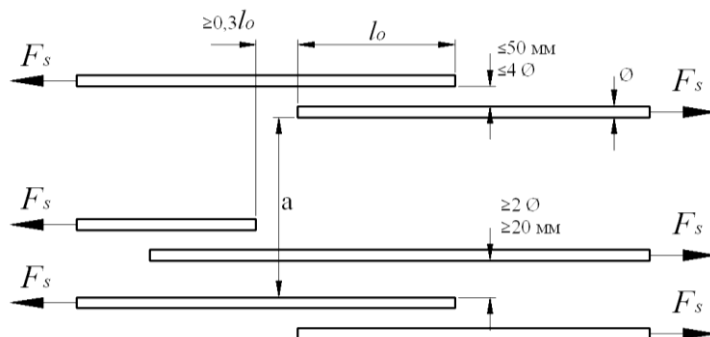


Рисунок 7.7 – Соседние соединения в нахлестку

7.7.2.4 Если выполнены требования 7.7.2.3, допустимый процент растянутых стержней, стыкуемых внахлестку, может быть 100 %, при расположении всех стержней в одном слое. Площадь сечения рабочих стержней, располагаемых в несколько слоев и стыкуемых вразбежку, в одном месте или на расстоянии менее длины перепуска l_0 (см. ниже) должна составлять не более 50% общей площади сечения растянутой арматуры при стержнях периодического профиля.

Все сжатые стержни, конструктивная, устанавливаемая без расчета, и распределительная арматура могут быть состыкованы внахлестку без разбежки (в одном сечении).

7.7.3 Длина нахлестки

7.7.3.1 Стыки растянутой или сжатой арматуры, а также сварных сеток и каркасов в рабочем направлении должны иметь длину перепуска или нахлестки не менее величины l_0 . Расчетная длина нахлестки составляет:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}, \quad (7.10)$$

где $l_{b,rqd}$ – рассчитана по формуле (7.3).

$$l_{0,min} \geq \max \{ 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\varnothing; 200 \text{ мм} \}; \quad (7.11)$$

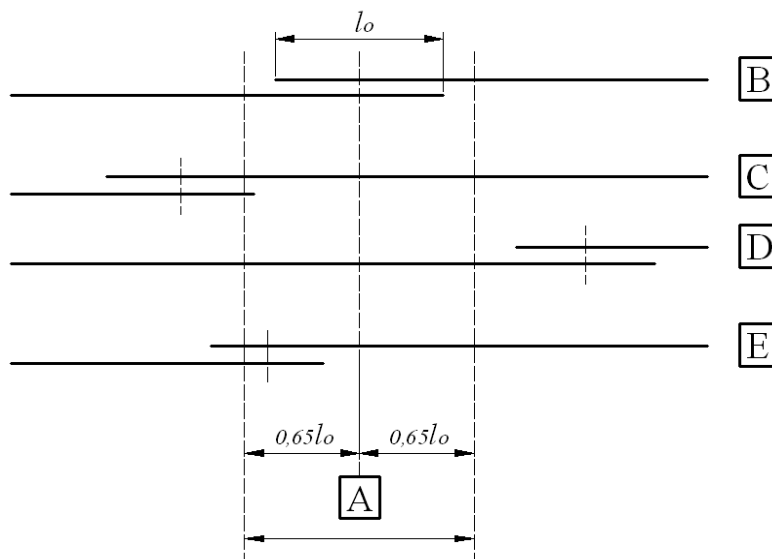
Значения для α_1 , α_2 , α_3 и α_5 принимаются по таблице 7.2. Однако для расчета α_3 $\Sigma A_{st,min}$

должно быть принято равным $A_s \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$, где A_s – площадь сечения одного соединяемого

внахлестку стержня; $\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}$, но не более 1,5 и не менее 1,0, где ρ_1 – процент арматуры, соединенной внахлестку, в пределах $0,65l_0$ от середины рассматриваемой длины нахлестки (см. Рисунок 7.8). Значения α_6 приведены в Таблице 7.3.

Таблица 7.3 – Значения коэффициента α_6

Процент соединяемых внахлестку стержней относительно полной площади сечения	<25 %	33 %	50 %	>50 %
α_6	1	1,15	1,4	1,5
Примечание Промежуточные значения могут быть определены интерполяцией.				



□А– рассматриваемое сечение; □В– стержень I; □С– стержень II; □D– стержень III; □Е– стержень IV
 Пример – Стержни II и III находятся за пределами рассматриваемого участка: процент соединяемых внахлестку стержней – 50 %, $\alpha_6 = 1,4$.

Рисунок 7.8 –К определению процента стержней, соединяемых внахлестку в одном сечении

7.7.4 Поперечная арматура в зоне нахлестки

7.7.4.1 Поперечная арматура для растянутых стержней

7.7.4.1.1 В зоне соединения внахлестку необходима поперечная арматура для восприятия поперечных растягивающих усилий.

7.7.4.1.2 При диаметре \varnothing стыкуемых стержней меньше 20 мм, а также при проценте соединяемых внахлестку стержней в любом сечении менее 25 %, любая поперечная арматура или хомуты в арматурном изделии могут считаться достаточными для восприятия поперечных растягивающих усилий в зоне нахлестки.

7.7.4.1.3 При диаметре \varnothing соединяемых внахлестку стержней, больше или равном 20 мм, общая площадь сечения поперечной арматуры ΣA_{st} (см. Рисунок 7.9) должна быть не меньше площади сечения A_s одного стыкуемого стержня ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). Поперечные стержни должны быть расположены в защитном слое стыкуемых стержней, т.е. со стороны поверхности бетона, перпендикулярно направлению соединяемой внахлестку арматуры.

При соединении внахлестку более 50 % арматуры в одном сечении и расстоянии a

между соседними соединениями в сечении не более $10\varnothing$ (см. Рисунок 7.7), поперечная арматура также должна быть заанкерена в теле бетона, для чего должна быть выполнена в форме хомутов или U-образных стержней.

7.7.4.1.4 Поперечная арматура, требуемая согласно п. 7.7.4.1.3, должна быть расположена в крайних третях длины нахлестки стыкуемых стержней согласно рисунку 7.9 а).

7.7.4.2 Поперечная арматура для постоянно сжатых стержней

Для сжатых стержней дополнительно к правилам, приведенным для растянутых стержней, следует предусмотреть по одному стержню поперечной арматуры за пределами нахлестки с каждой стороны. Расстояние от конца длины нахлестки l_0 до дополнительного стержня $4\varnothing$ (см. Рисунок 7.9 б)).

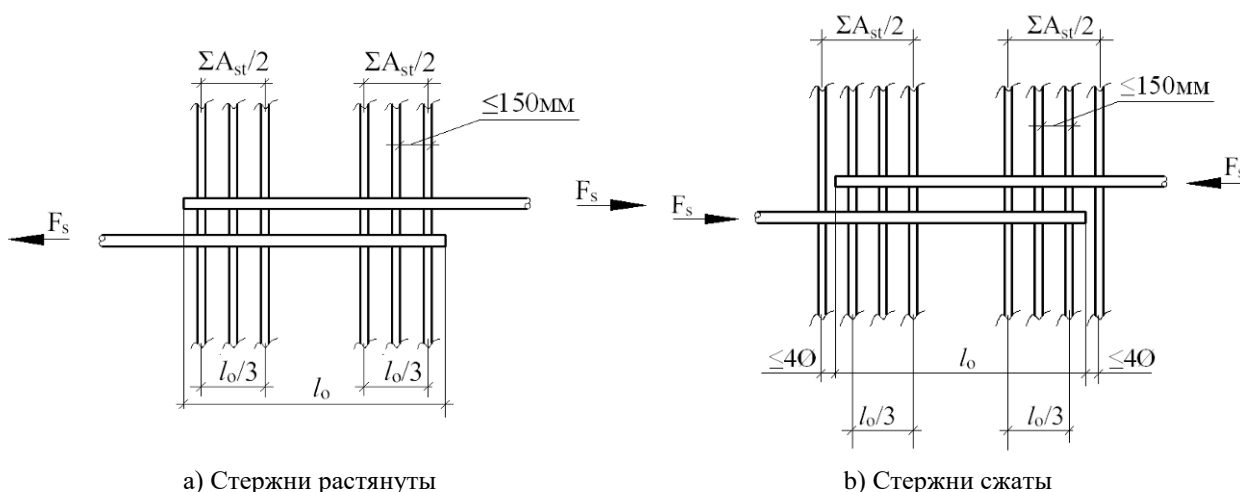


Рисунок 7.9 – Поперечная арматура для анкеровки стержней, соединяемых внахлестку

7.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля

7.7.5.1 Соединения внахлестку рабочей арматуры

7.7.5.1.1 Соединения внахлестку могут быть выполнены либо с расположением соединяемых стержней в одной плоскости - переплетаемые сетки, либо – в разных плоскостях - наслаиваемые сетки (рисунок 7.10).

7.7.5.1.2 При действии динамических нагрузок соединяемые стержни должны располагаться в одной плоскости (переплетаемые сетки).

7.7.5.1.3 При переплетаемых сетках расположение соединений внахлестку рабочих продольных стержней должно соответствовать 7.7.2. Для растянутых стержней переплетаемых сеток при определении l_0 принимается коэффициент α_3 равным 1.0 (см. таблица 7.2).

7.7.5.1.4 Стыки внахлестку стержней рабочей арматуры с наслаиванием сеток не

рекомендуется располагать в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно растянутых элементов в местах полного использования арматуры (в зоне с наибольшими усилиями). Расчетное напряжение в арматуре в предельном состоянии по несущей способности должно составлять не более 80 % расчетного сопротивления.

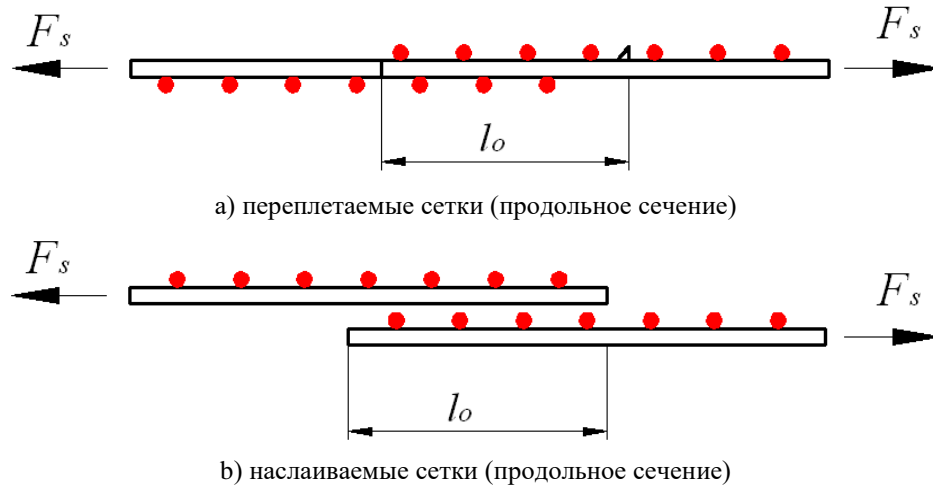


Рисунок 7.10 – Соединения внахлестку сварных сеток

7.7.5.1.5 Если условие 7.7.5.1.4 не выполняется, полезная высота сечения принимается для слоя, который далее всего расположен от крайней растянутой грани. При проверке трещиностойкости дополнительно следует учесть неравномерность напряжений в арматуре у концов соединения нахлесткой. Напряжение в арматуре, приведенное в Таблицах 7.2N и 7.3N СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, должно быть увеличено на 25 % из-за его неравномерности на концах соединения.

7.7.5.1.6 Процент соединения нахлесткой в любом сечении для рабочей арматуры, должен отвечать следующим условиям:

- для переплетаемых сеток с рабочей арматурой в одной плоскости применяются значения, приведенные в Таблице 7.3.
- для наслаиваемых сеток допустимый процент расчетной арматуры, соединяемой внахлестку в любом сечении, принимается в зависимости от условной площади сечения сварных сеток $(A_s/s)_{prov}$, где s – шаг проволоки (стержней) в сетке:
 - 100 %, если $(A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$;
 - 60 %, если $(A_s/s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$.

Стыки перекрывающихся в отдельных слоях сеток должны располагаться в разбежку на расстоянии не менее $1,3l_0$, как показано на рисунке 7.8, длина нахлестки l_0 определяется согласно 7.7.3.

7.7.5.1.7 Установка в зоне нахлестки дополнительной поперечной арматуры при действии динамических нагрузок не требуется.

7.7.5.2 Соединения внахлестку вспомогательной или распределительной арматуры

Вся вспомогательная арматура может быть соединена внахлестку в одном сечении.

Минимальные значения длины нахлестки l_0 для распределительной арматуры сеток приведены в Таблице 7.4. В пределах длины нахлестки стержней вспомогательной арматуры должны находиться минимум два стержня расчетной арматуры.

Таблица 7.4 – Требуемые длины нахлестки для вспомогательной арматуры сеток

Диаметр проволок вспомогательной арматуры, мм	Длина нахлестки
$\varnothing \leq 6$	≥ 150 мм; не менее 1 шага проволоки
$6 < \varnothing \leq 8,5$	≥ 250 мм; не менее 2 шагов проволоки
$8,5 < \varnothing \leq 12$	≥ 350 мм; не менее 2 шагов проволоки

7.7.6 Механические соединения арматуры

Механические соединения имеют ряд преимуществ перед традиционными соединениями внахлестку и сварными соединениями/

7.7.6.1 Механические соединения отличаются от соединений внахлестку:

- большей надежностью, т.к. бетон не участвует в передаче усилия за счет сцепления с арматурой;
- повышенной прочностью;
- снижением расхода арматуры из-за отсутствия нахлестов;
- улучшением условий для уплотнения бетона из-за отсутствия скопления стержней в зоне нахлестов (густоармированные сечения).

Механические соединения отличаются от сварных соединений:

- меньшей трудоемкостью;
- менее сложным контролем качества;
- повышенной скоростью выполнения арматурных работ;
- не требуют высокой квалификации при выполнении работ;
- экономической эффективностью.

7.7.6.2 Применяют механические соединения сжатые контактные и растянутые.

Сжатые контактные соединения:

- жесткие муфты;
- заполненные сталью муфты;
- полосовые муфты;
- клино-замочные муфты.

Растянутые соединения:

- опрессованные муфты;
- заполненные сталью муфты;
- заполненные бетоном муфты;
- кованые стальные муфты;

- муфты для стержней винтового профиля;
- муфты для стержней с накатанной резьбой;
- муфты для стержней с конусной резьбой;

Опрессованные соединения:

- опрессованное растянутое соединение;
- опрессованное сжатое контактное соединение.

Требования к механическим соединениям – при выполнении механических сжатых контактных соединений необходимо торцевание концов стержней. Требования к прочности и деформативности сжатых соединений отсутствуют.

Требования к растянутым соединениям – прочность соединения должна быть не менее временного сопротивления стыкуемых стержней; пластические деформации соединения при напряжениях $0.6\sigma_T$ должны быть не более 0.1 мм

7.8 Дополнительные правила для стержней большого диаметра

7.8.1 Для стержней с диаметром $\varnothing_{large} > 32$ мм, дополнительно к правилам, приведенным в 7.4 и 7.7, необходимо учитывать следующие правила.

7.8.2 Трещиностойкость сечения элементов, армированных стержнями диаметром $\varnothing_{large} > 32$ мм, может быть обеспечена путем применения дополнительной поверхностной арматуры (см. Приложение Б, п.Б.1), иначе трещиностойкость проверяют расчетом [см. 7.3.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011].

7.8.3 Использование стержней больших диаметров вызывает увеличение раскалывающего и нагельного усилий. Должны быть приняты меры по анкеровке продольных стержней для обеспечения их работы с полным расчетным сопротивлением в рассматриваемом сечении. Анкеровка выполняется путем постановки косвенной арматуры, приварки к концам стержней анкерующих пластин или закладных деталей, или отгибом анкеруемых стержней; заведением стержней в сжатую зону, если по расчету возможно образование продольных трещин вдоль этих стержней.

7.8.4 Для стержней больших диаметров, как правило, применяют стыковые сварные соединения. Исключениями являются сечения элементов с минимальным размером 1,0 м, или случаи, когда напряжение в соединяемых стержнях составляет не более 80 % от расчетного сопротивления арматуры, тогда стержни больших диаметров могут соединяться внахлестку.

7.8.5 При отсутствии поперечного сжатия дополнительно к арматуре, воспринимающей поперечную силу, при необходимости должна устанавливаться анкерующая поперечная арматура в пределах длины анкеровки стержней большого диаметра.

7.8.6 При анкеровке стержней периодического профиля (Рисунок 7.11) площадь сечения дополнительной арматуры, упомянутой выше в п.7.8.5, должна быть не менее, чем:

– в направлении, параллельном растянутой грани:

$$A_{sh} = 0,25A_s n_1; \quad (7.12)$$

– в направлении, перпендикулярном растянутой грани:

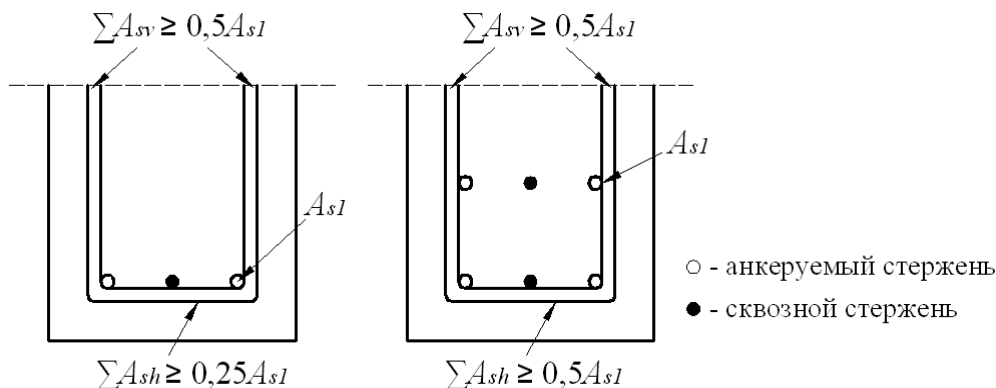
$$A_{sv} = 0,25A_s n_2, \quad (7.13)$$

где A_s – площадь сечения анкеруемого стержня;

n_1 – количество слоев со стержнями, заанкеренными в сечении элемента;

n_2 – количество стержней, заанкеренных в каждом слое.

7.8.7 Анкерующая поперечная арматура должна быть равномерно распределена. Шаг поперечных стержней не должен превышать 5 диаметров продольной арматуры.



Пример – В левом примере $n_1 = 1$, $n_2 = 2$, а в правом – $n_1 = 2$, $n_2 = 2$.

Рисунок 7.11 – Дополнительная арматура для анкеровки стержней большого диаметра при отсутствии поперечного сжатия

7.8.8 При применении рабочей арматуры из стержней диаметром более 32 мм требуется установка поверхностной арматуры. Сведения о поверхностной арматуре смотреть в Приложении А, п.А.1, но площадь сечения поверхностной арматуры не должна быть меньше чем $0,01A_{ct,ext}$ в направлении, перпендикулярном стержням большого диаметра, и $0,02A_{ct,ext}$ в направлении, параллельном этим стержням.

7.9 Пучок арматурных стержней

7.9.1 Общие положения

7.9.1.1 Для пучков арматурных стержней применяют правила для отдельных стержней, если не установлены исключения. В пучке все стержни должны быть одного вида и класса. Стержни различных диаметров могут быть объединены в пучок, если отношение их диаметров не превышает 1,7.

7.9.1.2 Пучок стержней в расчетах рассматривается как условный стержень с такими же центром тяжести и площадью сечения, как и пучок. Эквивалентный диаметр \varnothing_n условного стержня (для определения длины анкеровки, расстояний между стержнями, величины защитного слоя бетона) определяется следующим образом:

$$\varnothing_n = \varnothing \cdot \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ мм}, \quad (7.14)$$

где n_b – количество арматурных стержней в пучке, ограниченное значениями:

- $n_b \leq 4$ – для вертикальных сжатых стержней и для стержней в соединении внахлестку;

– $n_b \leq 3$ – для всех других случаев.

7.9.1.3 Расстояния между пучками определяют в соответствии с 7.2 как для расстояний между стержнями с эквивалентным диаметром \varnothing_n . Расстояние измеряется в свету по фактическим внешним контурам пучков стержней. Защитный слой должен измеряться по фактическому внешнему контуру пучка и должен быть не менее \varnothing_n .

7.9.1.4 Два соприкасающихся стержня не должны рассматриваться как пучок, если условия сцепления стержней, расположенных друг над другом, являются хорошими.

7.9.2 Анкеровка пучков

7.9.2.1 Растянутые пучки могут быть оборваны согласно эпюре изгибающих моментов как у крайних, так и у промежуточных опор. Все стержни пучка могут быть оборваны около опоры одновременно, если эквивалентный диаметр составляет менее 32 мм. При эквивалентном диаметре более или равном 32 мм обрыв стержней осуществляется ступенчато в продольном направлении согласно рисунку 7.12.

7.9.2.2 При ступенчатом обрыве со смещением отдельных стержней $1,3l_{b,rqd}$ (причем $l_{b,rqd}$ относится к диаметру стержня) для расчета l_{bd} может быть использован диаметр стержня (см. Рисунок 7.12). При одновременном обрыве всех стержней пучка для расчета l_{bd} должен быть использован эквивалентный диаметр пучка \varnothing_n .

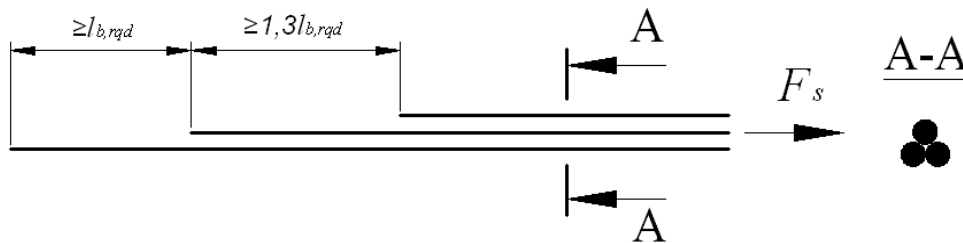


Рисунок 7.12 – Анкеровка стержней пучка, обрывааемых ступенчато

7.9.2.3 При расположении пучков в сжатой зоне не требуется ступенчатого размещения отдельных стержней. Для пучков с эквивалентным диаметром более или равным 32 мм должны быть установлены (на концах пучков) для анкеровки не менее четырех хомутов диаметром не менее 12 мм.

7.9.3 Соединения пучков внахлестку

7.9.3.1 Длина нахлестки при соединении пучков должна быть рассчитана согласно 7.7.3 как для стержней эквивалентного диаметра \varnothing_n по 7.9.1.2.

7.9.3.2 Ступенчатое продольное смещение отдельных стержней не требуется при соединении внахлестку, если пучок состоит из двух стержней и его эквивалентный диаметр $\varnothing_n < 32$ мм. Для расчета l_0 в этом случае должен быть использован эквивалентный диаметр условного стержня.

7.9.3.3 Если пучки состоят из двух стержней с эквивалентным диаметром $\varnothing_n \geq 32$ мм или из трех стержней, при соединении внахлестку отдельные стержни должны быть

расположены со смещением в продольном направлении не менее $1,3l_0$ согласно рисунку 7.13. Расчетная длина нахлестки l_0 определяется как для отдельного стержня. В качестве соединительной накладки используется стержень 4, перекрывающий все стыки. В каждом сечении такого соединения внахлестку должно быть не более четырех стержней. Соединения внахлестку не применяют для пучков, состоящих более чем из трех стержней.

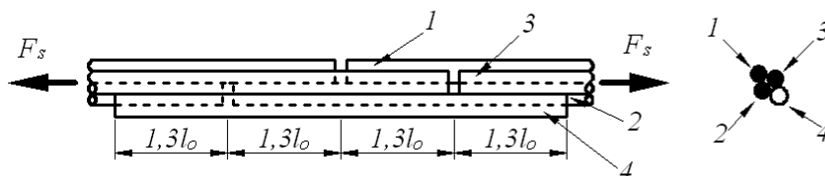


Рисунок 7.13 – Соединение внахлестку при растяжении с применением четвертого стержня (соединительной накладки)

7.10 Балки

7.10.1 Продольная арматура

7.10.1.1 Минимальная и максимальная площади арматуры

7.10.1.1.1 Минимальная площадь сечения продольной растянутой арматуры $A_{s,min}$, определяется по формуле:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, \text{ но не менее } 0,0013 b_t d, \quad (7.15)$$

где b_t – средняя ширина зоны растяжения; для тавровых балок со сжатой полкой значение b_t принимается равным ширине ребра;

f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении, определяемая в зависимости от класса бетона согласно таблице 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

7.10.1.1.2 Сечения с армированием менее $A_{s,min}$ следует рассматривать как неармированные.

7.10.1.1.3 Площадь сечения растянутой или сжатой арматуры вне зон расположения стыков внахлестку не должна превышать $A_{s,max}=0,04A_c$.

7.10.1.2 Другие конструктивные правила

7.10.1.2.1 В монолитных конструкциях, при свободном опирании балок, в сечениях на опорах необходимо учитывать изгибающий момент, возникающий вследствие частичного защемления. Указанный опорный момент должен составлять не менее 0,15 наибольшего изгибающего пролетного момента, $\beta_l=0,15$.

7.10.1.2.2 На промежуточных опорах неразрезных балок надопорная рабочая растянутая арматура с общей площадью сечения A_s должна быть распределена в пределах эффективной ширины полки [см. 5.3.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011]. Часть рабочей арматуры может быть расположена в пределах ширины ребра (см. Рисунок 7.14).

7.10.1.2.3 Сжатая арматура (диаметром \varnothing), учитываемая при расчете прочности нормального сечения (сечение с двойным армированием), должна охватываться поперечной арматурой, устанавливаемой с шагом не более чем $15\varnothing$.

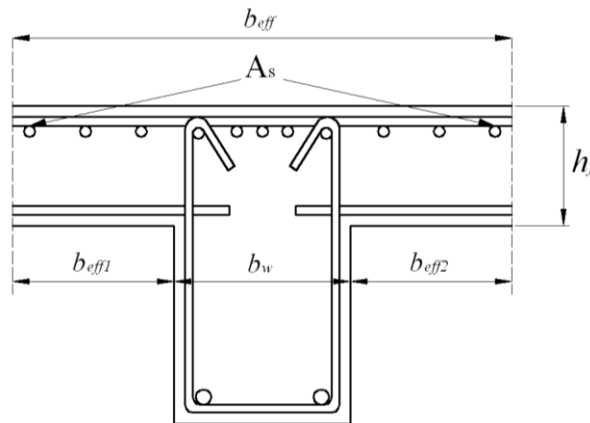


Рисунок 7.14 – Расположение растянутой арматуры неразрезных балок в сечении полки

7.10.1.3 Обрыв продольной растянутой арматуры

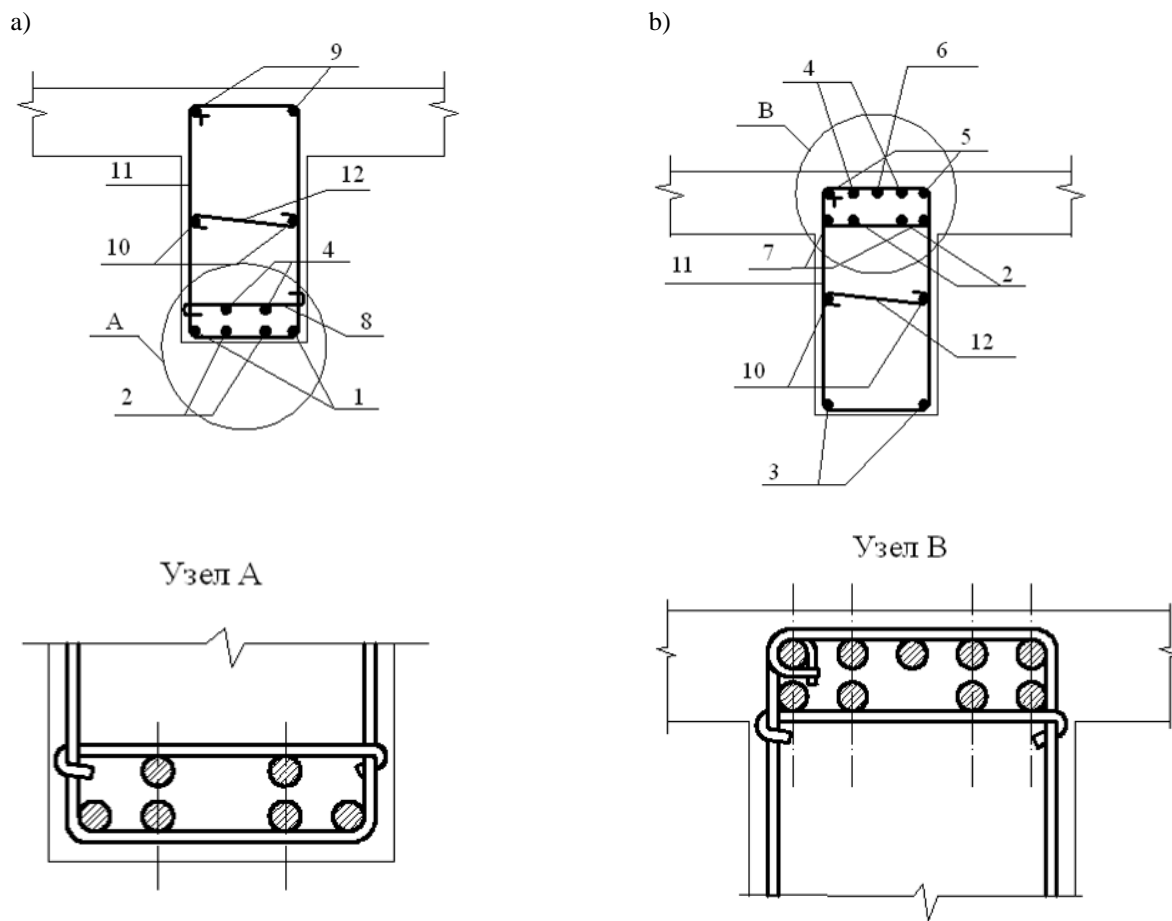
7.10.1.3.1 Продольная растянутая арматура в балках устанавливается согласно эпюрам действующих изгибающих моментов. Необходимо обеспечить надлежащую анкеровку растянутой арматуры для предотвращения образования наклонных трещин от совместного действия моментов и поперечных сил. При наличии продольных сил следует учесть их растягивающее влияние. В пределах длины анкеровки продольная арматура работает с неполным расчетным сопротивлением, появляется опасность возникновения наклонных трещин.

7.10.1.3.2 Вследствие влияния поперечной силы от внешней нагрузки возникает дополнительное растягивающее усилие ΔF_{td} в продольной арматуре. Для элементов с поперечной арматурой ΔF_{td} должно быть определено согласно 6.2.3[7] СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Для элементов без поперечной арматуры ΔF_{td} определяется смещением огибающей эпюры растягивающего усилия от внешней нагрузки на расстояние $a_l = d$ согласно 6.2.2[5] СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Данное «правило сдвига» может быть использовано также для элементов с поперечным армированием вместо вычисления ΔF_{td} , где величина смещения определяется по формуле:

$$a_l = z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad (7.16)$$

[определения обозначений согласно 6.2.3 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011].

Дополнительное растягивающее усилие в продольной арматуре ΔF_{td} показано на рисунке 7.18.



а – сечение в крайнем пролете; б – сечение у средней опоры; 1,3 – нижние прямые стержни; 2,4,7 – нижние - с отгибами; 5,6,9 – верхние - прямые; 8,12 – шпильки; 10 – конструктивная арматура у боковых граней; 11 – двухсрезный замкнутый хомут.

Рисунок 7.15 – Фрагменты армирования монолитной балки отдельными стержнями

7.10.1.3.3 Изменение сопротивления стержней в пределах их длин анкеровки может быть принято по линейному закону, см. Рисунок 7.17. Для упрощения эпюру арматуры можно показать ступенчатой без учета плавного изменения сопротивления арматуры.

7.10.1.3.4 Длина анкеровки отогнутого стержня, учитываемого в расчете на поперечную силу, должна быть не менее $1,3l_{bd}$ в растянутой зоне и не менее $0,7l_{bd}$ – в сжатой зоне. Длина анкеровки измеряется от точки пересечения осей продольной арматуры и отогнутого стержня.

7.10.1.4 Анкеровка нижней арматуры на крайних опорах

7.10.1.4.1 Для анкеровки нижней арматуры должно заводиться за грань крайних свободных опор не менее 0,25 площади всей растянутой арматуры, $\beta_2=0,25$.

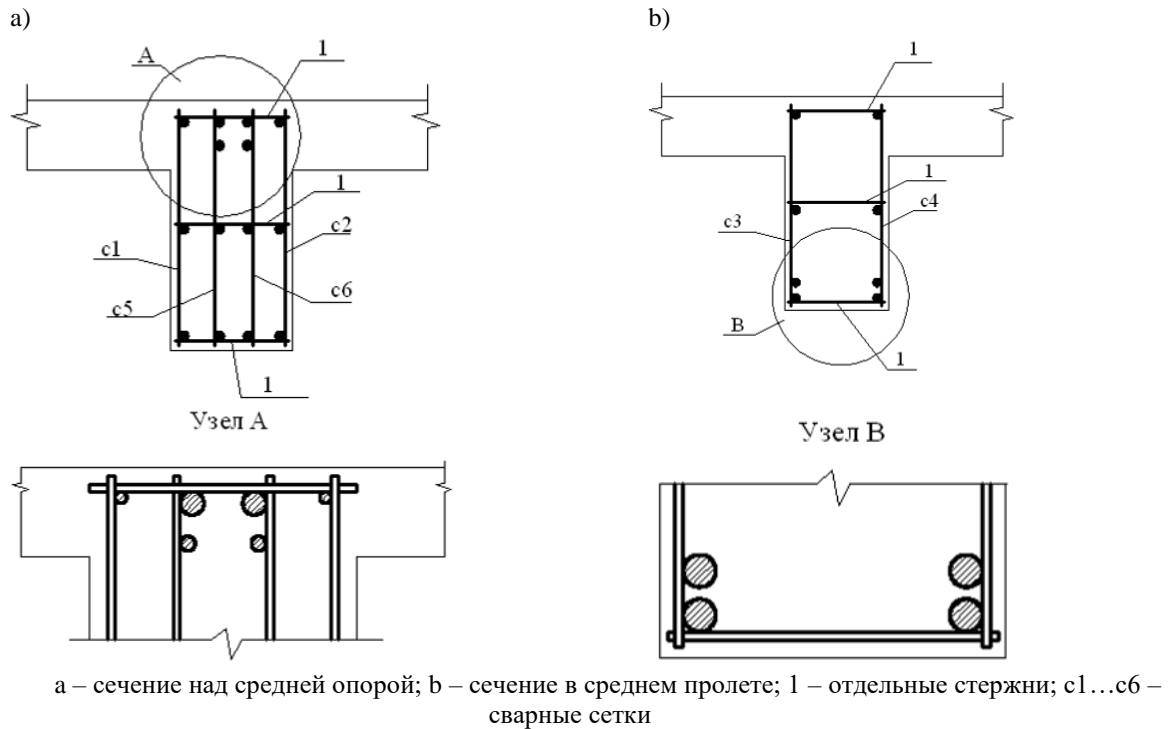


Рисунок 7.16 – Фрагменты армирования монолитной балки сварными сетками

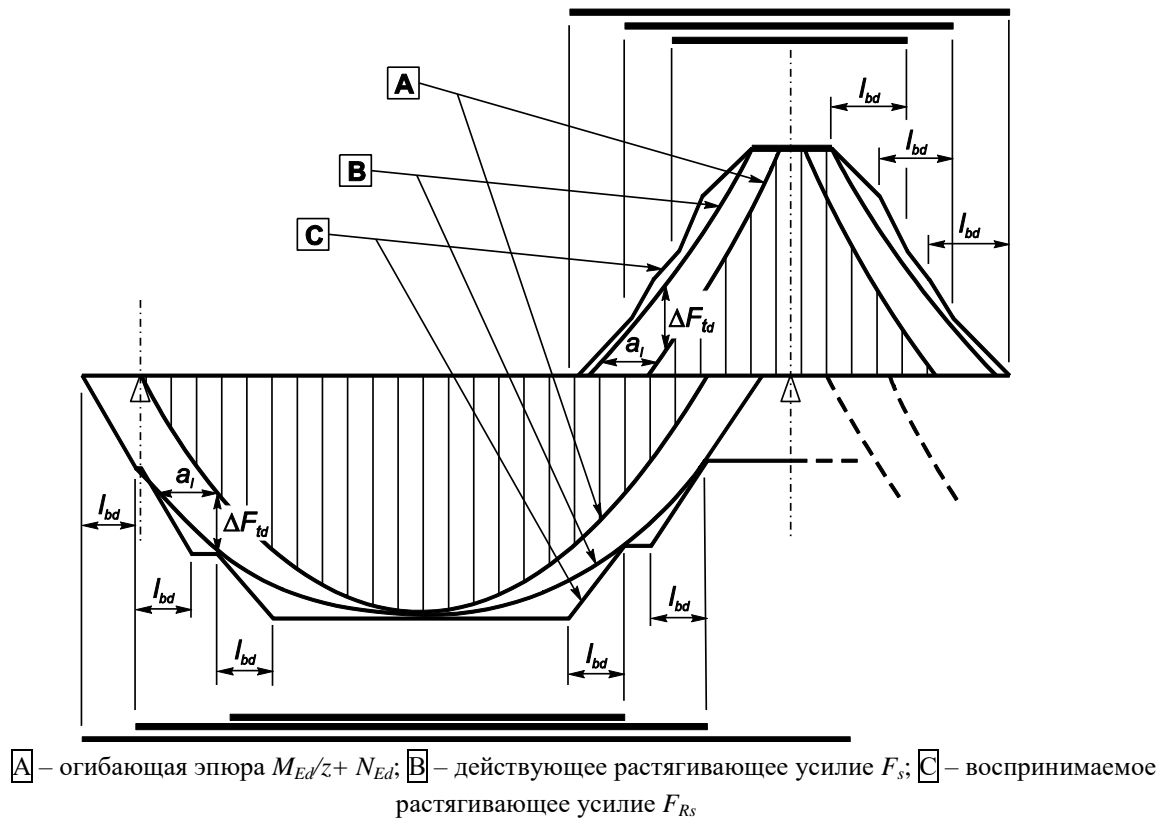


Рисунок 7.17 – К построению эпюры арматуры с учетом обрыва продольных стержней и линейного изменения сопротивления арматуры на длине их анкеровки

7.10.1.4.2 Растягивающее усилие F_{Ed} для расчета анкеровки продольных стержней в

элементах с поперечной арматурой может быть определено по формуле 6.18 п.6.2.3[7] СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 с учетом влияния осевого усилия, или с помощью «правила сдвига»:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \frac{a_l}{z} + N_{Ed}, \quad (7.17)$$

где N_{Ed} – осевое усилие, которое прибавляется к растягивающему усилию от поперечной силы или вычитается из него;

a_l – см. 7.10.1.3.2.

7.10.1.4.3 Растягивающее усилие F_{Ed} для расчета анкеровки продольных стержней в элементах с поперечной арматурой может быть определено по формуле 6.18 п.6.2.3[7] СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 с учетом влияния осевого усилия, или с помощью «правила сдвига»:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \frac{a_l}{z} + N_{Ed}, \quad (7.17)$$

где N_{Ed} – осевое усилие, которое прибавляется к растягивающему усилию от поперечной силы или вычитается из него;

a_l – см. 7.10.1.3.2.

7.10.1.4.4 Как показано на Рисунке 7.18, длина анкеровки l_{bd} , определенная по формуле 7.4, измеряется от линии контакта балки с опорой. При опирании на стену или колонну – непосредственную опору – может быть учтено поперечное давление.

7.10.1.4.5 Если выполняются условия анкеровки продольной арматуры на свободной опоре, т.е. обеспечивается полное сопротивление продольной арматуры, то условия прочности элемента на изгиб гарантируются во всех наклонных сечениях, начинающихся у грани опоры.

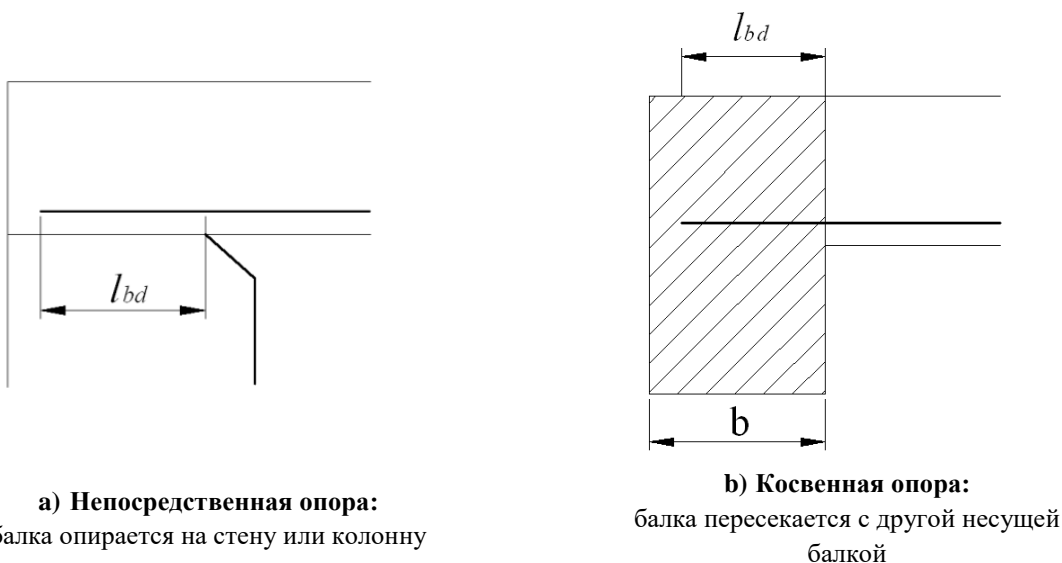


Рисунок 7.18 – Анкерование нижней арматуры на крайних опорах

7.10.1.5 Анкеровка нижней арматуры на промежуточных опорах

7.10.1.5.1 Площадь арматуры, определяемой для надежности анкеровки, принимается согласно 7.10.1.4.1.

7.10.1.5.2 Продольная арматура периодического профиля должна заводиться за грань опоры на длину не менее $10\varnothing$ (см. Рисунок 7.19).

7.10.1.5.3 Наличие арматуры, необходимой для восприятия возможных положительных моментов у опор (например, при осадке опоры, взрыве и т. д.), определяется в договорных документах. Эта арматура должна выполняться неразрезной, что может быть достигнуто посредством перепуска стержней из пролета в пролет или соединения стержней внахлестку в пределах опоры (см. Рисунок 7.20 б) и с)).

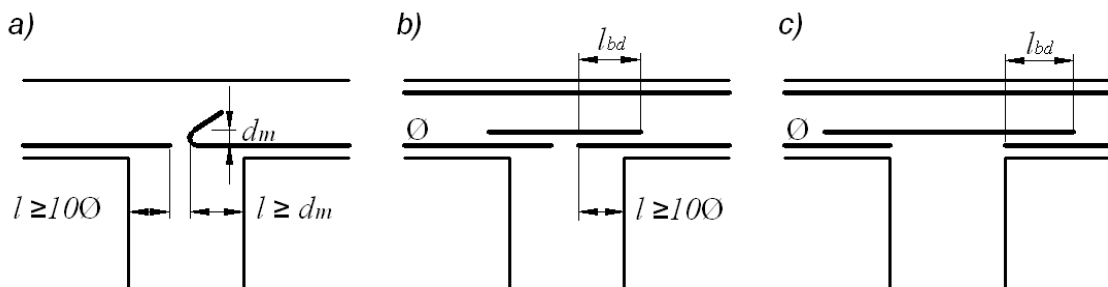


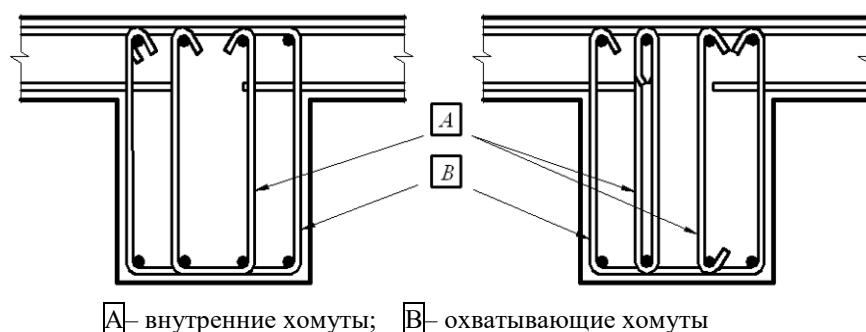
Рисунок 7.19 – Анкеровка на промежуточных опорах

7.10.2 Поперечная арматура

7.10.2.1 Хомуты и отгибы должны составлять с осью конструктивного элемента угол от 45° до 90° .

7.10.2.2 Поперечная арматура может состоять из комбинации:

- хомутов, охватывающих продольную растянутую арматуру и сжатую зону (см. рисунок 7.20);
- отогнутых стержней;
- обойм, петель и т. д., которые установлены без охвата продольной арматуры, но достаточно заанкерены в сжатой и растянутой зонах.



А – внутренние хомуты; Б – охватывающие хомуты

Рисунок 7.20 – Примеры поперечной арматуры

7.10.2.3 Для того чтобы хомуты включились в работу, они должны быть эффективно заанкерены. Хомуты могут быть открытыми, если не требуется восприятие крутящего момента.

7.10.2.4 Не менее 50% площади поперечной арматуры должно быть в виде хомутов, $\beta_3=0,5$.

7.10.2.5 Коэффициент поперечного армирования для сечения рассчитывается по формуле:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin \alpha}, \quad (7.18)$$

где ρ_w – коэффициент поперечного армирования; ρ_w должен быть не менее $\rho_{w,\min}$, определяемого по формуле:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}. \quad (7.19)$$

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры на длине s ;

s – шаг поперечной арматуры;

b_w – ширина ребра элемента;

α – угол между поперечной арматурой и продольной осью элемента от 45° до 90° (см. 7.10.2.1).

7.10.2.6 Максимальный шаг элементов поперечной арматуры не должен превышать значения $s_{l,\max}$, определяемого по формуле (7.20).

$$s_{l,\max} = 0,75d \cdot (1 - \cot \alpha), \quad (7.20)$$

где α – угол между поперечной арматурой и продольной осью балки.

7.10.2.7 Максимальный шаг отогнутых стержней не должен превышать значения $s_{b,\max}$ определяемого по формуле (7.21).

$$s_{b,\max} = 0,6d \cdot (1 + \cot \alpha). \quad (7.21)$$

7.10.2.8 Расстояние между ветвями хомутов в одном поперечном сечении не должно превышать значения $s_{t,\max}$, определяемого выражением (7.22).

$$s_{t,\max} = 0,75d \leq 600 \text{ мм}. \quad (7.22)$$

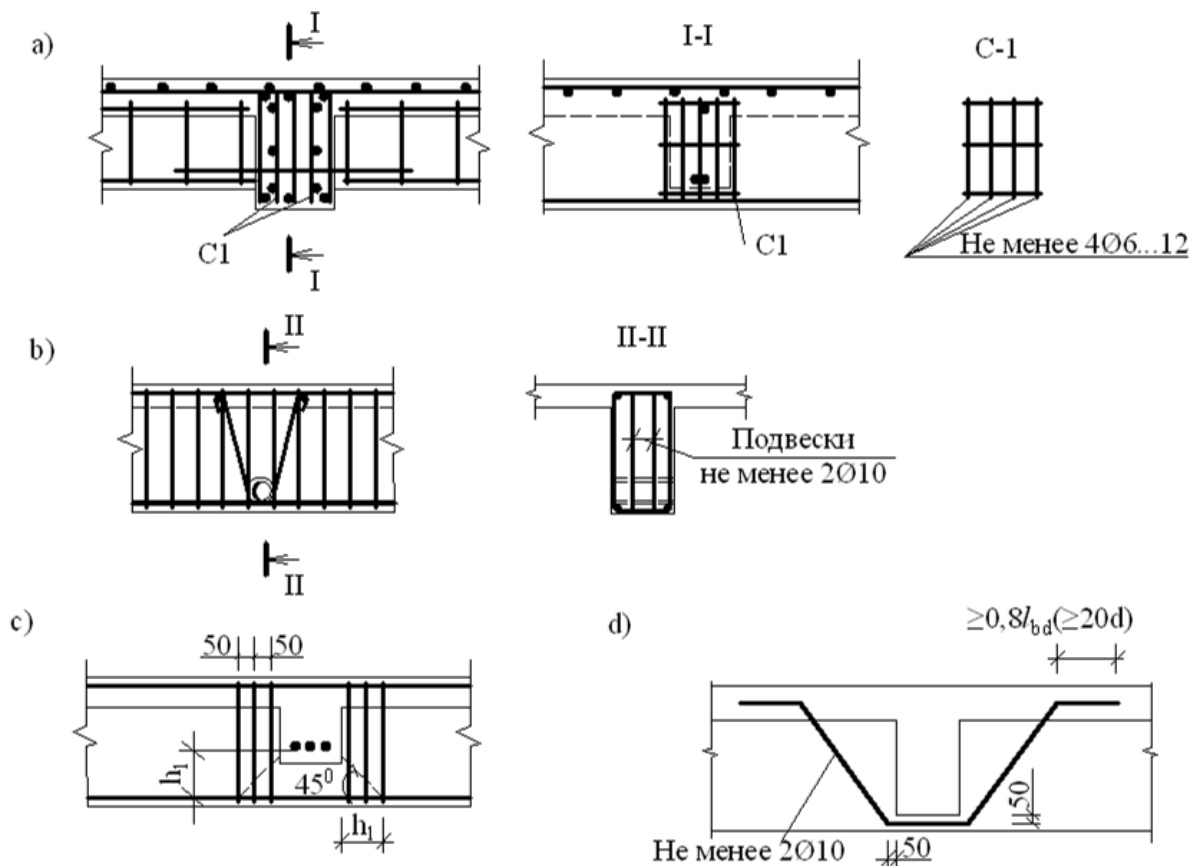
7.10.2.9 В вязаных каркасах средних балок монолитных ребристых перекрытий при временных нагрузках на перекрытие, не превышающих 30 кПа, ставят открытые хомуты. В отдельных балках прямоугольного или таврового сечения, в крайних балках монолитных ребристых перекрытий, в балках с расчетной сжатой арматурой, в средних балках монолитных ребристых перекрытий при временных нагрузках, превышающих 30 кПа, ставят закрытые хомуты.

7.10.2.10 При высоте балки более 700 мм ставят конструктивные продольные стержни у боковых граней с расстояниями между ними не более 400 мм по высоте балки (см. рисунки 7.15, 7.16).

7.10.2.11 Продольные стержни рабочей арматуры, не охватываемые основными хомутами, а также конструктивные стержни у боковых граней, должны раскрепляться шпильками или отдельными соединительными стержнями, как показано на рисунках 7.15,

значения $t_{ef}/8$ [обозначения см. 6.3.2 рисунок 6.11 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011,], или должно удовлетворять требованиям 7.10.2.6, или не должно быть большим наименьшего размера сечения балки.

7.10.3.4 Продольные стержни устанавливают во всех углах как минимум по одному. Остальные стержни должны быть распределены по внутреннему периметру хомутов. Хомуты надежно включаются в работу, если продольные стержни располагаются на расстоянии не более 350 мм.



а – сварными сетками; б – подвесками; в – учащением хомутов на участке h_1 ; д – отгибами

Рисунок 7.22 – Дополнительное армирование балок в местах приложения сосредоточенных сил от внешних нагрузок или в местах взаимных реакций

7.10.4 Поверхностная арматура

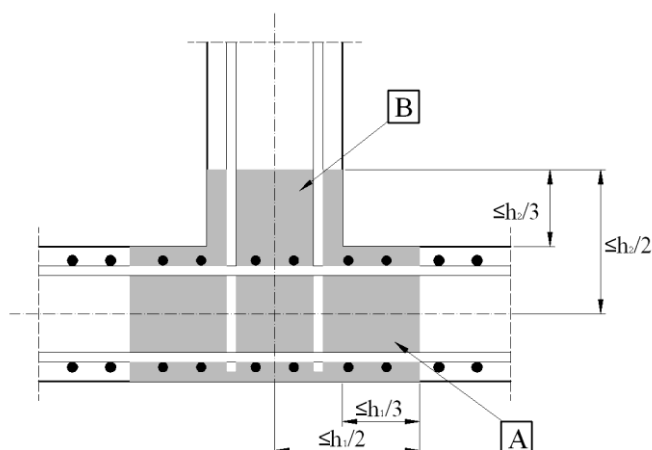
Поверхностная арматура устанавливается при продольной арматуре больших диаметров для повышения трещиностойкости и обеспечения сопротивления отслаиванию защитного слоя. Правила конструирования поверхностной арматуры приведены в справочном приложении Б.

7.10.5 Косвенные опоры

7.10.5.1 В зоне пересечения монолитных элементов конструкции должна быть установлена дополнительная арматура, рассчитанная на восприятие взаимной реакции. Например, в местах сопряжения монолитных главной и второстепенной балок (см. рисунок 7.22) Данное правило может распространяться также для монолитной плиты в зоне сопряжения её с балками.

7.10.5.2 Дополнительную арматуру на косвенной опоре в зависимости от основной арматуры конструируют в виде сварных сеток, отгибов, подвесок или учащенных хомутов, с расположением их в двух плоскостях (см. Рисунок 7.22).

Дополнительные вязаные хомуты устанавливают у граней поддерживающего элемента, они должны охватывать рабочую продольную арматуру. Некоторые из таких хомутов могут быть расположены вне объема бетона, который является общим для двух перекрестных балок (см. Рисунок 7.23).



А — поддерживающая балка с высотой h_1 ; В — поддерживаемая балка с высотой h_2 ($h_1 > h_2$)

Рисунок 7.23 – Размещение опорной арматуры в зоне пересечения двух балок (вид в плане)

7.11 Сплошные плиты

Рассматриваются сплошные плиты, работающие в одном и в двух направлениях, у которых b и l_{eff} составляют не менее $5h$ [см. 5.3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011].

7.11.1 Арматура, работающая на восприятие изгибающих моментов

7.11.1.1 Общие положения

7.11.1.1.1 Для определения минимальных и максимальных процентов армирования в рабочем направлении применяют положения 7.10.1.1.1 и 7.10.1.1.3.

7.11.1.1.2 Распределительная арматура устанавливается для обеспечения проектного положения рабочих стержней, уменьшения усадочных и температурных деформаций

конструкций, распределения местного воздействия сосредоточенных нагрузок на большую площадь. Площадь сечения распределительной арматуры должна составлять не менее 20 % площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента для балочных плит, работающих в одном направлении.

Надпорную арматуру в нерабочем направлении предусматривают конструктивно не менее 1/3 сечения рабочей арматуры в пролете.

7.11.1.1.3 Расстояние между стержнями не должно превышать $s_{max,slabs}$ значение которого составляет:

- для главной арматуры $- 3h \leq 400 \text{ мм}$, где h – общая толщина плиты;
- для второстепенной арматуры $- 3,5h \leq 400 \text{ мм}$.

Для зон с сосредоточенными нагрузками или зон, в которых действуют максимальные моменты, принимается соответственно:

- для главной арматуры $- 2h \leq 250 \text{ мм}$;
- для поперечной арматуры $- 3h \leq 400 \text{ мм}$.

Расстояния между рабочими стержнями, доводимыми до опоры плиты, не должны превышать 400 мм. Причем, площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее 1/3 площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

7.11.1.1.4 Правила, приведенные в 7.10.1.3.1 – 7.10.1.3.3, 7.10.1.4.1 – 7.10.1.4.3 и 7.10.1.5.1 – 7.10.1.5.2 для балок, также действительны для плит, однако с учетом $a_l = d$.

7.11.1.2 Арматура плит вблизи опор

7.11.1.2.1 Для свободно опертых плит (с целью экономии стали) рабочая растянутая арматура устанавливается в соответствии с эпюрой моментов с частичным обрывом, но половина расчетной арматуры, должна быть заведена за грань опоры и заанкерена согласно 8.4.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011¹.

7.11.1.2.2 Для свободно опертой плиты конструктивно (без расчета), учитывая возможное частичное защемление, устанавливается верхняя опорная арматура, которая способна воспринять не менее 25 % от максимального пролетного момента. Верхняя арматура на крайних опорах должна быть надежно заанкерена и располагаться на полосе шириной не менее чем 0,2 пролета в свету. Для крайних опор воспринимаемый момент может быть уменьшен до 15 % от максимального пролетного момента.

Надпорная арматура на промежуточных опорах должна быть сквозной и иметь длину в обе стороны от граней опор не менее чем по 0,2 пролета в свету.

7.11.1.3 Угловая арматура

Конструктивное решение опоры может ограничивать подъем плиты в углу, при этом должна быть установлена соответствующая угловая арматура.

7.11.1.4 Арматура на свободных краях

¹ Обрыв и анкеровка арматуры могут быть выполнены согласно 7.4.3, 7.4.4.1, 7.10.1.3 и 7.10.1.5

7.11.1.4.1 Вдоль свободного консольного края плита должна иметь краевую арматуру (продольные стержни, охватываемые U – образными хомутами), располагаемую согласно рисунку 7.24.

7.11.1.4.2 Рабочая или конструктивная арматура плиты может также учитываться как краевая арматура.

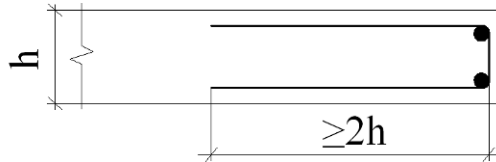


Рисунок 7.24 – Краевая арматура плиты в виде U-образных хомутов

7.11.2 Поперечная арматура

7.11.2.1 В плитах толщиной более 200 мм, следует устанавливать поперечную арматуру.

7.11.2.2 При конструировании поперечной арматуры учитывают требования к минимальному значению и определению коэффициента армирования согласно 7.10.2, если они не модифицированы в следующих случаях.

7.10.2.3 В плитах с $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ [см. 6.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011] поперечная арматура может состоять полностью из отогнутых стержней или поперечных стержней каркасов.

7.11.2.4 Максимальный шаг хомутов определяется по формуле:

$$s_{max} = 0,75d \cdot (1 + \cot \alpha), \quad (7.23)$$

где α – угол наклона поперечной арматуры.

Наибольший шаг отогнутых стержней определяется рабочей (полезной) высотой сечения:

$$s_{max} = d. \quad (7.24)$$

7.11.2.5 Максимальное расстояние между поперечными стержнями в поперечном сечении элемента не должно превышать $1,5d$.

7.12 Плоские плиты перекрытия

7.12.1 Плоские перекрытия над средними колоннами

7.12.1.1 Расположение арматуры в плоских перекрытиях должно соответствовать характеру работы плиты в условиях эксплуатации. Продольная арматура располагается согласно эпюре моментов, расположение поперечной арматуры должно соответствовать эпюре перерезывающих сил. Как правило, в безбалочных перекрытиях возможна концентрация арматуры над колоннами: надопорная продольная арматура в надколонных полосах и поперечная арматура в зоне продавливания.

7.12.1.2 Над средними колоннами необходимо устанавливать верхнюю арматуру с площадью сечения $0,5A_t$. Напорная арматура размещается на полосе с размерами, равными по $0,125$ ширины плиты с каждой стороны колонны. A_t – площадь сечения арматуры, требуемая для восприятия опорного момента, который определяется как сумма моментов от прилегающих плит с каждой стороны колонны.

7.12.1.3 В плитах, опирающихся на средние колонны, в каждом ортогональном направлении должна быть установлена нижняя арматура - не менее двух стержней, которые должны проходить сквозь колонну.

7.12.2 Плоские перекрытия в зоне крайних и угловых колонн

Арматура, перпендикулярная свободному краю плиты, воспринимающая опорные изгибающие моменты над угловой или крайней колоннами, должна быть расположена в пределах эффективной ширины b_e , показанной на рисунке 7.25.

7.12.3 Арматура в зоне продавливания

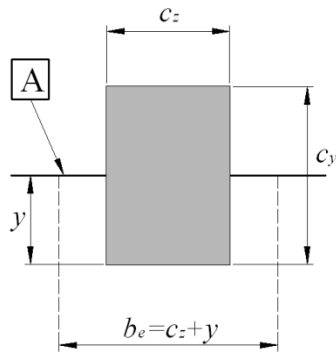
Расчетная модель для проверки прочности от продавливания представлена на Рисунке 6.12 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Сопротивление продавливанию необходимо проверять на грани колонны и на основном контрольном периметре (через $2d$ от грани колонны).

7.12.3.1 Расчетная поперечная арматура из условия продавливания [см. 6.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011] должна быть расположена между площадью приложения нагрузки (гранями колонны) и контрольным периметром kd , в котором поперечная арматура уже не требуется по расчету. Арматура должна быть выполнена из поперечных хомутов, располагаемых не менее чем по двум периметрам [см. Рисунок 6.26 и Рисунок 6.22 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011]. Расстояние между периметрами хомутов не должно превышать $0,75d$.

Шаг хомутов вдоль периметра не должен превышать $1,5d$ при расположении их внутри основного контрольного периметра (на расстоянии $2d$ от площади нагружения), а также не должен превышать $2d$ за пределами основного контрольного периметра, там, где ещё необходимы хомуты для обеспечения сопротивления продавливанию [см. Рисунок 6.13 и 6.22 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011].

При заведении нижней растянутой арматуры путем отгибания в верхнюю зону на приопорном участке (как представлено на рисунке 7.26b)) достаточно одного периметра отгибов.

Значение k принимается по пункту 6.4.5[4] СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

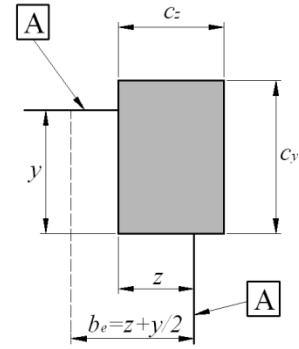


А – край плиты

Примечание может быть $y > c_y$.

а) Крайняя колонна

Примечание y – расстояние от края плиты до внутренней грани колонны.



Примечание может быть $z > c_z$ и $y > c_y$.

б) Угловая колонна

Рисунок 7.25 – Эффективная ширина b_e плиты плоского перекрытия

7.12.3.2 Минимальная площадь сечения хомута (или эквивалента), устанавливаемого по расчету, $A_{s,min}$ определяется из выражения (7.25).

$$A_{s,min} \cdot \frac{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)}{s_r s_t} \geq 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (7.25)$$

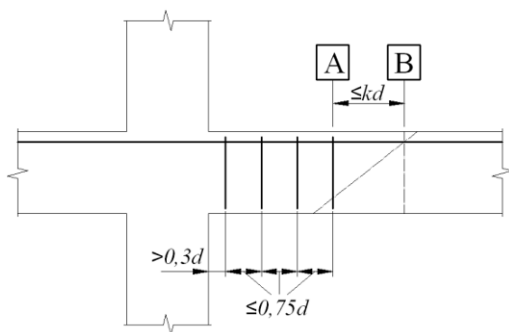
где α – угол между поперечной и продольной арматурой (т. е. при вертикальных хомутах $\alpha = 90^\circ$ и $\sin \alpha = 1$);

s_r – расстояние между поперечными хомутами в радиальном направлении;

s_t – расстояние между поперечными хомутами в тангенциальном направлении;

f_{ck}, f_{yk} – в МПа.

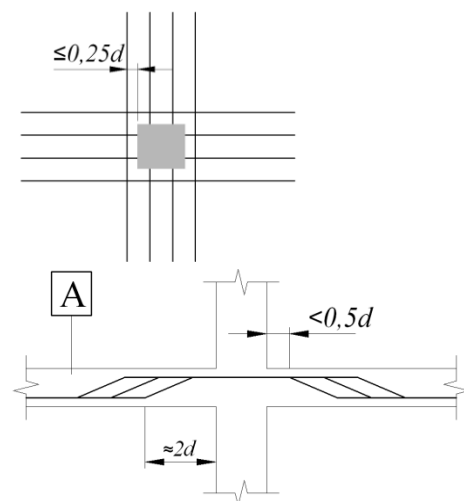
7.12.3.3 Отогнутые стержни, проходящие сквозь колонну (по площади приложения нагрузки) или на расстоянии от грани колонны, не превышающем $0,25d$, могут быть использованы как поперечная арматура в зоне продавливания (см. Рисунок 7.26б), верх).



А – внешний контрольный периметр, для которого требуется поперечная арматура;

В – первый контрольный периметр, для которого не требуется поперечная арматура

а) Расстояние между хомутами



б) Расположение отогнутых стержней в зоне продавливания

Рисунок 7.26 – Поперечная арматура плиты в зоне продавливания

7.12.3.4 Расстояние между гранью опоры (границей площади приложения нагрузки)

и ближайшей расчетной поперечной арматурой не должно превышать $0.5 \cdot d$. Это расстояние должно быть измерено на уровне растянутой арматуры. Наклон отогнутых стержней может быть уменьшен до 30° , если установлен только один ряд отгибов.

7.13 Колонны

7.13.1 Общие положения

Данный раздел составлен для колонн, у которых больший размер h не превышает четырехкратного меньшего размера b .

7.13.2 Продольная арматура

7.13.2.1 Продольные стержни для монолитных колонн и конструктивной арматуры, как правило, должны иметь диаметр не менее $\varnothing_{min}=12\text{мм}$. Для сборных колонн диаметр продольных рабочих стержней рекомендуется не менее $\varnothing_{min}=16\text{мм}$. Диаметр продольных рабочих стержней рекомендуется не более $\varnothing_{min}=40\text{мм}$ для колонн из тяжелого бетона.

7.13.2.2 Общее количество продольной арматуры должно быть не менее $A_{s,min}$, определяемого по формуле (7.26).

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}}, \text{ но не менее } 0,002A, \quad (7.26)$$

где f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

N_{Ed} – расчетное значение продольной силы от внешней нагрузки.

7.13.2.3 Площадь продольной арматуры в сечении не должна превышать $A_{s,max}=0,04A_c$, за исключением мест стыков стержней. Если площадь сжатого бетона (за вычетом площади арматуры) не ослабляется, и полная прочность достигается в предельном состоянии по несущей способности, для сечений со стыками внахлестку это предельное значение может быть увеличено до $0,08A_c$.

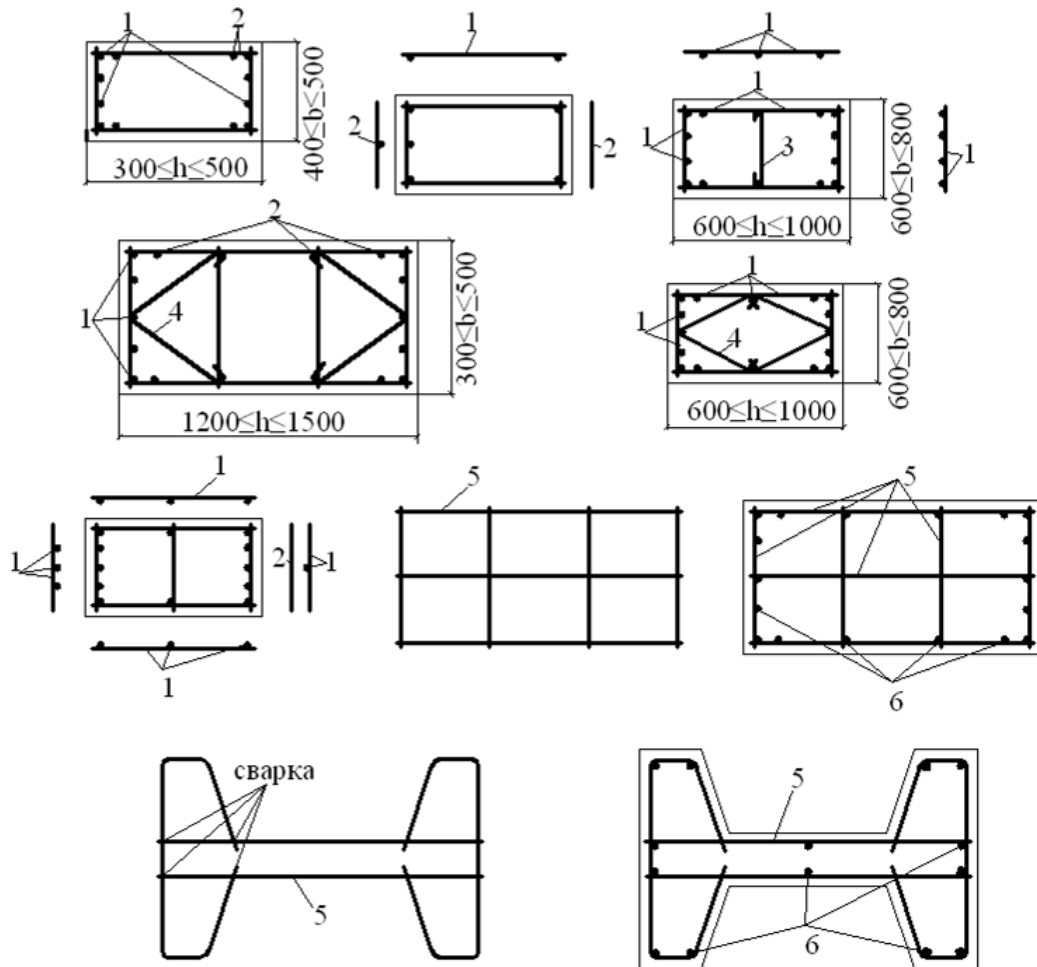
7.13.2.4 Если колонна имеет полигональное поперечное сечение, в каждом углу должно быть расположено не менее одного стержня. Количество продольных стержней в круглых колоннах должно быть не менее четырех.

Примеры расположения продольной рабочей арматуры колонн приведены на рисунках 7.27, 7.28.

7.13.2.5 Стыки продольных стержней внахлестку (без сварки) следует размещать, преимущественно, в местах изменения сечения колонны. В многоэтажных монолитных колоннах стыки устраивают на уровне верха перекрытия с помощью выпусков. Схема устройства стыков колонн показана на рисунке 7.29.

7.13.3 Поперечная арматура

В качестве поперечной арматуры применяют хомуты замкнутые или открытые, шпильки, отдельные соединительные стержни, стержни сварных сеток. Примеры хомутов приведены на рисунках 7.26, 7.27.



1- сетка; 2 – сетка или соединительный стержень; 3 – соединительный стержень (шпилька);

4 – хомут; 5 – поперечная арматура в виде сварной сетки;

б —отдельные стержни продольной арматуры.

Рисунок 7.27 – Примеры армирования сечений колонн сварными сетками с рекомендуемым количеством стержней

7.13.3.1. Конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать пространственную жесткость каркаса и закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении. Поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена путем приварки (вязки) к продольным стержням.

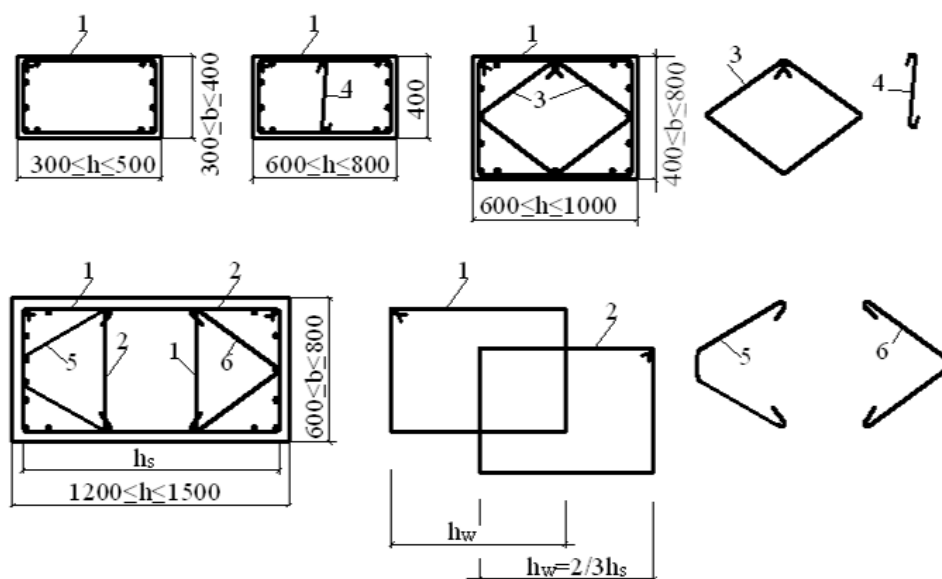
7.13.3.2 Диаметр поперечной арматуры (хомутов, колец или спиральной арматуры) должен быть не менее 6 мм и не менее четверти максимального диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки в поперечных сварных сетках для косвенного армирования должен быть не менее 5 мм.

7.13.3.3 Расстояние между поперечными стержнями (хомутами) по высоте колонны не должно превышать значения $s_{cl,max}$, равного меньшему из трех следующих расстояний:

- 20-кратный диаметр наименьшего продольного рабочего стержня;
- наименьший размер колонны;
- 400 мм.

7.13.3.4 Расстояние между поперечными стержнями (хомутами) по высоте колонны, требуемое согласно 7.13.3.3, должно быть уменьшено путем умножения на коэффициент 0,6 в следующих случаях:

- на участках сопряжения колонн с балками или плитами в сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного наибольшему размеру поперечного сечения колонны, ниже и выше перекрытия;
- в пределах стыка внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. Требуется как минимум три стержня, расположенных равномерно по длине нахлеста.



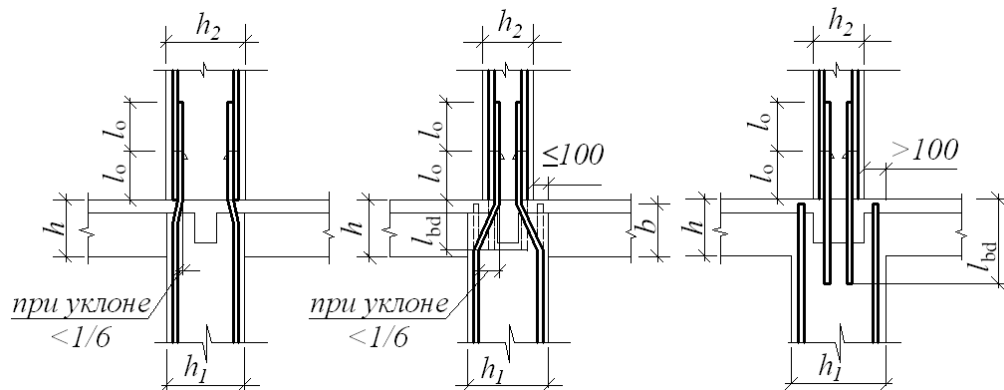
1,2,3 – замкнутые хомуты; 4 – шпилька; 5,6 – открытые хомуты

Рисунок 7.28 – Примеры армирования сечений колонн вязаными каркасами с рекомендуемым количеством стержней

7.13.3.5 Расстояние между поперечной арматурой должно быть рассчитано с учетом возникающих поперечных усилий при изменениях размера сечения колонны нижнего и верхнего этажей, когда продольные стержни отгибаются (см. рисунок 7.29). Эти эффекты могут быть проигнорированы, если уклон отгибаемых стержней не более 1/12.

7.13.3.6 Для образования пространственного каркаса плоские сварные сетки, расположенные у противоположных граней колонны, соединяют поперечными стержнями, привариваемыми точечной контактной сваркой к угловым продольным стержням сеток. Все продольные стержни должны быть охвачены одним или несколькими хомутами. Промежуточные продольные стержни не реже чем через 400 мм по ширине грани могут быть связаны при помощи соединительных стержней - шпилек.

Расстояния между осями стержней продольной арматуры колонн не должно превышать 400 мм. Иначе, между ними устанавливают конструктивную (не учитываемую расчетом) арматуру диаметром не менее 12 мм. Примеры каркасов на рисунках 7.27, 7.28.



а – при одинаковом сечении колонн верхнего и нижнего этажей; б, в – при различии в сечениях колонн верхнего и нижнего этажей незначительном и резком соответственно

Рисунок 7.29 – Схема устройства стыков продольных стержней для монолитных колонн многоэтажных зданий

7.14 Стены

7.14.1 Общие положения

Данный раздел действителен для железобетонных стен с расчетной арматурой, при отношении длины стены к толщине 4 и более. Расчет и конструирование арматуры могут быть выполнены по модели «распорка и тяж» [см. 6.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011]. Стены, подверженные преимущественно изгибу из плоскости, рассчитывают аналогично плитам (см. 7.11).

7.14.2 Вертикальная арматура

7.14.2.1 Площадь вертикальной арматуры для сечения стены рекомендуется принимать в пределах между $A_{s,vmin}=0,002A_c$ и $A_{s,vmax}=0,04A_c$, за исключением мест стыков внахлестку. Если площадь сжатого бетона (за вычетом площади арматуры) не ослабляется, и полная прочность достигается в предельном состоянии по несущей способности, для сечений со стыками внахлестку предельное значение армирования может быть увеличено до $A_{s,vmax}=0,08A_c$.

7.14.2.2 Вертикальная арматура, расчетная или конструктивная, устанавливается в виде сеток у каждой грани стены.

7.14.2.3 Расстояние между двумя соседними вертикальными стержнями должно быть не более трехкратной толщины стены и не более 400 мм.

7.14.3 Горизонтальная арматура

7.14.3.1 Горизонтальная арматура сеток у каждой грани стены принимается по

конструктивным соображениям. Площадь поперечного сечения арматуры должна быть не менее $A_{s,hmin}$. $A_{s,hmin}$ составляет: не менее 25 % от площади вертикальной арматуры, но не менее $0,001A_c$.

7.14.3.2 Шаг горизонтальных стержней сеток стены не должен превышать 400 мм.

7.14.4 Поперечная арматура

7.14.4.1 Если общая площадь вертикальной арматуры у обеих граней превышает $0,02A_c$, поперечная арматура в виде хомутов должна быть установлена в соответствии с требованиями для колонн (см. п.7.13.3). Шаг хомутов, определяемый согласно п.7.13.3, умножается на понижающий коэффициент 0.6 для зон примыкания перекрытий к стенам (пилонам). Эти хомуты устанавливаются в сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного не более четырехкратной толщине стены, ниже и выше перекрытия.

7.14.4.2 При расположении вертикальной рабочей арматуры близко к поверхностям (граням) стены хомуты должны быть установлены с шагом не более 250 мм. Поперечную арматуру не требуется устанавливать, если используются сварные сетки, и вертикальные стержни принимаются диаметром $\varnothing \leq 16$ мм при защитном слое бетона более $2\varnothing$.

7.15 Балки-стенки

7.15.1 Балки-стенки должны армироваться двумя прямоугольными арматурными сетками у каждой грани с минимальной площадью $A_{s,dbmin}$. Значение $A_{s,dbmin}$ определяется процентом армирования 0,1%, но не менее $150 \text{ мм}^2/\text{м}$ для каждой плоскости и в каждом направлении.

7.15.2 Шаг стержней сетки не должен превышать удвоенную толщину балки - стенки или 300 мм.

7.15.3 При использовании расчетной модели «распорка - тяж» для обеспечения равновесия узла арматура, соответствующая тяжам, должна быть полностью заанкерена (см. также 6.5.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011). Анкеровка осуществляется путем использования U-образных хомутов или при помощи анкерных устройств, если длина между рассматриваемым узлом и концом балки, не обеспечивает требуемой длины анкеровки l_{bd} .

7.16 Фундаменты

7.16.1 Свайные ростверки

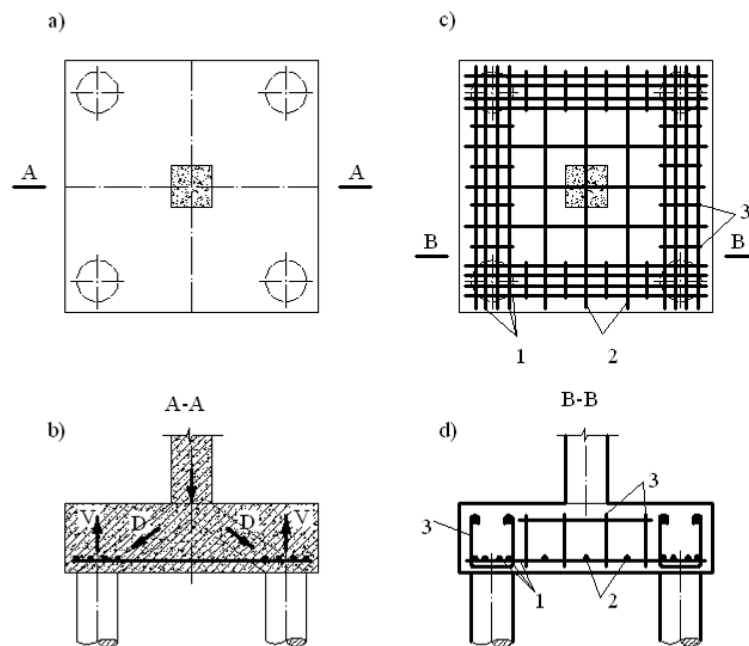
7.16.1.1 Растянутая арматура в свайном ростверке должна быть надежно заанкерена, это условие будет соблюдено только при соответствующем расстоянии от внешнего края сваи до края свайного ростверка (в первом приближении можно принять это расстояние равным размеру сечения сваи).

7.16.1.2 Расчетная арматура свайного ростверка может быть определена с использованием модели «распорка и тяж», а также расчетом на изгиб.

7.16.1.3 Рабочая растянутая арматура для сопротивления эффектам от воздействий должна распределяться в соответствии с эпюрами усилий. Минимальный диаметр стержня назначается $\varnothing_{min}=8$ мм. При минимальном расчетном армировании стержни устанавливаются только в напряженных зонах и равномерное их распределение по нижней поверхности элемента конструкции может быть исключено. При отсутствии растягивающих усилий на боковых и верхних поверхностях элемента эти части элемента могут быть неармированными. Ростверк куста свай под отдельную колонну показан на рисунке 7.30.

7.16.1.4 Поперечные стержни сварных сеток могут играть роль анкеров для растянутой рабочей арматуры.

7.16.1.5 Опорная реакция свай распространяется (рассеивается) под углом 45° от края свай (см. Рисунок 7.31). Это сжатие может быть учтено при расчете длины анкеровки.



а – план; б – схема внутренних усилий; с – схема армирования; 1 - арматурные контурные пояса для восприятия распора; 2 – арматура центральной зоны ростверка; 3 – хомуты контурных поясов

Рисунок 7.30 – Ростверк отдельной опоры

7.16.2 Фундаменты под колонны и стены

7.16.2.1 Общие положения

7.16.2.1.1 Рабочая арматура должна быть заанкерена согласно требованиям 7.4 и 7.5. Арматурная сетка выполняется из стержней диаметром не менее $\varnothing_{min}=8$ мм.

Анкеровка арматуры фундаментов выполняется в соответствии с 7.16.2.2.

7.16.2.1.2 Сетки рабочей арматуры круглых фундаментов могут быть ортогональными, как показано на Рисунке 7.32. При этом область в средней части фундамента на ширине $(50\pm 10)\%$ от диаметра фундамента будет армирована двумя сетками. Часть фундаментной плиты вдоль периметра окажется неармированной, что

следует учитывать в расчете

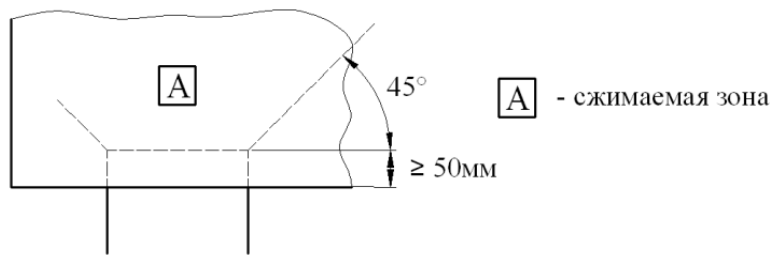


Рисунок 7.31 – Сжатая зона от опорной реакции, увеличивающая анкерующую способность

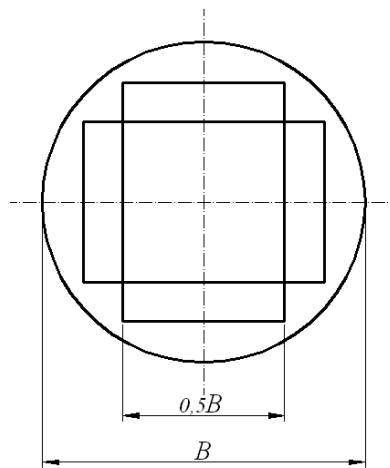


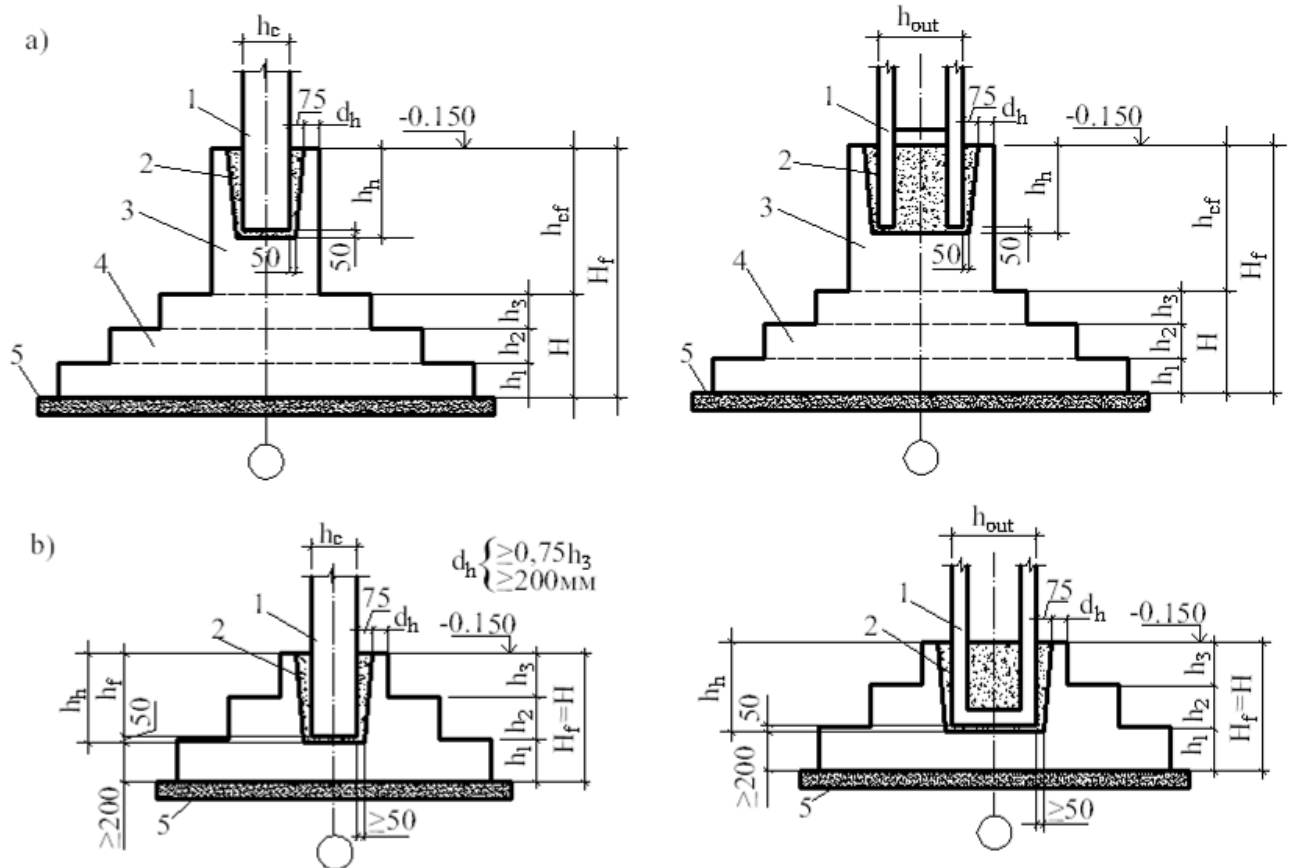
Рисунок 7.32 – Ортогональные арматурные сетки в отдельных фундаментах, круглых в плане

7.16.2.1.3 При возможном появления на верхней поверхности фундамента растягивающих напряжений, следует предусмотреть армирование этих зон.

Таблица 7.5 – Минимальная глубина заделки сборных колонн прямоугольного сечения в фундамент

Значение отношения $\frac{d_h}{h_h}$	Эксцентриситет продольной силы e_0	
	$\leq 2h_c$	$> 2h_c$
$> 0,5$	h_c	h_c
$\leq 0,5$	h_c	$h_c + \frac{1}{3}(h_c - 2d_h) \cdot \left(\frac{e_0}{h_c} - 2 \right)$

Примечание глубина заделки колонны $h_f = h_h - 50 \text{ мм}$, $h_c \leq h_f \leq 1,4h_c$



а) фундаменты с развитым подколонником для колонн прямоугольного сечения и двухветвевой; б) фундаменты, состоящие из плитной части; 1 – колонна; 2 – гнездо (стакан); 3 – подколонник; 4 – плитная часть; 5 – бетонная подготовка

Рисунок 7.33 – Сопряжение сборной колонны с фундаментом

Таблица 7.6 – Минимальная глубина заделки рабочей арматуры колонны в фундамент

Класс арматуры	Поперечное сечение колонны	Арматура колонны при классе бетона			
		C ^{12/15}		C ^{16/20} и выше	
		растянутая	сжатая	растянутая	сжатая
St400	Прямоугольное	25Ø	15Ø	20Ø	10Ø
	Двухветвевое	30Ø	15Ø	25Ø	10Ø
St500	Прямоугольное	30Ø	18Ø	25Ø	15Ø
	Двухветвевое	35Ø	18Ø	30Ø	15Ø

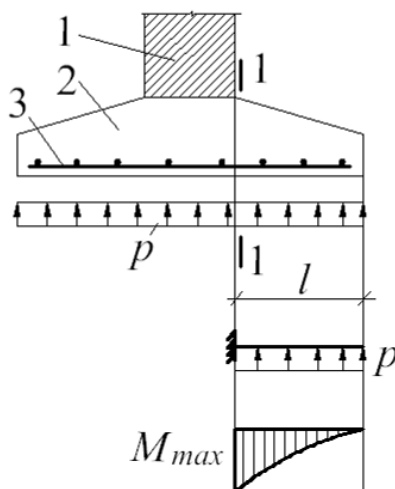
7.16.2.1.4 Общие сведения о конструировании отдельных фундаментов под сплошные и сквозные колонны даны на рисунке 7.33. Заделка колонны в фундамент выполняется преимущественно жесткой для восприятия момента. Для жесткой заделки колонны в фундамент требуется выполнять требования по анкеровке самой колонны и по анкеровке арматуры колонны. Сведения по минимальной глубине заделки колонны и рабочей арматуры даны в таблицах 7.5, 7.6 соответственно. Плитная часть фундамента

армируется сетками по подошве, подколонник армируется вертикальными стержнями и горизонтальными сетками как внецентренно нагруженный элемент коробчатого профиля.

7.16.2.1.5 Сборные ленточные фундаменты под стены могут состоять из отдельных подушек, армированных по подошве арматурной сеткой или двумя сетками, воспринимающими момент в консольной части (в сечении у грани стены), как показано на рисунке 7.34. Монолитные ленточные фундаменты под стены армируются аналогично для восприятия отпора грунта.

7.16.2.2 Анкеровка стержней

7.16.2.2.1 Растягивающее усилие в продольной арматуре F_s определяется из условий равновесия, с учетом возможного появления наклонных трещин (см. Рисунок 7.35). Усилие F_s в сечении, расположенном на расстоянии x , должно быть передано на бетон, за счет сцепления арматуры с бетоном на рассматриваемом участке, либо за счет работы анкерного устройства.



1 – несущая стена; 2 – фундаментная подушка; 3 – рабочая продольная арматура по подошве фундамента

Рисунок 7.34 – К расчету и конструированию сборного ленточного фундамента под несущие стены

7.16.2.2.2 Анкеровка продольной арматуры рассчитывается по растягивающему усилию:

$$F_s = \frac{Rz_e}{z_i}, \quad (7.27)$$

где R – результирующая давления грунта в пределах длины x ;

z_e – внешнее плечо сил, т. е. расстояние между R и вертикальным усилием N_{Ed} ;

N_{Ed} – вертикальное усилие, которое соответствует общему отпору грунта между сечениями А и В;

z_i – внутреннее плечо пары сил, т. е. расстояние между арматурой и горизонтальным усилием F_c в центре тяжести сжатой зоны;

F_c – сжимающее усилие, соответствующее максимальному растягивающему усилию $F_{s,max}$ (в

конце наклонной трещины).

7.16.2.2.3 Плечи сил внешнее - z_e и внутреннее - z_i определяются в зависимости от расположения сжатых зон для действующих усилий N_{Ed} и F_c . Для определения z_e предполагается, что $e = 0,15b$ (см. Рисунок 7.35), и z_i упрощенно принимается равным $0,9d$.

7.16.2.2.4 Длина анкеровки l_b для прямых стержней определится расстоянием от конца стержня до начала возможной наклонной трещины, как показано на рисунке 7.35. Если эта длина не обеспечивает восприятие усилия в продольной арматуре F_s , стержни следует либо отогнуть, либо снабдить анкерными устройствами. Как следует из рисунка 7.35, при увеличении h увеличится длина анкеровки l_b . При надёжной анкерровке продольная арматура работает с полным расчетным сопротивлением и наклонные трещины не возникают.

7.16.2.2.5 Для самоанкерующихся стержней (без концевых анкеров) минимальное значение x - от края фундамента до наклонной трещины - является определяющим. Упрощенно можно принять $x_{min} = h/2$.

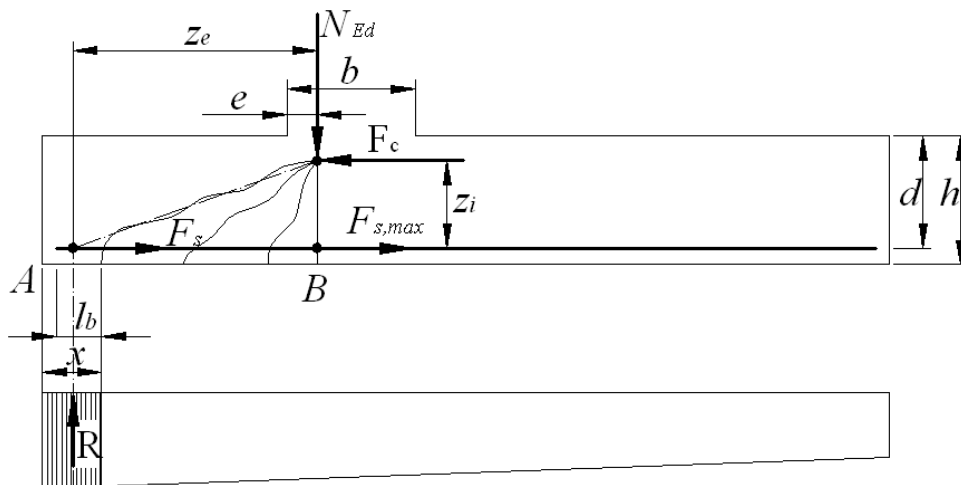


Рисунок 7.35 – Модель растягивающего усилия с учетом наклонных трещин

7.16.2.2.5 В этих наклонных сечениях действуют одновременно изгибающий момент и перерезывающая сила. Если высота плитной части фундамента принимается из условия продавливания, при этом не надо выполнять расчет на поперечную силу.

7.16.3 Распределительные балки

7.16.3.1 Распределительные балки предназначены для более равномерного нагружения фундаментов. Распределительные балки снабжены арматурой, воспринимающей возникающие изгибающие моменты и поперечные силы. Для рабочей продольной арматуры принимаются стержни с минимальным диаметром $\varnothing_{min} = 8$ мм.

7.16.3.2 Если трамбующее оборудование при обратной засыпке может оказывать воздействие на распределительные балки, необходимо в расчете балок предусмотреть минимальную падающую нагрузку $q_I = 10$ кН/м.

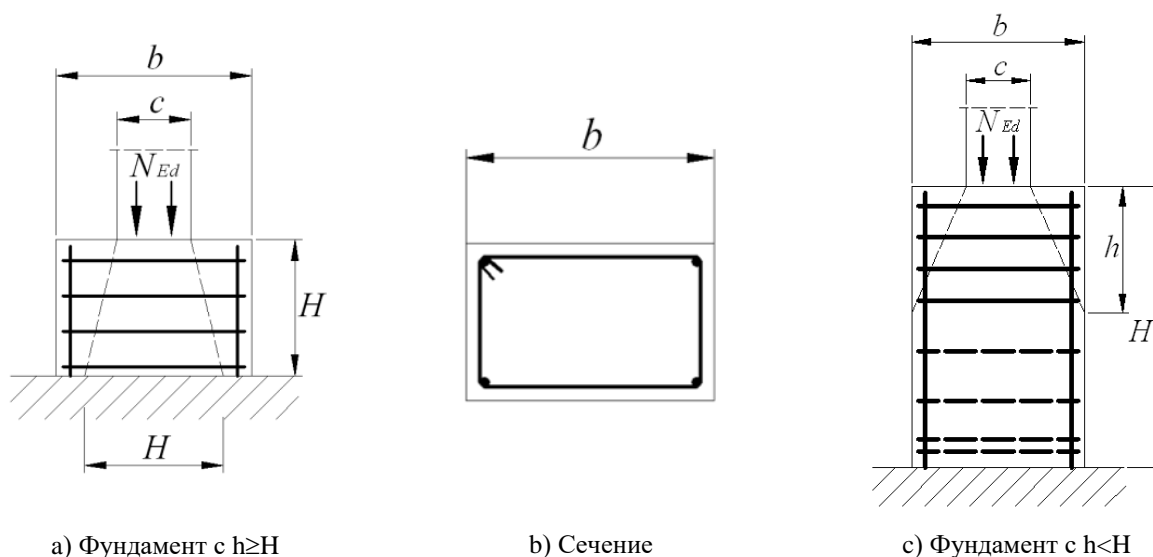
7.16.4 Фундаменты под колонны на скальной породе

7.16.4.1 Для сопротивления раскалывающим усилиям в фундаменте должно быть установлено необходимое количество поперечной арматуры, если давление грунта в предельных состояниях по несущей способности больше $q_2=5$ МПа. Эта арматура может быть равномерно распределена вдоль раскалывающего усилия по высоте h (см. Рисунок 7.36). Минимальный диаметр стержней поперечной арматуры принимается $\varnothing_{min}=8$ мм.

7.16.4.2 Раскалывающее усилие F_s может быть рассчитано по формуле (см. Рисунок 7.36):

$$F_s = 0,25 \cdot \left(1 - \frac{c}{h}\right) \cdot N_{Ed}, \quad (7.28)$$

где h – меньшее значение из b и H .



а) Фундамент с $h \geq H$

б) Сечение

в) Фундамент с $h < H$

Рисунок 7.36 – Арматура, воспринимающая раскалывающие усилия, для фундамента на скальной породе

7.16.5 Буронабивные сваи

7.16.5.1 Раздел действителен для армированных буронабивных свай.

7.16.5.2 Соответствующее расположение арматуры, арматурных каркасов и всех закладных изделий в сваях, должно обеспечить удобную укладку бетона

7.16.5.3 Буронабивные сваи должны иметь площадь продольной арматуры не меньше $A_{s,bpmin}$, в соответствии с площадью сечения сваи A_c (см. Таблица 7.5). Эта арматура должна быть распределена вдоль периметра сечения с расстоянием в свету между стержнями не более 200 мм. Минимальный диаметр продольных стержней должен быть не менее 16 мм. Сваи должны иметь не менее шести продольных стержней.

7.16.5.4 Конструирование продольной и поперечной арматуры в буронабивных сваях рассматривается в EN 1536.

Таблица 7.7 – Рекомендуемая минимальная площадь продольной арматуры в монолитных буронабивных сваях

Сечение сваи: A_c	Минимальная площадь сечения продольной арматуры: $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ м}^2$	$A_s \geq 0,005 A_c$
$0,5 \text{ м}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ м}^2$	$A_s \geq 25 \text{ см}^2$
$A_c > 1,0 \text{ м}^2$	$A_s \geq 0,0025 A_c$

7.17 Зоны с прерывистостью в геометрии или воздействиях

7.17.1 D-зоны, как правило, должны рассчитываться при помощи модели «распорка и тяж» согласно 6.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и конструироваться согласно правилам раздела 7. Дополнительная информация приведена в приложении А.

7.17.2 Для арматуры, соответствующей тяжам, должна приниматься расчетная длина анкеровки l_{bd} согласно 7.4.

7.18 Связевые системы

7.18.1 Общие положения

7.18.1.1 Конструкции, не подверженные особым воздействиям, должны иметь систему связей, предотвращающую прогрессирующее обрушение. Система связей обеспечивает альтернативные пути передачи нагрузки после наступления локального разрушения. Следующие простые правила позволяют выполнить это требование.

7.18.1.2 Должны быть предусмотрены следующие связи:

- наружные связи по периметру (вдоль периметра);
- внутренние связи вдоль и поперек здания;
- горизонтальные связи между колоннами и стенами;
- вертикальные связи, где это необходимо, особенно в панельных зданиях.

7.18.1.3 Все отсеки (блоки) здания, разделенные между собой температурными швами, должны иметь свою независимую систему связей.

7.18.1.4 При расчете связей для арматуры принимается характеристическое сопротивление. Арматура должна быть способна воспринимать усилия, определенные в последующих пунктах.

7.18.1.5 Рабочая и конструктивная арматура, в колоннах, стенах, балках и перекрытиях, может рассматриваться частично или полностью как соответствующие связи.

7.18.2 Подбор сечений связей

7.18.2.1 Общие положения

Связи предусмотрены как минимальная необходимая арматура, а не как дополнительная к расчетной арматуре

7.18.2.2 Периметрические связи

7.18.2.2.1 В уровне каждого перекрытия и покрытия, должны быть установлены непрерывные связи по периметру в пределах расстояния $l, 2$ м от края. Связи по периметру могут включать арматуру, учитываемую как часть внутренней связи.

7.18.2.2.2 Связь по периметру здания должна воспринимать растягивающее усилие:

$$F_{\text{tie,per}} = l_i q_1 \leq Q_2, \quad (7.29)$$

где $F_{\text{tie,per}}$ – растягивающее усилие в связи;

l_i – длина крайнего пролета; $q_1 = 10$ кН/м; $Q_2 = 70$ кН.

7.18.2.3 Внутренние связи

7.18.2.3.1 Внутренние связи должны быть предусмотрены в уровне покрытия и каждого перекрытия в двух направлениях, примерно под прямым углом. Они должны быть непрерывными по всей длине и надежно заанкериваться в периметрических связях, либо продолжаться как горизонтальные связи к колоннам и стенам.

7.18.2.3.2 В качестве внутренних связей может быть принята арматура, полностью или частично распределенная равномерно в плитах, сгруппированная в балках и стенах или в других соответствующих положениях. Внутри стен связи должны располагаться на расстоянии $0,5$ м от верха или от низа плит перекрытия, см. Рисунок 7.37.

7.18.2.3.3 Для расчета внутренних связей в любом направлении учитывается расчетное значение растягивающего усилия $F_{\text{tie,int}} = 20$ кН/м, (кН на 1 м ширины).

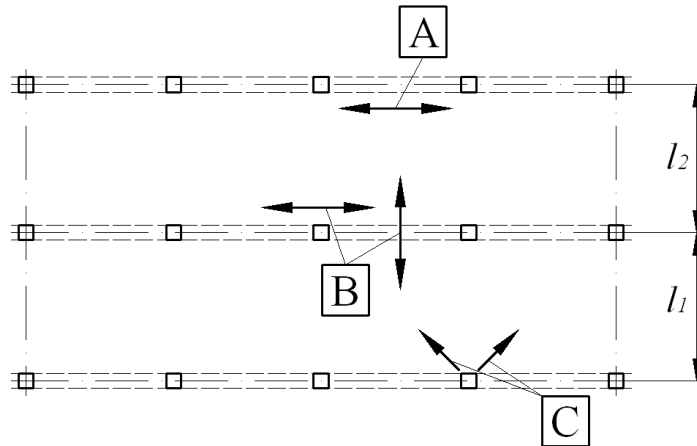
7.18.2.3.4 При наличии стяжек на перекрытиях, внутренние связи могут быть распределены поперек пролета в толще стяжки. При отсутствии стяжек связи могут быть сгруппированы в балках. В этом случае минимальное усилие для арматуры внутренней балки, выполняющей роль связи, составляет:

$$F_{\text{tie}} = \frac{q_3 \cdot (l_1 + l_2)}{2} \geq q_4, \quad (7.30)$$

где l_1, l_2 – пролеты, м, плит перекрытия с обеих сторон балки (см. Рисунок 7.37);

$q_3 = 20$ кН/м, $q_4 = 70$ кН.

7.18.2.3.5 Внутренние связи должны быть соединены с периметрическими связями таким образом, чтобы обеспечивалась передача усилий.



А – наружная связь; В – внутренняя связь; С – горизонтальная связь между колоннами или стенами

Рисунок 7.37 – Связи, предотвращающие прогрессирующее обрушение

7.18.2.4 Горизонтальные связи между колоннами и стенами

7.18.2.4.1 Крайние колонны и стены должны иметь горизонтальные связи в уровне каждого перекрытия и покрытия.

7.18.2.4.2 Связи по крайним колоннам и стенам должны воспринимать растягивающее усилие $f_{tie, fac} = 20 \text{ кН/м}$ на 1 м фасада. Для колонн усилие не должно превышать $F_{tie, col} = 150 \text{ кН}$.

7.18.2.4.3 Угловые колонны должны иметь связи в двух направлениях. Горизонтальные связи между угловыми колоннами могут быть совмещены со связями по периметру здания.

7.18.2.5 Вертикальные связи

7.18.2.5.1 Необходимо предусмотреть систему вертикальных связей, способных перекрыть повреждаемую в случае возможного обрушения перекрытия зону при чрезвычайном выходе из строя находящейся ниже опоры/стены. Такие вертикальные связи должны быть установлены в колоннах и/или стенах, для того чтобы ограничить обрушение перекрытия в панельных или каркасных зданиях, имеющих пять этажей и более.

7.18.2.5.2 Вертикальные связи должны непрерывно проходить снизу доверху. Они должны быть способны воспринимать нагрузку для особой расчетной ситуации. Рассматривается нагрузка на перекрытии над вышедшей из строя колонной/стеной. Возможны расчетные схемы, основанные на диафрагменной работе сохранившихся стеновых элементов и/или мембранной работе перекрытий. При этом должны быть проверены равновесие и достаточная способность к деформации.

7.18.2.5.3 При опирании колонны/стены на элемент перекрытия (без фундамента), необходимо учесть в расчетах неожиданный выход из строя этого элемента и обеспечить соответствующий альтернативный путь передачи усилия.

7.18.3 Непрерывность и анкеровка связей

7.18.3.1 Все горизонтальные связи должны быть эффективно непрерывными и быть заанкеренными в периметрических связях.

7.18.3.2 Связи рекомендуется располагать полностью в пределах монолитной бетонной стяжки, допускается располагать в соединениях сборных элементов. При нарушении непрерывности связей в одной плоскости, т.е. при расположении их в разных уровнях, должно быть учтено действие изгиба вследствие эксцентриситета.

7.18.3.3 Связи не рекомендуется соединять внахлестку в узких швах между сборными элементами. В таких случаях должны быть использованы механические анкера.

7.19 Сварные соединения арматуры и закладных деталей

7.19.1 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.

7.19.2 Способы сварки арматурных стержней должны соответствовать таблице 7.8 и требования по свариваемости должны соответствовать EN 10080.

7.19.3 Все сварочные работы должны производиться в соответствии с EN ISO 17660.

7.19.4 Прочность сварных соединений по длине анкеровки сварных стальных сеток должна быть достаточной для восприятия расчетных усилий.

7.19.5 Прочность сварных соединений сварной стальной сетки считается достаточной, если каждое сварное соединение воспринимает поперечную силу, составляющую не менее 25 % от усилия, равного характеристическому пределу текучести арматуры, умноженному на номинальную площадь сечения. Если свариваются стержни различных диаметров, это усилие должно быть определено по площади большего стержня.

Способы выполнения сварных соединений арматуры (основные типы) рекомендуется принимать по таблице 7.9.

8 ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ

8.1 Общие положения

Правила данного раздела распространяются на здания, которые частично или полностью состоят из сборных железобетонных элементов, и дополняют правила, установленные в других разделах. Дополнительные вопросы, связанные с конструированием, изготовлением и монтажом, представлены в специальных стандартах на изделия.

Таблица 7.8 – Допустимые способы сварки и примеры применения

Вид нагрузки	Способ сварки	Растянутые стержни ¹⁾	Сжатые стержни ¹⁾
1	2	3	4
Преимущественно статическая	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка и дуговая сварка металлическим электродом	Стыковое соединение $\varnothing \geq 20$ мм, стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ , соединение с другими стальными деталями	
	Сварка в активных защитных газах ²⁾	Стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ , соединение с другими стальными деталями	
		—	Стыковое соединение $\varnothing \geq 20$ мм
	Сварка трением	Стыковое соединение, соединение с другими стальными деталями	
Преимущественно не статическая	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}	
	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка	—	Стыковое соединение $\varnothing \geq 14$ мм
	Сварка в активных защитных газах ²⁾	—	Стыковое соединение $\varnothing \geq 14$ мм
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}	

¹⁾ Допускается сварка стержней только примерно одинакового диаметра.
²⁾ Допустимое отношение диаметров пересекающихся стержней более или равно 0,57.
³⁾ Для несущих соединений $\varnothing \leq 16$ мм.
⁴⁾ Для несущих соединений $\varnothing \leq 28$ мм.

8.2 Основополагающие требования к проектированию сборных железобетонных конструкций

8.2.1 При расчете и конструировании сборных железобетонных элементов и конструкций должно быть учтено следующее:

- переходные ситуации (например, стадия транспортирования и монтажа элементов, стадия возведения до набора монолитным бетоном прочности в

сборно-монолитной конструкции);

- расположение опор и характер опирания: временного при складировании, транспортировании и монтаже, постоянного при эксплуатации;
- стыки и соединения, узлы сопряжения между элементами; деформационные швы;
- необходимость предусмотреть систему связей для предотвращения последствий возможного обрушения;
- требования унификации размеров и схем; типизации элементов;
- требования технологичности при изготовлении, транспортировании и монтаже.
- вопросы оптимизации; например, по расходу цемента, стали; по стоимости конструкции и т.д.

8.2.2 Динамические воздействия в переходных ситуациях могут быть учтены соответствующими коэффициентами динамичности к статическим воздействиям (см. стандарты на сборные изделия).

8.2.3 При конструировании механических устройств должна предусматриваться технологичность их при эксплуатации: легкость сборки, осмотра и замены.

8.3 Материалы

8.3.1 Бетон

8.3.1.1 Прочность

8.3.1.1.1 Для сборных изделий заводского изготовления с соответствующим контролем качества согласно стандартам на изделия, прочность при растяжении бетона может определяться испытанием. Определенный с учетом статистической изменчивости предел прочности при растяжении может быть принят при проверке предельного состояния по эксплуатационной пригодности как альтернатива значениям из таблицы 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8.3.1.1.2 При проектировании могут быть использованы характеристики промежуточных значений классов бетона, приведенных в таблице 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8.3.1.1.3 При тепловой обработке бетона сборных железобетонных элементов предел прочности при сжатии в возрасте t до 28 сут $f_{cm}(t)$ может быть определен при помощи выражения (3.1) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm} \quad (8.1)$$

При этом возраст бетона t скорректирован с учетом температуры и определяется в соответствии с формулой (В.10) приложения В СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

Коэффициент $\beta_{cc}(t)$, определяемый по формуле (3.2) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, зависящий от возраста бетона, не должен превышать 1.

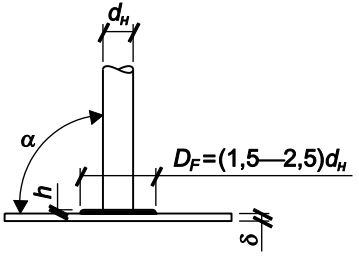
Таблица 7.9 – Основные типы сварных соединений арматуры

Способ сварки. Тип соединения	Схема конструкции соединения	Класс арматуры	d_n , мм	$l = l_n$	b , мм	h , мм	Дополнительные указания
1	2	3	4	5	6	7	8
1 Дуговая ручная без дополнительных технологических элементов. Соединение нахлесточное		St240 St400 St500	10—40 10—25 10—25	$6d_n$ $8d_n$ $8d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,25d_n$, но ≥ 4	Допускаются двухсторонние швы $l_n = 4d_n$ для соединений арматуры класса St240
2 Дуговая ручная с накладками из стержней. Соединение стыковое		St240 St400 St500	10—40 10—40 10—40	$8d_n$ $8d_n$ $8d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,5d_n$, но ≥ 4	Применима для горизон-тальных и вертикальных соединений. Допускаются двухсторон-ние швы с $l_n = 4d_n$ для горизонтальных соединений арматуры

Таблица 7.9 (продолжение)

Способ сварки. Тип соединения	Схема конструкции соединения	Класс арматуры	d_n , мм	$l = l_n$	b , мм	h , мм	Дополнительные указания
1	2	3	4	5	6	7	8
							класса St240 (St400, St500)
3 Дуговая ручная со смещенными накладками. Соединение стыковое		St400 St500	10—32 10—32	$10d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,5d_n$, но ≥ 4	—
4 Ванная одноэлектродная.. Соединение стыковое		St240 St400 St500	20—40 20—40 20—40	$\leq 1,2d_n$	—	h_1 $\leq 0,05d_n$ h_2 $\leq 0,05d_n$	$d'_n/d_n = 0,5—1,0$ Сварка выполняется в инвентарных формах
5 Дуговая ручная фланговыми швами. Соединение нахлесточное		St240 St400 St500	10—40 10—40 10—40	$4d_n$ $4d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,25d_n$, но ≥ 4	$\delta \geq 0,4d_n$, но ≥ 5

Таблица 7.9 (продолжение)

Способ сварки. Тип соединения	Схема конструкции соединения	Класс арматуры	d_n , мм	$l = l_n$	b , мм	h , мм	Дополнительные указания
1	2	3	4	5	6	7	8
б Дуговая ручная с малой механизацией под флюсом без присадочного электродного материала. Тавровое соединение из плоскости пластины		St240 St400 St500	8—40 10—40 8—40	$\delta/d_n \geq 0,50$ $\delta/d_n \geq 0,65$	—	3—10	$\delta \geq 4$ $\delta \geq 6$ $\alpha = 85^\circ - 90^\circ$
Примечание Другие виды сварных соединений рекомендуется проектировать согласно требованиям действующих нормативных документов и рабочих чертежей.							

8.3.1.2 Ползучесть и усадка

8.3.1.2.1 В случае тепловой обработки сборных железобетонных элементов значения деформации ползучести бетона определяются с учетом влияния температуры на степень зрелости бетона посредством корректировки возраста бетона по формуле (В.10) приложения В СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8.3.1.2.2 Для расчета деформаций ползучести возраст бетона при начале нагружения t_0 (в сутках) в формуле (В.5) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 должен быть заменен откорректированным возрастом бетона, определенным по формулам (В.9) и (В.10) приложения В СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8.3.1.2.3 [10.3.1.2(3) СН РК EN] В сборных элементах, подвергающихся тепловой обработке, можно исходить из того, что:

- a. во время термической обработки относительные деформации усадки незначительны;
- b. относительными деформациями аутогенной усадки можно пренебречь.

8.4 Расчет конструкций

8.4.1 Общие положения

8.4.1.1 Расчет конструкций должен учитывать:

- поведение конструктивных элементов на всех стадиях строительства при соответствующих геометрии и свойствах материалов для каждой стадии;
- совместную работу с другими элементами;
- поведение конструктивной системы в целом, а также поведение стыков и соединений между элементами, с учетом прочности и возможной деформативности соединений;
- неопределенности, возникающие вследствие ограничений и передачи усилия между элементами вследствие отклонений в геометрии и в положении элементов и опор.

8.4.1.2 Эффект горизонтального ограничения от трения под собственном весом поддерживаемых элементов, может использоваться только в несейсмических зонах (с $\gamma_{G,inf}$), а также там, где:

- общая устойчивость конструкции обеспечивается не только исключительно трением;
- конструкция опор исключает возможность накопления необратимого скольжения элементов, например, вызванного различным поведением при переменных воздействиях (таких как циклические термические воздействия на контактные края свободно опертых элементов);
- возможность значительной ударной нагрузки исключена.

8.4.1.3 Эффекты от горизонтальных перемещений необходимо учитывать в расчетах при оценке сопротивления конструкции и целостности соединений.

8.5 Особые правила расчета и конструирования

8.5.1 Моменты от защемления в плитах

8.5.1.1 Моменты от защемления могут быть восприняты верхней арматурой, которая размещается:

- в набетонке;
- в обетонированных швах между элементами;
- в обетонированных пазах элементов.

Горизонтальное поперечное усилие в шве между набетонкой и элементом должно быть проверено согласно 6.2.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Вертикальное поперечное усилие между бетоном шва или паза и сборным элементом должно быть проверено согласно 6.2.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Длина верхней арматуры должна соответствовать 7.10.1.3.

8.5.1.2 Непредусмотренные эффекты от ограничения на опорах свободно опертых плит должны быть учтены при конструировании.

8.5.2 Соединения между стеной и перекрытием

8.5.2.1 В стеновых элементах, устанавливаемых на стыке плит перекрытия, должна быть предусмотрена арматура с учетом возможных эксцентриситетов приложения нагрузки и влиянием местного сжатия у нижней кромки стены. Вдоль нижней кромки стены устанавливается гнутая сетка в качестве косвенной арматуры, воспринимающей местные напряжения. Для элементов перекрытий см. 8.5.1.2.

8.5.2.2 (10.9.2(2) СН РК EN) Установка специальной арматуры не требуется, если вертикальная нагрузка на единицу длины стены не более $0,5hf_{cd}$, где h – толщина стены. Нагрузка может быть увеличена до $0,6hf_{cd}$, если арматура принята диаметром $\varnothing \geq 6$ мм, расположена в соответствии с рисунком 8.1, и шаг хомутов s не больше h и не больше 200 мм. При больших нагрузках арматура должна быть рассчитана согласно 8.5.2.1. Отдельная проверка должна быть сделана для нижележащей стены.

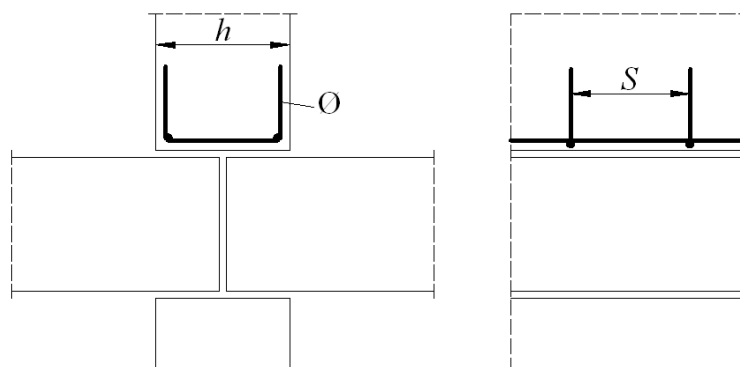


Рисунок 8.1 – Пример армирования стены над стыком двух плит перекрытия

8.5.3 Системы перекрытий

8.5.3.1 [10.9.3(1)Р СН РК EN] Конструирование систем перекрытий должно соответствовать предпосылкам расчета и проектирования. Должны быть учтены определяющие стандарты на изделия.

8.5.3.2 [10.9.3(2)Р СН РК EN] Если при расчете учитывается поперечное распределение нагрузок между соседними (смежными) элементами, то должны быть предусмотрены соответствующие соединения (стыки) элементов для передачи поперечного усилия.

8.5.3.3 Для свободно опертых сборных элементов необходимо учесть эффекты от возможных защемлений.

8.5.3.4 Для передачи поперечного усилия от одного элемента другому используют различные соединения, основные типы которых показаны на рисунке 8.2.

8.5.3.5 [10.9.3(5) СН РК EN] Поперечное распределение нагрузок должно быть основано на расчете или испытаниях, учитывая возможные различия в нагрузках, приложенных к сборным элементам. Поперечное усилие, действующее между элементами перекрытия, как правило, должно быть учтено при проектировании соединений и прилегающих частей элементов (например, внешние ребра или стенки).

Для перекрытий с равномерно распределенной нагрузкой, при отсутствии более точного расчета, поперечное усилие на единицу длины стыкового соединения может быть определено следующим образом:

$$v_{Ed} = q_{Ed} \cdot \frac{b_e}{3}, \quad (8.2)$$

где q_{Ed} – расчетное значение полезной нагрузки, $кН/м^2$;

b_e – ширина элемента конструкции.

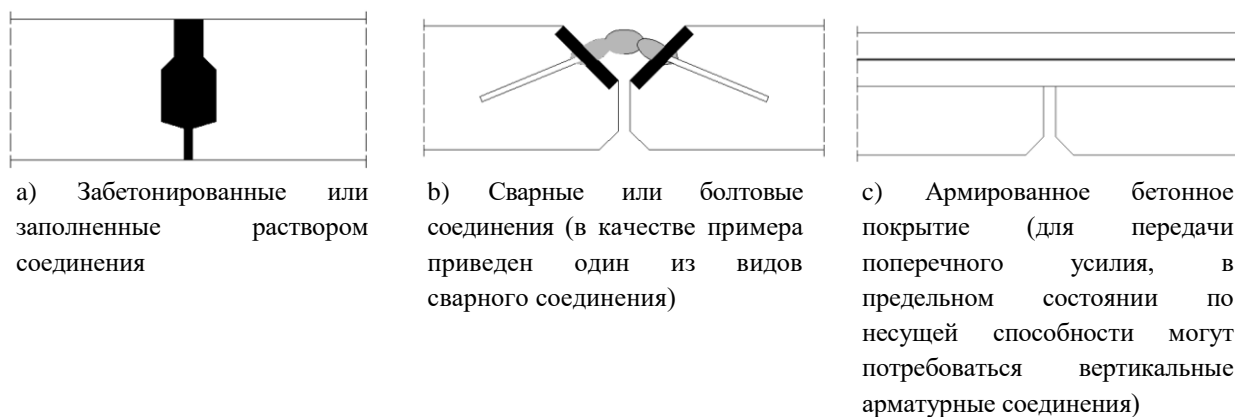


Рисунок 8.2 – Примеры соединений элементов для передачи поперечного усилия

8.5.3.6 [10.9.3(6) СН РК EN] Если сборные перекрытия рассматриваются как диафрагмы для передачи горизонтальных усилий к раскрепляющим элементам, следует учитывать следующее:

– диафрагма должна быть частью действительной конструктивной модели, учитывающей совместность деформаций с раскрепляющими элементами;

- эффекты горизонтальных деформаций должны быть учтены для всех частей конструкции, участвующих в передаче горизонтальных нагрузок;
- диафрагма должна быть армирована для восприятия растягивающих усилий, принятых в конструктивной модели;
- при конструировании арматуры должна быть учтена концентрация напряжений около отверстий и соединений.

8.5.3.7 [10.9.3(7) СН РК EN] Поперечная арматура для передачи поперечного усилия в продольном направлении соединений в диафрагме может быть сконцентрирована вдоль опор, образуя связи, входящие в конструктивную модель. Эта арматура может быть расположена в бетонном покрытии, если оно имеется.

8.5.3.8 Сборные элементы допускается рассчитывать как сборно-монолитные элементы, если слой бетонного покрытия (набетонки) составляет не менее 40 мм, срез по контакту следует проверять согласно 6.2.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Сборный элемент должен быть проверен на всех стадиях строительства, до и после того как обеспечена совместная работа сборной и монолитной частей.

8.5.3.9 Плитные элементы, которые не соединены для передачи поперечного усилия, должны иметь в стенке или ребре поперечную арматуру, как это предписано для балок.

8.5.3.10 Для диафрагмы, представляющей взаимодействующие между собой сборные плиты, с обетонированными или заполненными раствором соединениями, среднее напряжение продольного среза v_{Rdi} должно быть ограничено до 0,1 МПа при очень гладких поверхностях и до 0,15 МПа – при гладких и шероховатых поверхностях. Определение поверхностей дано в 6.2.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8.5.4 Соединения и опорные части сборных элементов

8.5.4.1 Материалы

8.5.4.1.1 Соединения должны удовлетворять требованиям:

- надежности и долговечности в течение проектного срока службы конструкции;
- химической и физической совместимости;
- защищенности против агрессивных химических и физических воздействий;
- иметь огнестойкость такую же, как и огнестойкость конструкции.

8.5.4.1.2 [10.9.4.1(2)Р СН РК EN] Опорные прокладки должны иметь прочность и деформационные свойства в соответствии с расчетными предпосылками.

8.5.4.1.3 [10.9.4.1(3)Р СН РК EN] Металлические крепежные устройства для фасадов, не попадающие в классы условий эксплуатации Х0 и ХС1 (таблица 4.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011) и не защищенные от воздействий окружающей среды, должны быть изготовлены из коррозионноустойчивых материалов. Если осмотр в процессе эксплуатации возможен, может быть использован материал с покрытием.

8.5.4.2 Общие правила расчета и конструирования соединений

8.5.4.2.1 [10.9.4.2(1)Р СН РК EN] Соединения должны быть способны сопротивляться

действию нагрузок, соответствующих предпосылкам расчета, воспринимать необходимые деформации и обеспечивать живучесть конструкции.

8.5.4.2.2 Для исключения преждевременного раскалывания или откалывания бетона на концах элементов необходимо учитывать:

- относительные смещения между элементами;
- отклонения;
- требования монтажа;
- простоту возведения;
- простоту инспекционной проверки.

8.5.4.2.3 [10.9.4.2(3) СН РК EN] Проверка несущей способности и жесткости соединений может быть основана на расчете, возможно, сопровождаемом испытаниями (расчет, сопровождаемый испытаниями, см. EN 1990, приложение D). Несовершенства должны быть учтены. Расчетные значения, основанные на испытаниях, должны учитывать неблагоприятные отклонения от условий испытаний.

8.5.4.3 Соединения, передающие усилия сжатия

8.5.4.3.1 В сжатых соединениях поперечные усилия можно не учитывать, если они составляют менее 10 % сжимающего усилия.

8.5.4.3.2 [10.9.4.3(2) СН РК EN] Для соединений с прослоечными материалами типа раствора, бетона или полимеров относительное перемещение между соединяемыми поверхностями должно быть исключено в течение периода затвердевания материала.

8.5.4.3.3 Соединения без прослоечных материалов типа раствора, бетона или полимеров (сухие соединения) должны применяться только тогда, когда может быть достигнуто требуемое качество производства работ. Среднее напряжение (давление) на опоре между плоскими поверхностями не должно превышать $0,3f_{cd}$. Сухие соединения, имеющие искривленные (выпуклые) поверхности, должны быть рассчитаны с учетом геометрии.

8.5.4.3.4 В сжатых стыках колонн следует учитывать поперечные растягивающие напряжения в смежных элементах, возникающие вследствие сосредоточенного сжатия согласно рисунку 8.3 а) или вследствие расширения мягких прокладок согласно рисунку 8.3 б). Арматура в случае а) при концентрации напряжений у центрирующей прокладки может быть рассчитана и расположена согласно 6.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Арматура в случае б) должна быть расположена вблизи поверхностей соседних элементов.

8.5.4.3.5 При отсутствии более точных моделей, сечение арматуры в случае б) может быть рассчитано по формуле (8.3).

$$A_s = 0,25 \cdot \left(\frac{t}{h} \right) \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}, \quad (8.3)$$

где A_s – площадь арматуры у каждой поверхности;

t – толщина прокладки;

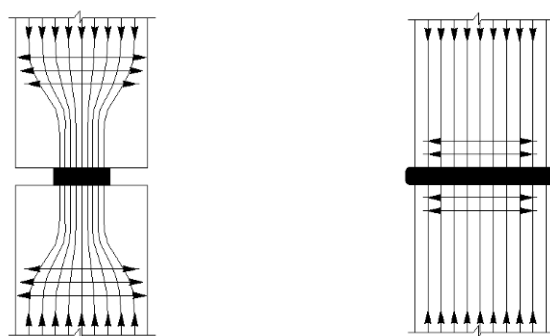
h – размер прокладки в направлении арматуры;

F_{Ed} – усилие сжатия в соединении.

8.5.4.3.6 [10.9.4.3(6) СН РК EN] Максимальная несущая способность сжатых

соединений может быть определена согласно 6.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 или может быть обоснована расчетом, сопровождаемым испытаниями (расчет, сопровождаемый испытаниями, см. EN 1990).

8.5.4.3.7 Концевые участки сжатых соединяемых элементов колонн при жестких сопряжениях могут быть усилены поперечными проволочными сетками косвенного армирования: не менее 4 штук, на длине не менее $10 \cdot d$ продольных стержней, с шагом сеток 60-150 мм, с размером ячейки сетки 45-100 мм.



а) Сосредоточенная опора

б) Расширение мягкой прокладки

Рисунок 8.3 – Поперечные растягивающие напряжения в сжатых соединениях

8.5.4.4 Соединения, передающие поперечные усилия

Передача поперечного усилия по контакту между двумя бетонами, например, между сборным элементом и монолитным бетоном должна выполняться согласно п. 6.2.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8.5.4.5 Соединения, передающие изгибающие моменты или растягивающие усилия

8.5.4.5.1 [10.9.4.5(1) СН РК EN] Арматура должна непрерывно проходить через соединение и быть заанкерена в соседних элементах.

8.5.4.5.2 Непрерывность арматуры может быть обеспечена при помощи:

- соединения стержней внахлестку;
- замоноличивания арматуры в выемках, отверстиях, пазах;
- перехлеста петель арматуры;
- сварки стержней или стальных пластин;
- механических устройств (резьбовые или литые муфты);
- штампованных соединительных устройств (обжимные муфты).

8.5.4.6 Соединения в половину высоты

Соединения в половину высоты могут быть рассчитаны с использованием моделей «распорка и тяж» согласно 6.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Эти альтернативные модели, также можно использовать в виде комбинации для расчета арматуры.

На рисунке 8.4 показаны только существенные особенности моделей «распорка и тяж».

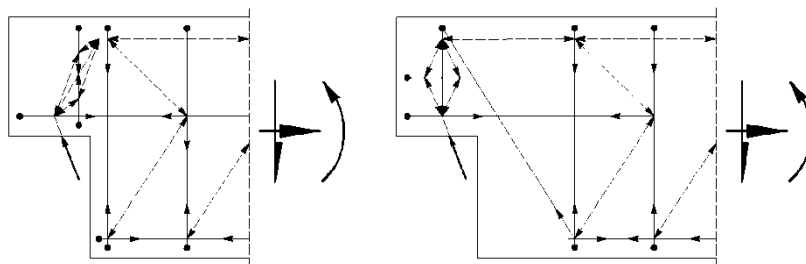


Рисунок 8.4 – Примерные модели для расчета арматуры соединений в половину высоты

8.5.4.7 Анкеровка арматуры на опорах

Конструирование арматуры в опорных и опирающихся элементах должно быть таким, чтобы обеспечивалась ее анкеровка в рассматриваемом узле, учитывая отклонения (допуски) рисунок 8.5.

Эффективная длина опоры a_l зависит от расстояния d (см. Рисунок 8.5) от края рассматриваемых элементов, где:

$d = c_i + \Delta a_2$ – с горизонтальными петлями или иначе заанкеренными на конце стержнями;

$d = c_i + \Delta a_2 + r_i$ – с вертикально отогнутыми стержнями, где c_i – защитный слой бетона;

Δa_i – отклонение (см. 8.5.5.2.1);

r_i – радиус загиба.

Обозначение Δa_2 и Δa_3 – см. Рисунок 8.5 и 8.5.5.2.1.

8.5.5 Опорные устройства

8.5.5.1 Общие положения

8.5.5.1.1 [10.9.5.1(1)Р СН РК EN] Надлежащее функционирование опорных устройств должно быть обеспечено путем установки арматуры в соседних (смежных) элементах, ограничением напряжений в опоре и мерами, учитывающими перемещение или ограничение.

8.5.5.1.2 [10.9.5.1(2)Р СН РК EN] Для опорных устройств, которые не допускают скольжения или поворота без значительных ограничений, воздействия вследствие ползучести, усадки, температуры, несоосности, отсутствия вертикальности и т. д. должны быть учтены при расчете соседних (смежных) элементов.

8.5.5.1.3 [10.9.5.1(3) СН РК EN] Эффекты от воздействий, представленные в 8.5.5.1.2 могут потребовать установки поперечной арматуры для поддерживаемых и поддерживающих элементов и/или непрерывной арматуры для объединения элементов. Они могут также влиять на расчет основной рабочей арматуры в таких элементах.

8.5.5.1.4 [10.9.5.1(4)Р СН РК EN] Опорные устройства должны быть рассчитаны и законструированы таким образом, чтобы обеспечить точное положение элемента с учетом допусков изготовления и монтажа.

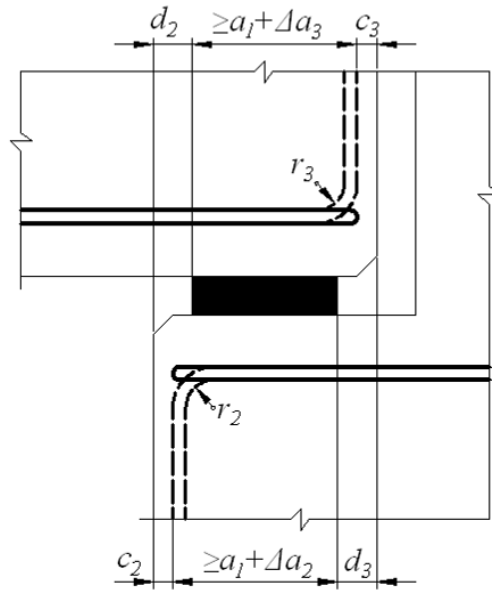


Рисунок 8.5 – Пример конструирования арматуры на опоре

8.5.5.2 Опорные устройства для соединенных (неизолированных) элементов

8.5.5.2.1 [10.9.5.2(1) СН РК EN] Номинальная длина a простой опоры, как показано на рисунке 8.6, может быть рассчитана следующим образом:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}, \quad (8.4)$$

где a_1 – чистая длина опорного устройства с напряжениями, равными $F_{Ed}/(b_l f_{Rd})$, но не менее чем минимальные значения приведенные в таблице 8.1;

F_{Ed} – расчетное значение реакции опоры;

b_l – чистая ширина опорного устройства, см. 8.5.5.2.3;

f_{Rd} – расчетное значение опорной прочности, см. 8.5.5.2.2;

a_2 – расстояние, принимаемое как неэффективное, от внешнего края поддерживающего элемента, см. Рисунок 8.6 и таблицу 8.2;

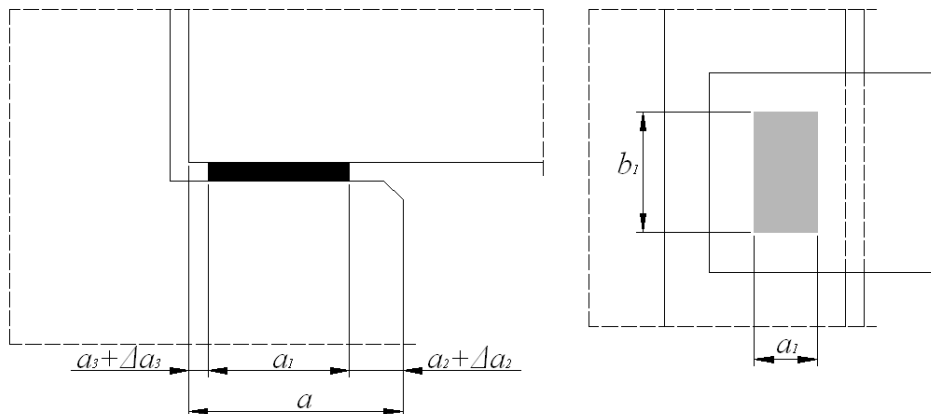


Рисунок 8.6 – Пример опорного устройства с обозначениями

a_3 – такое же расстояние от внешнего края поддерживаемого элемента, см. Рисунок 8.6 и

таблицу 8.3;

Δa_2 – допустимое отклонение расстояния между поддерживающими элементами, см.

Таблицу 8.4;

Δa_3 – допустимое отклонение длины поддерживаемого элемента, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n – длина элемента конструкции.

Таблица 8.1 – Минимальное значение a_1 , мм

Относительные напряжения в опорном устройстве, σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15–0,4	$> 0,4$
Линейные опоры (перекрытия, покрытия)	25	30	40
Рёбристые перекрытия и прогоны	55	70	80
Концентрированные опоры (балки)	90	110	140

Таблица 8.2 – Расстояние a_2 , мм, рассматриваемое как неэффективное, от внешнего края поддерживающего элемента. Бетонная опорная подушка должна быть использована в случаях (–)

Материал и вид опоры	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15–0,4	$> 0,4$
Сталь	Линейная	0	0	10
	Сосредоточенная	5	10	15
Армированный бетон $\geq C30$	Линейная	5	10	15
	Сосредоточенная	10	15	25
Неармированный бетон и армированный бетон $< C30$	Линейная	10	15	25
	Сосредоточенная	20	25	35
Кирпичная кладка	Линейная	10	15	(–)
	Сосредоточенная	20	25	(–)

8.5.5.2.2 При отсутствии других указаний, следующие значения могут быть использованы для определения прочности опорного устройства.

- $f_{Rd} = 0,4f_{cd}$ – для сухих соединений (определение см. 8.5.4.3.3);
- $f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85f_{cd}$ – для всех других случаев,

где f_{cd} – более низкая расчетная прочность поддерживаемого или поддерживающего элементов;

f_{bed} – расчетное значение прочности прокладки.

Таблица 8.3 – Расстояние a_3 , мм, рассматриваемое как неэффективное, за внешним краем поддерживаемого элемента

Конструкция арматуры	Опора	
	линейная	сосредоточенная
Непрерывные стержни над опорой (ограниченные или нет)	0	0
Прямые стержни, горизонтальные петли непосредственно на конце элемента	5	15, но не меньше, чем защитный слой на конце
Напрягающие элементы или прямые стержни, открытые на конце элемента	5	15
Вертикальная петельная арматура	15	Защитный слой плюс внутренний радиус загиба

Таблица 8.4 – Допустимое отклонение Δa_2 расстояния в свету между гранями опор. l - ширина пролета

Материал опоры	Δa_2
Сталь или бетонный сборный элемент	$10 \leq l/1200 \leq 30$ мм
Кирпичная кладка или монолитный бетон	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40$ мм

8.5.5.2.3 Если при помощи цементного раствора, неопрена и подобных прокладок принимаются меры для того, чтобы обеспечить равномерное распределение опорного давления, то расчетная ширина опоры b_1 может быть принята равной ее фактической ширине. При отсутствии более точных расчетов и во всех других случаях и b_1 не должно превышать 600 мм.

8.5.5.3 Опорные устройства для отдельных (изолированных) элементов

8.5.5.3.1 [10.9.5.3(1)Р СН РК EN] Номинальное значение длины опорного устройства должно быть на 20 мм больше, чем для неизолированных элементов.

8.5.5.3.2 [10.9.5.3(2)Р СН РК EN] Если опорное устройство допускает перемещения на опоре, то чистая длина опорного устройства должна быть увеличена на значение возможных перемещений.

8.5.5.3.3 [10.9.5.3(3)Р СН РК EN] Если элемент связан с другим элементом не на уровне его опорного устройства, то чистая длина опорного устройства a_1 должна быть увеличена таким образом, чтобы было обеспечено восприятие возможного поворота вокруг связи.

8.5.6 Фундаменты стаканного типа

8.5.6.1 Общие положения

Фундаменты стаканного типа должны обеспечивать передачу вертикальных усилий, изгибающих моментов и горизонтальных поперечных усилий от колонн на грунт. Зазоры между поверхностями колонны и стакана должны быть не менее 50 мм, чтобы обеспечивать качественное заполнение бетоном пространства под колонной и вокруг нее. Варианты фундаментов стаканного типа под сплошные и сквозные колонны представлены на рисунках 8.34.

8.5.6.2 Фундаменты стаканного типа с профилированной поверхностью стенок гнезда

8.5.6.2.1 Стаканы с колонной могут рассматриваться как монолитные, если в стакане имеются специально созданными углубления или шпонки.

8.5.6.2.2 В местах, где возникает вертикальное растяжение вследствие передачи моментов, требуется тщательное конструирование соединения внахлестку арматуры

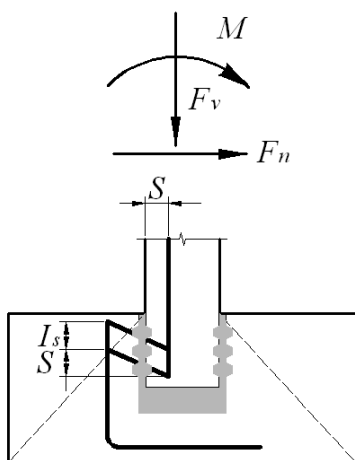
колонны и фундамента, учитывая разделение соединяемых внахлестку стержней. Длина нахлестки согласно 7.7.3 должна быть увеличена не менее чем на горизонтальное расстояние между стержнями в колонне и в фундаменте (см. Рисунок 8.7 а)). Для соединения внахлестку должна быть обеспечена необходимая горизонтальная арматура. Нахлестки не потребуются, если соблюдаются условия анкеровки арматуры колонны по высоте гнезда и заделки колонны в стакане. Сведения о заделке колонны и её арматуры приводятся в таблицах 7.5 и 7.6

8.5.6.2.3 Если условия передачи поперечного усилия по контакту между колонной и фундаментом проверены, то расчет на продавливание должен производиться как для монолитного соединения колонна/фундамент согласно 6.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и рисунка 8.7 а)). В противном случае расчет на продавливание должен быть выполнен как для стаканов с гладкой поверхностью.

8.5.6.3 Фундаменты стаканного типа с гладкой поверхностью стенок гнезда

8.5.6.3.1 Усилия F_v , F_h и момент M могут быть переданы от колонны к фундаменту с помощью сжимающих усилий F_1 , F_2 и F_3 через бетон замоноличивания и соответствующие силы трения, как показано на рисунке 8.7 б) при обеспечении условия $l \geq 1,2h$.

а)



б)

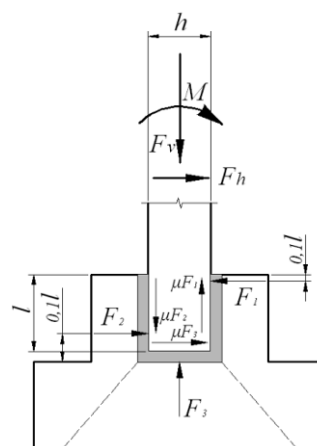


Рисунок 8.7 – Фундаменты стаканного типа: а – со шпоночной поверхностью; б – с гладкой поверхностью

8.5.6.3.2 [10.9.6.3(2) СН РК EN] Коэффициент трения может быть принят не более чем $\mu = 0,3$.

8.5.6.3.3 [10.9.6.3(3) СН РК EN] Особое внимание должно быть уделено следующему:

- конструированию арматуры для восприятия усилия F_1 сверху стенок стакана;
- передаче усилия F_1 вдоль боковых стенок фундамента;
- анкеровке главной арматуры в колонне и стенках стакана;
- сопротивлению поперечному усилию колонны в пределах стакана;

–сопротивлению продавливанию плиты фундамента от усилия в колонне, при вычислении которого может быть учтен монолитный бетон, расположенный под сборным элементом.

8.5.7 Системы связей

В стенах, диафрагмах перекрытия и других плитных элементах, нагруженных в их собственной плоскости, необходимое взаимодействие может быть достигнуто объединением конструкции с наружными и/или внутренними связями.

Эти же элементы могут также действовать для предотвращения прогрессирующего обрушения согласно 7.18.

9 ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

9.1 Общие положения

9.1.1 Настоящий раздел устанавливает правила проектирования железобетонных элементов сборно-монолитных конструкций зданий и сооружений, выполненных без предварительного напряжения из тяжелого конструкционного бетона, эксплуатирующихся при воздействии температур не выше 50°C и не ниже минус 40 °C.

9.1.2 Настоящий раздел распространяется на проектирование элементов сборно-монолитных железобетонных конструкций, поперечные сечения которых состоят из сборных элементов и дополнительно уложенных на месте использования конструкций монолитного бетона и арматуры.

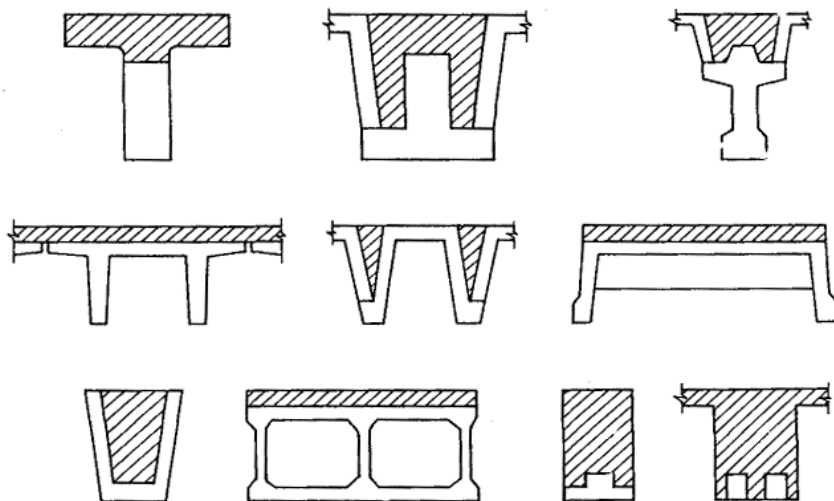
9.1.3 Настоящий раздел не распространяется на расчет сборно-монолитных конструктивных систем зданий и сооружений, на расчет сборно-монолитных конструкций, монолитная часть которых выполнена из легких или специальных бетонов, в частности напрягающих бетонов.

9.2 Особые термины и определения

В настоящем разделе применяются термины, установленные в Разделе 3.

9.3 Основные требования по проектированию сборно-монолитных железобетонных конструкций

9.3.1 В данном разделе рассматриваются элементы железобетонных сборно-монолитных конструкций, поперечные сечения которых состоят из заранее изготовленных элементов (сборных элементов) и дополнительно уложенных на месте использования конструкций монолитного бетона (бетона омоноличивания) и арматуры (см. Рисунок 9.1).



(заштрихован - монолитный бетон)

Рисунок 9.1–Сечения сборно-монолитных конструкций

9.3.2 В качестве сборных элементов можно применять как специально запроектированные, так и типовые железобетонные элементы сборных конструкций.

Сборные элементы рекомендуется проектировать так, чтобы они отвечали условиям механизированного изготовления их на специализированных предприятиях и по возможности использовались в качестве опалубки во время возведения конструкции.

Размеры сборных элементов назначают из условий простоты их изготовления, эффективного расположения в конструкции и обеспечения требуемой прочности швов сопряжения с бетоном омоноличивания.

9.3.3 Сборно-монолитные железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по предельным состояниям по несущей способности ULS и по эксплуатационной пригодности SLS.

Сборно-монолитные конструкции следует рассчитывать по прочности, образованию и раскрытию трещин и по деформациям для следующих двух стадий работы конструкций:

- до приобретения бетоном, уложенным на месте использования конструкции (бетоном омоноличивания), заданной прочности - на воздействие массы этого бетона и других нагрузок, действующих на данном этапе возведения конструкции;
- после приобретения бетоном, уложенным на месте использования конструкции (бетоном омоноличивания), заданной прочности - на нагрузки, действующие на этом этапе возведения и при эксплуатации конструкции.

Расчет сборных элементов до приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности производится в соответствии с требованиями п.6 и п.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011; расчет элементов сборно-монолитных конструкций после приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности - в соответствии с рекомендациями настоящего Раздела. При этом в тексте Раздела характеристики, относящиеся к сборным элементам, имеют индекс 1, а к бетону омоноличивания - 2.

9.3.4 При расчете сборных элементов на воздействие усилий при подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от собственной массы элемента следует вводить в расчет с коэффициентом динамичности, равным:

- при транспортировании – 1,6;
- при подъеме и монтаже – 1,4.

Для указанных выше коэффициентов динамичности допускается принимать меньшие значения, подтверждаемые опытом применения конструкций, но не менее 1,25.

9.3.5 Надежную связь бетона омоноличивания с бетоном сборных элементов рекомендуется осуществлять с помощью арматуры, выпускаемой из сборных элементов, путем устройства бетонных шпонок или шероховатой поверхности, продольных выступов, или с помощью других надежных, проверенных способов. При этом в проектах рекомендуется предусматривать меры по обеспечению проектного положения выпущенной из сборных элементов арматуры, а также по защите ее от коррозии и давать указание о том, что поверхности сборных элементов конструкции, подлежащие обетонированию, должны быть тщательно очищены и промыты перед укладкой бетона омоноличивания.

9.3.6 Требования по долговечности сборно-монолитных железобетонных конструкций устанавливаются в соответствии с разделом 4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.3.7 Материалы сборно-монолитных конструкций и соответствующие нормативные характеристики следует принимать по СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 [раздел 3].

9.3.8 Конструкцию следует считать сборно-монолитной, если выполнены следующие условия:

- на всех этапах работы составного сечения обеспечена прочность контактного соединения монолитного бетона и сборного элемента;
- при передаче нормальных усилий в пределах составного сечения взаимодействующими элементами и между ними сохраняется неразрезность (сплошность) сечения.

9.4 Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций по предельным состояниям по несущей способности ULS

9.4.1 Общие положения

9.4.1.1 Расчет прочности сборно-монолитных элементов по сечениям, нормальным и наклонным (наиболее опасного направления) к продольной оси элемента, следует производить по СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 [раздел 6].

9.4.1.2 Расчет элементов по прочности на действие крутящих моментов следует производить согласно подраздела 6.3 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, а при местном действии нагрузки – согласно подраздела 6.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, с учетом конкретных особенностей сборно-монолитных железобетонных конструкций.

9.4.1.3 Расчет прочности стыкового соединения между сборным элементом и монолитным бетоном производится в соответствии с требованиями 9.4.8 настоящего раздела.

9.4.1.4 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси, следует производить в общем случае на действие изгибающих моментов и продольных сил, наклонных – при совместном действии продольных, поперечных сил и изгибающих моментов, расчет

прочности контакта – на действие сдвигающих усилий, действующих в стыковом соединении.

9.4.1.5 Если отношение обобщенных внутренних усилий от нагрузок, действующих на стадии возведения и монтажа, к полным нагрузкам не превышает 0.7, прочность сечений, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, следует определять в соответствии с требованиями 9.4.2 – 9.4.7; если это отношение больше 0.7, в расчетах прочности монолитный бетон рекомендуется не учитывать, а прочность составного сечения определять, исходя из прочности сборного элемента в соответствии с положениями раздела 6 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.4.2 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, по методу предельных усилий

9.4.2.1 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси сборно-монолитных железобетонных элементов, следует производить из условия, по которому усилия от расчетных нагрузок не превышают предельных усилий, которые может воспринять сборно-монолитная железобетонная конструкция в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, в соответствии с требованиями, изложенными в подразделе 6.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.4.2.2 Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному эффективному сопротивлению бетона сжатию ηf_{cd} . Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения, высота которой должна быть меньше граничной $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$ ($x_{eff} = \lambda x$ см. Рисунок 9.2), см. п. 3.1.7(3) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

$$\lambda = 0.8 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа,}$$

$$\lambda = 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad \text{для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}$$

и

$$\eta = 1 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа,}$$

$$\eta = 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad \text{для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа.}$$

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

9.4.2.3 При наличии в сечении сборно-монолитного элемента арматуры и бетонов разных классов каждую арматуру и бетон с соответствующей частью сечения элемента вводят в расчет прочности с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим классам.

9.4.2.4 Расчет сечений сборно-монолитных элементов в случае, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, производят в соответствии с пп. 9.4.2.17, 9.4.2.5–9.4.2.12 настоящего пособия.

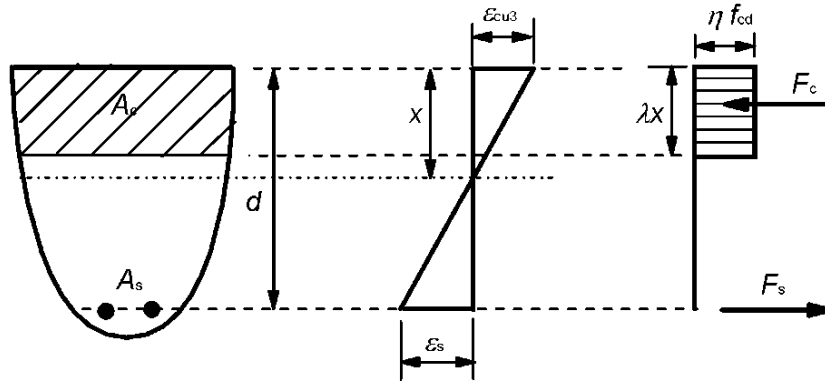


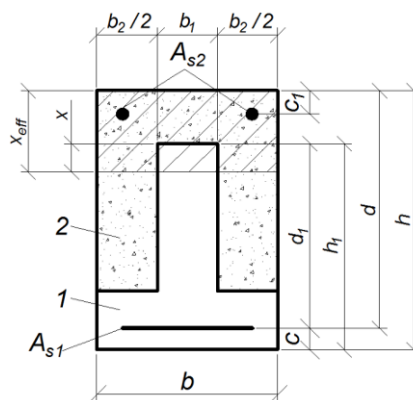
Рисунок 9.2– Равномерное распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны сечения

Изгибаемые элементы

Прямоугольные сечения

9.4.2.5 Предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению f_{yd} , при граничном значении относительной высоты сжатой зоны бетона $\zeta_{lim} = \frac{0.8}{1 + \frac{f_{yd}}{700}}$.

Расчет прямоугольных сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней сборно-монолитного элемента, см. Рисунок 9.3, при $\zeta = x_{eff} / d \leq \zeta_{lim}$, производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок 9.3 – Сечение элемента

а) если соблюдается условие

$$f_{yd} A_{s1} \leq \eta_2 f_{cd2} (h - h_1) b + f_{ydc} A_{s2}, \quad (9.1)$$

расчет производят, как для элемента, выполненного из бетона одного класса (в данном случае монолитного), из условия

$$M_{Ed} \leq \eta_2 f_{cd2} b x_{eff} (d - 0,5 x_{eff}) + f_{ydc} A_{s2} (d - c_1). \quad (9.2)$$

При этом высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют из условия:

$$f_{yd} A_{s1} - f_{ydc} A_{s2} = \eta_2 f_{cd2} b x_{eff}, \quad (9.3)$$

Если $x_{eff} \leq 0$, прочность проверяется из условия:

$$M_{Ed} \leq f_{yd} A_{s1} (d - c_1),$$

Если высота условной сжатой зоны, определенная с учетом половины сжатой арматуры

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} A_{s1} - 0,5 f_{ydc} A_{s2}}{\eta_2 f_{cd2} b} \leq c_1,$$

расчетную несущую способность сечения можно несколько увеличить, производя расчет по формулам (9.2) и (9.3) без учета сжатой арматуры A_{s2} ;

б) если условие 9.1 не соблюдается, т. е. $x_{eff} > h - h_1$ (см. Рисунок 9.3), расчет производят с учетом различного бетона в сжатой зоне элемента из условия

$$M_{Ed} \leq \eta_2 f_{cd2} b x_{eff} (d - 0,5 x_{eff}) + (\eta_1 f_{cd1} - \eta_2 f_{cd2}) x_1 b_1 (d_1 - 0,5 x_1) + f_{ydc} A_{s2} (d - c_1), \quad (9.4)$$

где $x_1 = x_{eff} - h + h_1$.

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют по формуле

$$f_{yd} A_{s1} - f_{ydc} A_{s2} = \eta_2 f_{cd2} b x_{eff} + (\eta_1 f_{cd1} - \eta_2 f_{cd2}) (x_{eff} - h + h_1) b_1, \quad (9.5)$$

или

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} A_{s1} - f_{ydc} A_{s2} + (\eta_1 f_{cd1} - \eta_2 f_{cd2}) (h - h_1) b_1}{\eta_1 f_{cd1} b_1 + \eta_2 f_{cd2} b_2}, \quad (9.6)$$

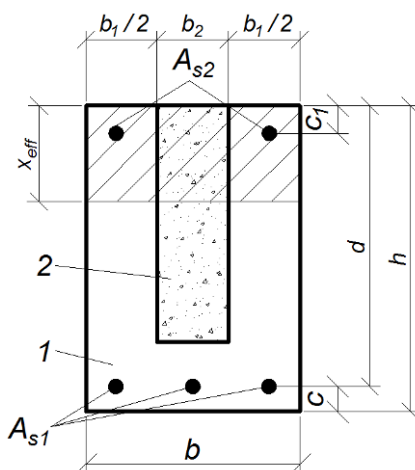
В случае применения сборного элемента прямоугольного профиля (см. Рисунок 9.3) в формулах (9.4) – (9.6) принять $b_1 = b$, $b_2 = 0$.

9.4.2.6 Расчет сечения, представленного на Рисунке 9.4, производят из условия

$$M_{Ed} \leq (\eta_1 f_{cd1} b_1 + \eta_2 f_{cd2} b_2) x_{eff} (d - 0,5 x_{eff}) + f_{ydc} A_{s2} (d - c_1), \quad (9.7)$$

где

$$x_{eff} = (f_{yd} A_{s1} - f_{ydc} A_{s2}) / (\eta_1 f_{cd1} b_1 + \eta_2 f_{cd2} b_2), \quad (9.8)$$

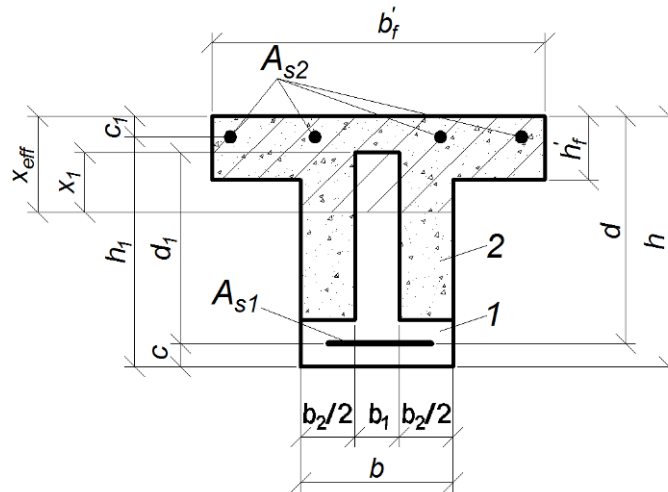


1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок 9.4 – Сечение элемента

Сечения с полкой в сжатой зоне

9.4.2.7 Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (см. Рисунок 9.5), при $\zeta = x_{eff} / d \leq \zeta_{lim}$ производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок 9.5 – Сечение элемента

а) если граница проходит в полке в пределах бетона омоноличивания, т.е. соблюдается условие

$$f_{yd}A_{s1} \leq \eta_2 f_{cd} b_f' (h - h_1) + f_{ydc} A_{s2}, \quad (9.9)$$

расчет производят как для элемента прямоугольного сечения шириной b_f' , выполненного из бетона одного класса (монолитного), согласно указаниям п. 9.4.2.5а;

б) если граница условной сжатой зоны проходит в полке и пересекает участок из другого бетона, т. е. соблюдаются условия и $x_{eff} > h - h_1$

$$f_{yd}A_{s1} \leq \eta_2 f_{cd2} b_f' h_f' + (\eta_1 f_{cd1} - \eta_2 f_{cd2})(h_f' - h + h_1)b_1 + f_{ydc}A_{s2}, \quad (9.10)$$

расчет производят как для элементов прямоугольного сечения шириной b_f' согласно указаниям п. 9.4.2.5 б;

в) если граница проходит в ребре см. Рисунок 9.5, т.е. условие (9.10) не соблюдается, расчет производят из условия

$$M_{Rd} \leq \eta_2 f_{cd2} (b_f' - b) h_f' (d - 0, 5 h_f') + \eta_2 f_{cd2} b x_{eff} (d - 0, 5 x_{eff}) + (\eta_1 f_{cd1} + \eta_2 f_{cd2}) x_1 b_1 (d_1 - 0, 5 x_1) + f_{ydc} A_{s2} (d - c_1), \quad (9.11)$$

где $x_1 = x_{eff} - h + h_1$.

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют по формуле

$$f_{yd}A_{s1} - f_{ydc}A_{s2} = \eta_2 f_{cd2} (b'_f - b) h'_f + \eta_2 f_{cd2} b x_{eff} + (\eta_1 f_{cd1} - \eta_2 f_{cd2}) (x_{eff} - h + h_1) b_1, \quad (9.12)$$

или

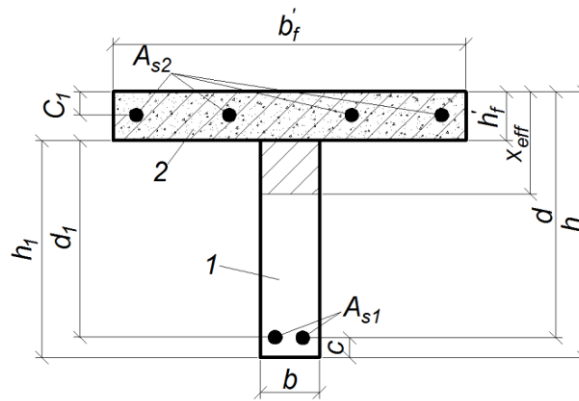
$$x_{eff} = \frac{f_{yd}A_{s1} - f_{ydc}A_{s2} + \eta_1 f_{cd1} (h - h_1) b_1 - \eta_2 f_{cd2} [(h'_f (b'_f - b) + b_1 (h - h_1))]}{\eta_1 f_{cd1} b_1 + \eta_2 f_{cd2} b_2}, \quad (9.13)$$

9.4.2.8 Тавровое сечение с полкой из монолитного бетона (Рисунок 9.6) рассчитывают в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница условной сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие

$$f_{yd}A_{s1} \leq \eta_2 f_{cd2} b'_f h'_f + f_{ydc}A_{s2}, \quad (9.14)$$

расчет производят как для элементов прямоугольного сечения шириной b'_f , выполненных из одного бетона (монолитного), в соответствии с указаниями п. 9.4.2.5 а.



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

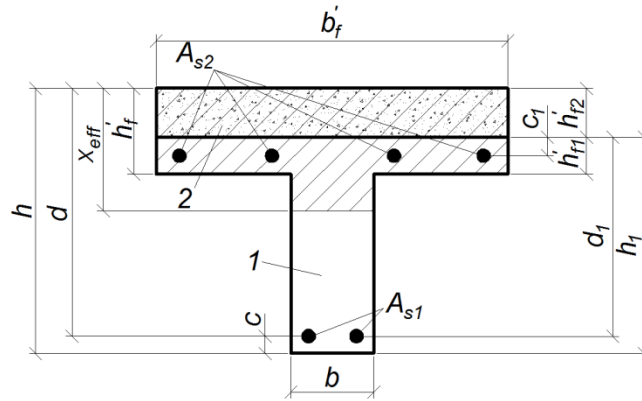
Рисунок 9.6 – Сечение элемента

б) если граница условной сжатой зоны проходит в ребре (см. Рисунок 9.6), т.е. условие (9.14) не соблюдается, расчет производят из условия

$$M_{Ed} \leq \eta_2 f_{cd2} b'_f h'_f (d - 0,5 h'_f) + \eta_1 f_{cd1} b (x_{eff} - h'_f) \left(d_1 - \frac{x_{eff} - h'_f}{2} \right) + f_{ydc} A_{s2} (d - c_1), \quad (9.15)$$

$$x_{eff} = \frac{f_{yd}A_{s1} - f_{ydc}A_{s2} - \eta_2 f_{cd2} b'_f h'_f + \eta_1 f_{cd1} b h'_f}{\eta_1 f_{cd1} b}, \quad (9.16)$$

9.4.2.9 Расчет таврового сечения с полкой сборного элемента и из монолитного бетона (см. Рисунок 9.7) производят из условий:



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок 9.7 – Сечение элемента

а) если граница сжатой зоны проходит в полке из монолитного бетона, т.е.

$$f_{yd} A_{s1} \leq \eta_2 f_{cd2} b'_f h'_{f2}, \quad (9.17)$$

расчет производят как для элемента прямоугольного сечения шириной b'_f , выполненного из одного бетона (монолитного), в соответствии с указаниями п. 9.4.2.5 а, принимая $A_{s2} = 0$;

б) если граница сжатой зоны проходит в полке сборного элемента, т.е. условие (9.17) не удовлетворяется и

$$f_{yd} A_{s1} \leq \eta_2 f_{cd2} b'_f h'_{f2} + \eta_1 f_{cd1} b'_f h'_{f1} + f_{ydc} A_{s2}, \quad (9.18)$$

расчет производят как для элементов прямоугольного сечения шириной b'_f с учетом бетона разных классов

$$M_{Ed} \leq \eta_1 f_{cd1} b'_f (x_{eff} - h'_{f2}) \left(d_1 - \frac{x_{eff} - h'_{f2}}{2} \right) + \eta_2 f_{cd2} b'_f h'_{f2} (d - 0,5 h'_{f2}) + f_{ydc} A_{s2} (d_1 - c_1), \quad (9.19)$$

Высоту условной сжатой зоны определяют по формуле

$$f_{yd} A_{s1} - f_{ydc} A_{s2} = \eta_2 f_{cd2} b'_f h'_{f2} + \eta_1 f_{cd1} b'_f x_{eff}, \quad (9.20)$$

или

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} A_{s1} - f_{ydc} A_{s2} - \eta_2 f_{cd2} b'_f h'_{f2}}{\eta_1 f_{cd1} b'_f}, \quad (9.21)$$

принимая во внимание указания п. 9.4.2.5 а по учету арматуры A_{s2} .

в) если условие (9.18) не соблюдается, т.е. граница сжатой зоны проходит в ребре, расчет производят из условия

$$M_{Ed} \leq \eta_1 f_{cd1} b'_f h'_{f1} (d - 0,5 h'_{f1}) + \eta_2 f_{cd2} b'_f h'_{f2} (d - 0,5 h'_{f2}) + \eta_1 f_{cd1} b (x_{eff} - h'_f) \left(d_1 - \frac{x_{eff} - h'_f}{2} \right) + f_{ydc} A_{s2} (d_1 - c_1), \quad (9.22)$$

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют по формуле

$$f_{yd}A_{s1} - f_{ydc}A_{s2} = \eta_1 f_{cd1} b_f' h_{f1}' + \eta_2 f_{cd2} b_f' h_{f2}' + \eta_1 f_{cd1} b (x_{eff} - h_f'), \quad (9.23)$$

или

$$x_{eff} = \frac{f_{yd}A_{s1} - f_{ydc}A_{s2} - \eta_1 f_{cd1} (b_f' h_{f1}' - b h_f') - \eta_2 f_{cd2} b_f' h_{f2}'}{\eta_1 f_{cd1} b}, \quad (9.24)$$

9.4.2.10 Расчет по прочности изгибаемых элементов при $\zeta = x_{eff} / d > \zeta_{lim}$ производят по формулам для общего случая, принимая во внимание указания пп. 9.4.2.3, 9.4.2.5–9.4.2.9 настоящего пособия об учете бетонов разного класса.

Внецентренно сжатые элементы

9.4.2.11 При расчете по прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов следует принимать во внимание случайный эксцентриситет e_a , обусловленный не учтенными в расчете факторами. Эксцентриситет e_a в любом случае принимается:

- не менее 1/600 длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения;
- 1/30 высоты сечения;
- 20 мм.

Для элементов статически неопределимых конструкций значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимается равным эксцентриситету, полученному из статического расчета конструкции, но не менее e_a . В элементах статически определимых конструкций эксцентриситет e_0 находится как сумма эксцентриситетов – определяемого из статического расчета конструкции и случайного.

9.4.2.12 Расчет внецентренно сжатых элементов следует производить с учетом влияния прогиба на их несущую способность, как правило, путем расчета конструкций по деформированной схеме. Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $l_0 / i > 14$ влияние прогиба элемента на его прочность, путем умножения e_0 на коэффициент η .

Для вычисления коэффициента $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crit}}}$, условную критическую силу для

элементов сборно-монолитных конструкций определяют по формуле

$$N_{crit} = \frac{6,4}{l_0^2} \left[\frac{\sum E_{cmj} I_{cj}}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + E_s I_s \right], \quad (9.25)$$

где E_{cmj} – модуль упругости j – го бетона;

φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, равный

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{ll}}{M_1}$$

но не более 2, где M_I и M_{II} – моменты относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок;

δ_e – коэффициент, принимаемый равным e_0 / h , но не менее

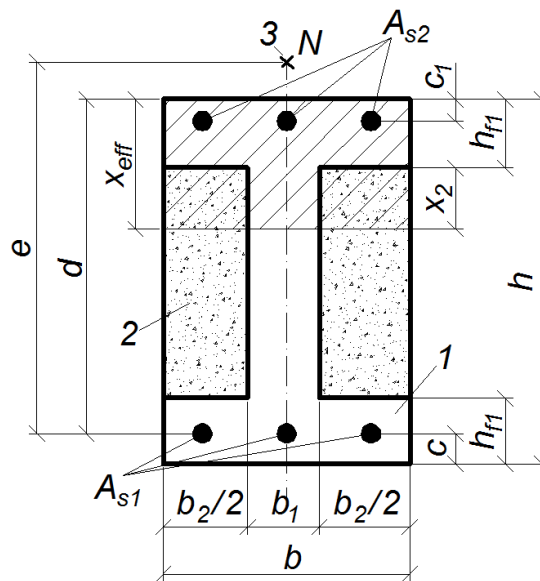
$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd},$$

где значение f_{cd} определяется согласно формуле (9.26)

$$f_{cd} = \frac{\sum f_{cdj} S_{cj}}{S_c} \quad (9.26)$$

где S_c и S_{cj} – статические моменты соответственно всей площади поперечного сечения сборно-монолитного элемента и площадей, образованных j – м бетоном с прочностью бетона f_{cdj} относительно оси, проходящей по центру тяжести крайнего растянутого стержня арматуры;

I_{cj} – момент инерции j – го бетона относительно центра тяжести всего бетонного сечения.



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон; 3 – точка приложения силы N

Рисунок 9.8 – Сечение элемента

9.4.2.13 Расчет прямоугольных сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней сборно-монолитного элемента (Рисунок 9.8), производят при $\zeta = x_{eff} / d \leq \zeta_{lim}$ следующим образом:

а) если соблюдается условие

$$N_{Ed} + f_{yd} A_{s1} \leq \eta_1 f_{cd1} h'_{f1} b + f_{ydc} A_{s2}, \quad (9.27)$$

расчет производят как для сборного элемента, выполненного из бетона одного класса

(f_{cd1}), из условия:

$$N_{Ed}e \leq \eta_1 f_{cd1} b x_{eff} (d - 0,5 x_{eff}) + f_{ydc} A_{s2} (d - c_1), \quad (9.28)$$

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют по формуле

$$N_{Ed} + f_{yd} A_{s1} - f_{ydc} A_{s2} = \eta_1 f_{cd1} b x_{eff}, \quad (9.29)$$

Если высота условной сжатой зоны, определенная с учетом половины сжатой арматуры,

$$x_{eff} = \frac{N_{Ed} + f_{yd} A_{s1} - 0,5 f_{ydc} A_{s2}}{\eta_1 f_{cd1} b} < c_1,$$

расчетную несущую способность сечения можно несколько увеличить, производя расчет по формулам (9.28) и (9.29) без учета сжатой арматуры A_{s2} ;

б) если условие (9.27) не соблюдается, т.е. $x_{eff} > h'_{f1}$, (см. Рисунок 9.8), расчет производят с учетом различного бетона в сжатой зоне элемента из условия

$$\begin{aligned} N_{Ed}e \leq & \eta_1 f_{cd1} b x_{eff} (d - 0,5 x_{eff}) - (\eta_1 f_{cd1} + \eta_2 f_{cd2}) \times \\ & \times x_2 b_2 x_{eff} (d - h'_{f1} - 0,5 x_1) + f_{ydc} A_{s2} (d - c_1), \end{aligned} \quad (9.30)$$

где $x_2 = x_{eff} - h'_{f1}$.

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют по формуле

$$N_{Ed} + f_{yd} A_{s1} - f_{ydc} A_{s2} = \eta_1 f_{cd1} b x_{eff} - (\eta_1 f_{cd1} - \eta_2 f_{cd2}) (x_{eff} - h'_{f1}) b_2, \quad (9.31)$$

9.4.2.14 Расчет внецентренно сжатых элементов с сечениями, показанными на рисунке 9.3–9.7, при $\zeta \leq \zeta_{lim}$, производят в соответствии с пп. 9.4.2.5–9.4.2.9, добавляя в формулах (9.1), (9.3), (9.5), (9.6), (9.8) – (9.10), (9.12) – (9.14), (9.16) – (9.18), (9.20), (9.21), (9.23), (9.24), к произведению $f_{yd} A_{s1}$ значение продольной силы N_{Ed} , а в формулах (9.2), (9.4), (9.7), (9.11), (9.15), (9.19) и (9.22) принимая $M_{Ed} = N_{Ed}e$, где e – расстояние от точки приложения силы N_{Ed} до центра тяжести наиболее удаленного растянутого стержня арматуры.

9.4.2.15 Расчет внецентренно сжатых элементов при $\zeta > \zeta_{lim}$ производят в соответствии с п. 9.4.2.17.

Для элементов с арматурой класса *St400* и ниже расчет при $\zeta > \zeta_{lim}$ производят из условия

$$N_{Ed}e \leq \sum f_{cdj} S_{cj} + f_{ydc} A_{s2} (d - c_1), \quad (9.32)$$

S_{cj} – см. к формуле (9.26),

при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$N_{Ed} + \sigma_s A_{s1} - f_{ydc} A_{s2} = \sum f_{cdj} A_{cj}, \quad (9.33)$$

где

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x_{eff} / d}{1 - \zeta_{lim}} - 1 \right) f_{yd}, \quad (9.34)$$

или с учетом (9.34) по формуле

$$N_{Ed} + f_{yd} A_{s1} \left(\frac{2}{1 - \zeta_{lim}} - 1 \right) - f_{ydc} A_{s2} = \sum f_{cdj} A_{cj} + \frac{2x_{eff}}{(1 - \zeta_{lim})d} f_{yd} A_{s1}, \quad (9.35)$$

При этом, если вычисленное по формуле (9.35) значение $\frac{x_{eff}}{d} > 1$, следует высоту сжатой зоны определять по формуле

$$N_{Ed} + f_{yd} A_{s1} - f_{ydc} A_{s2} = \sum f_{cdj} A_{cj}, \quad (9.36)$$

A_{cj} : A_{c1} и A_{c2} - площади в сжатой зоне бетона соответственно для сборного элемента и монолитного бетона с соответствующей прочностью

Внецентренно растянутые элементы

9.4.2.16 Расчет внецентренно растянутых элементов производят с учетом наличия в сжатой зоне элементов бетонов разного класса и в зависимости от положения продольной силы N_{Ed} :

а) если продольная сила N_{Ed} приложена между равнодействующими усилий в арматуре S_1 и S_2 – из условий:

$$N_{Ed} e \leq f_{ydc} A_{s2} (d - c_1), \quad (9.37)$$

$$N_{Ed} e' \leq f_{yd} A_{s1} (d - c_1); \quad (9.38)$$

б) если продольная сила N_{Ed} приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S_1 и S_2 расчет внецентренно растянутых элементов с сечениями, показанными на рисунке 9.3–9.7, при $\zeta \leq \zeta_{lim}$, производят в соответствии с пп. 9.4.2.5–9.4.2.9, отнимая в формулах (9.1), (9.3), (9.5), (9.6), (9.8) – (9.10), (9.12) – (9.14), (9.16) – (9.18), (9.20), (9.21), (9.23), (9.24), от произведения $f_{yd} A_{s1}$ значение продольной силы N_{Ed} , а в формулах (9.2), (9.4), (9.7), (9.11), (9.15), (9.19) и (9.22) принимая $M_{Ed} = N_{Ed} e$, где e – расстояние от точки приложения силы N_{Ed} до центра тяжести наиболее удаленного растянутого стержня арматуры.

Если полученное из расчета по формуле (9.40) значение $x_{eff} > \zeta_{lim} d$, в условие (9.39) подставляется $x_{eff} = \zeta_{lim} d$.

9.4.2.17 Расчет сечений сборно-монолитных элементов при действии продольных сил и изгибающих моментов в соответствии с рисунком 8.9, следует производить из условия

$$M_{Ed} \leq \pm \left(\sum_i \eta f_{cdi} S_{ci} - \sum_j \sigma_{sj} S_{sj} \right), \quad (9.41)$$

где M_{Ed} :

– в изгибаемых элементах является проекцией момента внешних сил на плоскость, перпендикулярную прямой, ограничивающей сжатую зону сечения;

- во внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах определяется как момент продольной силы N относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей:
- через центр тяжести сечения наиболее растянутого или наименее сжатого стержня продольной арматуры во внецентренно сжатых элементах;
- через точку сжатой зоны, наиболее удаленную от указанной прямой во внецентренно растянутых элементах;

S_{ci} – статический момент площади i -го сечения сжатой зоны бетона относительно соответствующей оси;

S_{sj} – статический момент площади j -го стержня продольной арматуры относительно соответствующей оси;

ηf_{cdi} – расчетное эффективное сопротивление сжатию i -го бетона соответствующего класса;

σ_{sj} – напряжения в j -ом стержне продольной арматуры.

Знак «плюс» перед скобкой принимают для внецентренного сжатия и изгиба, знак «минус» – для растяжения.

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} и напряжения σ_{sj} допускается определять из совместного решения уравнений:

$$\sum_i \eta f_{cdi} A_{cni} - \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} \pm N_{Ed} = 0, \quad (9.42)$$

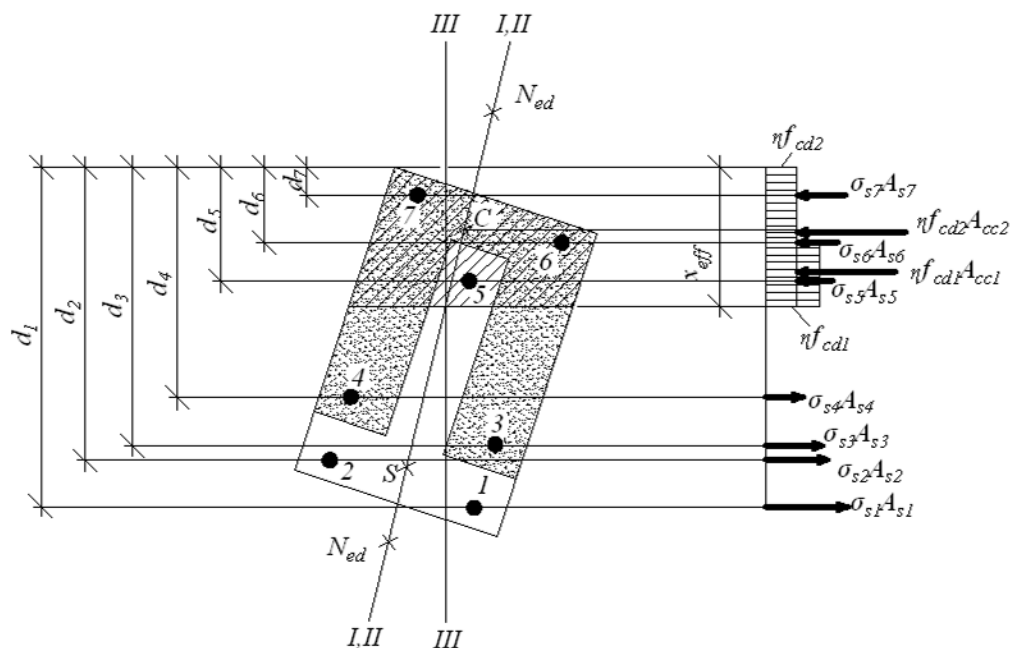
где A_{cni} – площади сечения сжатой зоны бетона сборного элемента и монолитного бетона соответствующих классов;

A_{sj} – площадь сечения j -го стержня продольной арматуры;

N_{Ed} – расчетное внешнее усилие, действующее в направлении продольной оси элемента;

d_j – расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого j -го стержня арматуры, и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения.

В уравнении (9.42) знак «плюс» принимают для внецентренного сжатия, знак «минус» — для растяжения.



I-I — плоскость действия внешнего момента или плоскость, проходящая через точки приложения сжимающей или растягивающей силы; II-II — плоскость положения внутренней пары сил; III-III — плоскость, перпендикулярная границе сжатой зоны; C, S — точки приложения равнодействующих усилий в сжатой зоне и усилий в стержнях растянутой арматуры; N_{ed} — продольная сила за пределами сечения; 1-7 — арматурные стержни

Рисунок 9.9 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси сборно-монолитного элемента к общему случаю расчета по прочности

9.4.3 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, с использованием упрощенных диаграмм деформирования бетона

9.4.3.1 Расчет сопротивления элементов железобетонных конструкций в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, с использованием упрощенных диаграмм деформирования бетона рекомендуется производить с учетом области деформирования, в которой находится рассчитываемое сечение элемента.

Области деформирования, характеризуются соответствующей комбинацией относительной деформации крайнего сжатого волокна бетона и относительной деформацией арматуры в растянутой зоне сечения.

Характерные расчетные схемы распределения относительных деформаций по высоте сечения железобетонного элемента при расчете его сопротивления с использованием деформационной модели показаны на рисунке 9.10, а значения соответствующих относительных деформаций крайнего сжатого волокна бетона и относительной деформацией арматуры в растянутой зоне сечения в таблице 9.1, где DE — центральное сжатие с однозначной равномерной эпюрой напряжений; OB — внецентренное сжатие с неравномерной однозначной эпюрой напряжений; AB — изгиб, внецентренное сжатие и внецентренное растяжение при двузначной эпюре напряжений; AO' — внецентренное растяжение при однозначной эпюре напряжений.

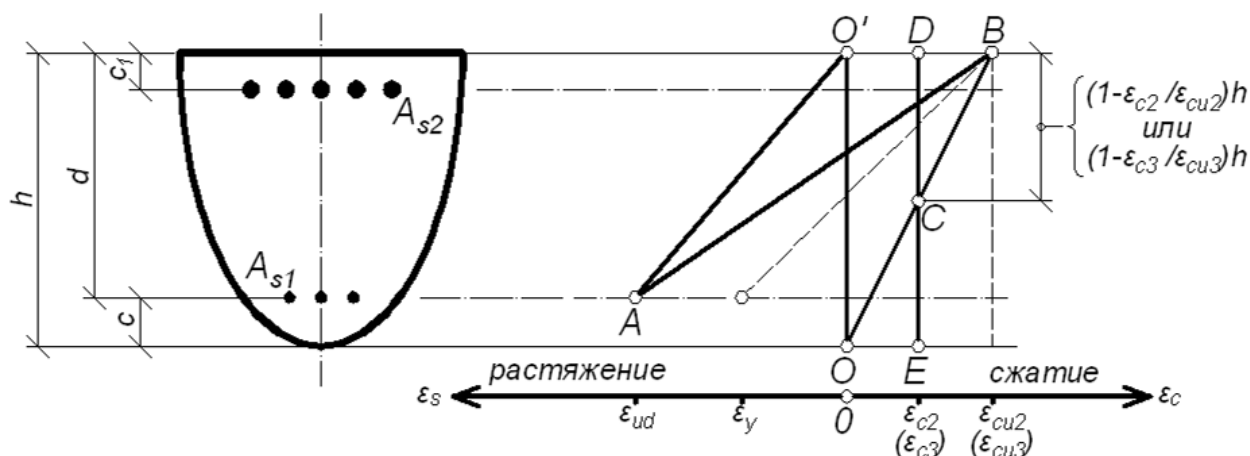


Рисунок 9.10 – Расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении железобетонного элемента при расчете его сопротивления с использованием деформационной модели

9.4.3.2 При выполнении расчетов по прочности сборно-монолитных сечений, нормальных к продольной оси элемента, относительные деформации наиболее сжатой грани сечения принимают равными величине предельной деформации ε_{cu3} для соответствующего бетона. В общем случае расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, с использованием упрощенных диаграмм деформирования для бетона выполняют методом итераций. Распределение продольных относительных деформаций по высоте сечения следует принимать в соответствии со схемами, приведенными на рисунке 9.10. В первой итерации высоту сжатой зоны x сборно-монолитного сечения допускается принимать:

- если наиболее сжатое волокно сечения расположено в бетоне класса не выше $C^{35}/_{45} - x_1 0,45d$;
- если наиболее сжатое волокно сечения расположено в бетоне класса выше $C^{35}/_{45} - x_1 0,35d$;
- в случае, когда на уровне наиболее сжатой грани расположены бетоны разных классов по прочности на сжатие, применимы требования, относящиеся к бетону более высокого класса.

Таблица 9.1– Значения относительных деформаций растянутой арматуры и крайнего волокна бетона сжатой зоны в областях деформирования сечения

Области деформирования сечения	Относительные деформации (‰)		Примечание
	в растянутой арматуре A_{s1}	в крайнем волокне бетона сжатой зоны	
1a	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{sR} = +10$	$ \varepsilon_{cc} < \varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3}) $	Бетон в сжатой зоне полностью не используется, разрушение по растянутой зоне сечения
1b	$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{sR} = +10$	$ \varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3}) \leq \varepsilon_{cc} < \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3}) $	Бетон в сжатой зоне и растянутая арматура A_{s1} используются полностью

Таблица 9.1 (продолжение)

2	$\varepsilon_{sy} < \varepsilon_{sR} < +10$	$ \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3}) $	
3a	$0 \leq \varepsilon_{st} < \varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$	$ \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3}) $	Растянутая арматура A_{s1} полностью не используется, разрушение по сжатой зоне сечения
3b	$\varepsilon_{st} < 0$	$ \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3}) $	Арматура A_{s1} (у менее сжатой грани сечения) сжата и не используется полностью
4	$\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3}) \leq \varepsilon_{st} < 0$	$ \varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3}) \leq \varepsilon_{cc} < \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3}) $	Арматура A_{s1} сжата и может быть полностью использована

9.4.3.3 Подбор арматуры в сборно-монолитных сечениях, нормальных к продольной оси элемента, при использовании упрощенных билинейных диаграмм деформирования бетона производят в соответствии с алгоритмом, приведенным в приложении В.

9.4.3.4 Проверку прочности сборно-монолитных сечений, нормальных к продольной оси элемента, при использовании упрощенных билинейных диаграмм деформирования для бетона следует производить по алгоритму, приведенному в приложении В настоящего нормативного пособия.

9.4.4 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, с применением деформационной расчетной модели для сечений

9.4.4.1 При расчете сборно-монолитных железобетонных конструкций на прочность по деформационной расчетной модели действуют следующие допущения:

- напряжения и деформации бетонов монолитной и сборной частей сечения находятся в зависимости, принимаемой по соответствующим диаграммам деформирования « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » [см. 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011];
- напряжения и деформации арматуры находятся в зависимости, принимаемой по диаграммам деформирования « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » [см. 3.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011];
- для средних продольных деформаций бетона и арматуры справедлива гипотеза плоского сечения (при принятой предпосылке о неразрывности передачи продольных усилий в пределах составного сечения);
- критерии исчерпания прочности сечения, нормального к продольной оси элемента, следует принимать в соответствии с указаниями раздела 6 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, а значения предельных деформаций бетона и арматуры – по 6.1[3] и 6.1[5] СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

Расчетные уравнения метода

9.4.4.2 В расчетах прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, в соответствии с разделом 6.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, используют:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил;

- уравнения распределения относительных продольных деформаций в пределах составного сечения.

9.4.4.3 Для общего случая расчета должно соблюдаться условие равновесия в матричной форме:

$$\begin{Bmatrix} N_{Ed,z} \\ M_{Ed,x} \\ M_{Ed,y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,2} & R_{1,3} \\ R_{2,1} & R_{2,2} & R_{2,3} \\ R_{3,1} & R_{3,2} & R_{3,3} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} e_z \\ k_x \\ k_y \end{Bmatrix} \quad (9.43)$$

или

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

где $\{F\} = \{N_{Ed,z}, M_{Ed,x}, M_{Ed,y}\}^0$ – вектор-столбец внутренних усилий, вызванных внешними воздействиями и действующих по направлению соответствующих осей в сечении, нормальном к продольной оси элемента;

$\{U(\{F\}, S)\} = \{e_z, k_x, k_y\}^0$ – вектор-столбец относительных деформаций, являющихся функцией внутренних усилий $\{F\}$ и геометрических параметров сечения S ;

e_z – продольная относительная деформация на уровне выбранной продольной оси z ;

k_x, k_y – изменения кривизны в плоскостях, совпадающих с осями x и y ;

$[R\{F\}, S]$ – матрица мгновенных жесткостей для составного сечения, элементы которой рекомендуется определять из системы уравнений

$$\begin{cases} R_{1,1} = \sum_n E'_{cm,1} A_{cn} + \sum_n E'_{cm,2} A_{cm} + \sum_n E'_s A_{sk} \\ R_{1,2} = R_{2,1} = -\sum_n E'_{cm,1} A_{cn} x_n - \sum_n E'_{cm,2} A_{cm} x_m - \sum_n E'_s A_{sk} x_k \\ R_{1,3} = R_{3,1} = -\sum_n E'_{cm,1} A_{cn} y_n - \sum_n E'_{cm,2} A_{cm} y_m - \sum_n E'_s A_{sk} y_k \\ R_{2,3} = R_{3,2} = \sum_n E'_{cm,1} A_{cn} x_n y_n + \sum_n E'_{cm,2} A_{cm} x_m y_m + \sum_n E'_s A_{sk} x_k y_k \\ R_{3,3} = \sum_n E'_{cm,1} A_{cn} y_n^2 + \sum_n E'_{cm,2} A_{cm} y_m^2 + \sum_n E'_s A_{sk} y_k^2, \end{cases} \quad (9.44)$$

здесь $E'_{cm,1}, E'_{cm,2}, E'_s$ – текущие значения модулей упругости соответственно для сборного и монолитного бетонов и арматуры, определяемые в зависимости от уровня нагружения из диаграмм деформирования;

A_{cn}, A_{cm} – площадь бетона элементарных площадок соответственно сборной и монолитной частей сечения (при этом геометрия и число элементарных площадок определяются конкретной проектной ситуацией);

$x_n, x_m, x_k, y_n, y_m, y_k$ – расстояния от центра тяжести элементарных площадок участков бетона и арматуры до выбранных осей x и y в поперечном сечении.

9.4.4.4 Распределение средних относительных деформаций бетона и арматуры в пределах сечения следует определять из системы уравнений

$$\begin{cases} \varepsilon_{c,n(m)} = \varepsilon_z - k_x x_n - k_x x_m - k_y y_n - k_y y_m \\ \varepsilon_{s,k} = \varepsilon_z - k_x x_k - k_y y_k \end{cases} \quad (9.45)$$

9.4.4.5 Для расчетного случая, когда действуют только продольная сила и изгибающий момент одного направления ($M_{Ed,x}=0$ или $M_{Ed,y}=0$), исходную систему уравнений (9.43) возможно преобразовать к виду:

$$\begin{Bmatrix} N_{Ed,z} \\ M_{Ed,x(y)} \end{Bmatrix} = - \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ k_{x(y)} \end{Bmatrix}, \quad (9.46)$$

а для случая расчета изгибаемых элементов, при $N_z = 0$:

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ M_{Ed,x(y)} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,3} \\ R_{3,1} & R_{3,3} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ k_{x(y)} \end{Bmatrix}. \quad (9.47)$$

Элементы матрицы мгновенных жесткостей в системах уравнений (9.46) и (9.47) следует рассчитывать из системы уравнений (9.44).

9.4.4.7 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, в соответствии с положениями деформационной модели рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в приложении В.

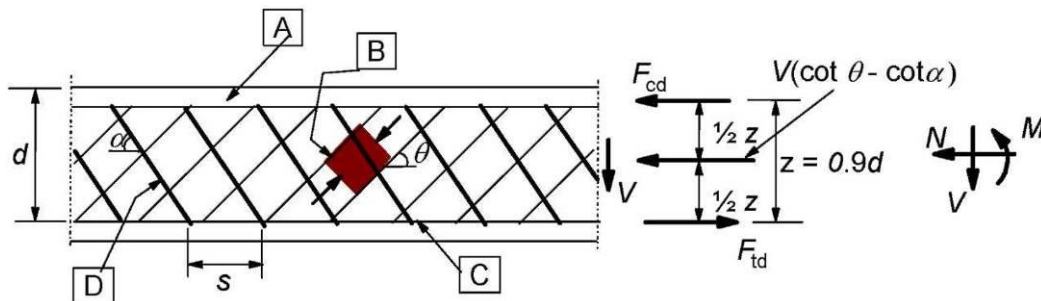
9.4.5 Расчет элементов по прочности на основе стержневой модели (метод ферменной аналогии)

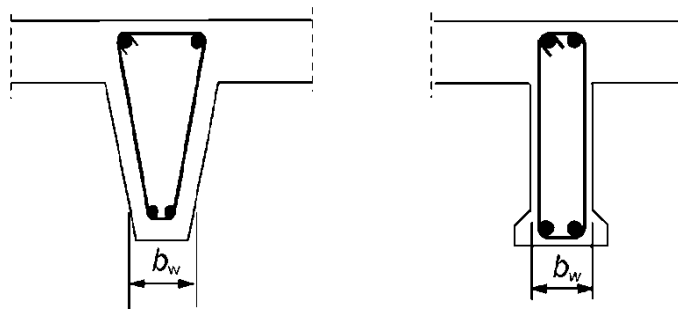
9.4.5.1 Расчет сборно-монолитных элементов по прочности наклонного сечения при действии поперечных сил следует производить из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sy} \quad (9.48)$$

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

$V_{Rd,sy}$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой в элементе, имеющем поперечное армирование





[А] — сжатый пояс; [В] — сжатый подкос; [С] — растянутый пояс; [D] — поперечная арматура

Рисунок 9.11 – К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы на основе стержневой модели

9.4.5.2 Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием, следует определять по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cot \theta, \quad (9.49),$$

при

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq 0,5 \gamma f_{cd}^* \quad (9.50)$$

где A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры;

s — расстояние между хомутами;

f_{ywd} — расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

z — плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы, в общем, может быть использовано приближенное значение $z = 0,9d$;

$\cot \theta$ - угол между бетонным сжатым раскосом и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию (предельные значения $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$);

b_w — наименьшая ширина стенки;

γ — коэффициент снижения прочности для бетона, с учетом образования наклонных трещин, рекомендуется γ_1 принимать равным ν :

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \quad (9.51)$$

f_{cd}^* — расчетное сопротивление бетона соответственно сборной и монолитной частей сечения.

Примечание Если расчетное значение напряжения в поперечной арматуре составляет менее 80% характеристического предела текучести f_{yk} , то значение ν_1 может быть определено следующим образом:

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{для} \quad f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$$

$$\nu_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 \quad \text{для} \quad f_{ck} \geq 60 \text{ МПа};$$

9.4.5.3 Расчетная поперечная сила, определенная по формуле (9.49), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, определяемую по формуле

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v f_{cd}^*}{\cot\theta + \tan\theta}. \quad (9.52)$$

9.4.5.4 Для элементов, имеющих отогнутую под углом $\alpha \leq 45^\circ$ арматуру, расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом, следует определять по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha, \quad (9.53)$$

при

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s b_w} \leq \frac{0,5 f_{cd}^* \sin\alpha}{1 - \cos\alpha}. \quad (9.54)$$

Расчетная поперечная сила, определенная по формуле (9.53), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, определяемую по формуле

$$V_{Rd,max} = b_w z v f_{cd}^* \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta}. \quad (9.55)$$

9.4.5.5 Дополнительное растягивающее усилие в продольной арматуре ΔF_d , вызванное действием перерезывающей силы, следует определять по формуле

$$\Delta F_d = 0,5 V_{Ed} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha). \quad (9.56)$$

При этом суммарное растягивающее усилие в продольной арматуре, равное $\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_d$, не должно превышать $\frac{M_{Ed,max}}{z}$.

9.4.5.6 Если расчетное сечение расположено на расстоянии $0,5d \leq x \leq 2,0d$ от грани опоры, прочность при срезе определяется по формуле

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + A_{sw} f_{ywd} \sin\alpha, \quad (9.57)$$

где $V_{Rd,c}$ – поперечная сила, определяемая по формуле

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

но не менее

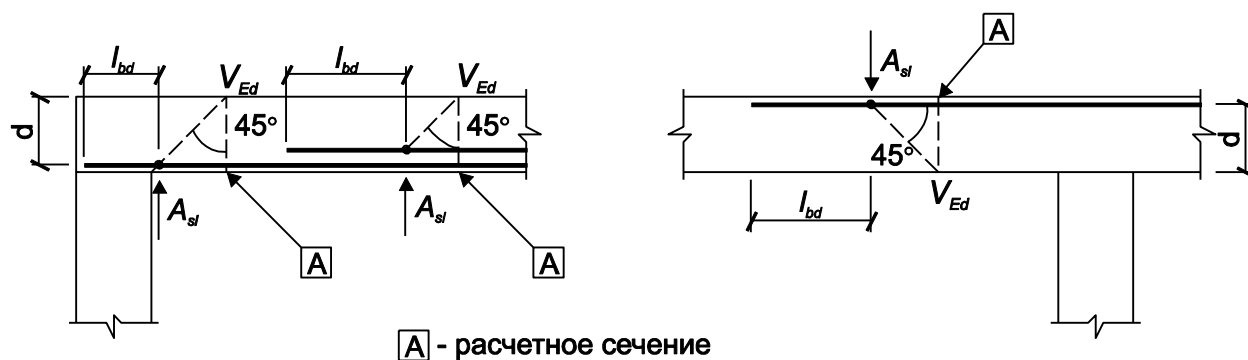
$$V_{Rd,c} \cdot (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d,$$

где $v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$, f_{ck} – в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ где } d \text{ – в мм;}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02; \quad (9.58)$$

здесь A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение (рисунок 9.12));



A - расчетное сечение

Рисунок 9.12– Определение A_{sl} в формуле (9.58)

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны, мм;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd}, \text{ МПа};$$

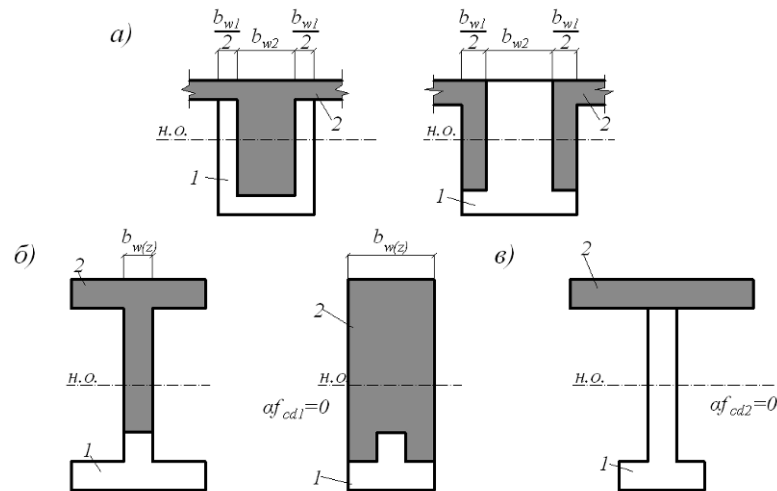
здесь N_{Ed} – продольная сила в поперечном сечении от воздействия нагрузки, Н ($N_{Ed} > 0$ для сжатия). Влияние вынужденных деформаций на величину N_E допускается не учитывать;

$A_{sw}f_{ywd}\sin\alpha$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, пересекаемой наклонной трещиной.

Если ребро выполнено (полностью или частично) из монолитного бетона (см. Рисунок 9.13б), в формуле (9.55) принимают $f_{cd1} = 0$, если из бетона сборного элемента (см. Рисунок 9.13в) – $f_{cd2} = 0$.

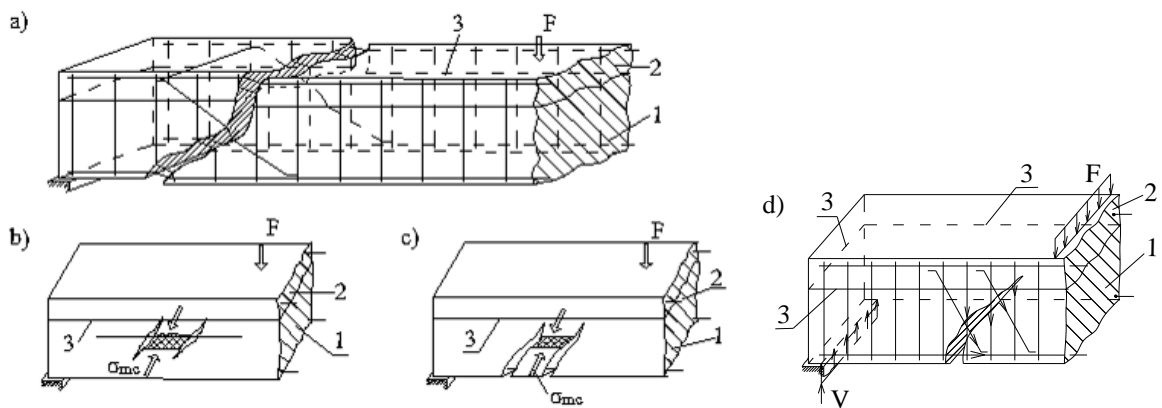
9.4.6 Расчет элементов по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента (модель наклонных сечений)

9.4.6.1 Расчет элементов сборно-монолитных конструкций по наклонным сечениям производят для обеспечения прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами; поперечной силы по наклонной трещине; изгибающего момента по наклонной трещине (см. Рисунок 9.14).



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок 9.13 – Сборно-монолитные сечения



а) - схема разрушения от главных растягивающих напряжений при действии поперечной силы; б), в) – от главных сжимающих напряжений между трещинами; д) – от совместного действия изгибающего момента и поперечной силы при слабой анкеровке продольной арматуры; 1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон; 3 – стыковой шов

Рисунок 9.14 – Схемы разрушения изгибаемого элемента

9.4.6.2 Расчет по прочности наклонных сечений производят в зависимости от конструктивного решения сборно-монолитного элемента. Для расчета по наклонным сечениям сборно-монолитные конструкции разделяются на два основных типа (см. Рисунок 9.15):

- 1-й тип - сечение сборно-монолитного элемента по высоте состоит из бетона сборного элемента и монолитного бетона (см. Рисунок 9.15,а);
- 2-й тип - сечение по ширине состоит из бетона сборного элемента и монолитного бетона (см. Рисунок 9.15,б).

Расчет сборно-монолитных элементов по наклонным сечениям производят при одинаковых расчетных усилиях два раза (по двум схемам расчета):

а) для конструкций 1-го типа:

- по рабочей высоте и прочности бетона сборного элемента d_1, f_{cd1}, f_{ctd1} ;

- по рабочей высоте сборно-монолитного элемента d и прочности монолитного бетона f_{cd2}, f_{ctd2} ;
- б) для конструкций 2-го типа:
- по рабочей высоте сборного элемента d_1 с учетом ширины участков сечения, состоящих из бетона сборного элемента и монолитного бетона с соответствующей прочностью $b_1, f_{cd1}, f_{ctd1}, b_2, f_{cd2}, f_{ctd2}$;
 - по рабочей высоте и ширине сборно-монолитного элемента d, b и прочности монолитного бетона f_{cd2}, f_{ctd2} .

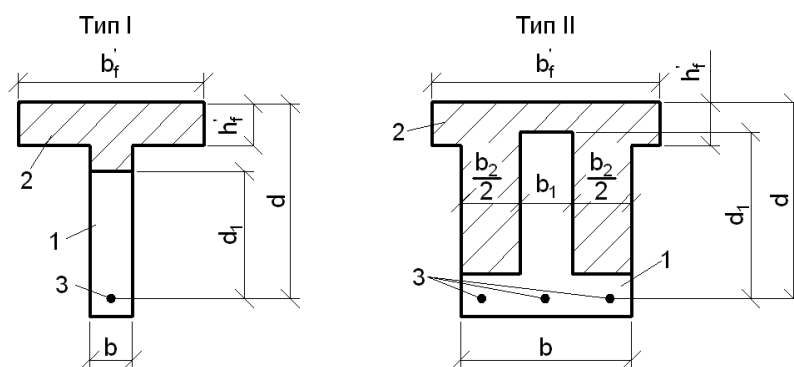
Из указанных выше двойных расчетов принимают наиболее благоприятный результат (более высокую несущую способность).

9.4.6.3 Расчет элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами производят с учетом указаний п. 9.4.6.2 из условия

$$V_{Ed} \leq V_{cd,com}, \quad (9.59)$$

где V_{Ed} – поперечная сила от внешней нагрузки, принимаемая в нормальном сечении на расстоянии не менее d от опоры;

$V_{cd,com}$ – поперечная сила, воспринимаемая сжатой наклонной полосой между трещинами, определяемая в зависимости от типа сборно-монолитной конструкции (тип 1 и тип 2) и схемы расчета (по рабочей высоте сборного элемента или по рабочей высоте сборно-монолитного элемента).



а - тип 1; б - тип 2; 1 - сборный элемент; 2 - монолитный бетон

Рисунок 9.15 – Типы сборно-монолитных конструкций

Для сборно-монолитной конструкции 1-го типа (см. Рисунок 9.15,а) значение поперечной силы $V_{cd,com}$ принимают равным:

- при расчете по рабочей высоте сборного элемента

$$V_{cd,com} = 0,3\eta_{w1,1}\eta_{cl,1}\alpha_{cc}f_{cd1}b_wd_1, \quad (9.60)$$

- при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента

$$V_{cd,com} = 0,3\eta_{w1,2}\eta_{cl,2}\alpha_{cc}f_{cd2}b_wd, \quad (9.61)$$

Для сборно-монолитной конструкции 2-го типа (см. Рисунок 9.15,б) значение поперечной силы $V_{cd,com}$ принимают равным:

- при расчете по рабочей высоте сборного элемента

$$V_{cd,com} = 0,3[\eta_{w1,1}\eta_{c1,1}\alpha_{cc}f_{cd1}b_1 + \eta_{w1,2}\eta_{c1,2}\alpha_{cc}f_{cd2}b_2]d_1, \quad (9.62)$$

- при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента

$$V_{cd,com} = 0,3\eta_{w1,2}\eta_{c1,2}\alpha_{cc}f_{cd2}b_w d, \quad (9.63)$$

В формулах (9.60) - (9.63):

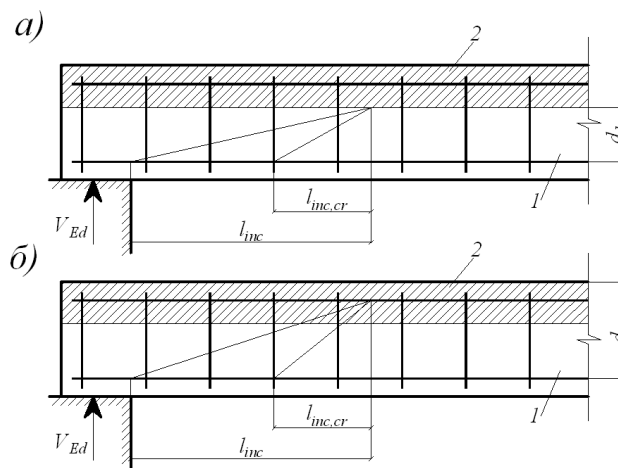
$\eta_{w1,j}$ – коэффициент, учитывающий влияние поперечных стержней и определяемый по формуле

$$\eta_{w1,j} = 1 + 5 \frac{E_s A_{sw}}{E_{cmj} b_w s}, \quad (9.64)$$

но не более 1,3;

$\eta_{c1,j}$ – коэффициент, учитывающий влияние прочности бетона и определяемый по формуле

$$\eta_{c1,j} = 1 - 0,01\alpha_{cc}f_{cdj}, \quad (9.65)$$



а - по рабочей высоте сборного элемента; б - по рабочей высоте сборно-монолитного элемента; 1 - сборный элемент; 2 - монолитный бетон

Рисунок 9.16 – Расположение наклонных сечений при схеме расчета

Значения E_{cmj} , и f_{cdj} в формулах (9.64) и (9.65) соответствуют учитываемой в формулах (9.60) - (9.63) прочности бетона f_{cd1} или f_{cd2} .

9.4.6.4 Расчет элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине при постоянной высоте сечения по длине элемента и поперечном армировании в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента (см. Рисунок 9.16), производят с учетом указаний п. 9.4.6.2 из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (9.66)$$

где V_{Ed} – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого сечения; при нагрузке, действующей по верхней грани элемента, допускается принимать значение V_{Ed} в наиболее удаленном от опоры конце наклонного сечения;

V_{Rd} – поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением:

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

V_{cd} – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном;

V_{sw} – поперечное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой в наклонной трещине.

Значение поперечной силы V_{cd} определяют по формуле

$$V_{cd} = M_c / l_{inc}, \quad (9.67)$$

но принимают не менее $V_{cd,min}$,

где l_{inc} – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, определяемая как расстояние от вершины наклонной трещины до опоры;

M_c и $V_{cd,min}$ – характеристики усилий, воспринимаемых бетоном в наклонном сечении, определяемые в зависимости от типа сборно-монолитной конструкции (тип 1 и тип 2) и схемы расчета (по рабочей высоте сборного элемента (см. Рисунок 9.16,а) и по рабочей высоте сборно-монолитного элемента (см. Рисунок 9.16,б)).

Значение поперечной силы V_{sw} определяют по формуле

$$V_{sw} = v_{sw} l_{inc,cr}, \quad (9.69)$$

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

$$v_{sw} = (f_{sw} A_{sw}) / s, \quad (9.70)$$

$l_{inc,cr}$ – длина проекции наклонной трещины на продольную ось элемента, определяемая по формуле

$$l_{inc,cr} = \sqrt{M_c / v_{sw}}, \quad (9.71)$$

но не более $2d_l$ или $2d$ (в зависимости от схемы расчета) и не менее соответственно d_l или d , а также не более l_{inc} , если $l_{inc,cr} > l_{inc}$.

Для сборно-монолитной конструкции 1-го типа (см. Рисунок 9.15,а) значения M_c и $V_{cd,min}$ принимают равными:

- при расчете по рабочей высоте сборного элемента (см. Рисунок 9.16,а)

$$M_c = \eta_{c2} (1 + \eta_N) \alpha_{cc} f_{ctd1} b d_1^2, \quad (9.72)$$

$$V_{cd,min} = \eta_{c3} (1 + \eta_N) \alpha_{cc} f_{ctd1} b d_1, \quad (9.73)$$

- при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента (см. Рисунок 9.16,б)

$$M_c = \eta_{c2} (1 + \eta_f) \alpha_{cc} f_{ctd2} b d^2, \quad (9.74)$$

$$V_{cd,min} = \eta_{c3} (1 + \eta_f) \alpha_{cc} f_{ctd2} b d, \quad (9.75)$$

Для сборно-монолитной конструкции 2-го типа (см. Рисунок 9.15,б) значения M_b и $V_{cd,min}$ принимают равными:

- при расчете по рабочей высоте сборного элемента

$$M_c = \eta_{c2} [(1 + \eta_N) \alpha f_{ctd1} b_1 + \alpha f_{ctd2} b_2] d_1^2, \quad (9.76)$$

$$V_{cd,min} = \eta_{c3} [(1 + \eta_N) \alpha f_{ctd1} b_1 + \alpha f_{ctd2} b_2] d_1, \quad (9.77)$$

- при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента

$$M_c = \eta_{c2}(1 + \eta_f)\alpha f_{ctd2} b d^2, \quad (9.78)$$

$$V_{cd,min} = \eta_{c3}(1 + \eta_f)\alpha f_{ctd2} b d, \quad (9.79)$$

В формулах (9.72) – (9.79):

$$\eta_{c2} = 2; \eta_{c3} = 0.6;$$

η_N – коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения в сборном элементе и определяемый по формуле

$$\eta_N = 0,1 \frac{P}{\alpha f_{ctd1} b_j d_1}, \quad (9.80)$$

но не более 0,5, где при расчете по формулам (9.72) и (9.73) – $b_j = b$, по формулам (9.76) и (9.77) – $b_j = b_I$;

η_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок из монолитного бетона и определяемый по формуле

$$\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b d}, \quad (9.81)$$

но не более 0,5, при этом b'_f принимают не более $b + 3h'_f$, а поперечная арматура должна проходить в полку из монолитного бетона и быть в ней надежно заанкерена.

Для поперечных стержней, устанавливаемых по расчету, т.е. когда не выполняются условия п. 9.4.6.5, должно удовлетворяться условие

$$q_{sw} \geq V_{cd,min} / 2d_j, \quad (9.82)$$

где $V_{cd,min}$ – характеристика усилия, определяемая по формулам (9.73), (9.75), (9.77) и (9.79) в зависимости от типа сборно-монолитной конструкции и схемы расчета;

d_j – рабочая высота элемента, принимаемая в зависимости от схемы расчета:

- по рабочей высоте сборного элемента $d_j = d_1$,
- по рабочей высоте сборно-монолитного элемента $d_j = d$.

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть также обеспечена прочность по наклонному сечению в пределах участка между хомутами из условий п. 9.4.6.5.

Если поперечная арматура располагается в пределах только сборного элемента, то при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента длина $l_{inc,cr}$, в пределах которой учитываются хомуты, умножается на соотношение d_1/d .

При проверке условия прочности (9.66) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях $l_{inc,cr}$, не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $(\eta_{c2}/\eta_{c3})d_j$, где $d_j = d_1$ при расчете по рабочей высоте сборного элемента и $d_j = d$ при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента. В пределах длины с определяют значение длины $l_{inc,cr}$, затем по

значениям l_{inc} и $l_{inc,cr}$ находят усилия V_{Rd} , V_{cd} и V_{sw} , и по этим усилиям производят проверку прочности элемента.

9.4.6.5 Расчет железобетонных элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине производят с учетом указаний п. 9.4.6.2 из условия

$$V_{Rd} \leq V_{cd1}, \quad (9.83)$$

где V_{Rd} – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при нагрузке, действующей по верхней грани элемента, допускается принимать значение V_{Rd} в наиболее удаленном от опоры конце наклонного сечения;

V_{cd1} – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном.

Значение поперечной силы V_{cd1} определяют по формуле:

$$V_{cd1} = M_{c1} / l_{inc}, \quad (9.84)$$

но принимают не более $V_{cd1,max}$ и не менее $V_{cd1,min}$, где s – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента;

M_{c1} , $V_{cd1,max}$ и $V_{cd1,min}$ – характеристики усилий, воспринимаемых бетоном в наклонном сечении, определяемые в зависимости от типа сборно-монолитной конструкции (тип 1 и тип 2) и схемы расчета (по рабочей высоте сборного элемента и по рабочей высоте сборно-монолитного элемента).

Значение M_{c1} определяют по формулам (9.72), (9.74), (9.76) и (9.78), при этом вместо коэффициента η_{c2} в них подставляют коэффициент $\eta_{c4} = 1.5$, а коэффициент η_f не учитывают.

Значение $V_{cd1,min}$ определяют по формулам (9.73), (9.75), (9.77) и (9.79), при этом коэффициент η_f не учитывают.

Для сборно-монолитных конструкций 1-го типа значение $V_{cd1,max}$ принимают равным:

- при расчете по рабочей высоте сборного элемента

$$V_{cd1,max} = 2,5\alpha f_{ctd1} b d_1, \quad (9.85)$$

- при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента

$$V_{cd1,max} = 2,5\alpha f_{ctd2} b d, \quad (9.86)$$

Для сборно-монолитных конструкций 2-го типа значение $V_{cd1,max}$ принимают равным:

- при расчете по рабочей высоте сборного элемента

$$V_{cd1,max} = 2,5(\alpha f_{ctd1} b_1 + \alpha f_{ctd2} b_2) d_1, \quad (9.87)$$

- при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента

$$V_{cd1,max} = 2,5\alpha f_{ctd2} b d, \quad (9.88)$$

При проверке условия прочности (8.83) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях s , не превышающих расстояния от опоры до сечения s

максимальным изгибающим моментом и не более $(\eta_{c4}/\eta_{c3})d_1$, где $d_j = d_1$ при расчете по рабочей высоте сборного элемента и $d_j = d$ при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента. По значениям s находят усилия V_{Rd} и V_{cd1} , а затем по этим усилиям осуществляют проверку прочности элемента.

9.4.6.6 Расчет элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе между наклонными трещинами производят из условия

$$V_{Ed} \leq \sum_{i=1} 0,3\eta_{wl,i} \cdot \eta_{cl,i} \cdot f_{cdi} \cdot b_i \cdot d, \quad (9.89)$$

где $\eta_{wl,i}$ – коэффициент, учитывающий влияние поперечных стержней и определяемый по формуле

$$\eta_{wl,i} = 1 + 5 \cdot \frac{E_s A_{sw}}{E_{cmi} b s}, \quad (9.90)$$

но не более 1,3;

V_{Ed} – наибольшая поперечная сила на рассматриваемом участке;

$\eta_{cl,i}$ – коэффициент, определяемый по формуле

$$\eta_{cl,i} = 1 - 0,01 \alpha f_{cd1}. \quad (9.91)$$

Значения E_{cmi} и αf_{cdi} соответствуют учитываемым в расчетах классам бетона сборного элемента (αf_{cd1}) и бетона монолитного слоя (αf_{cd2}).

Если ребро выполнено (полностью или частично) из монолитного бетона (см. Рисунок 9.13б), в формуле (9.91) принимают $\alpha f_{cd1}=0$, если из бетона сборного элемента (см. Рисунок 9.13в), то принимают $\alpha f_{cd2}=0$.

9.4.7 Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил

При расчете предельных усилий, действующих в наклонных сечениях, в соответствии со схемой, приведенной на рисунке В.1 (приложение В), приняты следующие допущения:

- напряжения и относительные деформации для бетона и арматуры связаны диаграммами, приведенными в Разделе 6;
- для средних относительных деформаций бетонов и арматуры на участках между ближайшими к сечению $I-I$ трещинами считают справедливой гипотезу плоских сечений;
- эпюра касательных напряжений в сжатой зоне сечения $I-I$ ограничивается квадратной параболой с максимальной ординатой, расположенной в уровне вершины наклонной трещины;
- относительные деформации продольной растянутой арматуры в месте пересечения ее наклонной трещиной и в сечении $I-I$ не должны превышать предельных значений.

Предельную величину относительных деформаций растянутой арматуры ε_{su} следует принимать равной

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{sR}, \text{ но не более } 0,01,$$

где ε_{sR} – значение предельных относительных деформаций растянутой арматуры, установленное стандартом;

- напряжения в поперечной арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, принимают равными расчетному сопротивлению f_{ywd} ;
- прочность сечения считается исчерпанной, если деформации наиболее сжатой грани сечения или наиболее растянутого ряда продольной арматуры достигают предельных значений.

Проверку прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил необходимо производить по алгоритму, приведенному в приложении В.

9.4.8 Расчет прочности стыкового соединения при продольном сдвиге

9.4.8.1 Прочность стыкового соединения при продольном сдвиге следует проверять из условия

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}, \quad (9.92)$$

где v_{Edi} – продольное сдвигающее напряжение в плоскости стыкового соединения сборно-монолитных элементов от расчетных воздействий;

v_{Rdi} – расчетное сопротивление сдвигу стыкового соединения.

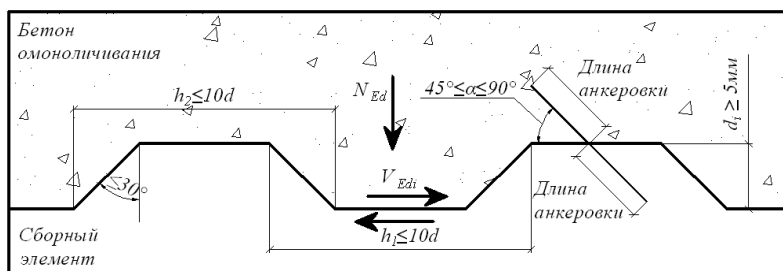


Рисунок 9.17 – Схема стыкового соединения

9.4.8.2 При действии равномерно распределенной нагрузки на статически определимые балочные конструкции среднее значение касательных напряжений по продольным швам сопряжения допускается определять в соответствии с рисунком 9.18 по формуле

$$v_{Edi} = \frac{M_{I-I}}{z b_i l_{sd}}, \quad (9.93)$$

где M_{I-I} – изгибающий момент в сечении $I-I$ от полного сочетания нагрузок;

z – плечо внутренней пары сил в составном сечении, которое при расчете на действие изгибающих моментов допускается принимать: $0,85d$ – для железобетонных конструкций; $0,80d$ – для бетонных конструкций, где d – рабочая высота сечения;

b_i – ширина контактной поверхности между монолитным бетоном и сборным элементом;

l_{sd} – расчетная длина ожидаемой поверхности сдвига.

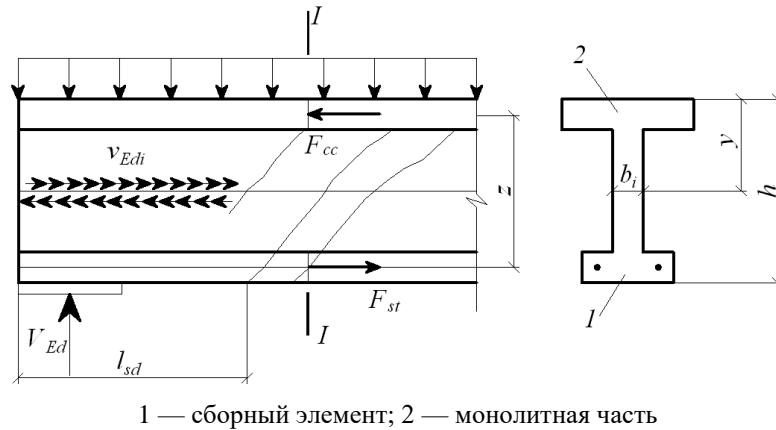


Рисунок 9.18

9.4.8.3 В неразрезных сборно-монолитных конструкциях участки сдвига по контакту при достижении предельного состояния выделяются и ограничиваются пролетными и опорными наклонными трещинами наиболее опасного направления.

9.4.8.4 Напряжения v_{Edi} следует определять в зависимости от значения и характера распределения продольного сдвигающего усилия по длине контакта. На участке длины среза значения этого усилия следует определять как разность нормальных усилий, установленных из расчета по деформационной модели и действующих на концах этого участка в той части сечения, которая расположена над рассматриваемой плоскостью контакта.

При любых видах нагрузок в изгибаемых элементах напряжения v_{Edi} допускается определять по формуле

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i}, \quad (9.94)$$

где β – отношение равнодействующей сжимающих усилий в бетоне выше плоскости контакта к полному значению равнодействующей усилий для наиболее нагруженного сечения сборно-монолитного элемента;

V_{Ed} – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении от полного значения нагрузок;

z – плечо внутренней пары сил в составном сечении, принимаемое при расчете прочности при действии изгибающего момента в рассматриваемом сечении, не более: $0,85d$ – для железобетонных конструкций; $0,80d$ – для бетонных конструкций;

b_i – ширина поверхности контакта между монолитным бетоном и сборным элементом.

9.4.8.5 Касательные напряжения в плоскости сдвига бетона омоноличивания со сборным элементом, возникающие в результате несовместной усадки и ползучести составляющих бетона, при расчете прочности стыка допускается не учитывать только при соответствующем обосновании.

9.4.8.6 Расчетное сопротивление сдвигу на единице площади контакта следует определять по формуле

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_N + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \sin \alpha + \cos \alpha), \quad (9.95)$$

но не более $0,5 v_{fcd}$,

где c – коэффициент, принимаемый по таблице 9.2;

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению, принимаемое для бетона более низкого класса;

f_{yd} – расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры;

μ – коэффициент трения, значения которого принимают по таблице 9.2;

ν – понижающий коэффициент к прочности бетона, определяется согласно (9.48)

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right); \quad (9.96)$$

σ_N – нормальные напряжения, действующие на единицу площади контакта от минимальной внешней силы, перпендикулярной к его плоскости, принимаются со знаком «плюс» при сжатии, но не более $0,6f_{cd}$, и со знаком «минус» – при растяжении. Если σ_N – растягивающее, то $c f_{ctd} = 0$;

ρ – коэффициент поперечного армирования:

$$\rho = A_s / A_i, \quad (9.97)$$

здесь A_s – площадь сечения арматуры, проходящий через контакт, включая обычную поперечную арматуру (если имеется), с достаточным анкерным креплением с обеих сторон контакта;

A_i – площадь поверхности контакта;

α – угол наклона арматуры в стыке, показанный на рисунке 9.17 и принимаемый в интервале от 45° до 90° .

Таблица 9.2 – Значения коэффициентов c и μ

Вид поверхности	c	μ
<i>Шпоночная</i> : поверхность согласно рисунку 8.16	0,500	0,9
<i>Шероховатая</i> : поверхность с шероховатостью не менее 3 мм на расстоянии примерно 40 мм, образованная речным скребком, обнажением заполнителя или другими методами, которые приводят к эквивалентным характеристикам	0,400	0,7
<i>Гладкая</i> : поверхность была выровнена и заглажена после вибрирования или получена при изготовлении в слипформерах	0,200	0,6
<i>Особо гладкая</i> : поверхность, полученная как отпечаток от поверхности стали, пластмассы или специально подготовленной деревянной опалубки	0,025–0,100	0,5

9.4.8.7 Расчетное армирование, из условия восприятия продольного среза в контакте, необходимо устанавливать, если не выполняется условие

$$\nu E d i \leq c f_{ctd} + \mu \sigma_N. \quad (9.98)$$

Значение коэффициента поперечного армирования ρ , рассчитанного по формуле (9.97), следует принимать не менее 0,0015.

Допускается принимать ступенчатое распределение поперечного армирования, как показано на рисунке 9.19, при линейном распределении касательных напряжений сдвига в стыковом соединении.

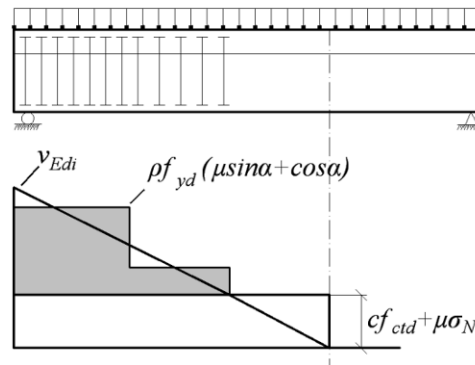


Рисунок 9.19 – Диаграмма распределения поперечного армирования в стыковом соединении

Продольное сопротивление сдвигу для узлов омоноличивания между элементами плит перекрытий, стен допускается определять по формуле (9.95). При этом, если существует возможность образования трещин в узле, значения c в формуле (9.95) следует принимать:

- $c = 0$ – для гладкой и шероховатой поверхностей контакта;
- $c = 0,5$ – для шпоночной поверхности контакта.

При действии циклических или динамических нагрузок значения c в формуле (9.95) следует уменьшать в 2 раза.

9.4.8.8 Расчетное сопротивление стыковых соединений, прочность которых обеспечивается за счет сварки закладных деталей сборных элементов, выполненных угловыми швами, следует определять по формуле

$$v_{Rdi} = \frac{f_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot k_f \cdot l_w}{b_i \cdot a_i}, \quad (9.99)$$

где f_{wf} – расчетное сопротивление сварного соединения с угловыми швами;

γ_{wf} – коэффициент условий работы шва;

k_f – катет углового шва;

l_w – расчетная длина шва;

a_i – расстояние между сварными соединениями по длине участка сдвига;

b_i – ширина поверхности сдвига.

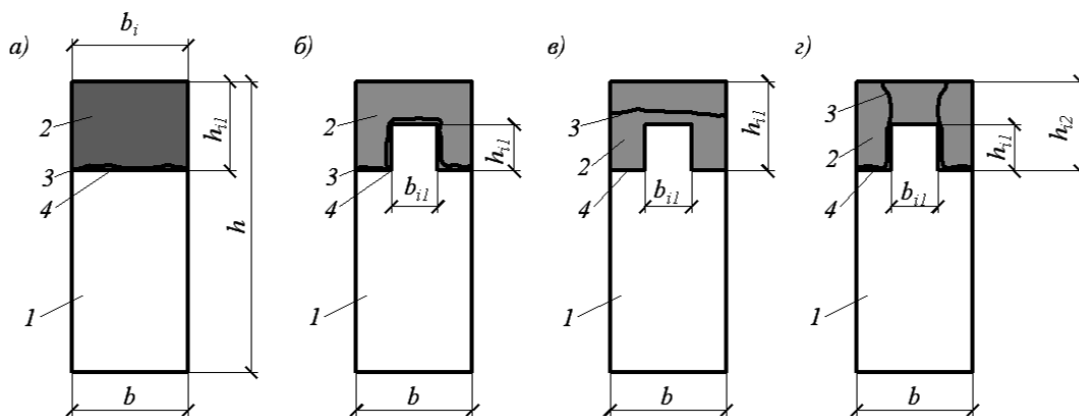
9.4.8.9 Поперечная арматура может быть расположена ступенчато, как это показано на рисунке 9.19. Если соединение между двумя различными бетонами обеспечено за счет арматуры (балка с решетчатыми фермами), то доля несущей способности стали в v_{Rdi} может быть принята как результирующая усилий каждого из диагональных элементов, при условии что $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

9.4.8.10 Поперечное армирование стыка следует выполнять из гладкой или рифленой арматуры класса не выше *St500*. При этом армирование должно иметь необходимую анкеровку в стыкуемых элементах. Если поперечная арматура с площадью сечения,

определенной по формуле (9.95), распределяется на всю длину контакта, ее допускается учитывать при расчете прочности на срез наклонных сечений.

9.4.8.11 Расчетную ширину поверхности сдвига b_i определяют в зависимости от характера контактного шва (плоского или ребристого) в соответствии с рисунком 9.11. При плоском контактном шве (см. Рисунок 9.20а) расчетную ширину b_i принимают равной ширине контакта в месте сопряжения сборного элемента и монолитного бетона, $b_i = b$. При ребристом контактном шве с продольным ребром расчетную ширину b_i следует принимать по наиболее опасной поверхности сдвига: по всей поверхности контакта (см. Рисунок 9.20б), $b_i = b + 2h_{i1}$, или по поверхности, включающей часть поверхности контакта и монолитного бетона (см. Рисунок 9.20в, г), $b_i = b$ или $b_i = b - b_{i1} + 2h_{i2}$.

Расчетное положение контактного шва по высоте элемента h_i следует принимать на уровне центра тяжести контура расчетной поверхности сдвига.



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон; 3 – поверхность сдвига; 4 – контактный шов

Рисунок 9.20 – Схемы расположения поверхностей сдвига, принимаемые для расчета контактного шва

9.4.9 Расчет сборно-монолитных элементов на выносливость

9.4.9.1 Напряжения в бетоне и арматуре как до приобретения монолитным бетоном заданной прочности, так и после вычисляют как для упругого тела (по приведенным сечениям) от действия внешних сил. Неупругие деформации в сжатой зоне конструкции после приобретения монолитным бетоном заданной прочности следует учитывать снижением модуля упругости бетона, принимая коэффициенты приведения арматуры к бетону α'_j равными 25, 20, 15 и 10 для бетонов классов соответственно $C^{12}/_{15}$; $C^{20}/_{25}$; $C^{30}/_{37}$; $C^{35}/_{45}$ и выше и монолитного бетона к бетону сборного элемента равными α'_1 / α'_2 .

9.4.9.2 Сечения, нормальные к продольной оси элемента, рассчитываются на выносливость из условий:

- для сжатого бетона

$$\sigma_{c,max1} \leq \alpha f_{cd1}, \quad (9.100)$$

$$\sigma_{c,max2} \leq \alpha f_{cd2}; \quad (9.101)$$

- для растянутой арматуры

$$\sigma_{s,max} \leq f_{yd}. \quad (9.102)$$

В условиях (9.100) – (9.102):

$\sigma_{c,max1}$, $\sigma_{c,max2}$ – максимальные нормальные напряжения соответственно в бетоне сборного элемента и монолитном бетоне, вычисленные согласно указаниям 9.4.9.3 – 9.4.9.4

$\sigma_{s,max}$ – максимальное нормальное напряжение в растянутой арматуре.

9.4.9.3 Максимальные напряжения в бетоне и арматуре следует определять по формулам:

$$\sigma_{c,max1} = \frac{M_{Ed}}{I'_{red}} \cdot (x_0 - h + h_1) + \frac{N_{tot}}{A'_{red}}, \quad (9.103)$$

$$\sigma_{c,max2} = \left(\frac{M_{Ed}}{I'_{red}} \cdot x_0 + \frac{N_{tot}}{A'_{red}} \right) \cdot \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2}, \quad (9.104)$$

$$\sigma_{s,max} = \left(\frac{M_{Ed}}{I'_{red}} \cdot (d - x_0) - \frac{N_{tot}}{A'_{red}} \right) \cdot \alpha'_1, \quad (9.105)$$

где

- для изгибаемых элементов

$$M_{Ed} = M_1 + M_{2,max}; \quad (9.106)$$

- для внецентренно сжатых и растянутых элементов

$$M_{Ed} = M_1 + N_{2,max}e_0, \quad (9.107)$$

$$N_{tot} \pm N_{2,max}. \quad (9.108)$$

В формуле (9.108) перед силой $N_{2,max}$ знак «плюс» принимают, если она сжимающая, «минус» – если растягивающая.

В формулах (9.103) – (9.105):

x_0 – расстояние от крайней сжатой грани конструкции до центра тяжести ее приведенного сечения.

9.4.9.4 Если в сечении образуются нормальные трещины, приведенное сечение включает в себя площадь сечения бетонов, расположенных в сжатой зоне, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на коэффициент приведения α'_1 . В последнем случае высоту сжатой зоны определяют из уравнения

$$\frac{M_{Ed}}{N_{tot}} = \frac{I_{c1} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} \cdot I_{c2} + \alpha'_1 \cdot \sum_{i=1}^k I_{sj}}{S_{c1} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} \cdot S_{c2} + \alpha'_1 \cdot \sum_{i=1}^k A_{sj} \cdot (d_j - x)}, \quad (9.109)$$

где M_{Ed} – определяют по формуле (9.106) или (9.107) с заменой x_0 на x_1 ;

I_{c1} – момент инерции сжатой зоны сборного элемента относительно нулевой линии;

I_{c2} – то же, монолитного бетона;

I_{sj} – момент инерции площади сечения j -го стержня арматуры относительно нулевой линии;

S_{c1} и S_{c2} – статические моменты сжатой зоны соответственно сборного элемента и монолитного бетона относительно нулевой линии;

A_{sj} – площадь j -го стержня арматуры;

d_j – расстояние от сжатой грани элемента до центра тяжести j -го стержня арматуры.

9.4.9.5 Коэффициенты асимметрии цикла определяют по формулам:

– для бетонов

$$\rho_{c1} = \sigma_{c,min1} / \sigma_{c,max1}, \quad (9.110)$$

$$\rho_{c2} = \sigma_{c,min2} / \sigma_{c,max2}; \quad (9.111)$$

– для арматуры

$$\rho_s = \sigma_{s,min} / \sigma_{s,max}. \quad (9.112)$$

В формулах (9.110) – (9.112):

$\sigma_{c,min1}$, $\sigma_{c,min2}$, $\sigma_{s,min}$ – соответственно нормальные напряжения в бетоне сборного элемента на уровне его крайней сжатой грани, в монолитном бетоне на уровне крайней сжатой грани конструкции и в растянутой арматуре, определяемые по формулам (9.103)–(9.105) при замене $M_{2,max}$ ($N_{2,max}$) на $M_{2,min}$ ($N_{2,min}$) – минимальное в пределах цикла значение внешнего усилия, прилагаемого после приобретения заданной прочности монолитным бетоном.

Следует избегать возникновения растягивающих напряжений в зоне, проверяемой по сжатому бетону, при действии многократно повторяющейся нагрузки. Сжатую арматуру на выносливость не рассчитывают.

9.5 Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности SLS

В зависимости от предъявляемых требований по трещиностойкости, сборно-монолитные конструкции рассчитывают по образованию трещин в сборных элементах, нормальных к продольной оси конструкции, и наклонных – в зоне действия наибольших главных растягивающих напряжений.

9.5.1 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси конструкции (метод ядровых моментов)

9.5.1.1 Расчет по образованию нормальных трещин производят из условия

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (9.113)$$

где M_r – момент приложенных к конструкции внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется;

M_{crc} – момент, воспринимаемый сечением конструкции при образовании трещин и определяемый по формуле:

$$M_{crc} = W_{pl} \cdot f_{ctd,ser}$$

Значение M_r определяют по формулам:

– для изгибаемых конструкций

$$M_r = M_{Ed1} + M_{Ed2}; \quad (9.114)$$

– для внецентренно сжатых конструкций

$$M_r = M_{Edl} + N_2 \cdot (e_0 - r); \quad (9.115)$$

– для внецентренно растянутых конструкций

$$M_r = M_{Edl} + N_2 \cdot (e_0 + r). \quad (9.116)$$

Для внецентренно сжатых и изгибаемых элементов

$$r = \varphi \cdot \frac{W_{c,red}}{A_{c,red}}, \quad (9.118)$$

где $\varphi = 1,6 - \frac{\sigma'_{xc2}}{f_{ck2}}$, но не менее 0,7 и не более 1,0;

σ'_{xc2} – максимальное нормальное напряжение в сжатом бетоне

Для внецентренно растянутых элементов

$$r = \frac{W_{c,red}}{A_{c,red}} \quad (9.119)$$

Численные значения σ'_{xc2} определяют по формуле

$$\sigma'_{xc2} = 2 f_{ctk1} \frac{W_{c,red2}}{A_{c,red}} \cdot \frac{y'_{red}}{y_{red}}, \quad (9.120)$$

y'_{red}, y_{red} – расстояние от центра тяжести приведенного (по модулю упругости) к бетону сборного элемента сечения конструкции, соответственно до крайних сжатых и растянутых волокон указанного сечения.

Если сборный элемент попадает в сжатую зону конструкции,

$$r_1 = \varphi_1 \cdot \frac{W_{c,red1}}{A_{c,red1}}, \quad (9.121)$$

$$\varphi_1 = 1,6 - \frac{\sigma'_{c1}}{f_{ck1}}$$

где σ'_{c1} – напряжения в крайних сжатых волокнах сборного элемента от внешних нагрузок, приложенных после приобретения заданной прочности монолитным бетоном, при этом должно выполняться условие $0,7 \leq \varphi_1 \leq 1$.

Если сборный элемент не попадает в сжатую зону конструкции, то $r_1 = \frac{W_{red1}}{A_{red1}},$

Численные значения σ'_{c1} определяют по формуле

$$\sigma'_{c1} = 2 f_{ctk1} \frac{y'_{red1}}{y_{red1}}. \quad (9.122)$$

9.5.1.2 Значение W_{pl} определяют по формуле

$$W_{pl} = \frac{2(I_{c0} + \alpha_1 I_{s0} + \alpha_1 I'_{s0})}{h - x} + S_{c0}, \quad (9.123)$$

Положение нулевой линии сечения конструкции, приведенного (по модулю упругости) к бетону сборного элемента, определяют из условия

$$S'_{c0} + \alpha_1 S'_{s0} - \alpha_1 S_{s0} - 0,5(h-x)A_{ct} = 0, \quad (9.124)$$

В формулах (9.123) и (9.124):

I_{c0} – момент инерции площади сжатой зоны сечения конструкции, приведенного к бетону сборного элемента, относительно его нулевой линии;

I_{s0} и I'_{s0} – моменты инерции площадей сечения соответственно арматуры S и S' относительно нулевой линии;

S'_{c0} и S_{c0} – статические моменты площадей соответственно сжатой и растянутой зон сечения конструкции, приведенного к бетону сборного элемента, относительно нулевой линии;

S_{s0} и S'_{s0} – статические моменты площадей сечения соответственно арматуры S и S' относительно нулевой линии;

A_{ct} – площадь растянутого бетона в сечении конструкции, приведенном к бетону сборного элемента.


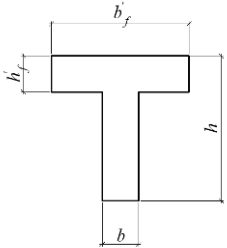
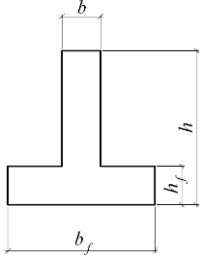
Если монолитный бетон попадает в растянутую зону конструкции и не выполняется условие

$$h - h_2 \geq y_{red}(1 - \alpha_2), \quad (9.125)$$

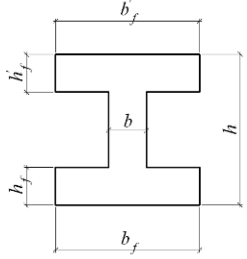
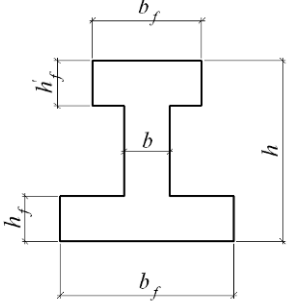
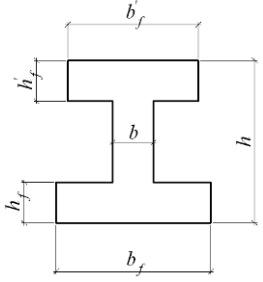
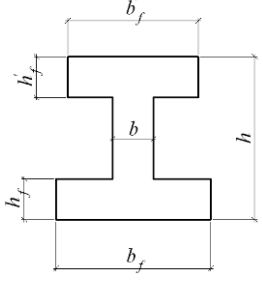
численные значения S_{c0} и A_{ct} определяют без учета монолитного бетона.

9.5.1.3 Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений при действии момента в плоскости оси симметрии значение W_{pl} допускается определять по формуле $W_{pl} = W \cdot \gamma$, где γ – смотри Таблицу 9.3.

Таблица 9.3 – Значения коэффициента γ

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,30	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30	
3. Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: а) при $b_f/b \leq 2$ независимо от отношения h_f/h б) при $b_f/b > 2$ и $h_f/h \geq 0,2$ в) при $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 0,2$	1,25 1,25 1,20	

Таблицы 9.3 (продолжение)

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
4. Двутаверовое симметричное (коробчатое): а) при $b'_f/b = b_f/b \leq 2$ независимо от отношения $h'_f/h = h_f/h$ б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$ независимо от отношения $h'_f/h = h_f/h$ в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$ и $h'_f/h = h_f/h \geq 0,2$ г) при $6 < b'_f/b = b_f/b \leq 15$ и $h'_f/h = h_f/h < 0,2$ д) при $b'_f/b = b_f/b \geq 15$ и $h'_f/h = h_f/h < 0,2$	1,30 1,25 1,25 1,20 1,15	
5. Двутаверовое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$: а) при $b'_f/b < 2$ независимо от отношения h'_f/h б) при $2 < b'_f/b \leq 6$ независимо от отношения h'_f/h в) при $b'_f/b > 6$ и $h'_f/h > 0,1$	1,30 1,25 1,25	
6. Двутаверовое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b'_f/b < 8$: а) при $b'_f/b \leq 4$ независимо от отношения h'_f/h б) при $b'_f/b > 4$ и $h'_f/h \geq 0,2$ в) при $b'_f/b > 4$ и $h'_f/h < 0,2$	1,25 1,25 1,20	
7. Двутаверовое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \geq 8$: а) при $h'_f/h > 0,3$ б) при $h'_f/h \leq 0,3$		

9.5.1.4 Расчет по образованию трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки производят из условий:

$$\sigma_{ct1} \leq f_{ctk1}, \quad (9.126)$$

$$\sigma_{ct2} \leq f_{ctk2}, \quad (9.127)$$

где σ_{ct1} и σ_{ct2} - максимальные нормальные растягивающие напряжения в бетоне сборного элемента и монолитном бетоне, определяемые по формулам:

$$\sigma_{ct1} = \frac{M}{I_{red}} y_0 - \frac{N_{tot}}{A_{c,red}}, \quad (9.128)$$

$$\sigma_{ct2} = \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} \left[\frac{M}{I_{red}} (y_0 - a) - \frac{N_{tot}}{A_{c,red}} \right], \quad (9.129)$$

В формулах (9.128) и (9.129):

$A_{c,red}$ – приведенная площадь сечения конструкции, включающая полное сечение бетонов (приведенное к бетону сборного элемента), а также площадь сечения всей арматуры, умноженную на коэффициент приведения α'_1 ;

I_{red} – собственный момент инерции указанной площади;

y_0 – расстояние от растянутой грани конструкции до нулевой линии приведенного сечения;

a – расстояние от растянутой грани конструкции до крайнего растянутого волокна монолитного бетона.

9.5.2 Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси конструкции

9.5.2.1 Расчет по образованию наклонных трещин производят из условия

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_c f_{ctk1}, \quad (9.130)$$

где

$$\gamma_c = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{(\alpha f_{ctk1}^G)}}{0,2 + \alpha f_{c,cube}^G}, \quad (9.131)$$

но не более 1,

здесь α – коэффициент (для тяжелого бетона принимается равным 0,01); при этом должно выполняться условие $\alpha f_{c,cube}^G \geq 0,3$;

$f_{c,cube}^G$ – гарантированная прочность бетона для сборного элемента (см. Таблицу 6.1);

σ_{mt} , σ_{mc} – главные растягивающие и главные сжимающие напряжения соответственно.

9.5.2.2 Если сборный элемент попадает в сжатую зону конструкции, проверку по образованию трещин следует производить на уровне центра тяжести приведенного сечения сборного элемента и на уровне центра тяжести сечения конструкции, приведенного (по модулю упругости) к бетону сборного элемента, а при тавровых и двутавровых элементах – и по линии примыкания сжатой полки к ребру.

Если сборный элемент не попадает в сжатую зону конструкции, то проверку по образованию трещин производят на уровне центра тяжести приведенного сечения сборного элемента.

9.5.2.3 Значения главных растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне сборного элемента σ_{mt} и σ_{mc} определяют по формуле

$$\sigma_{mt(mc)} = 0,5(\sigma_{xl} + \sigma_x + \sigma_{yl} + \sigma_y) \pm 0,5\sqrt{(\sigma_{xl} + \sigma_x - \sigma_{yl} - \sigma_y)^2 + 4(\tau_{xyl} + \tau_{xy})^2}, \quad (9.132)$$

где σ_{xl} – нормальные напряжения в бетоне сборного элемента на площадке, перпендикулярной к продольной оси конструкции (от действующих к моменту

приобретения монолитным бетоном заданной прочности внешних нагрузок), определяемые в соответствии с разделом 5.10 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011;

σ_x – то же, от внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

σ_{yl} – местные сжимающие напряжения в бетоне сборного элемента на площадке, параллельной продольной оси конструкции (от действующих к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности внешних нагрузок или опорной реакции), определяемые по формулам (9.135) и (9.136);

σ_y – то же, от приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности внешних нагрузок или опорной реакции;

τ_{xyl} – касательные напряжения в бетоне сборного элемента от действующих к моменту приобретения монолитным бетоном заданной прочности внешних нагрузок;

τ_{xy} – то же, от приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности внешних нагрузок.

9.5.2.4 Для уровня центра тяжести приведенного сечения сборного элемента напряжения допускается определять по формуле:

$$\sigma_x = \frac{N_2}{A_{\text{ред}}} \pm \frac{N_2}{I_{\text{ред}}} \cdot y_1, \quad (9.133)$$

где y_1 – расстояние от центра тяжести приведенного к бетону сборного элемента составного сечения конструкции, до центра тяжести приведенного сечения сборного элемента.

Для уровня центра тяжести приведенного к бетону сборного элемента составного сечения конструкции:

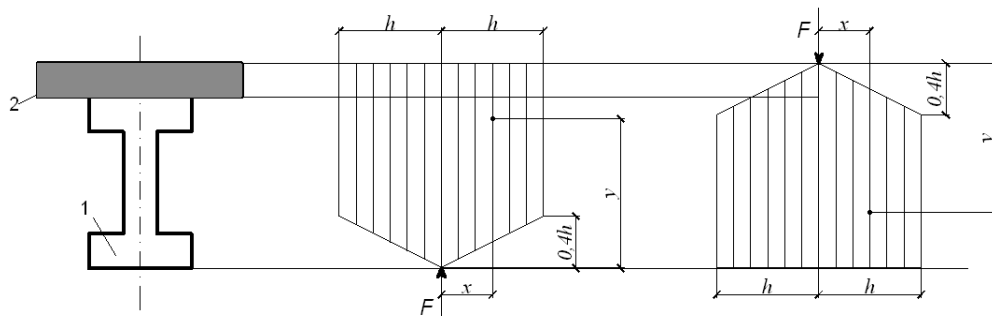
$$\sigma_x = \frac{N_2}{A_{\text{ред}}}. \quad (9.134)$$

При $y < 0,4h$ и $x \leq 2,5y$ в соответствии с рисунком 9.21

$$\sigma_y = \frac{0,4F}{bh} \cdot \left(\frac{h}{y} - 1 \right) \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \frac{x}{y} \right); \quad (9.135)$$

при $y > 0,4h$ и $x \leq h$

$$\sigma_y = \frac{F}{bh} \cdot \left(1 - \frac{y}{h} \right) \cdot \left(1 - \frac{x}{h} \right). \quad (9.136)$$



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок 9.21 – Схема распределения местных сжимающих напряжений в зоне приложения сосредоточенных сил

9.5.2.5 Касательные напряжения τ_{xy} определяются по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{V_{Ed} S}{b I_{red}}, \quad (9.137)$$

где S – статический момент части сечения приведенного к бетону сборного элемента, расположенной выше уровня, на котором производят проверку по образованию трещин (относительно проходящей через центр тяжести указанного сечения оси);

b – ширина сечения приведенного к бетону сборного элемента в уровне проверки по образованию трещин.

9.5.2.6 Напряжения σ_x и σ_y следует подставлять в формулу (9.132) со знаком «плюс», если они растягивающие, и «минус», если они сжимающие. Напряжения σ_{mc} в формуле (9.131) следует принимать по абсолютной величине.

При тавровых и двутавровых сборных элементах и при наличии скосов в месте примыкания к ребру следует также проверять σ_{mt} на уровне примыкания к ребру скоса.

9.5.3 Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

9.5.3.1 Проверку предельного состояния по раскрытию трещин следует производить расчетом наиболее нагруженного сечения конструкции при выполнении условия, что действующие в нем внутренние усилия, определенные для соответствующей комбинации нагрузок и рассматриваемые как длительно действующие, не вызовут раскрытия наклонных трещин и трещин, нормальных к оси элемента, больше допустимых значений, приведенных в таблице 9.3.

9.5.3.2 Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, производится из условия

$$w_k \leq w_{lim}, \quad (9.138)$$

где w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, принимаемая в зависимости от класса по условиям эксплуатации конструкций по таблице 9.4;

w_k – расчетная ширина раскрытия трещин от действия внешних нагрузок.

Таблица 9.4 – Рекомендуемые значения w_{lim} , (мм)

Класс эксплуатации	Железобетонные элементы
	Практически постоянное сочетание нагрузок
X0, XC1	0,4 ¹⁾
XC2, XC3, XC4	0,3
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	

¹⁾ Для классов эксплуатации Х0 и ХС1 ширина раскрытия трещины не влияет на долговечность, и это предельное значение используется для обеспечения, как правило, допустимого внешнего вида исходя из эстетико-психологических требований. Если отсутствуют требования к внешнему виду, то данное предельное значение может быть повышено.

9.5.3.3 Ширина раскрытия трещин w_k определяется по формуле

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (9.139)$$

где $s_{r,\max}$ – максимальное расстояние между трещинами;

ε_{sm} – средние относительные деформации арматуры при определяющем сочетании воздействий, включая влияние вынужденных деформаций и учитывая работу бетона на растяжение. Учитывается только дополнительная относительная деформация, выходящая за нулевое значение деформаций бетона на том же уровне;

ε_{cm} – средняя относительная деформация бетона между трещинами.

9.5.3.4 Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ определяется по формуле

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_c \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (9.140)$$

где σ_s – напряжение в растянутой арматуре сечения с трещиной;

α_c – отношение $\frac{E_s}{E_{cm1}}$;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}, \quad (9.141)$$

здесь $A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутого бетона, окружающего арматуру или напрягающие элементы, с высотой $h_{c,ef}$, причем $h_{c,ef}$ принимается как меньшее значение $2,5 \cdot (h - d)$; $(h - x)/3$; $h/2$;

k_t – коэффициент, зависящий от длительности действия нагрузки:

$k_t = 0.6$ – при кратковременном действии нагрузки;

$k_t = 0.4$ – при длительном действии нагрузки.

9.5.3.5 В случаях, когда арматура, имеющая сцепление с бетоном, расположена сосредоточенно в центрах в растянутой зоне (расстояния не более $5 \cdot (c + \varnothing/2)$), максимальное окончательное расстояние между трещинами может быть рассчитано по формуле (9.142);

$$s_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varnothing / \rho_{p,eff}, \quad (9.142)$$

где \varnothing – диаметр стержня. Если в сечении используются различные диаметры стержней, необходимо применять заменяющий (эквивалентный) диаметр \varnothing_{eq} . Для сечения с n_1 стержнями диаметром \varnothing_1 и n_2 стержнями с диаметром \varnothing_2 следует применять формулу

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}; \quad (9.143)$$

c – защитный слой бетона для продольной арматуры или горизонтальных хомутов,

$$c = c_{cov};$$

k_1 – коэффициент, учитывающий свойства сцепления арматуры:

- $k_1 = 0.8$ – для стержней с хорошими свойствами сцепления;
- $k_1 = 1.6$ – для стержней с практически гладкой поверхностью;

k_2 – коэффициент, учитывающий распределения относительных деформаций:

- $k_2 = 0.5$ – для изгиба;
- $k_2 = 1.0$ – для чистого растяжения;

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

В случаях внецентренного растяжения или для локальных зон необходимо применять промежуточные значения k_2 , которые определяются по формуле

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}, \quad (9.144)$$

где ε_1 – наибольшая, ε_2 – наименьшая относительные деформации растяжения на краях рассматриваемого сечения, определенные в сечении с трещиной.

9.5.3.6 Если расстояние между стержнями, имеющими сцепление с бетоном, превышает $5 \cdot (c_{cov} + \phi/2)$ или если в растянутой зоне нет арматуры, имеющей сцепление с бетоном, верхнее значение для ширины раскрытия трещины определяется, принимая максимальное расстояние между трещинами

$$s_{r,max} = 1,3 \cdot (h - x). \quad (9.145)$$

9.5.3.7 Если угол между осями главных напряжений и направлением арматуры, для элементов, армированных в двух ортогональных направлениях, значителен (более 15°), расстояние между трещинами $s_{r,max}$ определяется по формуле

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}}, \quad (9.146)$$

где θ – угол между арматурой в направлении y и направлением главного растягивающего напряжения;

$s_{r,max,y}$, $s_{r,max,z}$ – максимальное расстояние между трещинами в направлениях y и z соответственно согласно 9.5.3.5.

9.5.3.8 Для стен, подвергающихся раннему температурному укорочению, в которых площадь горизонтальной арматуры A_s не полностью удовлетворяет требованиям 9.5.3.4 и где низ стены ограничивается ранее изготовленным фундаментом, $s_{r,max}$ принимается равным 1,3-кратной высоты стены.

9.5.3.9 Значение напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z_s A_s},$$

где z_s – плечо внутренней пары сил, равное $z_s = \zeta \cdot d$, а коэффициент ζ , определяется по графику на рисунке 9.22, либо по формуле $z_s = d - \frac{x}{2}$, x – высота сжатой зоны бетона, приведенного к эффективному модулю упругости сборного бетона.

$$\mu_s \alpha_{s1} = \frac{A_s}{bd} \frac{E_s}{E_{cm,red}}; \quad \gamma = \frac{(b'_f - b) h'_f + \alpha_{s1} A'_s}{bd},$$

$$\delta = h'_f / d \text{ для сечений без сжатой полки } \delta = 2c_1 / d$$

Значение напряжения σ_s для внецентренно сжатых элементов, а также для внецентренно растянутых элементов при приложении силы N_{Ed} вне расстояния между арматурами S и S' определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{S_{red}} (d - x) \alpha_{s1},$$

где S_{red} – статический момент относительно нейтральной оси.

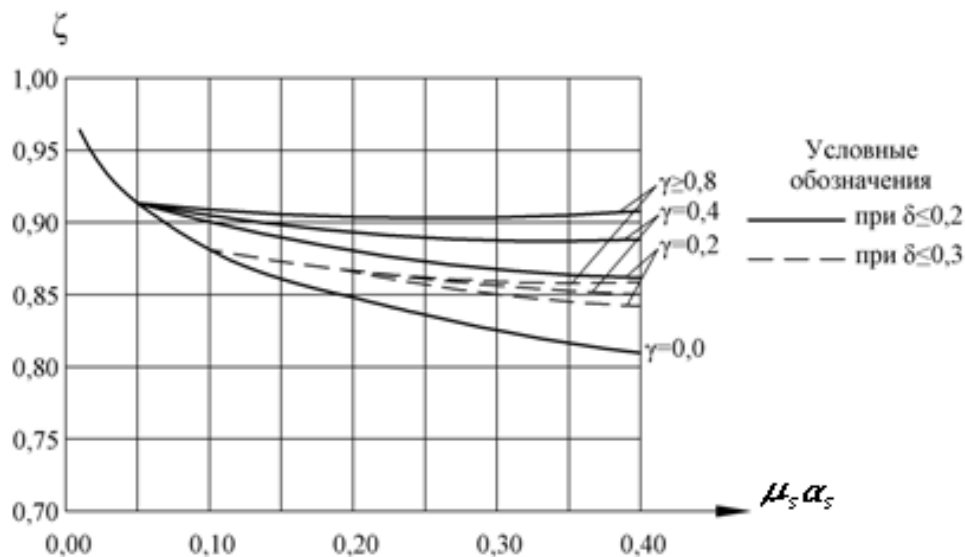


Рисунок 9.22 – График коэффициента $\zeta = z_s/d$ для определения плеча внутренней пары сил при расчете по раскрытию трещин изгибаемых элементов при одинаковых модулях упругости сборного и монолитного бетонов

Значение напряжения σ_s для внецентренно растянутых элементов при приложении силы N_{Ed} между центрами тяжести арматуры S и S' (т.е. при $e' < d - c_1$) определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed} e'}{A_s (d - c_1)},$$

Для центрально растянутых элементов

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_s}.$$

Для внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения напряжение σ_s допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed} e}{A_s d} \varphi_{cr},$$

где φ_{cr} – коэффициент, определяемый по таблице 9.5.

Для внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения напряжение σ_s допускается определять по формулам:

а) при $e' > d - c_1$ и при $A_{s2} = 0$
$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_{s1}} \left(1,2 \frac{e}{d} + 1 \right);$$

б) при $A_{s2} \geq A_{s1}$ независимо от e'
$$\sigma_s = \frac{N_{Ed} e'}{A_{s1} (d - c_1)};$$

при $0 < A_{s2} < A_{s1}$ значение σ_s определяется линейной интерполяцией между значениями σ_s вычисленными по формулам выше.

Высота сжатой зоны определяется из решения уравнения

$$S_c = \alpha_{s1} (S_s - S'_s),$$

где S_c , S_s , S'_s – статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Геометрические характеристики составного сечения определяются с учетом эффективных модулей упругости для монолитного $E_{c,eff2}$ и сборного $E_{c,eff1}$ бетонов и коэффициентов приведения для арматуры и монолитного бетона к эффективному модулю упругости сборного бетона.

Эффективные модули упругости монолитного $E_{c,eff2}$ и сборного $E_{c,eff1}$ бетонов определяются по формуле (7.20) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 с учетом коэффициента ползучести, определенного по номограмме рисунок 6.1 п.6.4.3.

Во всех случаях значение σ_s не должно превышать $f_{yd,ser}$.

Таблица 9.5 – Значение коэффициента φ_{cr}

e/d	Коэффициенты φ_{cr}									
	При $A_{s2} \geq A_{s1}$ и значениях μa_{s1} , равных					При $A_{s2} = 0$ и значениях μa_1 , равных				
	0,01	0,05	0,10	0,20	$\geq 0,40$	0,01	0,05	0,10	0,20	$\geq 0,40$
$\leq 0,8$	0,01	0,06	0,07	0,08	0,08	0,01	0,06	0,10	0,20	0,18
1,0	0,13	0,20	0,23	0,25	0,26	0,13	0,20	0,26	0,31	0,36
1,2	0,25	0,33	0,37	0,39	0,40	0,25	0,33	0,38	0,43	0,49
1,5	0,42	0,48	0,52	0,54	0,55	0,42	0,48	0,53	0,58	0,64
2,0	0,56	0,63	0,66	0,68	0,69	0,56	0,63	0,67	0,72	0,78
3,0	0,73	0,79	0,82	0,84	0,85	0,73	0,79	0,82	0,88	0,93
4,0	0,80	0,86	0,90	0,93	0,93	0,80	0,86	0,91	0,96	1,01
$\mu_s \alpha_{s1} = \frac{A_s}{bd} \frac{300}{f_{cd,ser}}$										
Примечание При $0 < A_{s2} < A_{s1}$ коэффициенты φ_{cr} определяются линейной интерполяцией.										

9.5.4 Расчет ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента

Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси конструкции, производится с учетом приведения (по модулю упругости) монолитного бетона к бетону сборного элемента.

9.5.5 Расчет сборно-монолитных конструкций по деформациям

9.5.5.1 Общие положения

9.5.5.1.1 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.

9.5.5.1.2 Кривизна железобетонных элементов принимается равной разности краевых относительных деформаций элемента в сечении, нормальном к продольной оси, деленной на высоту сечения.

9.5.5.1.3 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.

9.5.5.1.4 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.

9.5.5.1.5 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 Формуле (9.154).

9.5.5.1.6 Относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, в общем случае определяются из расчета системы уравнений нелинейной деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающего момента и продольной силы от соответствующего сочетания внешних нагрузок.

9.5.5.1.7 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.

9.5.5.1.8 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.

9.5.5.1.9 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.

9.5.5.2 Расчет железобетонных элементов по прогибам

9.5.5.2.1 Для общего случая расчета прогиб сборно-монолитной железобетонной конструкции следует определять по формуле

$$a_k = a_{k,m} + a_{k,v}, \quad (9.147)$$

где $a_{k,m}$ – прогиб, обусловленный деформациями изгиба;

$a_{k,v}$ – прогиб, обусловленный деформациями сдвига.

Значения прогиба $a_{k,m}$ в общем случае следует определять по формуле

$$a_{k,m} = \int_0^l \overline{M}_x \cdot \left(\frac{1}{r} \right)_{(x)} \cdot dx \quad (9.148)$$

или по формуле

$$a_{k,m} = \int_0^l \overline{M}_x \cdot \frac{M_{Sdx}}{B_{x,red}} \cdot dx. \quad (9.149)$$

В формулах (9.148) и (9.149):

\overline{M}_x – изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине элемента, для которого определяют прогиб;

$\left(\frac{1}{r} \right)_{(x)}$ – кривизна элемента в сечении x от комбинации внешних нагрузок, при которой

определяется прогиб;

M_{Edx} – изгибающий момент в сечении x от комбинации нагрузок, при которой определяется прогиб;

$B_{x,red}$ – изгибная жесткость железобетонного элемента в сечении x , определяемая в соответствии с указаниями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

Значение прогиба, обусловленного деформациями сдвига, $a_{k,v}$, в общем случае следует определять по формуле (9.150):

$$a_{k,v} = \int_0^l \overline{V}_x \gamma_x dx \quad (9.150)$$

или по формуле (9.151):

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}_x \cdot \frac{V_{Sdx}}{B_{vx}} \cdot dx, \quad (9.151)$$

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 элемента, для которого определяется прогиб;

γ_x – деформация сдвига в сечении x от нагрузки, при которой определяют прогиб;

V_{Edx} – поперечная сила в сечении x от нагрузки, при которой определяют прогиб;

B_{vx} – сдвиговая жесткость железобетонного элемента в сечении x , определяемая в соответствии с указаниями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.5.5.2.2 Для сборно-монолитных железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечения с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней, допускается определять прогиб $a(\infty, t_0)$, обусловленный деформациями изгиба, по формуле (9.152):

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \cdot \frac{M_{Ed} l_{eff}^2}{B(\infty, t_0)}, \quad (9.152)$$

где α_k – коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента, допускается для простейших случаев принимать по таблице 9.6;

M_{Ed} – максимальное значение расчетного момента предельных состояний второй группы;

$B(\infty, t_0)$ – изгибная жесткость составного сечения элемента, определяемая в соответствии с 9.5.3.3.

Таблица 9.6 – Значения коэффициентов α_k для простейших случаев нагружения конструкции в зависимости от условий ее опирания

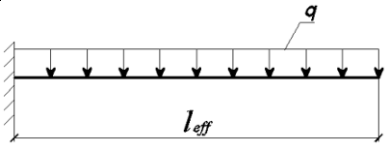
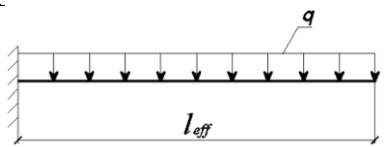
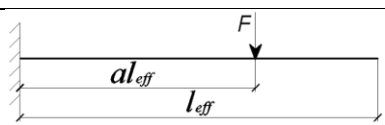
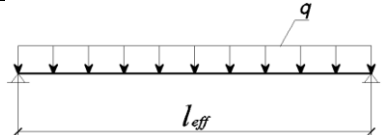
Схема нагружения	Значение коэффициента α_k
Консоли	
	$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{3}$
	$a \left(\frac{1}{2} - \frac{a}{6} \right)$
Свободно опертые балки	
	$\frac{5}{48}$

Таблица 9.6 (продолжение)

	$\frac{1}{12}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6}$
<p>Примечание При загрузении элемента одновременно по нескольким схемам из представленных в Таблице 9.4, коэффициент α_k следует определять:</p> $\alpha_k = \frac{a_{k1} \cdot M_1 + a_{k2} \cdot M_2 + \dots + a_{kn} \cdot M_n}{M_1 + M_2 + \dots + M_n},$ <p>где a_{k1}, M_1, a_{k2}, M_2 и т. д. – коэффициент a_k и наибольший изгибающий момент для каждой схемы загрузки.</p>	

9.5.5.3 Определение кривизны и изгибной жесткости сборно-монолитной конструкции

9.5.5.3.1 В общем случае кривизну сборно-монолитного железобетонного элемента (или участков элемента) с трещинами, нормальными к продольной оси элемента, от действия расчетных нагрузок следует определять в виде алгебраической суммы по формуле

$$k_{mi} = \left(\frac{1}{r} \right)_{mi} = (1 - \xi) \cdot k_{m1} + \xi k_{m2}, \quad (9.153)$$

где $k_{m1} = \left(\frac{1}{r} \right)_{m1}$ – кривизна составного сечения в рассматриваемой точке по длине сборно-монолитной конструкции для сечения, не имеющего трещины, нормальной к продольной оси элемента;

$k_{m2} = \left(\frac{1}{r} \right)_{m2}$ – кривизна составного сечения в рассматриваемой точке по длине сборно-монолитной конструкции в сечении с трещиной, нормальной к продольной оси элемента;
 ξ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений на участках между трещинами, определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \beta_1 \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (9.154)$$

или для изгибаемых элементов:

$$\xi = 1 - \beta_1 \beta_2 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2. \quad (9.155)$$

где 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.

9.5.5.3.2 Изгибную жесткость элемента с трещинами, нормальными к продольной оси элемента, допускается определять по упрощенной зависимости:

$$B_{mi} = \frac{M_{Ed}}{(1/r)_{mi}}. \quad (9.156)$$

9.5.5.3.3 Допускается определять изгибную жесткость сборно-монолитного элемента при использовании для расчета прогибов по упрощенной формуле (9.156) в предположении работы сечения с приведенными характеристиками, исходя из зависимости:

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}, \quad (9.157)$$

где $E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости монолитного бетона (наиболее сжатого), при действии кратковременной нагрузки $E_{c,eff} = E_{cm}$;

I_I, I_{II} – момент инерции составного приведенного сечения соответственно без трещины и с трещиной, нормальной к продольной оси элемента (без учета растянутой зоны сечения). При определении приведенных характеристик сечения используются коэффициенты:

$$\alpha_c = E_s / E_{c,eff1}; \alpha_n = E_{c,eff1} / E_{c,eff2},$$

здесь $E_{c,eff1}, E_{c,eff2}$ – эффективные модули упругости бетона соответственно для сборной и монолитной частей сечения.

9.5.5.3.4 Для элементов (или участков элементов) сборно-монолитных железобетонных конструкций, работающих без трещин, при эксплуатационном нагружении кривизну в сечении следует определять по формуле

$$\psi_{m1} = \left(\frac{1}{r} \right)_{m1} = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{h}, \quad (9.158)$$

где ε_{c1} – деформация крайнего сжатого волокна бетона в сечении;

ε_{c2} – деформация крайнего растянутого (наименее сжатого) волокна бетона в сечении;

h – расстояние между крайними волокнами в нормальном сечении.

9.5.5.3.5 При расчете деформаций от кратковременного действия соответствующего сочетания внешних нагрузок, приложенных после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, для элементов (или участков элементов), работающих без трещин, кривизну допускается определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{M_{Ed}}{\alpha_d B_0}, \quad (9.159)$$

где α_d – коэффициент, принимаемый равным 0,85 для бетонов на плотных заполнителях;

$$B_0 = E_{c1} I_{red}.$$

При расчете дополнительных деформаций от длительного действия постоянных и длительных нагрузок – по формуле

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{M_{Ed}}{B(\infty, t_0)}, \quad (9.160)$$

где $B(\infty, t_0) = E_{eff} \cdot I_f$.

9.5.5.3.6 При расчете дополнительных деформаций от длительного действия нагрузок, приложенных до приобретения монолитным бетоном заданной прочности, кривизну следует определять для сборной части конструкции в соответствии с требованиями раздела 7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.5.5.3.7 При расчете дополнительных деформаций от длительного действия усадки составляющих бетонов кривизну следует определять по формуле (9.160), в которой принимают:

$$M_{Ed} = M_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) \cdot E_{c2}}{\gamma_m} \cdot A_{c2} i_m - \frac{\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) \cdot E_{c1}}{\gamma_p} \cdot A_{c1} i_p, \quad (9.161)$$

где

$$i_p = y_{red} - y_{red1}, \quad (9.162)$$

$$i_m = h - y'_{red2} - y_{red}, \quad (9.163)$$

где y – расстояние от центра тяжести приведенного сечения конструкции до его растянутого края;

y_{red1} – расстояние от центра тяжести бетонного сечения сборного элемента до растянутого края приведенного сечения конструкции;

y'_{red2} – расстояние от центра тяжести сечения монолитного бетона до сжатой грани приведенного сечения конструкции;

h – полная высота сборно-монолитной конструкции.

Значения коэффициентов γ_p , γ_m для бетонов сборной и монолитной частей сечения допускается определять по таблице 9.7.

Таблица 9.7 – Значения коэффициентов γ

$\Phi(t, t_0)$	Значения коэффициентов γ_p и γ_m при $\beta(f_{cm})_c$ и $\beta(t_0)_c$										
	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,15	1,25	1,40	1,50
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,25	1,25	1,23	1,22	1,22	1,20	1,19	1,18	1,18	1,18	1,17	1,17

9.6 Конструктивные требования

При проектировании сборно-монолитных железобетонных конструкций для обеспечения условий их изготовления, долговечности, экономичности и совместной работы арматуры и бетона, сборной и монолитной частей сечения следует выполнять конструктивные требования, изложенные в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и настоящем разделе.

9.6.1 Конструирование сборных элементов

9.6.1.1 В целях повышения индустриализации изготовления и монтажа сборно-монолитных конструкций и снижения их стоимости целесообразно назначать сечение сборного элемента наиболее простой геометрической формы и располагать в нем основную часть рабочей продольной арматуры.

9.6.1.2 При проектировании сборных элементов следует предусматривать применение тяжелых бетонов классов, обеспечивающих достижение наименьшего веса указанных элементов и отвечающих условиям механизированного изготовления их на специализированных предприятиях. Сборные элементы должны выполняться из бетонов проектных классов не ниже $C^{16}/_{20}$.

9.6.1.3 Конструирование сборных элементов выполняют в соответствии с требованиями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и с учетом 9.6.1.4 – 9.6.1.11 настоящего нормативно технического пособия.

9.6.1.4 Форму сечений сборных элементов подбирают, исходя из условия простоты их изготовления, эффективного использования материалов в конструкции и обеспечения максимально возможной поверхности контакта с монолитным бетоном. Кроме того, сборные элементы должны обеспечивать возможность установки опалубки на стадии возведения конструкции или совмещать в себе функцию несъемной опалубки.

9.6.1.5 Размеры сечений сборных элементов, рассчитанных на восприятие нагрузок, возникающих в процессе строительства принимают минимально возможными из условия выполнения требований по расположению рабочей арматуры в сборных элементах и требований расчета элементов на нагрузки и воздействия в стадии до приобретения монолитным бетоном заданной прочности.

9.6.1.6 Толщину защитного слоя бетона для арматуры сборных элементов в местах, подлежащих в дальнейшем намоноличиванию при монолитном бетоне класса $C^{16}/_{20}$ и выше, допускается принимать равной 5 мм. При этом общая толщина защитного слоя бетона, с учетом монолитного бетона, должна удовлетворять требованиям СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.6.1.7 Если, согласно расчету, прочность контактных швов при гладкой поверхности контакта сборного элемента не обеспечена, то при проектировании сборных элементов следует предусматривать специальные конструктивные меры, обеспечивающие надежную совместную работу указанных элементов с монолитным бетоном, – устройство шероховатой поверхности, продольных ребер, поперечных шпонок, выпусков поперечной арматуры в сторону контакта с монолитным бетоном.

Шероховатость поверхности может быть достигнута естественным (незаглаженный бетон) и искусственным путем (насечка, обдирка поверхностного слоя и др.).

Шпонки, приведенные на рисунке 9.23, и другие виды сопряжений, в соответствии с рисунком 9.24, рекомендуется устраивать по поверхности, где затруднено получение естественной шероховатости (например, по поверхностям, соприкасающимся с опалубкой).

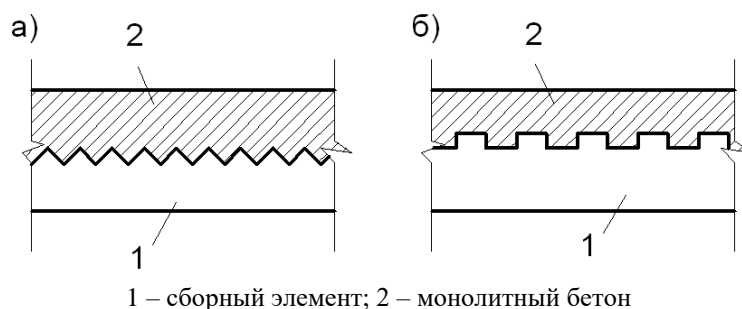


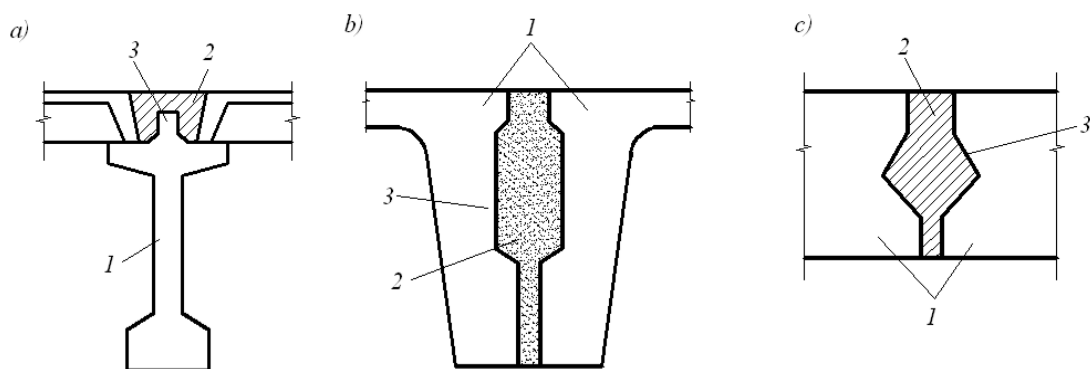
Рисунок 9.23 – Шпонки: а – треугольные; б – прямоугольные

Конструктивные размеры шпонок следует принимать в соответствии с указаниями 9.4.8 (см. Рисунок 9.17).

Рекомендуется выпуски арматуры устраивать как продолжение хомутов, поперечных стержней, сварных каркасов, продольной рабочей арматуры в соответствии с рисунком 9.25.

Для простоты и удобства изготовления сборных элементов выпускать арматуру следует из свободных от опалубки поверхностей. Следует обращать внимание на надежность анкеровки выпускаемой арматуры в бетоне омоноличивания.

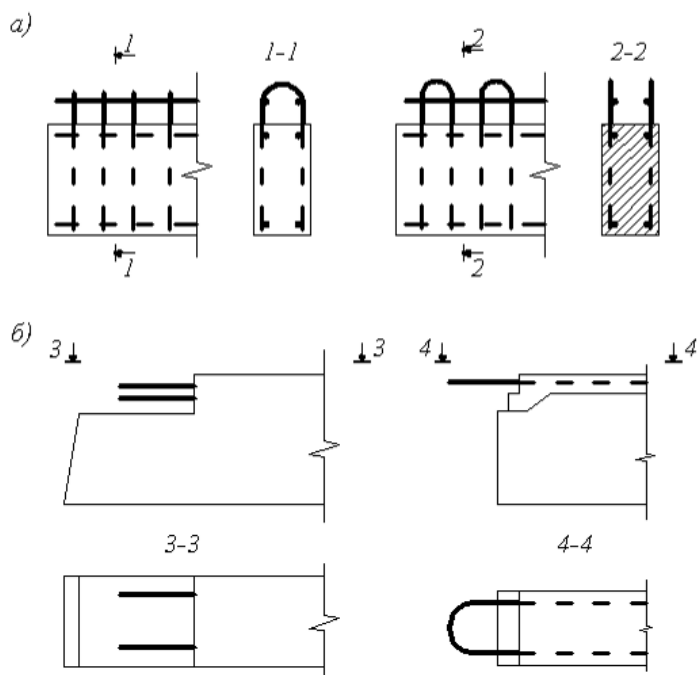
9.6.1.8 Для обеспечения заполнения швов бетоном или раствором, а также для защиты арматуры от коррозии необходимо предусмотреть зазор между арматурой в бетоне омоноличивания и поверхностью сборного элемента.



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон; 3 – продольный выступ или паз

а – ригеля с плитами; б, с – плит между собой

Рисунок 9.24 – Сопряжения сборных элементов с бетоном омоноличивания



а – поперечной; б – продольной

Рисунок 9.25 – Выпуски арматуры из сборных элементов

9.6.1.9 В качестве продольной растянутой арматуры сборных элементов наиболее целесообразным является использование высокопрочной арматуры класса не ниже *St500*. Верхняя продольная арматура в изгибаемом сборном элементе может устанавливаться при необходимости обеспечения устойчивости арматурного каркаса на стадии изготовления.

9.6.1.10 Прочность монолитного бетона для заполнения стыков сборных элементов, работающих на сжатие, должна быть не ниже проектного класса бетона стыкуемых элементов в сжатой зоне. Во всех остальных случаях прочность указанного бетона принимается равной проектному классу монолитного бетона, укладываемого по сборным элементам.

Примечание При наличии условий, гарантирующих передачу усилий в сжатых зонах стыков через закладные детали, прочность монолитного бетона для заполнения стыков может приниматься равной проектному классу монолитного бетона, укладываемого по сборным элементам.

9.6.1.11 Для заполнения стыков сборных элементов, работающих на растяжение, рекомендуется применять бетоны на безусадочных или расширяющихся цементах. При этом должны выполняться требования в отношении быстротвердеющих цементах.

9.6.1.12 Проектирование плоских горизонтальных неармированных контактов допускается только для конструкций плитного типа ($b > h$) и конструкций, в плоскости контакта которых напряжения сдвига не превышают 0,2 МПа. Поверхность контакта должна иметь естественную или искусственную шероховатость.

9.6.1.13 Контакты должны быть пронизаны поперечной (вертикальной или наклонной) арматурой, устанавливаемой из расчета прочности наклонных сечений по поперечной силе или по конструктивным требованиям.

Если указанная арматура и сцепление бетонов не обеспечивают сопротивление контакта расчетным силам сдвига, устраиваются продольные ребра или поперечные шпонки, или и то и другое. Если и в этом случае не обеспечивается сопротивление контакта, устраивают дополнительную (пронизывающую контакт) поперечную арматуру.

9.6.1.14 При проектировании шпоночных контактов надпорных участков статически неопределимых конструкций, шпонки должны перекрывать участки длиной l_{sd} .

9.6.1.15 Поперечная арматура должна пронизывать только горизонтальные участки (плоскости) контактов. При использовании продольного ребра в качестве меры усиления контакта поперечную арматуру рекомендуется размещать только в пределах ширины ребра. Это упрощает технологию изготовления сборных элементов.

9.6.1.16 Вся поперечная арматура, пронизывающая контакт, должна иметь надежную анкеровку как в бетоне сборного элемента, так и в монолитном бетоне.

9.6.1.17 Вертикальные или наклонные участки контактов проектируются, как правило, неармированными. Увеличение сопротивляемости таких участков сдвигу может быть достигнуто за счет устройства поперечных шпонок, приведенных на рисунке 9.26.

Для уменьшения количества шпонок рекомендуется увеличивать их шаг, применяя шпонки в форме разносторонних треугольников – наклонных зубьев с углом в вершине, равным 90°. Направление зубьев следует строго ориентировать в зависимости от направления действия расчетных сил сдвига, т. е. от того, где расположен вертикальный (наклонный) участок контакта – в сжатой или в растянутой зоне сечения конструкции в

соответствии с рисунками 9.27 и 9.28. Если указанный участок попадает в обе зоны, направление зубьев определяется расположением геометрического центра ожидаемой поверхности сдвига относительно нейтральной оси и ориентируется в зависимости от направления действия расчетных сил сдвига, т.е. от того, где расположен вертикальный (наклонный) участок контакта – в сжатой или растянутой зоне сечения конструкции (см. Рисунки 9.27 и 9.28). Если указанный участок попадает в обе зоны, направление зубьев определяется расположением геометрического центра ожидаемой поверхности сдвига относительно нейтральной оси.

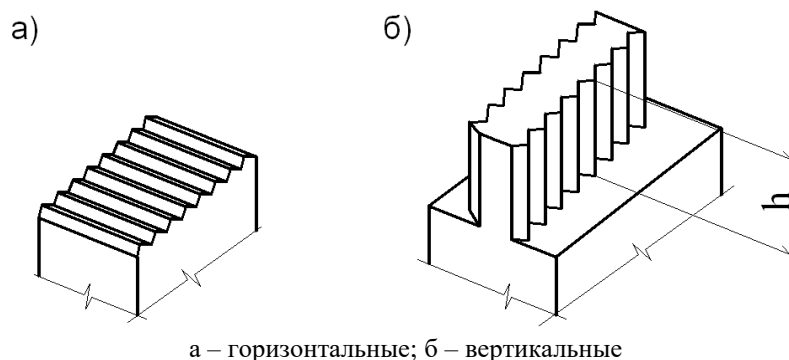


Рисунок 9.26 – Поперечные бетонные шпонки

Направление зубьев устанавливается для сборных элементов, рассчитанных на восприятие нагрузок, возникающих в процессе строительства, а в дополнительно уложенных элементах принимается параллельным (см. Рисунок 9.28).

Примечание Выпуски арматуры, устраиваемые на вертикальных (наклонных) участках контактов для создания неразрезности дополнительно уложенных элементов в направлении, перпендикулярном к рассматриваемому сечению, в соответствии с рисунком 9.23, при расчете прочности контактов во внимание не принимаются (в запас прочности).

8.6.1.18 Узловые соединения конструируются жесткими, с учетом полного восприятия ими опорных изгибающих моментов, поперечных сил и сил сдвига.

8.6.1.19 Жесткость опорного узла оценивается жесткостью конструкции на грани опоры и может быть обеспечена опорной арматурой и монолитным бетоном. При этом прочность монолитного бетона в узлах (стыках) должна быть не ниже проектной марки бетона сборных элементов в сжатой зоне.

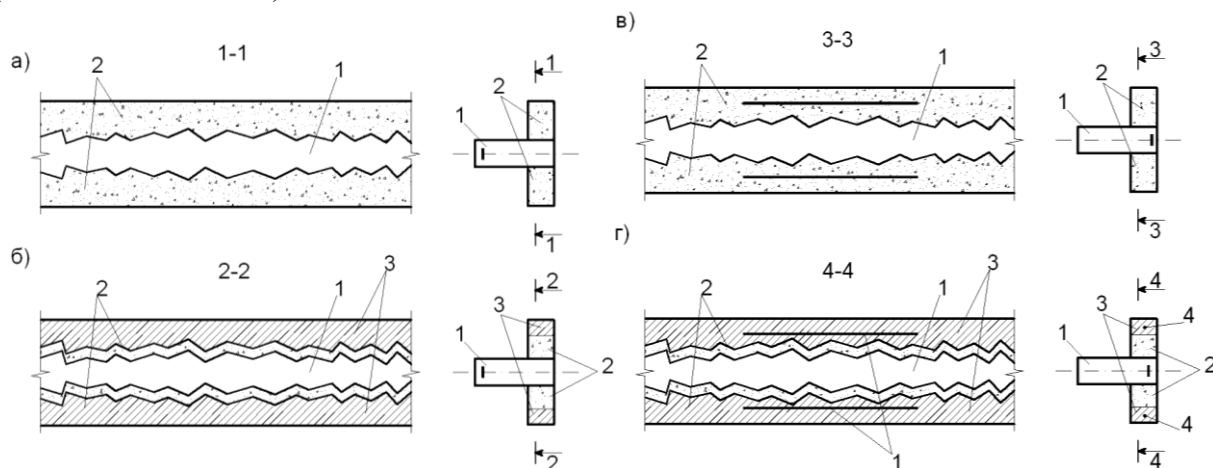
Примечание При наличии условий, гарантирующих передачу усилий в сжатых зонах узлов (стыков) через закладные детали, прочность монолитного бетона в узлах (стыках) может приниматься равной классу монолитного бетона, укладываемого по сборным элементам.

8.6.1.20 Узловые соединения статически неопределимых конструкций могут выполняться ненапряженными и предварительно напряженными.

8.6.1.21 Армирование ненапряженных узловых соединений сборно-монолитных неразрезных балок выполняется одним из следующих способов (или их комбинацией): укладкой арматуры в монолитном бетоне, сваркой выпусков арматуры, сваркой закладных деталей.

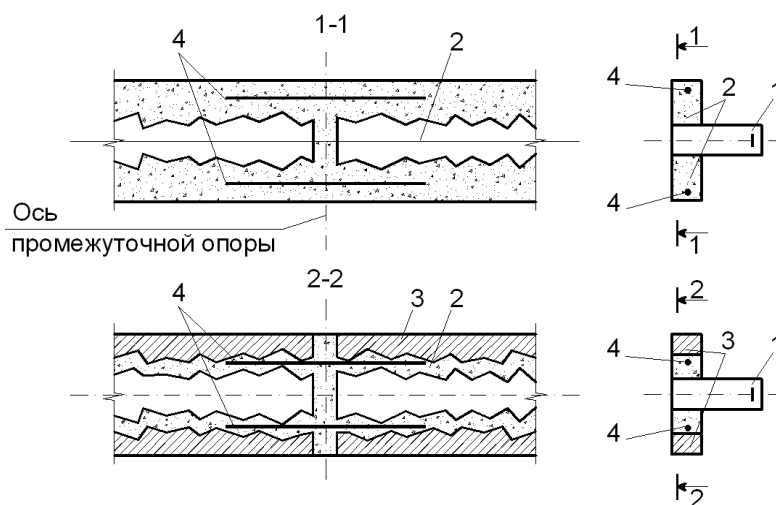
9.6.1.22 При проектировании узловых соединений рам каркасов для обеспечения передачи усилий с ригеля на колонну, наряду с общепринятыми для сборных каркасов

приемами стыкования надпорной арматуры в виде выпусков из колонн и ригелей, могут применяться следующие способы: пропуск арматуры через отверстие в колонне (приведен на рисунке 9.29а), через незабетонированный участок колонны (в соответствии с рисунком 9.29б), по бокам колонны с обетонированием смежных сборных элементов (монолитная обойма).



1 – сборные элементы, рассчитанные на восприятие нагрузок, возникающих в процессе строительства; 2 – монолитный бетон; 3 – дополнительно уложенные сборные элементы; 4 – рабочая продольная арматура
а, б – при расположении контакта в сжатой зоне; в, г – при расположении контакта в растянутой зоне

Рисунок 9.27 – Направление зубьев в сборных элементах статически определимых конструкций при вертикальных (наклонных) контактах



1 – сборные элементы, рассчитанные на восприятие нагрузок, возникающих в процессе строительства; 2 – монолитный бетон; 3 – дополнительно уложенные сборные элементы; 4 – надпорная арматура

Рисунок 9.28 – Направление зубьев в сборных элементах статически неопределимых конструкций при вертикальных (наклонных) контактах

9.6.1.23 Все закладные детали, не закрываемые монолитным бетоном, должны быть защищены от коррозии.

9.6.1.24 При расположении сборных элементов внутри бетона омоноличивания вместо выпусков поперечной арматуры разрешается устанавливать снаружи сборных элементов сварные каркасы с поперечной арматурой по всей высоте сборно-монолитного

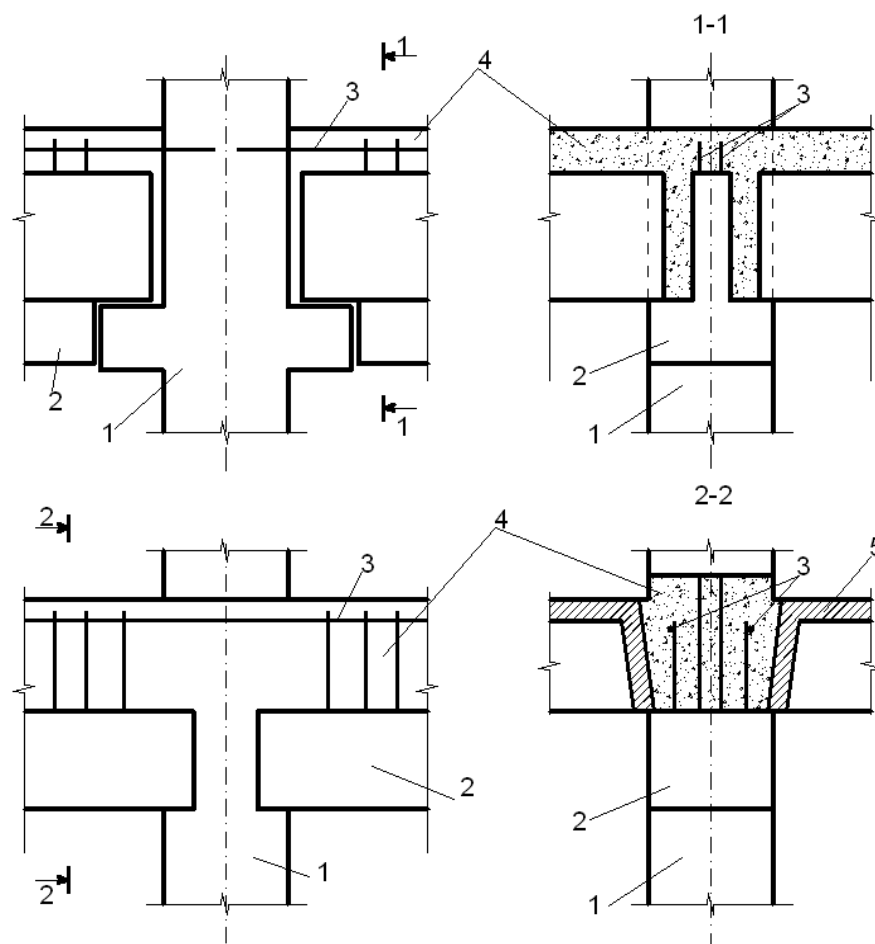
элемента. Кроме того, между отдельными досками, брусками рекомендуется устанавливать дополнительную арматуру в виде дополнительных стержней или сварных сеток.

9.6.1.25 При возникновении отрицательных опорных моментов в сборно-монолитных конструкциях (рисунки 9.30 и 9.31) в результате замоноличивания стыков (сварка выпусков арматуры; укладка в швах между элементами дополнительной арматуры, перекрывающей стык, и др.) рекомендуется назначать площадь сечения надопорной арматуры в соответствии с действующими ТНПА по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. Места обрыва этой арматуры определяют согласно указаниям раздела 7 настоящего нормативно-технического пособия.

9.6.1.26 Стыкование сборных элементов на опорах сборно-монолитных статически неопределимых конструкций как в растянутой, так и в сжатой зоне производится по правилам, принятым для полносборных конструкций (рисунок 9.35). При этом зазор между торцами стыкуемых элементов должен быть не менее 50 мм.

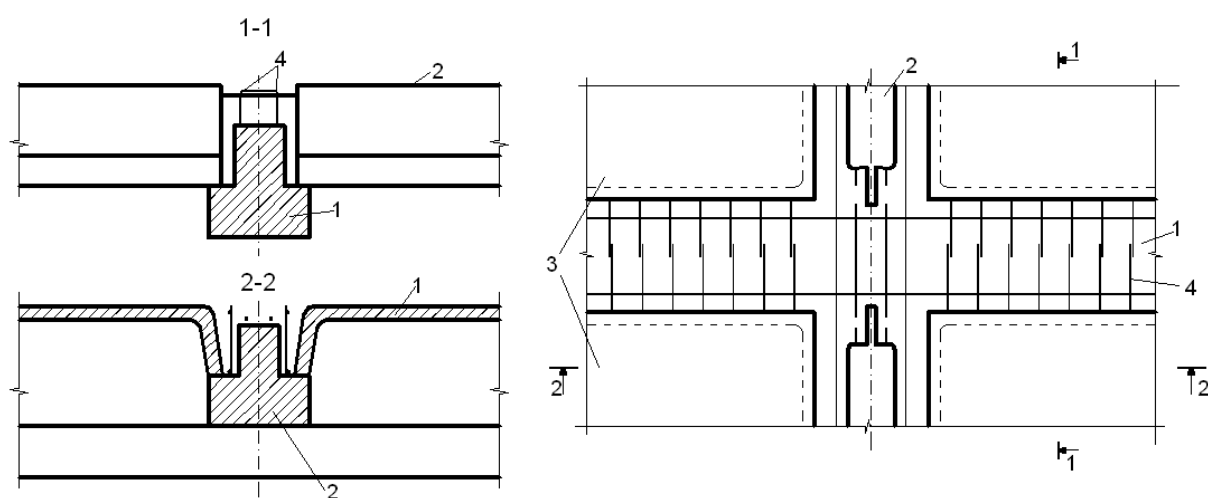
9.6.1.27 Соединение сборных элементов, выполняющих разные функции (элементы балок и межбалочного заполнения, балок и плит и т.д.), осуществляется по закладным деталям, рассчитанным на восприятие усилий, возникающих в процессе строительства до приобретения монолитным бетоном заданной прочности. Зазоры между элементами должны быть не менее 50 мм.

Примеры возможных решений сборно-монолитных конструкций показаны на рисунках 9.32 – 9.34, 9.36-9.41.



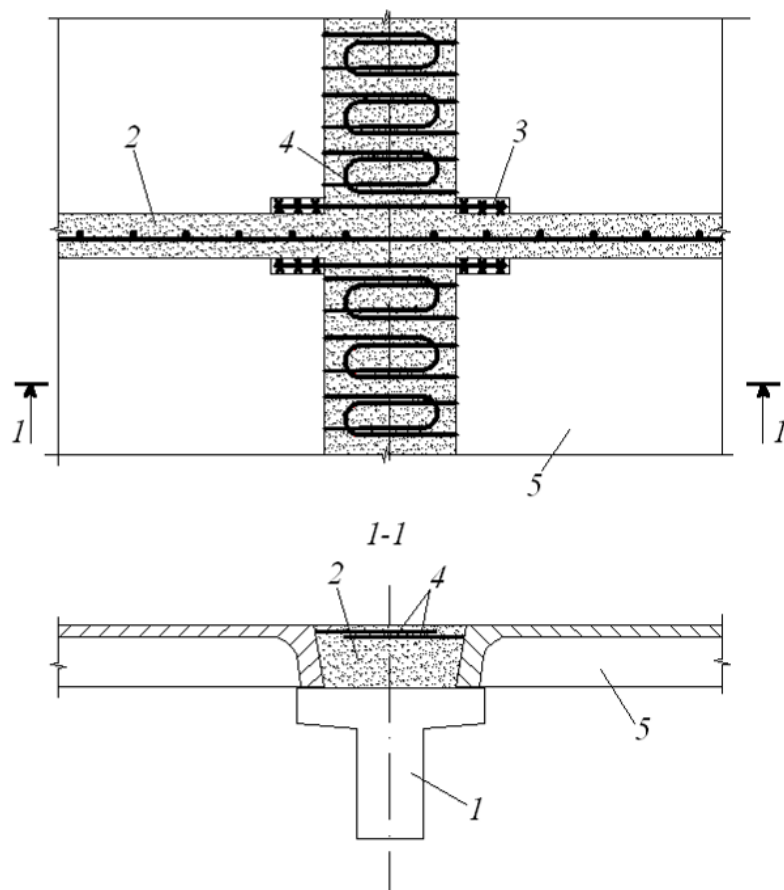
1 – колонна; 2 – сборные элементы, рассчитанные на восприятие нагрузок, возникающих в процессе строительства; 3 – рабочая арматура; 4 – монолитный бетон; 5 – дополнительно уложенные сборные элементы; а – при пропуске арматуры ригеля через отверстие в колонне; б – при пропуске арматуры ригеля через незабетонированный участок колонны

Рисунок 9.29 – Схемы узловых соединений рам



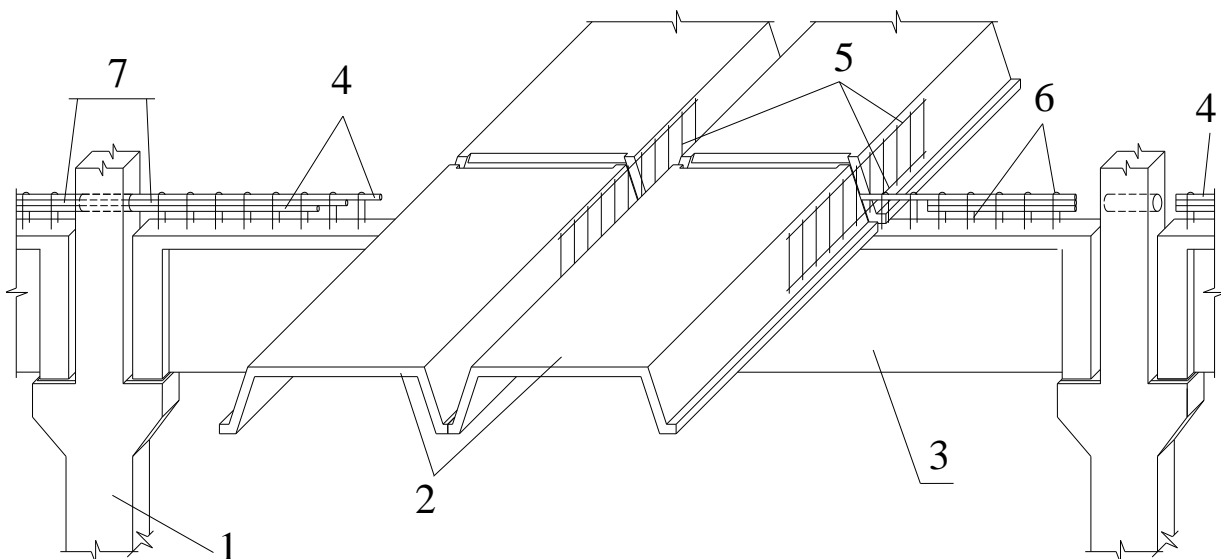
1 – главная балка; 2 – второстепенная балка; 3 – плита; 4 – выпуски арматуры

Рисунок 9.30 – Сопряжение балок и плит



1 – ригель; 2 – монолитный бетон; 3 – надопорная арматура; 4 – выпуски арматуры из плит; 5 – плита

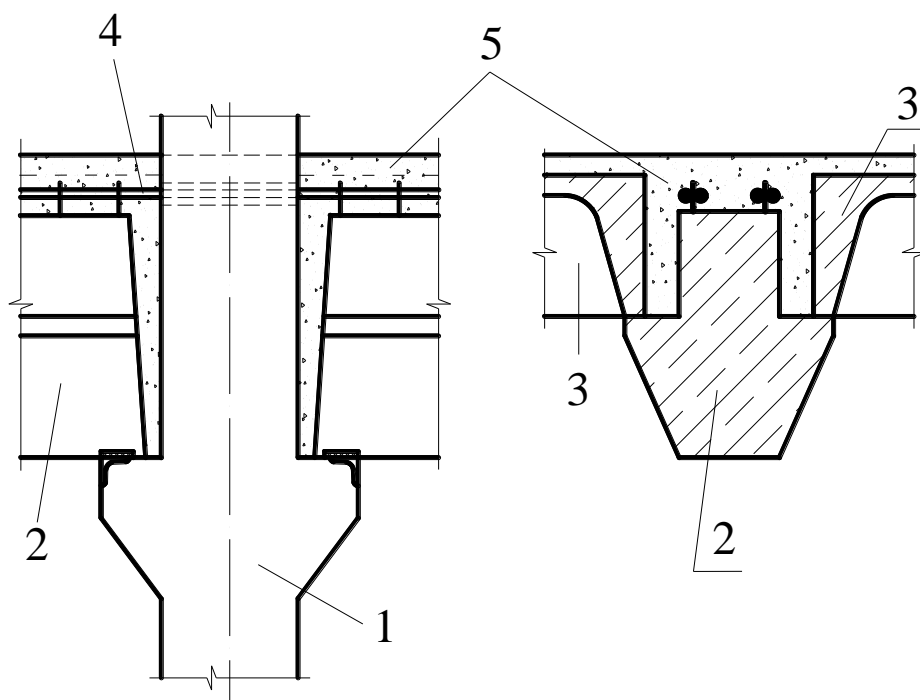
Рисунок 9.31 – Сопряжение плит



1 – колонна; 2 – сборные плиты; 3 – сборные ригели; 4 – надопорная арматура ригелей, устанавливаемая и стыкуемая на монтаже; 5 – надопорные сварные сетки для плит; 6 – петлевые выпуски из ригеля

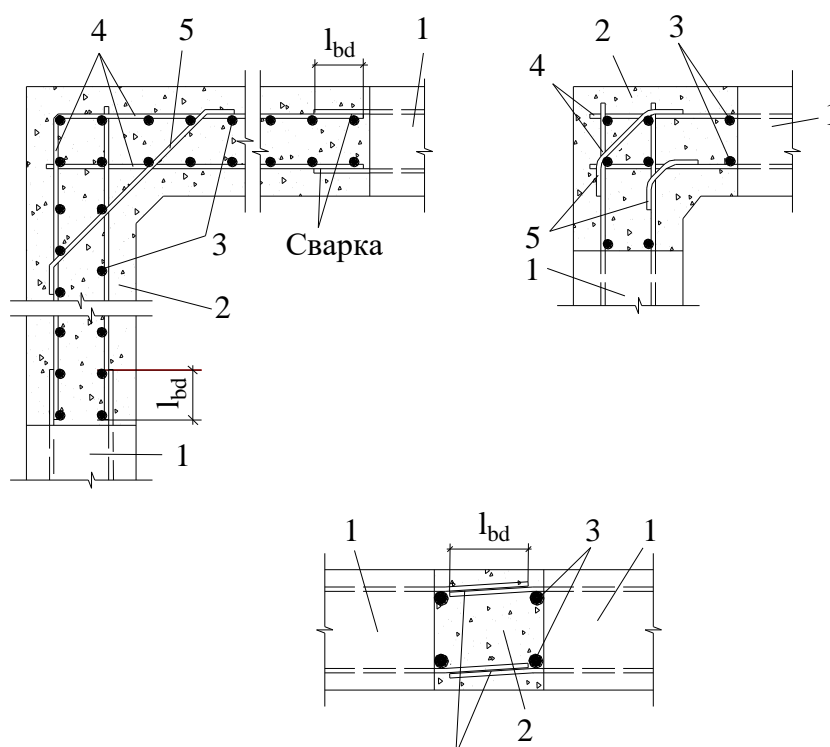
Примечание монолитный бетон условно не показан

Рисунок 9.32 - Конструкция узлов сборно – монолитной многоэтажной рамы



1 – колонна; 2 – сборные ригели; 3 – сборные плиты; 4 – надпорная арматура ригелей; 5 – монолитный бетон

Рисунок 9.33 - Конструкция узлов сборно – монолитного перекрытия

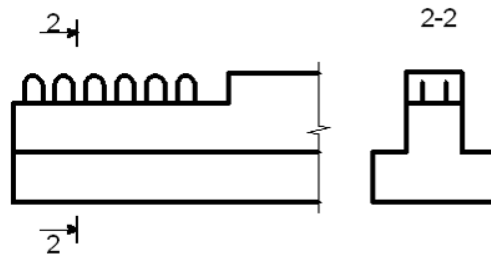


Сварка выпусков арматуры из панелей

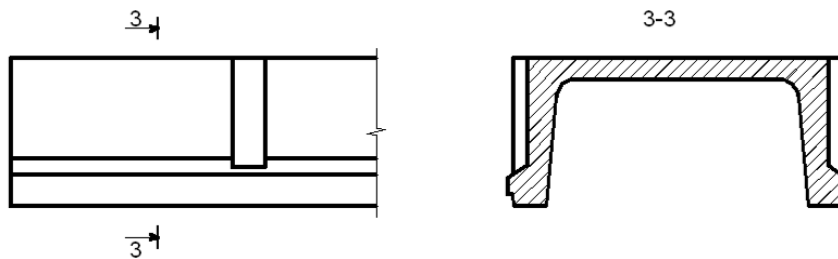
1 – сборные стеновые панели; 2 – монолитные участки; 3 – вертикальная арматура монолитного участка; 4 – то же горизонтальная арматура; 5 – дополнительная угловая арматура; 3, 4, 5 – учитывается при организации горизонтальных и вертикальных связей, устанавливаемых для предотвращения прогрессирующего обрушения

Рисунок 9.34

а)



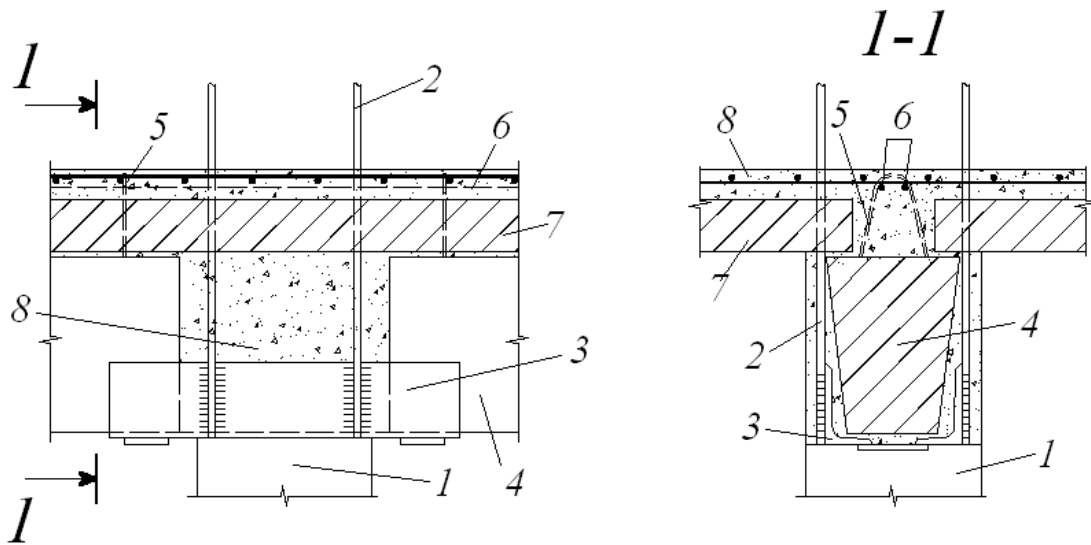
б)



а – в сборных элементах для неразрезных балок;

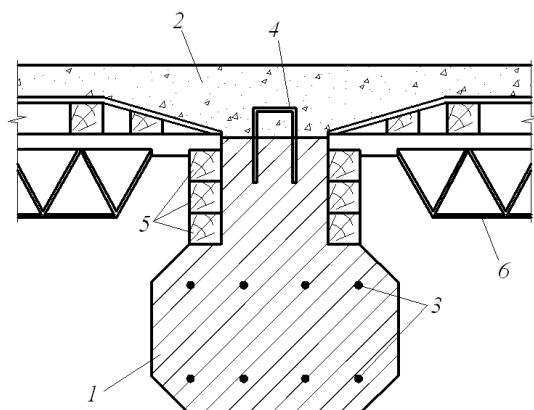
б – в сборных элементах для неразрезных плит

Рисунок 9.35 – Конструкции опорных участков сборных элементов



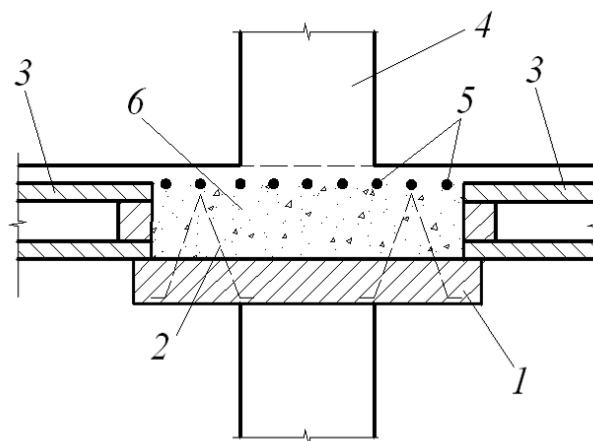
1 – монолитная колонна; 2 – выпуски арматуры колонн; 3 - металлическая консоль; 4 – сборный ригель; 5 – петлевые выпуски хомутов; 6 – опорная арматура ригеля; 7 - сборная плита; 8 -бетон замоноличивания;

Рисунок 9.36 – Узел сопряжения сборных элементов ригеля и плит с монолитной колонной



1 – балка; 2 – монолитный бетон; 3 – рабочая арматура балки; 4 – петлевой анкер;
5 – деревянные бруски; 6 – опалубка

Рисунок 9.37 – Конструктивное решение сборно-монолитного перекрытия в стадии возведения



1 – плитный ригель; 2 – пространственные арматурные каркасы в ригелях; 3 – пустотная плита перекрытия;
4 – колонна; 5 – арматура узлового соединения ригеля с колонной; 6 – монолитный бетон

Рисунок 9.38 – Схема соединения плитного ригеля и плит перекрытия

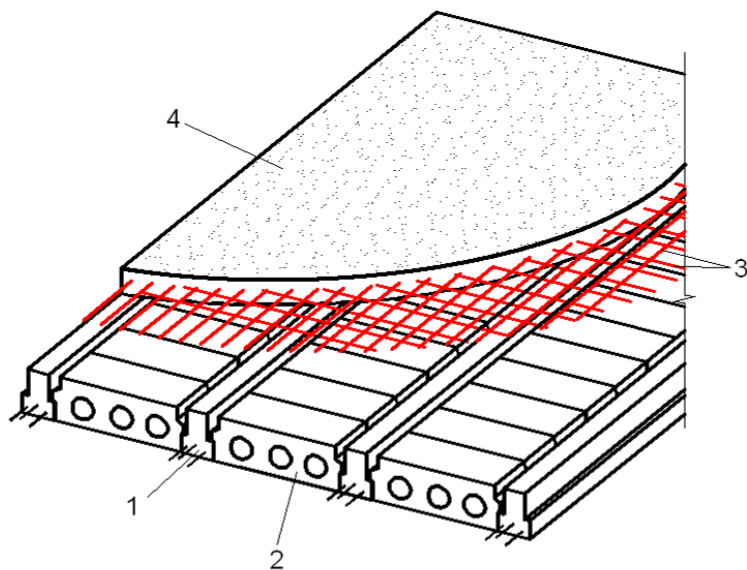
9.6.2 Конструирование монолитной части сечения

9.6.2.1 Для приготовления монолитного бетона для сборно-монолитных конструкций следует предусматривать применение цементов нормального твердения с минимальным значением деформации усадки.

9.6.2.2 Для заполнения стыков сборных элементов, работающих на растяжение, рекомендуется применять бетоны на безусадочных или расширяющихся цементах.

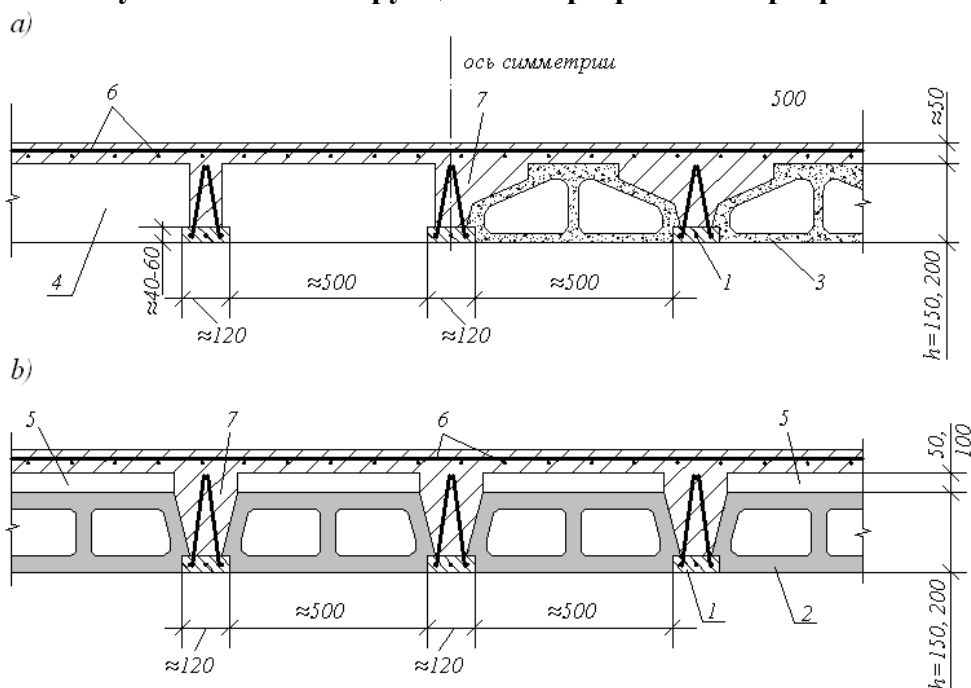
9.6.2.3 При расположении арматуры в бетоне омоноличивания необходимо предусматривать зазоры между арматурой и поверхностью сборного элемента, обеспечивающие заполнение швов бетоном или раствором и защиту арматуры от коррозии в соответствии с действующими нормативными документами.

9.6.2.4 Толщину слоя монолитного бетона в сечении изгибаемой сборно-монолитной несущей конструкции следует принимать не менее $1/3$ высоты указанного элемента, но не менее 40.



1 – балки; 2 – пустотные блоки межбалочного заполнения;
3 – арматурная сетка; 4 – слой монолитного бетона;

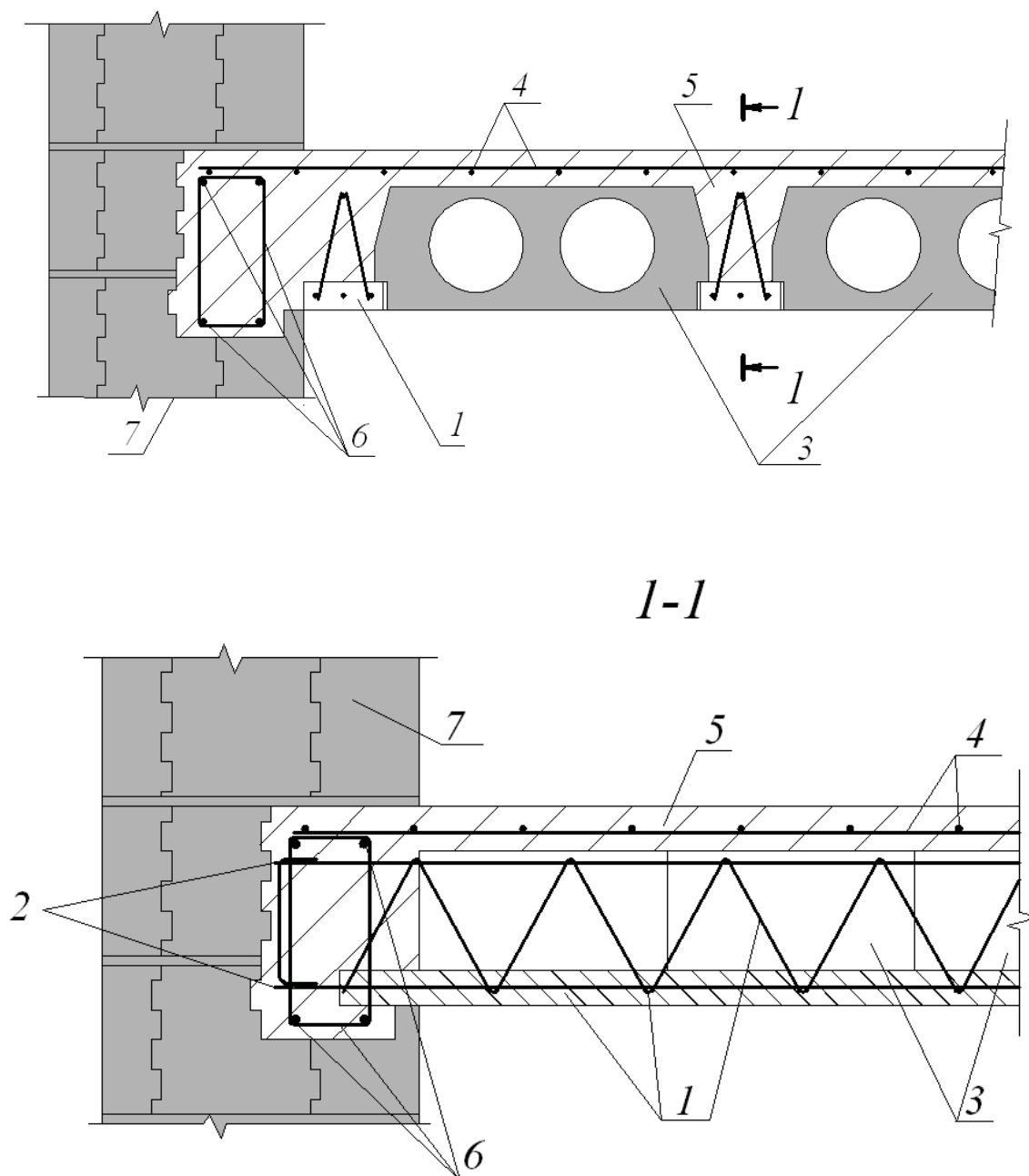
Рисунок 9.39 – Конструкции часторебристого перекрытия



a) – сборно – монолитное перекрытие по железобетонным балкам и блокам – вкладышам; b) – то же с
доборными плитами из пенопласта

1 – сборные железобетонные балки с пространственными каркасами из бетона класса $C^{16/20}$ и выше; 2 –
пустотный блок – вкладыш из полистиролбетона (керамический, бетонный, газосиликатный,...); 3 –
керамзитобетонный блок – вкладыш; 4 – пустотообразователь, например, системы YTONG; утеплитель по
накату – варианты элементов замоноличивания; 5 – доборные плиты из пенопласта (пустотообразователи)
для увеличения высоты ребристого перекрытия; 6 – арматурная сетка монолитной плиты; 7 – монолитный
тяжелый или керамзито – бетон класса $C^{12/15}$, $C^{16/20}$

**Рисунок 9.40– Часторебристое сборно – монолитное перекрытие. Принципиальные
схемы конструктивного решения перекрытий под разные нагрузки**



1 – железобетонная балка с выпусками арматуры пространственных каркасов (элемент несъемной опалубки); 2 – выпуски продольной арматуры из железобетонной балки для заделки её на опоре (при необходимости со скобой для улучшения анкеровки); 3 – пустотный блок перекрытия (элемент несъемной опалубки); 4 – арматурная сетка монолитной плиты; 5 – монолитный бетон класса $C^{12/15}$, $C^{16/20}$; 6 – каркас монолитного пояса в несущей стене; 7 – полиблок с внутренним несущим бетонным слоем и средним утеплителем

Рисунок 9.41 – Часторебристое сборно – монолитное перекрытие для малоэтажного строительства (или для замены перекрытий при реконструкции)

10 ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ

10.1 Основные расчетные требования

10.1.1 Требования настоящего раздела распространяются на проектирование различных конструктивных систем зданий (далее - КС), в которых все несущие конструкции выполняются из монолитного железобетона с жесткими и податливыми сопряжениями между ними.

10.1.2 Расчетная схема здания включает необходимые данные о нагрузках и физическую модель.

10.1.3 Физическая модель здания представляет собой трехмерную пространственно-деформируемую несущую систему из колонн, стен, плит, балок и их сопряжений, а также данные о физико-механических свойствах материалов.

10.1.4 Распределение усилий в пространственно-деформируемых системах определяется в основном жесткостными характеристиками элементов и их сопряжениями. Для учета фактических физико-механических характеристик материала и его напряженного состояния, качества изготовления и монтажа, наличия дефектов, истории загрузки, типа конструкции, степени повреждения (износа), температуры и других факторов, геометрические параметры и физические характеристики материалов и конструкций в расчетах принимаются заданными.

10.1.5 Расчеты напряженно-деформированного состояния монолитных железобетонных линейных, плоских и объемных элементов и их сопряжений разработаны только для нормальных сечений и при простых воздействиях.

Расчеты по наклонным и пространственным сечениям с трещинами представлены только для частных случаев, а для сложных воздействий и учета многих факторов (см. п. 10.1.4) следует применять различные упрощения.

10.1.6 Сложные пространственные геометрические схемы следует упрощать путем замены реальной конструкции условной схемой. Ребристый и пустотный диски перекрытий, заменяются условной анизотропной пластиной постоянной толщины, как и структурное покрытие из стержней. Колонны и балки аппроксимируются стержнями, приведенными к оси, а плиты и стены - пластинами, приведенными к срединной плоскости.

10.1.7 В расчетах применяют континуальные, дискретно-континуальные и дискретные расчетные модели. Наиболее распространены дискретные расчетные модели, основанные на математической и геометрической дискретизации пространственных конструкций, рассчитываемых методом конечных элементов (далее - МКЭ).

10.1.8 Расчет несущих КС включает:

- определение усилий в элементах КС (фундаментных плитах, колоннах, плитах перекрытий и покрытия, стенах, ядрах) и усилий, действующих на основания фундаментов;
- определение перемещений КС в целом и отдельных ее элементов, а также ускорений колебания перекрытий верхних этажей;

- расчет на устойчивость КС (устойчивость формы и положения);
- оценку сопротивляемости КС прогрессирующему разрушению;
- оценку несущей способности и деформации грунтового основания.

10.1.9 Расчет несущей КС, включая надземные и подземные конструкции и фундамент, следует производить для всех последовательных стадий возведения (в случае существенного изменения расчетной ситуации) и для стадии эксплуатации, принимая соответствующие расчетные схемы. При этом следует учитывать:

- порядок приложения и изменения вертикальной нагрузки и жесткостей элементов в процессе монтажа и эксплуатации;
- образование трещин от температурно-усадочных деформаций бетона в процессе твердения и наличие технологических швов при бетонировании захватками;
- величину прочности и жесткости бетона при распалубке и передаче нагрузки от вышележащих этажей.

10.1.10 Расчет несущей КС в общем случае следует производить в пространственной постановке с учетом совместной работы надземных и подземных конструкций, фундамента и несущего основания.

10.1.11 Расчет несущих КС производят с использованием линейных и нелинейных жесткостей железобетонных элементов.

Линейные жесткости железобетонных элементов следует определять как для сплошного упругого тела, нелинейные жесткости - по поперечному сечению с учетом возможного образования трещин, а также развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре, отвечающих кратковременному и длительному действиям нагрузки.

10.1.12 Значения нелинейных жесткостей железобетонных элементов устанавливают в зависимости от характера их напряженно-деформированного состояния, а также стадии расчета, требований к расчету.

На первой стадии расчета КС (когда армирование железобетонных элементов неизвестно) нелинейную работу элементов рекомендуется учитывать путем понижения их жесткостей с помощью условных обобщенных коэффициентов.

На последующих стадиях расчета КС (когда известно армирование железобетонных элементов) в расчет вводят уточненные значения жесткостей элементов, определяемые с учетом армирования, образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре согласно указаниям действующих нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций.

10.1.13 В результате расчета несущей КС должны быть установлены: в колоннах - значения продольных, поперечных сил и изгибающих моментов (при необходимости - также крутящих моментов); в плоских плитах перекрытий, покрытия и фундаментов - значения изгибающих и крутящих моментов, поперечных и продольных сил; в стенах - значения нормальных и сдвигающих продольных сил, изгибающих и крутящих моментов, поперечных сил.

Определение усилий в элементах КС производят от действия расчетных постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, особых нагрузок, и их расчетных сочетаний.

На первой стадии расчета для оценки усилий в элементах КС допускается принимать приближенные значения жесткостей элементов, исходя из того, что распределение усилий в КС зависит в основном от соотношения жесткостей этих элементов. Для более точной оценки распределения усилий в элементах КС рекомендуется принимать уточненные значения жесткостей с понижающими коэффициентами. При этом учитывается существенное снижение жесткостей в изгибаемых плитных элементах (в результате возможного образования трещин) по сравнению с внецентренно сжатыми элементами. В первом приближении рекомендуется принимать модуль упругости материала равным $E_{ст}$ с понижающими коэффициентами: 0,6 - для вертикальных сжатых элементов; 0,3 - для плит перекрытий (покрытий) с учетом длительности действия нагрузки.

На последующих стадиях расчета жесткости элементов определяют согласно п. 10.1.12.

10.1.14 В результате расчета несущей КС должны быть установлены: значения вертикальных перемещений (прогибов) перекрытий и покрытий, горизонтальные перемещения КС, а для зданий повышенной этажности - также ускорения колебаний перекрытий верхних этажей. Величины указанных перемещений и ускорения колебаний не должны превышать допустимых значений, установленных соответствующими нормативными документами.

Определение горизонтальных перемещений КС производят от действия расчетных (для предельных состояний второй группы) постоянных, длительных и кратковременных горизонтальных и вертикальных нагрузок. При этом на первой стадии расчета рекомендуется принимать пониженные значения жесткостей элементов КС, поскольку горизонтальные перемещения напрямую зависят от жесткостных свойств элементов.

Определение вертикальных перемещений (прогибов) перекрытий и покрытий производят от действия характеристических постоянных и длительных вертикальных нагрузок. При этом на первой стадии расчета рекомендуется принимать пониженные значения жесткостей элементов КС, в частности - плит перекрытий, поскольку вертикальные перемещения (прогибы) напрямую зависят от их деформационных свойств.

В первом приближении значения понижающих коэффициентов относительно начального модуля упругости бетона $E_{ст}$ с учетом длительности действия нагрузки рекомендуется принимать:

- для вертикальных несущих элементов - 0,6;
- для плит перекрытий (покрытий) - 0,2 при наличии трещин;
- для плит перекрытий (покрытий) - 0,3 - при отсутствии трещин.

На последующих стадиях расчета при известном армировании принимают уточненные жесткости плит с учетом армирования, наличия трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре согласно действующим нормативным документам.

Ускорения колебаний перекрытий верхних этажей здания следует определять при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки.

10.1.15 При расчете на устойчивость КС производят проверку устойчивости ее формы, положения на опрокидывание и на сдвиг.

Расчет на устойчивость КС производят на действие расчетных постоянных, длительных и кратковременных вертикальных и горизонтальных нагрузок.

При расчете устойчивости формы КС рекомендуется принимать пониженные жесткости элементов (учитывая нелинейную работу материала), так как устойчивость КС связана с деформативностью системы и отдельных элементов. При этом значение понижающих коэффициентов в первом приближении рекомендуется принимать согласно пп. 10.1.13, 10.1.14, с учетом того, что устойчивость КС зависит от сопротивления в основном внецентренно сжатых вертикальных элементов при длительном действии нагрузки в стадии, приближающейся к предельной. При этом запас по устойчивости должен быть не менее чем двукратным.

При расчете устойчивости положения КС рассматривают как жесткое недеформированное тело. При расчете на опрокидывание удерживающий момент от вертикальной нагрузки должен превышать опрокидывающий момент от горизонтальной нагрузки с коэффициентом 1,5. При расчете на сдвиг удерживающая горизонтальная сила должна превышать действующую сдвигающую силу с коэффициентом 1,2. При этом следует учитывать наиболее неблагоприятные значения коэффициентов надежности по нагрузке.

10.1.16 Расчет на прогрессирующее разрушение должен обеспечивать прочность и устойчивость КС в целом при выходе из строя одного какого-либо элемента и возможном последующем разрушении близлежащих элементов. Кроме того, в обоснованных случаях рассматривается расчетная ситуация с выходом из строя части несущего основания под фундаментами (например, в случае образования карстовых провалов).

Расчет на прогрессирующее разрушение производят при действии характеристических вертикальных нагрузок с характерными значениями сопротивления бетона и арматуры, принимая линейные жесткости элементов КС.

10.1.17 Оценку несущей способности и деформации основания производят по действующим на него усилиям, найденным при расчете КС здания, согласно соответствующим нормативным документам.

10.1.18 Расчет перекосов вертикальных ячеек от неравномерных вертикальных деформаций соседних несущих конструкций (стен и колонн) производят с учетом фактической схемы возведения здания, а также времени и длительности приложения нагрузок для учета нелинейных деформаций в железобетонных конструкциях.

10.1.19 Пространственная КС является статически неопределимой системой. Для расчета несущих КС рекомендуется использовать дискретные расчетные модели, рассчитываемые с применением МКЭ.

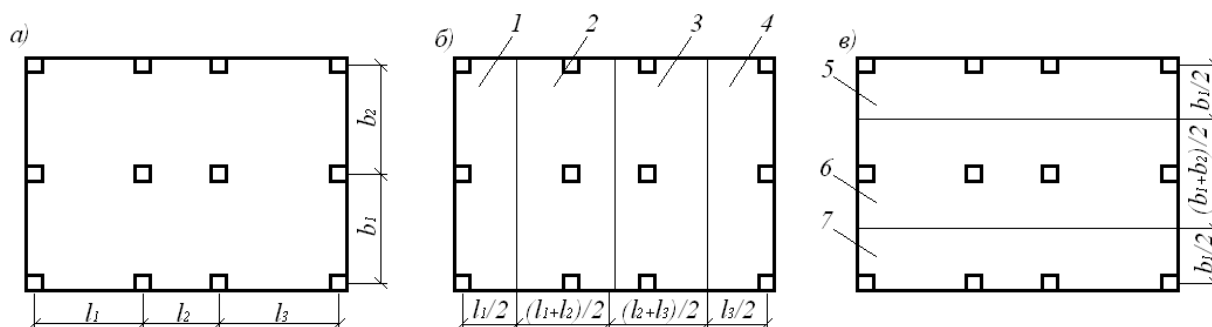
Расчет регулярных (или близких к ним) колонных и стеновых КС можно производить методом заменяющих (эквивалентных) рам (рисунок 10.1), а стеновых КС - путем разложения на поперечную и продольную схемы (рисунок 10.2).

Для оценки максимальной несущей способности перекрытий может быть применен расчет методом предельного равновесия.

10.1.20 Дискретизацию КС производят с применением оболочечных, стержневых и объемных (при необходимости) конечных элементов, используемых в принятой расчетной программе.

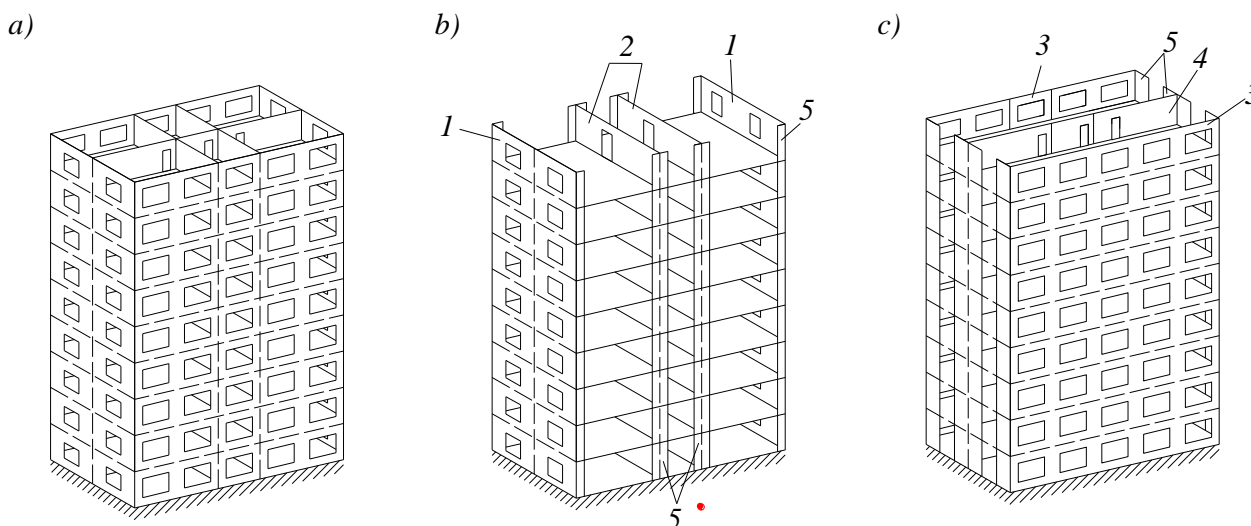
При создании пространственной модели КС необходимо учитывать характер совместной работы стержневых, оболочечных и объемных конечных элементов,

связанный с различным количеством степеней свободы для каждого из указанных элементов.



a - общая схема; *б* - поперечная схема; *в* - продольная схема;
 1, 4 и 2, 3 - две крайние и две средние поперечные рамы; 5, 7 и 6 - две крайние и средняя продольные рамы;
 l_1, l_2, l_3 - шаги поперечных рам; b_1, b_2 - шаги продольных рам

Рисунок 10.1 – Схема типового этажа здания с регулярной колонной КС



a - общая схема; *б* - поперечная схема; *с* - продольная схема;
 1, 2 - наружные и внутренние поперечные стены при наличии связей с продольными стенами; 3, 4 -
 наружные и внутренние продольные стены при наличии связей с поперечными стенами; 5 - участки
 примыкающих несущих стен перпендикулярного направления

Рисунок 10.2 - К расчету стеновой КС

10.1.21 Деформативные свойства несущего основания КС учитывают путем использования общепринятых расчетных моделей, применения различных типов конечных элементов или краевых условий с заданной податливостью, моделирования всего массива грунта под зданием из объемных конечных элементов, либо комплексно - с использованием всех вышеперечисленных методов в случае сложной совместной работы конструкции фундамента и основания.

На первой стадии расчета КС допускается учитывать деформативность несущего основания с помощью коэффициента постели, принимаемого по усредненным характеристикам грунтов.

При использовании свайных или свайно-плитных фундаментов сваи моделируют как железобетонные конструкции или учитывают их совместную работу с грунтом обобщенно, как единое основание с использованием приведенного коэффициента постели основания.

10.1.22 При отсутствии данных о порядке и времени приложения постоянных и длительно действующих нагрузок допускается проверять прочность, трещиностойкость и деформации несущей КС с обязательным учетом деформативности несущего основания при двух крайних случаях:

- наиболее опасном поэтажном приложении нагрузки и изменении жесткостей в процессе монтажа;
- одновременном приложении всей нагрузки на всех этажах.

10.1.23 При построении конечно-элементной расчетной модели размеры и конфигурацию конечных элементов задают, исходя из возможностей применяемых конкретных расчетных программ, и принимают с учетом обеспечения необходимой точности определения усилий по длине колонн и по площади плит перекрытий, фундаментов и стен с учетом общего числа конечных элементов в расчетной схеме, влияющей на продолжительность расчета.

10.1.24 Жесткости конечных элементов на первоначальной стадии расчета КС (когда армирование конструкций неизвестно), определяют с учетом рекомендаций пп 10.1.8-10.1.18.

После определения арматуры в плитах перекрытий и покрытий производят дополнительный расчет КС для уточнения прогибов этих конструкций, принимая уточненные значения изгибных жесткостей конечных элементов плит с учетом армирования в двух направлениях согласно действующим нормативным документам.

Аналогичный дополнительный расчет выполняют для более точной оценки изгибающих моментов в элементах перекрытий, покрытий и фундаментных плитах, а также продольных сил в стенах и колоннах с учетом нелинейной работы арматуры и бетона вплоть до предельных значений.

10.1.25 Расчет КС с применением МКЭ следует производить с использованием лицензионных компьютерных программ.

10.1.26 Расчет регулярной колонны КС методом заменяющих (эквивалентных) рам производят путем выделения отдельных рам вертикальными сечениями, проходящими по середине шага колонн, в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рисунок 10.1).

Расчет выделенных в каждом направлении рам, состоящих из колонн и условного ригеля (полос плоской плиты), производят независимо друг от друга по общим правилам строительной механики на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, принимая при определении усилий линейные жесткости элементов рам.

Изгибающие моменты и поперечные силы в опорных и пролетных сечениях условного ригеля распределяют между его надколонными и межколонными полосами в зависимости от расположения колонн в раме (крайняя или промежуточная колонна), а также соотношения между поперечными и продольными (вдоль оси рамы) пролетами.

Расчет КС методом заменяющих рам производят по специальным рекомендациям к настоящему нормативно техническому пособию.

10.1.27 Расчет стеновой КС (рисунок 10.2, а) на горизонтальные нагрузки можно выполнять методом разделения перекрестной КС на независимые схемы - поперечную (рисунок 10.2, б) и продольную (рисунок 10.2, в).

Горизонтальные нагрузки принимают действующими в обоих направлениях. При допущении абсолютной жесткости плит перекрытий в своей плоскости горизонтальные перемещения и углы наклона всех несущих стен будут одинаковыми при симметричных в плане схемах и нагрузках. Поэтому все стены одного направления, расположенные в одной плоскости, можно принять соединенными последовательно друг с другом в уровне перекрытий шарнирными связями, абсолютно жесткими вдоль своей оси. При несущих монолитных наружных стенах учитывают также участки примыкающих стен перпендикулярного направления (рисунок 10.2, б, в).

10.1.28 При расчете несущей способности перекрытий методом предельного равновесия следует принимать в качестве критерия равенство работ внешних нагрузок и внутренних сил на возможных перемещениях в предельном равновесии плиты перекрытия с наиболее опасной схемой излома, характеризующей ее разрушение.

10.1.29 На начальной стадии расчета для ориентировочной оценки жесткости принятой КС зданий повышенной этажности допускается расчет КС на устойчивость и горизонтальные перемещения по условной стержневой консольной схеме, включающей только стены и колонны (с линейными деформационными характеристиками), жестко заделанные в основании и объединенные шарнирно примыкающими к ним жесткими дисками перекрытий.

10.1.30 При проектировании и расчете монолитных железобетонных конструкций КС необходимо учитывать:

- требуемую несущую способность (предельные состояния первой группы);
- эксплуатационную пригодность (предельные состояния второй группы);
- долговечность.

10.1.31 Монолитные железобетонные конструкции КС рассчитывают по прочности, раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, по деформациям для следующих стадий работы конструкций:

- до приобретения бетоном конструкции заданной прочности – на усилия от нагрузок, действующих на этапе ее возведения;
- после приобретения бетоном конструкции заданной прочности – на усилия от нагрузок, действующих на данном этапе ее возведения и при дальнейшей эксплуатации.

10.1.32 Требования по долговечности монолитных железобетонных конструкций устанавливают согласно приложению «А» настоящего нормативно технического пособия.

10.1.33 Расчет несущих железобетонных элементов КС (фундаментов, колонн, стен, плит перекрытий и покрытий) производят по предельным состояниям двух групп: по несущей способности (прочности и устойчивости) и по эксплуатационной пригодности (трещиностойкости и деформациям). При этом расчет на устойчивость отдельных сжатых элементов (колонн и стен) рекомендуется производить в рамках расчета по прочности этих элементов с учетом влияния продольного изгиба или в рамках расчета КС по

деформированной схеме, а расчет по деформациям элементов - в рамках расчета статически неопределимой КС.

10.1.34 Расчет по прочности колонн следует производить по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов и продольных сил и по наклонным сечениям на действие поперечных и продольных сил, полученных из расчета КС (рисунок 10.3).

Расчет по прочности колонн по нормальным сечениям рекомендуется выполнять по предельным усилиям или с использованием деформационной модели.

Влияние продольного изгиба учитывают умножением изгибающих моментов, полученных из расчета КС по недеформированной схеме, или эксцентриситета продольной силы на коэффициент, определяемый в зависимости от условной критической силы.

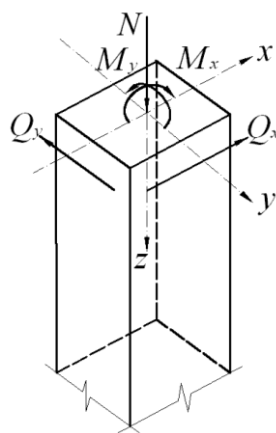


Рисунок 10.3– Схема действующих на выделенный стержневой элемент основных усилий

10.1.35 Расчет по прочности фундаментных плит, плоских плит перекрытий, покрытий производят как плоские выделенные элементы, на совместное действие изгибающих моментов в направлении взаимно перпендикулярных осей и крутящих моментов, приложенных по боковым сторонам плоского выделенного элемента, а также на действие продольных и поперечных сил, приложенных по боковым сторонам плоского элемента, полученных из статического расчета несущей КС с применением МКЭ (рисунок 10.4).

При опирании плоских плит на колонны производят расчет согласно действующим нормативным документам по рекомендациям раздела 6 [1].

10.1.36 В общем случае расчет по прочности плоских плит рекомендуется производить путем разделения плоского элемента на отдельные слои сжатого бетона, растянутой и сжатой арматуры и расчета каждого слоя отдельно на действие нормальных и сдвигающих сил в этом слое, полученных от действия изгибающих и крутящих моментов и нормальных сил (рисунок 10.5).

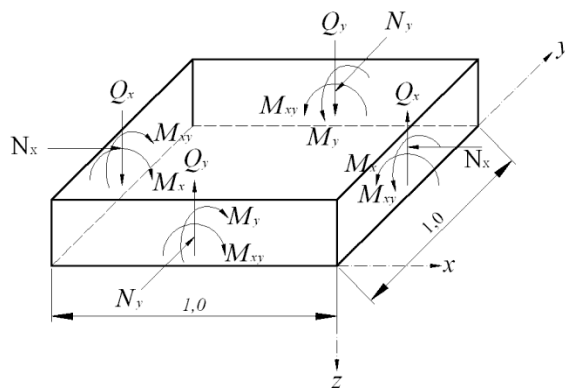


Рисунок 10.4 – Схема основных усилий, действующих на выделенный плоский элемент единичной ширины

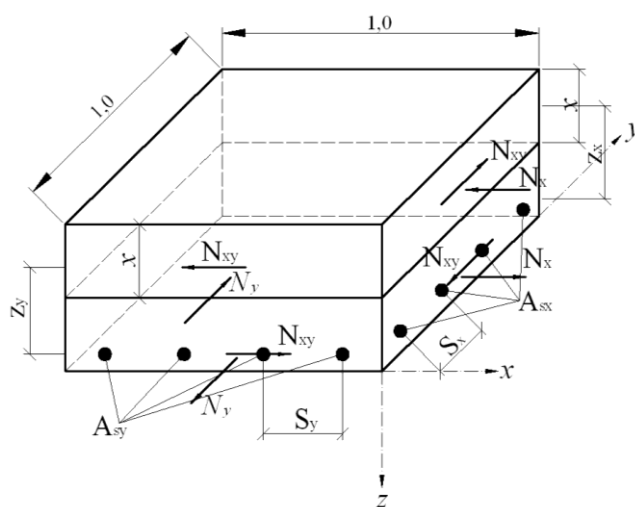


Рисунок 10.5 – Схема основных усилий, действующих в бетонном и арматурном слоях выделенного плоского элемента плиты (усилия на противоположных сторонах условно не показаны)

Расчет плоских элементов плит может также производиться без разделения на слои бетона и растянутой арматуры на совместное действие изгибающих и крутящих моментов из следующих условий, основанных на обобщенных уравнениях предельного равновесия:

$$(M_{Rd,x} - M_{Sd,x})(M_{Rd,y} - M_{Sd,y}) - M_{Sd,xy}^2 \geq 0; \quad (10.1)$$

$$M_{Rd,x} \geq M_{Sd,x}; \quad (10.2)$$

$$M_{Rd,y} \geq M_{Sd,y}; \quad (10.3)$$

$$M_{Rd,xy} \geq M_{Sd,xy}; \quad (10.4)$$

где $M_{Sd,x}$, $M_{Sd,y}$, $M_{Sd,xy}$ – изгибающие и крутящие моменты, действующие на выделенный плоский элемент;

$M_{Rd,x}$, $M_{Rd,y}$, $M_{Rd,xy}$ – предельные изгибающие и крутящие моменты, воспринимаемые плоским выделенным элементом.

Значения предельных изгибающих моментов $M_{Rd,x}$ и $M_{Rd,y}$ следует определять из расчета нормальных сечений, перпендикулярных осям x и y , плоского выделенного элемента с продольной арматурой, параллельной осям x и y .

Значения предельных крутящих моментов определяют по бетону $T_{Rd1,xy}$ и по растянутой продольной арматуре $T_{Rd2,xy}$ по формулам:

$$T_{Rd1,xy} = 0,1f_{ctd}b^2h, \quad (10.5)$$

где b и h – соответственно меньший и больший размеры плоского выделенного элемента;

$$T_{Rd2,xy} = 0,5f_{ud}(A_{sx} + A_{sy})d, \quad (10.6)$$

где A_{sx} и A_{sy} – площади сечения продольной арматуры в направлении x и y ;

d – рабочая высота поперечного сечения плиты.

Допускается применять и другие методы расчета по прочности плоского выделенного элемента, полученные на основе равновесия внешних усилий, действующих по боковым сторонам выделенного элемента, и внутренних главных усилий в диагональном сечении плоского выделенного элемента.

При действии на выделенный плоский элемент плит также продольной силы расчет производят как для выделенного плоского элемента стен.

10.1.37 Расчет плоского выделенного элемента на действие поперечных сил производится из условия:

$$\frac{V_{sd,x}}{V_{cd,x}} + \frac{V_{sd,y}}{V_{cd,y}} \leq 1, \quad (10.7)$$

где $V_{sd,x}$ и $V_{sd,y}$ – поперечные силы, действующие по боковым сторонам плоского выделенного элемента;

$V_{cd,x}$ и $V_{cd,y}$ – предельные поперечные силы, воспринимаемые плоским выделенным элементом.

Значения предельных поперечных сил определяют по формуле:

$$V_{cd} = V_c + V_{sw}, \quad (10.8)$$

где V_c и V_{sw} – предельные поперечные силы, воспринимаемые соответственно бетоном и поперечной арматурой и определяемые по формулам:

$$V_c = 0,5f_{cd}bd; \quad (10.9)$$

$$V_{sw} = q_{sw}d, \quad (10.10)$$

где q_{sw} – интенсивность поперечного армирования.

10.1.38 Расчет по прочности стен в общем случае производят как плоских выделенных элементов на совместное действие нормальных сил, изгибающих моментов, крутящих моментов, сдвигающих и поперечных сил, приложенных по боковым сторонам плоского выделенного элемента и полученных из расчета КС с помощью МКЭ (рисунок 9.6).

10.1.39 Расчет стен в общем случае рекомендуется производить разделением плоского элемента на отдельные слои сжатого бетона и растянутой и сжатой арматуры и расчетом каждого слоя отдельно на действие нормальных и сдвигающих сил в этом слое, полученных от действия изгибающих и крутящих моментов, общих нормальных и сдвигающих сил.

Допускается производить расчет без разделения на слои бетона и растянутой арматуры отдельно из плоскости стены (на совместное действие изгибающих и крутящих

моментов, нормальных сил) и в плоскости стены (на совместное действие нормальных и сдвигающих сил).

Расчет стены в своей плоскости рекомендуется производить из условий, основанных на обобщенных уравнениях предельного равновесия:

$$(N_{Rd,x} - N_{Sd,x})(N_{Rd,y} - N_{Sd,y}) - N_{Sd,xy}^2 \geq 0; \quad (10.11)$$

$$N_{Rd,x} \geq N_{Sd,x}; \quad (10.12)$$

$$N_{Rd,y} \geq N_{Sd,y}; \quad (10.13)$$

$$N_{Rd,xy} \geq N_{Sd,xy}; \quad (10.14)$$

где $N_{Sd,x}$, $N_{Sd,y}$, $N_{Sd,xy}$ – нормальные и сдвигающие силы, действующие по боковым сторонам плоского выделенного элемента;

$N_{Rd,x}$, $N_{Rd,y}$, $N_{Rd,xy}$ – предельные нормальные и сдвигающие силы, воспринимаемые плоским выделенным элементом.

Значения предельных нормальных сил $N_{Rd,x}$ и $N_{Rd,y}$ определяют из расчета нормальных сечений, перпендикулярных осям x и y , плоского выделенного элемента с вертикальной и горизонтальной арматурой, параллельной осям x и y .

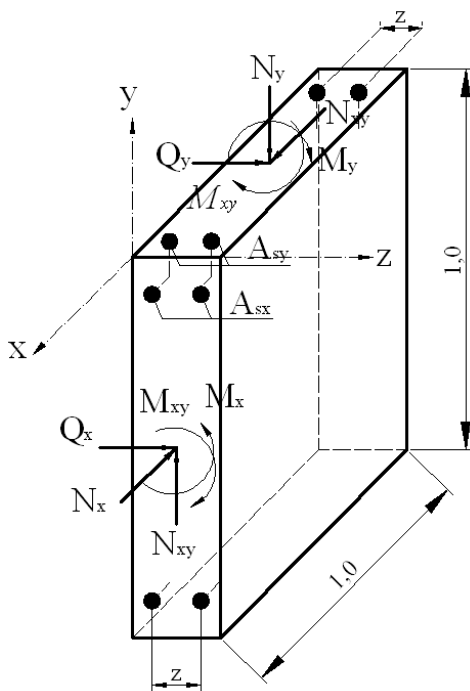


Рисунок 10.6– Схема основных усилий, действующих на выделенный плоский элемент единичной ширины стены (усилия на противоположных сторонах условно не показаны)

Значения предельных сдвигающих сил определяют по бетону $N_{cRd,xy}$ и по арматуре $N_{sRd,xy}$ по формулам:

$$N_{cRd,xy} = 0,3f_{cm}A_c, \quad (10.15)$$

где A_c – рабочая площадь поперечного сечения бетона выделенного элемента.

$$N_{sRd,xy} = 0,5f_{yd}f_{cm}(A_{sx} + A_{sy}), \quad (10.16)$$

где A_{sx} и A_{sy} – площадь сечения арматуры в направлении осей x и y в выделенном элементе.

Расчет из плоскости стены производят аналогично расчету плоских плит перекрытий, определяя при этом значения предельных изгибающих моментов с учетом влияния нормальных сил.

Допускается применять также другие методы расчета по прочности плоского выделенного элемента, полученные на основе равновесия внешних усилий, действующих по боковым сторонам выделенного элемента, и внутренних усилий в главном диагональном сечении выделенного элемента.

10.1.40 Расчет по прочности плоских выделенных элементов стен на действие поперечных сил следует производить аналогично расчету плит, однако с учетом влияния продольных сил.

10.1.41 Расчет плит по трещиностойкости (образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента) производят на действие изгибающих моментов, без учета крутящих моментов.

10.1.42 В случае использования в расчетах объемных конечных элементов (например, в массивных фундаментных плитах) растягивающие усилия должны быть восприняты продольной, поперечной или фибровой арматурой, а сжимающие усилия – бетоном.

10.1.43 Расчет прочности монолитных элементов по несущей способности следует производить согласно действующим нормативным документам и рекомендациям раздела 6 [1].

10.1.44 Расчет прочности монолитных элементов по эксплуатационной пригодности следует производить согласно рекомендациям раздела 7 [1]. В зависимости от предъявляемых к ним требований по трещиностойкости рассчитывают по образованию трещин, нормальных к продольной оси конструкции, и наклонных – в зоне действия наибольших главных растягивающих напряжений.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, производят на основе деформационной модели.

Допускается производить расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, по способу ядровых моментов согласно действующим нормативным документам.

10.1.45 Расчет монолитных железобетонных конструкций по деформациям производят из условия, по которому прогибы (перемещения) конструкции не должны превышать предельно допустимых значений. Расчет производят в соответствии с разделом 7 [1]. При расчете деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, используется деформационная расчетная модель для сечений.

10.1.46 Проектирование конструкций зданий, подвергающихся климатическим температурно-влажностным воздействиям, выполняют согласно действующим нормативным документам.

10.1.47 Расчет и конструирование зданий при сейсмических воздействиях выполняют согласно действующим нормативным документам. Огнестойкость

конструкций и огнесохранность зданий также должны отвечать требованиям действующих нормативных документов.

10.1.48 Несущие конструкции здания проектируют с учетом долговечности и ремонтпригодности, защита конструкций от коррозии выполняется согласно действующим нормативным документам.

10.1.49 Значения предельных деформаций основания зданий регламентируются действующими нормативными документами. Предельные прогибы (перемещения) конструкций и перекосы вертикальных и горизонтальных ячеек зданий не должны превышать допустимых значений.

10.1.50 Для зданий, рассчитываемых на совместное воздействие вертикальных и горизонтальных нагрузок по недеформированной схеме, прогиб верха здания с учетом податливости несущего основания рекомендуется принимать не более 0,001 высоты здания. При больших значениях прогибов необходимо выполнить расчет по деформированной схеме. При этом значение прогиба здания не должно превышать 0,002 его высоты.

10.2 Требования по защите зданий от прогрессирующего обрушения

10.2.1 В случае локального разрушения несущих конструкций в результате возникновения аварийных чрезвычайных ситуаций, здания из монолитного железобетона должны быть защищены от прогрессирующего обрушения.

10.2.2 Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения следует проверять расчетом и обеспечивать конструктивными мерами, способствующими развитию в несущих конструкциях пластических деформаций при предельных нагрузках.

10.2.3 Расчет устойчивости здания производят на особое сочетание нагрузок, включающих постоянные и длительные нагрузки при наиболее опасной схеме локального разрушения. В каркасных зданиях - это разрушение или удаление колонн/пилонов, в том числе с примыкающими к ним участками стен, расположенных на любом этаже на площади локального разрушения.

10.2.4 Постоянные и временные нагрузки следует принимать с коэффициентом сочетаний нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице. Величины деформаций и ширина раскрытия трещин в конструкциях не регламентируются. Расчетные прочностные и деформативные характеристики материалов принимаются равными их характерным значениям согласно действующим нормам проектирования.

10.2.5 Для расчета зданий при прогрессирующем обрушении используют пространственную расчетную модель, в которой возможен учет элементов, являющихся ненесущими в обычных условиях (наружные стены, ограждения балконов и т.п.), которые в случае прогрессирующего обрушения могут воспринимать аварийные нагрузки и активно участвовать в перераспределении усилий в элементах КС.

10.2.6 Расчет здания следует выполнять с использованием лицензионных программных комплексов, допускающих возможность учета физической и

геометрической нелинейности жесткостных характеристик элементов, что обеспечивает наибольшую достоверность расчета и снижение дополнительных затрат материалов.

Принимая во внимание перечисленные выше допущения к расчету зданий при прогрессирующем обрушении, предполагают, что они могут при определенных обстоятельствах обеспечить положительные результаты расчета при отсутствии или минимальном увеличении расхода материалов (бетона и арматуры).

10.2.7 Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения обеспечена, если для любого элемента соблюдается условие:

$$F_{sd} \leq F_{Rd},$$

где F_{sd} и F_{Rd} – соответственно усилие в конструктивном элементе и его расчетная несущая способность, найденные с учетом указаний, приведенных выше.

10.2.8 Конструкции, для которых требования по прочности не удовлетворяются, необходимо усилить дополнительным армированием или увеличением сечения элементов.

10.2.9 Разрушение колонны каркасного здания может быть мгновенным (например, при взрыве), поэтому эксплуатационная статическая нагрузка в расчетах на прогрессирующее нагружение должна приниматься как динамическая. Динамический характер нагружения в этом случае учитывается коэффициентом динамичности по нагрузке

$$\gamma = q_{Rd}/q_0, \quad (10.17)$$

где q_{Rd} – предельная нагрузка на перекрытие с удаленной колонной (пилоном, участком стены);

q_0 – характеристическая постоянная и длительная временная нагрузка.

$$\gamma = \frac{K_{pl}}{K_{pl} - 0,5}, \quad (10.18)$$

где K_{pl} – коэффициент пластичности, равный отношению полного прогиба элемента к предельному упругому прогибу.

Из формулы (10.18) следует, что коэффициент динамичности будет равен двум при равенстве полного и упругого прогибов, что возможно в случае равенства относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/d$ ее граничному значению ξ_R .

При относительной высоте сжатой зоны $\xi = x/d \leq 0,25$ коэффициент пластичности может быть определен по формуле:

$$K_{pl} = \frac{\varepsilon_{bmd} \omega_d E_s \cdot (0,78 - \xi_d)}{(R_{sd} + 0,002 E_s) \xi_d}, \quad (10.19)$$

где ε_{bmd} – краевые относительные деформации сжатого бетона

$$\varepsilon_{bmd} = \frac{\varepsilon_{bld}}{(1 - \omega_d / 1,1)}, \quad (10.20)$$

ε_{bld} – относительные деформации бетона при центральном сжатии; $\varepsilon_{bld} = 0,002$;

ω_d – коэффициент полноты эпюры напряжения сжатой зоны бетона,

$$\omega_d = 0,85 - 0,006 \cdot R_{bd}, \quad (10.21)$$

R_{bd} – напряжения бетона при динамическом нагружении;

$$R_{bd} = f_{ck} \gamma_{bv}^*, \quad (10.22)$$

f_{ck} – характеристическое значение сопротивления бетона сжатию;

γ_{bv}^* – коэффициент динамического упрочнения бетона при сжатии.

Для железобетонных элементов, имеющих расчетное армирование сжатой зоны $\gamma_{bv}^*=1,1$, не имеющих расчетного армирования - $\gamma_{bv}^*=1,2$:

E_s – модуль упругости арматуры; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа;

f_{yd} – расчетное значение сопротивления арматуры растяжению при динамическом нагружении;

$$f_{yd} = \gamma_{sv}^* f_{yk}, \quad (10.23)$$

f_{yk} – характеристическое значение сопротивления арматуры растяжению;

γ_{sv}^* – коэффициент динамического упрочнения арматуры при растяжении.

Для арматуры с $f_{yk} = 400$ МПа и $f_{yd} = 500$ МПа $\gamma_{sv}^* = 1,1$:

$\xi_d = x_d/h_0$ – относительная высота сжатой зоны бетона при динамическом нагружении, определяемая при динамическом сопротивлении арматуры растяжению f_{yd} , сжатию R_{scd} и бетона f_{sk} , вычисляемых как произведения коэффициентов динамического упрочнения и характеристических сопротивлений материалов

$$f_{yd} = \gamma_{scv}^* f_{yk}. \quad (10.24)$$

Для арматуры с $f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 400$ МПа: $\gamma_{scv}^* = 1,05$; с $f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа; $\gamma_{scv}^* = 1,0$.

На рисунке 10.7 приведены расчетные графические зависимости коэффициента динамичности по нагрузке γ от коэффициента пластичности K_{pl} и ξ_d .

Графики построены для арматуры класса прочности $St500$ и бетона разных классов.

Из приведенного рисунка можно заключить, что увеличение армирования для повышения несущей способности железобетонных элементов влечет за собой увеличение относительной высоты сжатой зоны ξ_d , снижение пластической работы конструкций K_{pl} и обуславливает необходимость использовать при проектировании зданий на прогрессирующее обрушение методики расчета железобетона при кратковременных динамических нагрузках с учетом коэффициента динамичности по нагрузке γ .

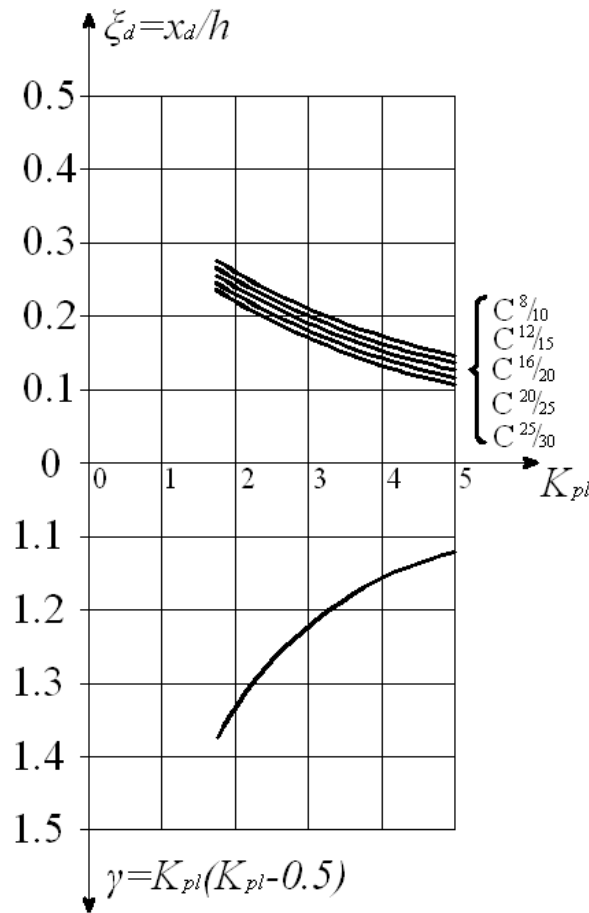


Рисунок 10.7 – График зависимости коэффициента динамичности по нагрузке γ от коэффициента пластичности K_{pl} и ξ_d

Это приведет к дополнительным материальным затратам. В практике проектирования железобетонных изгибаемых элементов зданий с учетом защиты от прогрессирующего обрушения при армировании выполняется условие $\xi_d < 0,25$. При этом самое наивыгодное армирование изгибаемого элемента, рассчитываемое на прогрессирующее обрушение - когда $\xi_d < 0,1$, но в этом случае при проверке прочности величины K_{pl} по формуле (10.19) не должны превышать предельно допустимые значения \bar{K}_{pl} , которые можно определить по формуле (10.25)

$$\bar{K}_{pl} \leq \frac{(\bar{\varepsilon}_{s2} E_s)}{f_{yd} + 0,002 E_s}, \quad (10.25)$$

где $\bar{\varepsilon}_{s2}$ – предельно допустимое равномерное относительное удлинение, обеспеченное с вероятностью выше 0,975 (М-2S), можно принять $\bar{\varepsilon}_{s2} = 0,05$.

Для арматуры класса прочности S500:

$$\bar{K}_{pl} = \frac{(0,05 \cdot 2 \cdot 10^5)}{500 \cdot 1,2 + 0,02 \cdot 2 \cdot 10^5} = 10000 / 1000 = 10.$$

Расчет сечений железобетонных элементов при прогрессирующем обрушении с учетом максимально допустимой величины коэффициента пластичности \bar{K}_{pl} и, следовательно, минимально возможном коэффициенте динамичности по нагрузке γ можно выполнять по формулам (10.26) и (10.27). Здесь не учитывается работа сжатой арматуры, так как при ξ_{mind} высота сжатой зоны x меньше $2a'$, где a' – защитный слой бетона арматуры сжатой зоны.

$$d = \sqrt{\frac{M_{ud}}{f_{cd} b \xi_{mind} (1 - 0,5 \xi_{mind})}}, \quad (10.26)$$

$$A_s = \frac{R_{bd} b h_0 \xi_{mind}}{\eta R_{sd}} \quad (10.27)$$

где M_{ud} – момент от эквивалентной статической нагрузки $M_{ud} = \gamma M_u$ при $K_{pl} = \bar{K}_{pl}$, $\gamma \leq 1,1$; ξ_{mind} – минимальная относительная высота сжатой зоны бетона, соответствующая максимально допустимым пластическим деформациям растянутой арматуры

$$\xi_{mind} = \frac{0,78 \varepsilon_{bmd} \omega_d E_s}{\bar{K}_{pl} f_{yd} + E_s (0,002 \cdot \bar{K}_{pl} + \varepsilon_{bmd} \omega_d)} \quad (10.28)$$

где η – коэффициент, учитывающий работу арматуры при напряжениях выше физического или условного предела текучести $\eta \leq \sigma_b / \sigma_{m(0,2)}$;

σ_b и $\sigma_{m(0,2)}$ – нормируемые величины временного сопротивления и физического или условного предела текучести арматурной стали при растяжении.

Для арматуры класса прочности St500 $\eta = 1,1$.

10.2.10 Последовательность расчета по приведенной методике для вновь проектируемых зданий и при экспертизе проектных решений:

1. Выполняется статический расчет здания/сооружения по общепринятой методике с установлением размеров сечения перекрытий.

2. По формуле (10.28) и принятым характеристикам материалов определяется величина ξ_{mind} , при этом $\gamma = 1$.

3. Предполагается образование пластического шарнира на опоре с возможностью перераспределения части опорного момента в пролет.

4. По принятым ξ_{mind} и d (см. п. 1), с использованием формулы (10.27), определяется верхнее армирование в зоне максимальных опорных моментов. При этом нижняя арматура в опорном и пролетном сечениях принимается равной надопорной.

5. Вносятся изменения в жесткостные характеристики материалов расчетной модели, учитывающие принятое в п. 4 армирование.

6. Типы конечных элементов расчетной модели принимаются геометрически и физически нелинейными.

7. Вводятся трехлинейная диаграмма деформирования для бетона и двухлинейная диаграмма для арматуры при $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s2} = 0,05$.

8. Производится перерасчет здания/сооружения итерационным методом со снижением нагрузки на перекрытие до величин постоянной и длительной нагрузки с коэффициентами сочетания и надежности, равными единице, и удалением одной колонны нижнего этажа.

9. В случае положительного результата расчета по п. 8 проверяется принятое армирование перекрытий по двум группам предельных состояний с восстановлением удаленной колонны первого этажа и использованием нелинейной модели. При экспертизе проектных решений положительные результаты расчетов по п. 9 используются для оценки эффективности принятого проектного армирования.

10. В случае отрицательного результата расчета по п. 8 принимается $1 < K_{pl} < \bar{K}_{pl}$. По принятому K_{pl} в соответствии с графиком на рисунке 10.7 или по формуле (10.18) определяют коэффициент динамичности γ , а по формуле (10.28) – ξ_d . Корректируют внешнюю статическую нагрузку по формуле:

$$q_{ud} = \gamma q_0 \quad (10.29)$$

11. Повторяется очередность выполнения пп. 4–9 расчета с учетом определенных ξ_d и q_{ud} .

12. В случае отрицательного результата при выполнении п.9 подбирается необходимое армирование для его выполнения.

13. При расчете экономически целесообразна оценка возможности корректировки высоты сечения перекрытия h или же изменения его конструктивного решения (замена безбалочного перекрытия на балочное).

10.2.11 В результате расчета здания по приведенной методике могут быть получены оптимальные высота, армирование и конструктивные решения перекрытий, обеспечивающие его защиту от прогрессирующего обрушения. Приведенная методика расчета позволяет обеспечить снижение расхода арматуры до 20% относительно величины, получаемой по общепринятой в проектировании методике расчета, с учетом рекомендаций по защите зданий/сооружений от прогрессирующего обрушения.

10.2.12 Главным конструктивным требованием для защиты здания от прогрессирующего обрушения является эффективная работа арматуры. В монолитных зданиях она обеспечивается пластичностью работы арматуры в предельном состоянии, большими абсолютными деформациями без разрыва при высокой прочности сцепления ее анкерующих участков.

10.3 Конструктивные требования

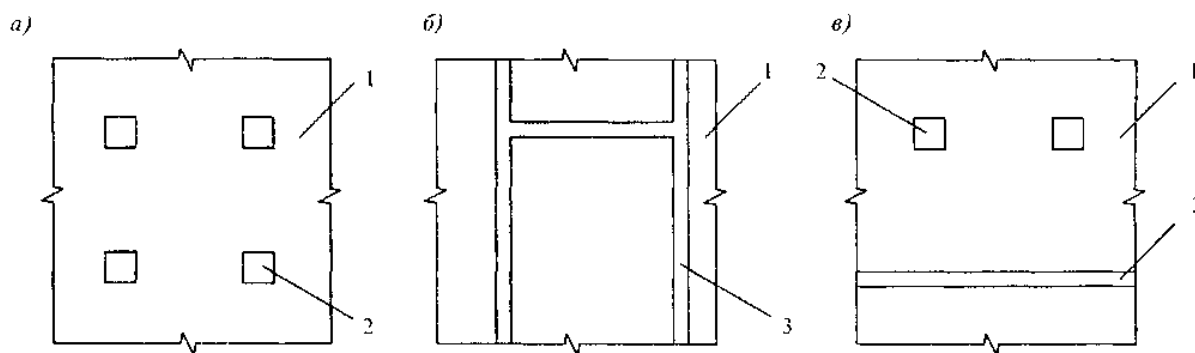
10.3.1 КС монолитного железобетонного здания представляет собой совокупность взаимосвязанных несущих конструктивных элементов, обеспечивающих ее прочность, устойчивость и необходимый уровень эксплуатационных качеств.

10.3.2 Несущая КС монолитного железобетонного здания состоит из фундамента и опирающихся на него вертикальных несущих элементов (колонн, стен), а также объединяющих их в единую пространственную систему горизонтальных элементов - плит перекрытий и покрытия.

10.3.3 В зависимости от типа вертикальных несущих элементов (колонны, стены) КС разделяют на (рисунок 10.8, а, б, в):

- колонные, в которых основным несущим вертикальным элементом являются колонны;
- стеновые, в которых основным несущим элементом являются стены;

- колонно-стенные, или смешанные, в которых вертикальными несущими элементами являются колонны и стены.



а - колонная КС; б - стенная КС; в - смешанная КС; 1 - плита перекрытия; 2 - колонны; 3 - стены

Рисунок 10.8 – Фрагменты КС

Нижние этажи часто решают в одной КС, а верхние - в другой. КС таких зданий является комбинированной.

10.3.4 В зависимости от инженерно-геологических условий, нагрузок и проектного задания фундаменты выполняют в виде отдельных плит переменной толщины под колонны (рисунок 10.9, а), ленточных плит под колонны и стену (рисунок 10.9, б) и общей фундаментной плиты по всей площади КС (рисунок 10.9, в). При большой толщине плит применяют ребристые и коробчатые плиты (рисунок 10.9, г, д). На слабых грунтах устраивают свайные фундаменты.

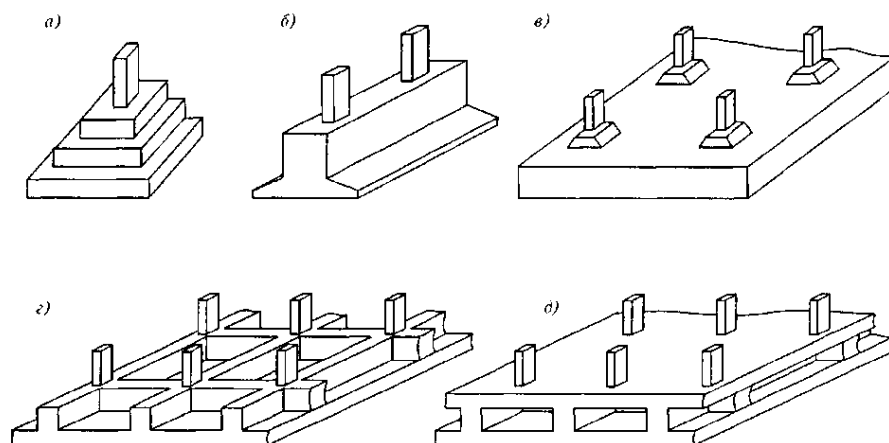
10.3.5 Колонны могут иметь различное поперечное сечение: квадратное, прямоугольное, круглое, кольцевое, угловое, тавровое и крестовое (рисунок 10.10, а-ж).

Прямоугольные колонны/пилоны с вытянутым поперечным сечением имеют соотношения $b/a < 4$ или $h_{эт}/b > 4$. Более вытянутые в плане колонны относят к стенам.

10.3.6 Несущие стены в плане могут быть: отдельно стоящими (рисунок 10.8, в); продольными и поперечными; перекрестными (рисунок 10.8, б), образующими вертикальные тонкостенные стержни открытого и замкнутого сечений.

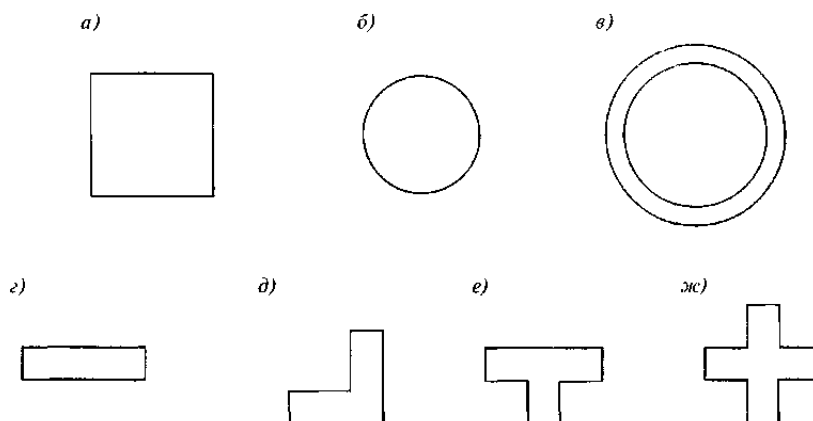
10.3.7 Плиты перекрытий в колонных КС бывают:

- безбалочные в виде гладкой плиты (рисунок 10.11, а); плиты с капителями (рисунок 10.11, б); плиты гладкие или с капителями и с контурными балками по периметру здания;
- с межколонными балками в одном (рисунок 10.12, а, б) и в двух направлениях (рисунок 10.12, в, г).



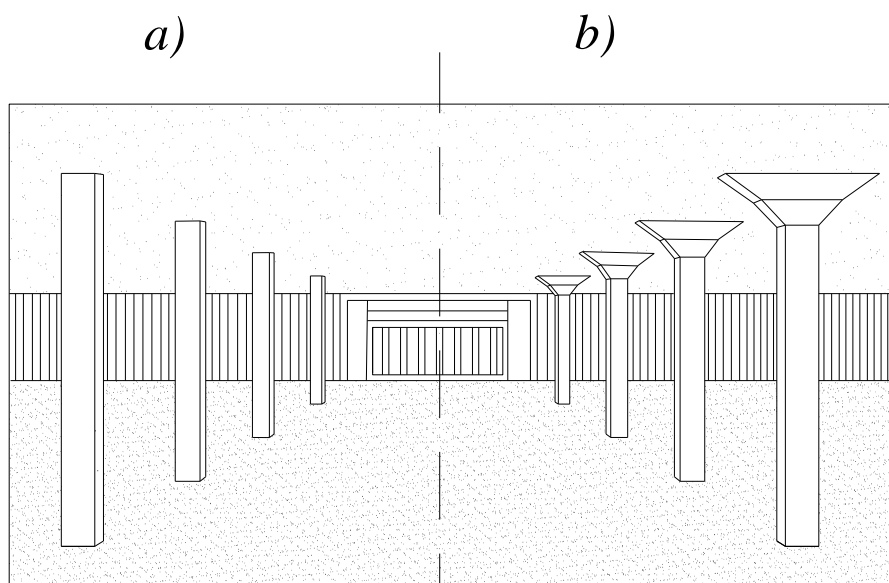
a - отдельный; *б* - ленточный; *в, г, д* - плитные: сплошной, ребристый и коробчатый

Рисунок 10.9 – Виды монолитных фундаментов



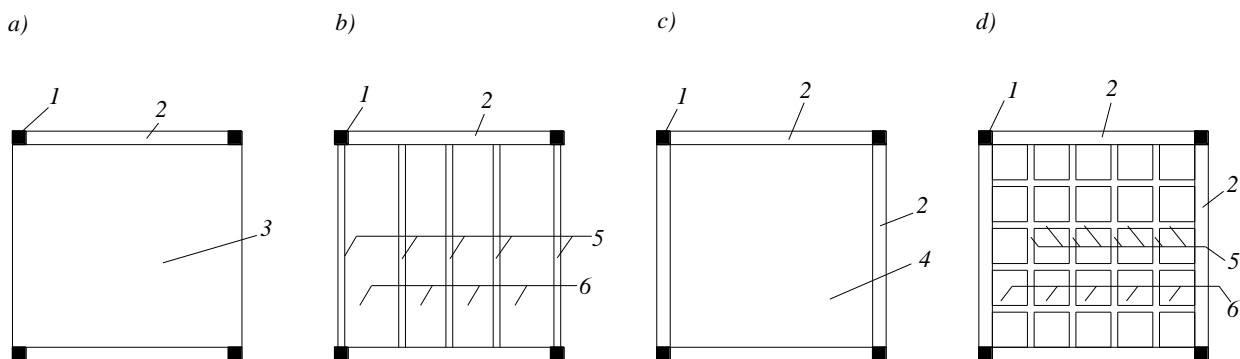
a – квадратное; *б* – круглое; *в* – кольцевое; *г* – прямоугольное; *д* – угловое; *е* – тавровое; *ж* – крестовое

Рисунок 10.10 – Поперечные сечения колонн



a – гладкая плита; *b* – плита, опертая на колонны с капителями

Рисунок 10.11- Безбалочные монолитные перекрытия



a, b – балки и стены в одном направлении; *c, d* – балки и стены в двух направлениях; 1 – колонны; 2 – балки или стены; 3 – плита сплошная или пустотная; 4 – плита сплошная, пустотная или кессонная; 5 и 6 – ребра и полки ребристой и кессонной плит

Рисунок 10.12. – Плиты перекрытий в колонных КС с балками и в стеновых КС

10.3.9 Ограждающие наружные стены могут быть:

- несущими, передающими временную и постоянную нагрузки с этажей и собственный вес стены непосредственно на фундамент;
- самонесущими, передающими непосредственно на фундамент только собственный вес стены;
- ненесущими, опирающимися в пределах этажа на перекрытия или вертикальные несущие элементы КС и непосредственно не передающими нагрузку на фундамент.

10.3.10 Конструктивные схемы в стеновых КС определяются взаимным расположением стен, а в колонных – взаимным расположением межколонных балок (рисунок 10.12) относительно поперечных и продольных осей здания. Схемы могут быть: поперечные, продольные и перекрестные. В монолитных зданиях конструктивные схемы в основном перекрестные (рисунок 10.12, в, г; 6, а). Чисто поперечные и продольные схемы (рисунок 10.13, б, в) рассматриваются при разделении пространственной КС на две независимые (рисунки 10.13, б, в и 10.13, б, в), с целью упрощения расчетов.

10.3.11 Горизонтальные нагрузки перераспределяются дисками перекрытий между заземленными в фундаменте вертикальными опорными консольными конструкциями (устоями) в виде:

- пространственных рам в колонных КС;
- стен в двух направлениях и образуемых стенами тонкостенных стержней открытого и замкнутого профилей в стеновых КС;
- пространственных рам, стен и тонкостенных стержней в смешанных КС.

Устои в КС воспринимают все горизонтальные и вертикальные нагрузки.

10.3.12 В колонных КС стыки пространственных рам-этажеров считаются жесткими при наличии капителей в плитах, либо вутов в главных балках. Стыки колонн с гладкой плитой или балками являются условно жесткими. После образования в стыках колонн наклонных трещин, их податливость возрастает, что учитывается введением коэффициентов, понижающих изгибную жесткость элементов.

10.3.13 В многоэтажных зданиях в основном применяют смешанные колонно–стеновые КС.

Стеновые, особенно перекрестные, КС обладают большей жесткостью и большим сопротивлением горизонтальным и вертикальным нагрузкам, что целесообразно для высоких зданий.

10.3.14 Несущие КС могут быть регулярными, с одинаковым шагом колонн и стен по длине, ширине и высоте здания, или нерегулярными в плане и по высоте здания.

10.3.15 Нерегулярную несущую КС рекомендуется проектировать таким образом, чтобы ее центр жесткости и центр масс были возможно ближе к месту расположения равнодействующей вертикальной нагрузки.

10.3.16 Несущую КС рекомендуется проектировать с тем, чтобы вертикальные несущие элементы (колонны, стены) располагались от фундамента один над другим по высоте здания, т.е. были соосными. В случаях, когда колонны и стены не выполняются по одной оси, под «висячими» колоннами и стенами следует предусматривать устройство ребер жесткости и балок-стенок.

10.3.17 КС зданий рекомендуется разделять осадочными швами при различной высоте здания, а в зависимости от длины здания - температурно-усадочными швами. Требуемые расстояния между температурно-усадочными швами по длине здания следует устанавливать расчетом. На период строительства допускается устройство временных деформационных швов.

10.3.18 При проектировании несущих КС используют технические решения, в наибольшей степени обеспечивающие их прочность и жесткость: симметричные в плане и одинаковые по высоте, с регулярным расположением вертикальных несущих элементов в плане и по высоте, без больших консолей и проемов в плане и по высоте здания и т.п.

10.3.19 Отдельно стоящие высокие здания рекомендуется выполнять ширококорпусными (круглыми, овальными, квадратными или прямоугольными с небольшим соотношением длинной и короткой сторон для снижения ветрового давления и затрат на отопление).

10.3.20 Секции разной высоты должны быть разделены в здании деформационными швами. Не рекомендуется устраивать подземный гараж и стилобат с участками, выступающими за пределы площади высокой части здания.

10.3.21 Для обеспечения условий изготовления, долговечности, экономичности и совместной работы арматуры и бетона монолитных железобетонных конструкций при их проектировании следует выполнять конструктивные требования, изложенные в Разделе 6 настоящего нормативно-технического пособия.

10.3.22 Монолитные железобетонные конструкции конструируют с тем, чтобы с достаточной надежностью предотвратить возникновение всех видов предельных состояний. Это достигается выбором показателей качества материалов, назначением размеров и конструированием согласно рекомендациям настоящего нормативно-технического пособия и действующих нормативных документов. При этом должны быть выполнены технологические требования при изготовлении конструкций, соблюдены требования по эксплуатации зданий, экологии, энергосбережению, противопожарной

безопасности и долговечности, устанавливаемые соответствующими нормативными документами, а также учтены неравномерные осадки основания.

10.3.23 При проектировании монолитных железобетонных конструкций их надежность следует устанавливать расчетом по предельным состояниям первой и второй групп путем использования расчетных значений нагрузок, характеристик материалов, определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов надежности по характерным значениям этих характеристик с учетом степени ответственности зданий.

Характерные значения нагрузок, коэффициентов сочетаний нагрузок и коэффициентов надежности ответственности конструкций, а также разделение нагрузок на постоянные и временные (длительные и кратковременные) принимают согласно СНиП 2.01.07.

Порядок приложения постоянных и длительно действующих нагрузок определяют графиком производства работ или по факту.

10.3.24 Наряду с контролем прочности бетона по образцам рекомендуется проводить контроль прочности бетона в готовой конструкции с использованием неразрушающих методов.

10.3.25 При применении арматуры класса St500C с эффективным профилем следует пользоваться рекомендациями действующих нормативных документов. Стыковку арматуры в торец на стройплощадке осуществляют с помощью ванной сварки, а также винтовых и опрессованных механических соединений.

Рекомендуется применение арматуры малого диаметра расширенного сортамента: 5,5; 6; 6,5; 7; 8; 9; 10; 11; 12мм нового периодического профиля с сердечником в форме квадрата со скругленными углами.

10.3.26 К основным конструктивным параметрам колонн относятся их высота, размеры поперечного сечения, класс бетона по прочности на сжатие и содержание продольной арматуры (процент армирования), определяемые в зависимости от высоты здания, нагрузки на перекрытия (с учетом собственного веса перекрытий) и шага колонн.

При проектировании рекомендуется принимать оптимальные конструктивные параметры колонн, устанавливаемые на основе технико-экономического анализа. При этом минимальный размер поперечного сечения квадратных и круглых колонн (рисунок 10.10) рекомендуется принимать не менее 30см, для колонн с вытянутым поперечным сечением - не менее 20см, класс бетона, как правило, - не менее $C^{20}_{/25}$ и не более $C^{48}_{/60}$, процент армирования в любом сечении (включая участки с нахлесточным соединением арматуры) - не более 10.

10.3.27 Конструктивные параметры колонн рекомендуется принимать одинаковыми на одном уровне перекрытий.

10.3.28 В случаях, когда технико-экономический анализ конструктивных параметров колонн показывает, что требуемое армирование превышает максимальные значения, приведенные в п. 10.3.26, рекомендуется применять сталежелезобетонные, в том числе трубобетонные, а также сталефибробетонные колонны.

В тех случаях, когда технико-экономический анализ конструктивных параметров колонн показывает, что требуемый класс бетона превышает $C^{48}_{/60}$, рекомендуется применять для колонн высокопрочный бетон классов $C^{64}_{/80}$ и выше. Расчет и

конструирование сталежелезобетонных колонн, колонн с высокопрочным бетоном выше класса $C^{64}/_{80}$ производят по специальным документам, согласованным с настоящим нормативно-техническим пособием.

10.3.29 К основным конструктивным параметрам стен относятся размеры (толщина стен), класс бетона по прочности на сжатие и содержание вертикальной арматуры (процент армирования), определяемые в зависимости от высоты здания, нагрузки на перекрытия и шага стен.

При проектировании рекомендуется принимать оптимальные конструктивные параметры стен, устанавливаемые на основе технико-экономического анализа. При этом размеры поперечного сечения (толщину) стен рекомендуется принимать не менее 18см, класс бетона - не менее $C^{16}/_{20}$, процент армирования в любом сечении стены (включая участки с нахлесточным соединением арматуры) - не более 10.

При применении высоких процентов армирования сечений должны выполняться указания действующих нормативных документов, при этом максимальная крупность заполнителя в бетонной смеси не должна превышать 10мм.

10.3.30 При пролетах до 6-8м перекрытия рекомендуется выполнять плоскими, при больших значениях – плоскими с капителями (рисунок 10.11, *а, б*) или межколонными балками и стенами (рисунок 10.12, *а*), а при пролетах до 12м – с межколонными балками или стенами и ребристыми, и пустотными плитами (рисунок 10.12, *а, б*).

Для зальных помещений пролетом 12-15м рекомендуются кессонные, ребристые или пустотные плиты с опиранием по четырем сторонам на балки и стены (рисунок 10.12, *в, г*).

10.3.31 К основным конструктивным параметрам плоских плит перекрытий относятся размеры поперечного сечения (толщина плиты), класс бетона по прочности на сжатие и содержание продольной арматуры, определяемые в зависимости от нагрузки на перекрытие и длины пролетов.

При проектировании рекомендуется принимать оптимальные конструктивные параметры перекрытий, устанавливаемые на основе технико-экономического анализа. При этом толщину плоских плит перекрытий сплошного сечения рекомендуется принимать не менее 16см и не менее 1/30 длины наибольшего пролета и не более 25см, класс бетона - не менее $C^{16}/_{20}$. Высота пустотных, ребристых и кессонных плит принимается не менее 25см и не более 50см, класс бетона - не менее $C^{20}/_{25}$.

10.3.32 При пролетах более 7м рекомендуется применение дополнительной предварительно напряженной арматуры из высокопрочных канатов класса К-7 без сцепления с бетоном.

Для снижения массы перекрытий рекомендуется применение легких бетонов, пустотелых вкладышей или вкладышей в виде плит и блоков из особо легких бетонов.

10.3.33 В плоских плитах перекрытий, на густоармированных участках, вокруг колонн, где действуют максимальные поперечные силы, изгибающие и крутящие моменты, для предотвращения продавливания, упрощения армирования и облегчения бетонирования рекомендуется укладка фибробетона класса по прочности на растяжение не менее $C^{16}/_{20}$.

10.3.34 К основным конструктивным параметрам плоских фундаментных плит относятся размеры (толщина плиты), класс бетона по прочности на сжатие и содержание

продольной арматуры, определяемые в зависимости от реактивного давления грунта основания, шага колонн и стен.

При проектировании рекомендуется принимать оптимальные конструктивные параметры фундаментных плит, устанавливаемые на основе технико-экономического анализа. При этом толщину фундаментных плит рекомендуется принимать не менее 50см и не более 200см, класс бетона - не менее C^{16}_{20} , армирование - не менее 0,3 %, а марку по водонепроницаемости - не менее W6.

10.3.35 Ребристые и коробчатые фундаменты состоят из плитных и стеновых элементов и применяются для повышения жесткости здания, а при высоте более 2м и для использования подземного пространства - в качестве технических этажей.

10.3.36 Свайные фундаменты состоят из монолитных ростверков в виде общих фундаментных плит, ленточных фундаментных плит под стенами, отдельно стоящих фундаментных плит под колоннами и забивных, буронабивных, буроинъекционных и других свай.

Тип и расположение свай по полю фундаментной плиты выбирают в зависимости от КС здания, нагрузок, приходящихся на сваи и инженерно-геологических условий основания.

Расчет и конструирование свайных фундаментов производят по специальным нормативным документам.

10.3.37 Для обеспечения термической трещиностойкости массивных фундаментных плит объемом до 14000м^3 без разбивки на отдельные технологические блоки целесообразно применять метод непрерывной укладки высокоподвижной и самоуплотняющейся смеси из модифицированных бетонов с низкой экзотермией, содержащие поликомпонентные модификаторы.

10.3.38 Допускается не выполнять оклеечную гидроизоляцию для фундаментных плит и наружных стен подземных этажей при устройстве конструкций технологических и осадочных швов, предотвращающих протечки, и применении бетонов с компенсированной усадкой за счет добавки РД и маркой по водонепроницаемости W12-W16.

10.3.39 Для несущих элементов КС зданий высотой более 75м учитывают требования к конструктивным параметрам, регламентируемые специальными документами.

10.3.40 При конструировании основных несущих элементов КС (фундаментных плит, колонн, стен, плит перекрытий и покрытий) соблюдают общие требования по конструированию железобетонных конструкций согласно разделу 7 настоящего нормативно-технического пособия.

10.3.41 Колонны армируют продольной, как правило, симметричной арматурой, расположенной по контуру поперечного сечения и (при необходимости), внутри поперечного сечения, и поперечной арматурой по высоте колонны, охватывающей все продольные стержни и расположенной по контуру, а также внутри поперечного сечения.

Конструкцию поперечной арматуры в пределах поперечного сечения и максимальные расстояния между хомутами и связями по высоте колонны принимают с

тем, чтобы предотвратить выпучивание сжатых продольных стержней и обеспечить равномерное восприятие поперечных сил по высоте колонны.

10.3.42 Стены рекомендуется армировать в основном вертикальной и горизонтальной арматурой, расположенной симметрично у боковых сторон стены, и поперечными связями, соединяющими вертикальную и горизонтальную арматуру, расположенную у противоположных боковых сторон стены.

Максимальное расстояние между вертикальными и горизонтальными стержнями, а также максимальное расстояние между поперечными связями следует принимать с тем, чтобы предотвратить выпучивание вертикальных сжатых стержней и обеспечить равномерное восприятие усилий, действующих в стене.

10.3.43 На торцевых участках стены по ее высоте устанавливают поперечную арматуру в виде П-образных или замкнутых хомутов с тем, чтобы создать требуемую анкеровку концевых участков горизонтальных стержней и предохранить от выпучивания торцевые сжатые вертикальные стержни стен.

10.3.44 Сопряжения стен в местах их пересечения армируют по всей высоте стен пересекающимися П-образными или гнутыми хомутами с тем, чтобы обеспечить восприятие концентрированных горизонтальных усилий в сопряжениях стен, а также предохранить вертикальные сжатые стержни в сопряжениях от выпучивания и выполнить анкеровку концевых участков горизонтальных стержней.

10.3.45 Армирование пилонов, занимающих по своим геометрическим характеристикам промежуточное положение между стенами и колоннами, производят как для колонн или как для стен (в зависимости от соотношения длины и ширины поперечного сечения пилонов).

10.3.46 Количество вертикальной и горизонтальной арматуры в стене следует устанавливать в соответствии с действующими в стене усилиями. При этом рекомендуется предусматривать равномерное армирование по площади стены с увеличением армирования у торцов стены и у проемов.

10.3.47 Армирование плоских плит следует выполнять продольной арматурой в двух направлениях, располагаемой у нижней и верхней граней плиты, в необходимых случаях - и поперечной арматурой, располагаемой у колонн, стен и по площади плиты.

10.3.48 На концевых участках плоских плит устанавливают поперечную арматуру в виде П-образных хомутов, расположенных по краю плиты с тем, чтобы обеспечить восприятие крутящих моментов у края плиты и необходимую анкеровку концевых участков продольной арматуры.

10.3.49 Количество верхней и нижней продольной арматуры в плите перекрытий (покрытия) необходимо определять в соответствии с действующими усилиями. При этом с целью упрощения армирования для нерегулярных КС рекомендуется устанавливать: нижнюю арматуру одинаковой по всей площади рассматриваемой конструкции в соответствии с максимальными значениями усилий в пролете плиты; основную верхнюю арматуру принимать такой же, как и нижнюю, а у колонн и стен устанавливать дополнительную верхнюю арматуру, которая в сумме с основной должна воспринимать опорные усилия в плите. Для регулярных КС продольную арматуру рекомендуется устанавливать по надколонным и межколонным полосам в двух

взаимноперпендикулярных направлениях в соответствии с действующими в этих полосах усилиями.

Для сокращения расхода арматуры рекомендуется установка по всей площади плиты нижней и верхней арматуры, отвечающей минимальному проценту армирования, а на участках, где действующие усилия превышают усилия, воспринимаемые этой арматурой, установка дополнительной арматуры, в сумме с вышеуказанной арматурой, воспринимающей действующие на этих участках усилия. Такой подход приводит к более сложному армированию перекрытий, требующему более тщательного контроля арматурных работ.

Армирование фундаментных плит следует производить аналогичным образом.

10.3.50 В массивных фундаментных плитах помимо продольной арматуры, устанавливаемой у верхней и нижней граней плиты, следует предусматривать продольную арматуру, располагаемую в средней зоне по толщине плиты.

Для предотвращения продавливания плиты возле колонн и стен в плиты рекомендуется дополнительная укладка сталефибробетона.

10.3.51 Для сталебетонных конструкций в качестве жесткой арматуры следует применять прокатные стальные профили и другие элементы, марки стали которых рекомендованы действующими нормативными документами.

10.3.52 Для снижения расхода стали и облегчения бетонирования в фундаментных плитах, колоннах и балках вместо стыковки стержневой арматуры диаметром 20мм и более путем перепуска рекомендуется ее стыковать в торец с помощью ванной сварки или обжимных муфт.

10.4 Анкеровка арматуры

Конструктивные требования к анкеровке арматуры следует принимать согласно разделам 7.1-7.6 настоящего нормативно-технического пособия.

10.5 Соединения арматуры

10.5.1 Стыки арматуры без сварки

Конструктивные требования к соединениям арматуры внахлестку и механическим соединениям следует принимать согласно разделу 7.7 настоящего нормативно-технического пособия.

10.5.2 Сварные соединения для арматуры

При стыковке арматуры с использованием сварки выбор типов сварного соединения и способов сварки следует производить с учетом условий эксплуатации, свариваемости стали, вида и способа приложения нагрузки, требований по технологии, наличия технологического оборудования и требований к изготовлению в соответствии с действующими нормативными документами, а также с учетом возможности контроля

качества соединения. Сварные соединения арматуры и закладных деталей описаны в п. 7.19. Способы сварки арматурных стержней с учетом вида напряженного состояния и диаметра арматуры должны соответствовать таблице 7.8. Требования по свариваемости должны соответствовать EN 10080. Сварочные работы должны выполняться согласно EN ISO 17660.

Способы выполнения основных типов сварных соединений в зависимости от схемы конструкции соединения и класса арматуры рекомендуется принимать по таблице 7.9.

10.5.3 Механические стыковые соединения

При использовании для стыков арматуры механических устройств в виде муфт несущая способность соединения должна быть аналогичной стыкуемым стержням (соответственно при растяжении или сжатии). Концы стыкуемых стержней следует заводить на требуемую длину в муфту, определяемую расчетом или опытным путем.

При использовании муфт на резьбе следует обеспечить требуемую затяжку муфт для ликвидации люфта в резьбе.

В главе 7 п.7.7.6 описываются механические соединения арматуры, имеющие ряд преимуществ перед традиционными соединениями внахлестку и сварными соединениями.

В п.7.7.6.2 приводятся примеры механических соединений: сжатых контактных и растянутых соединений, а также опрессованных растянутых и сжатых контактных соединений.

Приводятся рекомендации к требованиям по прочности и деформативности соединений.

10.6 Требования к гибочным операциям

10.6.1 Для гнутой арматуры следует соблюдать требования раздела 7.3 настоящего нормативно-технического пособия.

10.6.2 Термомеханически упрочненную арматуру класса S500 можно подвергать гибке только в холодном состоянии.

10.6.4 Приварка поперечных стержней к изогнутому стержню допускается только на расстоянии не менее $5\varnothing$ плюс диаметр оправки от начала изгиба, считая по внутренней поверхности изогнутого стержня.

11 КОНСТРУКЦИИ ИЗ НЕАРМИРОВАННОГО ИЛИ СЛАБОАРМИРОВАННОГО БЕТОНА

11.1 Общие положения

11.1.1 [12.1(1)Р СН РК EN] Данный раздел содержит дополнительные правила для конструкций из неармированного бетона или для конструкций, в которых количество имеющейся арматуры меньше, чем минимально требуемая для железобетонных конструкций.

11.1.2 [12.1(2) СН РК EN] Данный раздел действителен для элементов, последствия динамических воздействий на которые можно проигнорировать. Он не должен применяться к таким воздействиям как воздействия вращающихся машин или транспортной нагрузки. Примерами таких элементов являются:

- элементы, которые преимущественно подвержены сжимающей нагрузке, например стены, колонны, арки, своды и туннели,
- ленточные и плитные фундаменты;
- подпорные стены;
- сваи с диаметром более и равным 600 мм, где $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$.

11.1.3 Для бетонных сборных элементов и конструкций, которые рассматриваются в настоящем техническом пособии, правила расчета должны быть изменены соответствующим образом.

11.1.4 Допускается размещение стальной арматуры в элементах конструкции из неармированного бетона для выполнения требований по эксплуатационной пригодности и/или долговечности, а также размещение арматуры в определенных зонах элементов конструкции. Эта арматура может учитываться при проверке местных предельных состояний по несущей способности и при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

11.2 Материалы

11.2.1 Бетон: дополнительные расчетные предпосылки

11.2.1.1 В связи с низкой пластичностью неармированного бетона значения для $\alpha_{cc,pl}$ и $\alpha_{ct,pl}$ должны быть приняты равными 0,8.

11.2.1.2 [12.3.1(2) СН РК EN] Если растягивающие напряжения учитываются для расчета несущей способности элементов конструкции из неармированного бетона, зависимость «напряжение – относительная деформация» (см. 3.1.7 [1]) может быть распространена на определение предела прочности при растяжении по формуле (3.16) [1] или по линейной зависимости.

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}. \quad (11.1)$$

11.2.1.3 [12.3.1(3) СН РК EN] Методы механики разрушения могут быть использованы в тех случаях, когда может быть показано, что они приводят к достижению требуемого уровня надежности.

11.3 Расчет конструкций: предельные состояния по несущей способности

11.3.1 [12.5(1) СН РК EN] Поскольку элементы из неармированного бетона имеют ограниченную пластичность, как правило, не следует использовать линейные методы с перераспределением или пластический подход к расчету, т. е., методы без явной проверки способности к деформации не должны быть использованы, кроме тех случаев, когда их применение может быть обосновано.

11.3.2 [12.5(2) СН РК EN] Расчет конструкций может быть основан на нелинейной или линейной теории упругости. В случае нелинейного расчета (например, механика разрушения), должна быть выполнена проверка способности к деформированию.

11.4 Предельные состояния по несущей способности (ULS)

11.4.1 Сопротивление изгибу и осевому усилию

11.4.1.1 Для стен, при соблюдении норм конструирования и ухода за бетоном, вынужденные деформации вследствие воздействия температуры или ползучести могут быть проигнорированы.

11.4.1.2 [12.6.1(2) СН РК EN] Зависимость «напряжение – относительная деформация» для неармированного бетона следует учитывать в соответствии с 3.1.7 [1].

11.4.1.3 [12.6.1(3) СН РК EN] Осевое сопротивление N_{Rd} прямоугольного сечения с эксцентриситетом нагрузки e относительно одной оси в направлении h_w может быть принято следующим образом:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} b h_w \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{h_w} \right), \quad (11.2)$$

где $\eta f_{cd,pl}$ – эффективное расчетное значение усилия сжатия (см. 3.1.7 (3) [1]);

b – общая ширина сечения (см. Рисунок 11.1);

h_w – общая толщина сечения;

e – эксцентриситет нагрузки N_{Ed} в направлении h_w .

Примечание Если применяются другие упрощенные методы, они должны иметь как минимум такой же уровень надежности, как точный метод, в котором используется зависимость «напряжение – относительная деформация» согласно 3.1.7 [1].

11.4.2 Местное разрушение

[12.6.2(1)Р СН РК EN] Если меры во избежание местного разрушения сечения при растяжении не были предприняты, максимальный эксцентриситет осевого усилия N_{Ed} в сечении должен быть ограничен, чтобы избежать значительного раскрытия трещин.

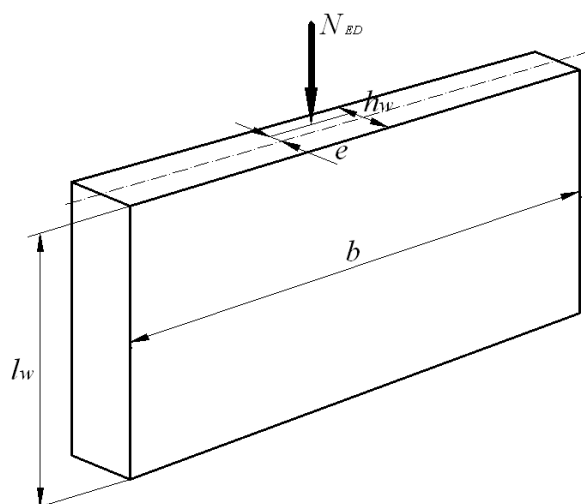


Рисунок 11.1 — Обозначения для неармированных стен

11.4.3 Поперечное усилие

11.4.3.1 Если установлено расчетом или подтверждено испытаниями, что хрупкое разрушение может быть исключено и имеется достаточная несущая способность в неармированных бетонных элементах может быть учтен предел прочности при растяжении бетона в предельном состоянии по несущей способности для поперечного усилия.

11.4.3.2[12.6.3(2) СН РК EN] Для сечения, в котором действуют поперечное усилие V_{Ed} и нормальное усилие N_{Ed} в зоне сжатия A_{cc} , абсолютные значения составляющих расчетного значения напряжения должны быть приняты следующим образом:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}}, \quad (11.3)$$

$$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{cc}}. \quad (11.4)$$

где k принимается равным 1,5.

Как правило, необходимо проверить следующее:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvt},$$

причем:

если $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$,

$$f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}}; \quad (11.5)$$

если $\sigma_{cp} > \sigma_{c,lim}$,

$$f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2}; \quad (11.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd,pl} \cdot (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})}, \quad (11.7)$$

где f_{cvt} – расчетное сопротивление бетона при срезе и сжатии;

$f_{cd,pl}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию;

$f_{ctd,pl}$ – расчетное сопротивление бетона растяжению.

11.4.3.3 Если бетонный элемент конструкции полностью сжат или абсолютное значение главного растягивающего напряжения σ_{ctI} в бетоне не превышает значения $f_{ctd,pl}$, то в предельном состоянии по несущей способности он может быть рассмотрен как не имеющий трещин.

11.4.4 Кручение

11.4.4.1 Элементы, при наличии трещины, не должны рассчитываться на сопротивление крутящим моментам, если это не вызвано другими причинами.

11.4.5 Предельные состояния по несущей способности, вызванные деформацией конструкции (продольный изгиб)

11.4.5.1 Гибкость колонн и стен

11.4.5.1.1 Гибкость колонн или стен определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (11.8)$$

где i – минимальный радиус инерции;

l_0 – расчетная длина элемента,

$$l_0 = \beta \cdot l_w, \quad (11.9)$$

здесь l_w – высота элемента конструкции в свету;

β – коэффициент, зависящий от условий опирания:

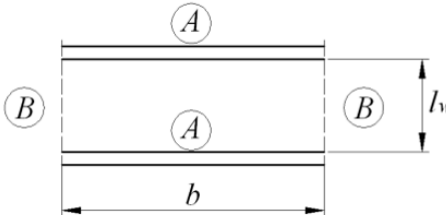
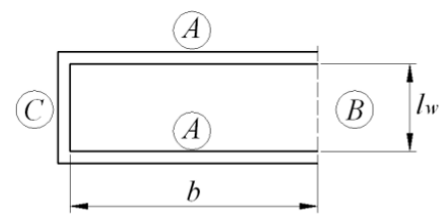
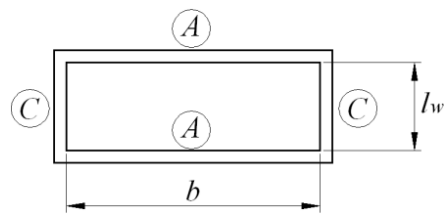
- для колонн в общем случае должно быть принято $\beta = 1$;
- для консольных колонн или стен $\beta = 2$;
- для других стен значения β приведены в Таблице 11.1.

11.4.5.1.2 При ослаблении поперечного сечения пазами и углублениями, значения β необходимо соответственно увеличить.

11.4.5.1.3 [12.6.5.1(3) СН РК EN] Поперечные стены могут быть рассмотрены как раскрепляющие, если:

- их общая толщина не менее, чем $0,5 h_w$, где h_w – общая толщина раскрепляемой стены;
- они имеют такую же высоту l_w как раскрепляемая стена;
- их длина l_{ht} составляет не менее $l_w/5$, где l_w — высота в свету раскрепляемой стены;
- в пределах длины l_{ht} в поперечной стене нет отверстий.

Таблица 11.1 – Значения β при различных краевых условиях

Боковое закрепление	Чертеж	Формула	Коэффициент β	
По двум сторонам			$\beta = 0,1$ для всех отношений l_w/b	
По трем сторонам		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/lw	β
По четырем сторонам		Если $b \geq l_w$ $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ Если $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$	0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

Ⓐ — плита перекрытия; Ⓑ — свободный край; Ⓒ — поперечная стена

Примечание Данные в Таблице 10.1 приведены для случая, когда стена не имеет отверстий, высота которых превышает 1/3 высоты стены в свету l_w , или их площадь превышает 1/10 площади стены. В стенах, закрепленных по трем или четырем сторонам с размерами отверстий, превышающими указанные ограничения, части между двумя отверстиями следует рассматривать как закрепленные только с двух сторон и рассчитывать соответствующим образом.

11.4.5.1.4 [12.6.5.1(4) СН РК EN] В случае стены, жестко соединенной по низу и по верху посредством монолитного бетона и арматуры, так что крайние моменты могут быть полностью восприняты, значения β согласно Таблице 11.1 могут быть применены с коэффициентом 0,85.

11.4.5.1.5 [12.6.5.1(5) СН РК EN] Гибкость неармированных стен из монолитного бетона, как правило, не должна превышать значение $\lambda = 86$ (т. е. $l_0/h_w = 25$).

11.4.5.2 Упрощенный метод расчета для стен и колонн

11.4.5.2.1 [12.6.5.2(1) СН РК EN] При отсутствии более строгого подхода расчетное сопротивление в виде осевого усилия в гибкой колонне или стене из неармированного бетона может быть рассчитано следующим образом:

$$N_{Rd} = b h_w f_{cd,pl} \Phi, \quad (11.10)$$

где N_{Rd} — сопротивление осевой силе;

b — общая ширина поперечного сечения;

h_w — общая толщина поперечного сечения;

Φ —коэффициент, учитывающий эксцентриситет, включая эффекты второго порядка и обычные воздействия ползучести, см. ниже.

Для раскрепляемых элементов коэффициент Φ может быть определен следующим образом:

$$\Phi = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \frac{e_{\text{tot}}}{h_w} \right) - 0,02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - 2 \cdot \frac{e_{\text{tot}}}{h_w}, \quad (11.11)$$

где

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_i; \quad (11.12)$$

e_0 — эксцентриситет первого порядка с учетом, при необходимости, влияния перекрытий (например, изгибающие моменты вследствие защемления, которые передаются от плиты на стену) и горизонтальных воздействий;

e_i — дополнительный эксцентриситет вследствие влияния геометрических несовершенств, см. 5.2 [1].

11.4.5.2.2 [12.6.5.2(2) СН РК EN] Другие упрощенные методы могут быть использованы, если они не менее надежны, чем точный метод согласно 5.8 [1].

11.5 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (SLS)

11.5.1 При возможном ограничении свободных деформаций конструкции, необходимо выполнить проверку напряжений.

11.5.2 Эксплуатационная пригодность должна обеспечиваться следующими мерами: в отношении образования трещин:

- ограничение растягивающих напряжений в бетоне до допустимых значений;
- размещение вспомогательной конструктивной арматуры (поверхностной арматуры, системы связей если необходимо);
- расположение швов;
- выбор технологических мер для бетона (например, соответствующий состав бетона, уход за бетоном);
- выбор соответствующего метода строительства;

в отношении ограничения деформаций:

- установление минимального размера сечения;
- ограничение гибкости в случае сжатых элементов.

11.5.3 Любая арматура, расположенная в неармированных бетонных элементах и которая не учитывается в расчетах при оценке несущей способности, должна отвечать требованиям 4.4.1 [1].

11.6 Конструирование элементов и отдельные правила

11.6.1 Конструктивные элементы

11.6.1.1 [12.8.1(1) СН РК EN] Общая толщина стены h_w не должна быть менее 120 мм для монолитных стен.

11.6.1.2 [12.8.1(2) СН РК EN] Если имеются пазы и углубления, проверку следует производить для того, чтобы подтвердить достаточную прочность и устойчивость элемента.

11.6.2 Швы бетонирования

[12.8.2(1)Р СН РК EN] Если могут возникнуть растягивающие напряжения в бетоне в швах бетонирования, арматура должна быть законструирована для ограничения образования трещин.

11.6.3 Ленточные и отдельные фундаменты

Допускается конструирование ленточных и отдельных фундаментов как неармированных, нагруженных по оси, если выполняется условие:

$$\frac{0,85h_F}{a} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}}, \quad (11.13)$$

где h_F – высота фундаментов;

a – проекция от грани колонны (см. Рисунок 11.2);

σ_{gd} – расчетное значение давления грунта;

$f_{ctd,pl}$ – расчетное значение предела прочности при растяжении бетона (единица измерения как для σ_{gd}).

Как упрощение может быть использовано отношение $\frac{h_F}{a} \geq 2$.

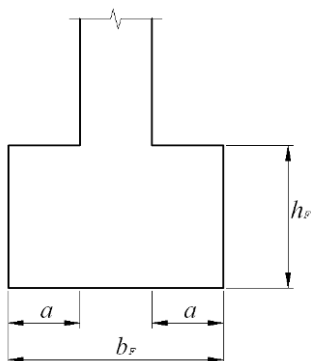


Рисунок 11.2 — Неармированный фундамент колонны

ПРИЛОЖЕНИЕ А

(обязательное)

Расчетные сочетания нагрузок и воздействий

А.1 Переменные нагрузки определяются их характеристическими (нормативными) значениями Q_k . При составлении сочетаний нагрузок переменные нагрузки могут учитываться с характеристическим значением Q_k или со значениями, сниженными путем умножения на коэффициент сочетаний ψ_i .

Эти значения определяются как:

- $\psi_0 \cdot Q_k$ — редкое значение;
- $\psi_1 \cdot Q_k$ — частое значение;
- $\psi_2 \cdot Q_k$ — практически постоянное значение.

Значения коэффициентов сочетаний ψ_i представлены в таблице А.1.

Таблица А.1 – Значения коэффициентов сочетаний ψ_i для переменных нагрузок и воздействий

Нагрузки, воздействия	Значение коэффициента		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1 Переменные нагрузки на перекрытия:			
1.1 Квартiry жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц, палаты больниц и санаториев; террасы	0,7	0,5	0,35
1.2 Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений;	0,7	0,5	0,35
1.3 Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи; подвальные помещения	0,7	0,5	0,5
1.4 Залы: а) читальные б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых) в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные г) торговые, выставочные и экспозиционные	0,7	0,7	0,6

1.5 Книгохранилища, архивы	1,0	0,9	0,8
1.6 Сцены зрелищных предприятий	0,7	0,7	0,6
1.7 Трибуны: а) с закреплёнными сидениями б) для стоящих зрителей	0,7	0,7	0,6
1.8 Чердачные помещения	0,7	0,5	0,0
1.9 Покрытия на участках: а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т. п.) б) используемых для отдыха в) прочих	0,7	0,7	0,6
1.10 Балконы (лоджии)	0,7	0,7	0,6
1.11 Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	0,7	0,5	0,0
1.12 Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях: а) 1.1; 1.2; 1.3 б) 1.4; 1.5; 1.6; 1.11 в) 1.7	0,7	0,7	0,6
1.13 Перроны вокзалов	0,7	0,7	0,6
1.14 Помещения для скота	0,5	0,5	0,3
1.15 Складские помещения	1,0	0,9	0,8
1.16 Транспортные проезды при: а) весе транспортного средства не более 30кН б) то же, более 30кН, но менее 160кН	0,7 0,7	0,7 0,5	0,6 0,3
2 Снеговая нагрузка	0,7	0,5	0,3
3 Ветровая нагрузка	0,6	0,2	0,0
4 Температурное воздействие (за исключением пожара)	0,6	0,5	0,0
5 Другие, включая крановые:	0,8	0,7	0,5
а) для групп режимов работы кранов 4К—6К*	0,8	0,7	0,5
б) то же 7К	0,8	0,7	0,6
в) “ 8К	0,8	0,7	0,7
6 Крыши (эксплуатируемые)	0,0	0,0	0,0
* Группы режимов работы кранов согласно действующих нормативных документов			

А.2 Расчетные значения нагрузок F_d определяют путем умножения их характеристического (нормативного) значения F_k на частный коэффициент безопасности по нагрузке γ_F , значения которого приведены в таблице А.2.

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k. \quad (\text{А.1})$$

Для постоянных нагрузок

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k. \quad (\text{A.2})$$

Для переменных нагрузок

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \text{ или } Q_d = \gamma_Q \cdot \psi_i \cdot Q_k. \quad (\text{A.3})$$

Для особых нагрузок (если непосредственно не устанавливается A_d) $A_d = \gamma_A \cdot A_k$.

Таблица А.2 – Значения частных коэффициентов безопасности γ_F для нагрузок

Эффект от воздействия	Частный коэффициент безопасности γ_F , при нагрузках		
	постоянных G_k, γ_G	переменных Q_k, γ_Q	особых A_k, γ_A
Неблагоприятный	1,35	1,50	Для соответствующих расчетных ситуаций
Благоприятный	1,00	0,00	

Значения частных коэффициентов безопасности для нагрузок при проверке статического равновесия конструкции следует принимать по таблице А.3.

Таблица А.3 – Значения частных коэффициентов безопасности для нагрузок при проверке условий статического равновесия против опрокидывания

Нагрузки	Частный коэффициент безопасности	
	Основное сочетание	Особое сочетание
Постоянные (собственный вес конструкции или ее элементов, напор воды, давление грунта), при эффекте: неблагоприятном благоприятном	1,1 0,9	1,0 1,0
Переменные, при эффекте: неблагоприятном благоприятном	1,5 0	1,0 0
Особые	—	1,0

А.3 Расчетные значения нагрузок, используемые в основном и особом сочетаниях, следует принимать по таблице А.4

Таблица А.4 – Расчетные значения нагрузок, используемых в основном и особом сочетаниях

Расчетное сочетание	Нагрузка			
	Постоянная G_d	Переменная		Особая
		Доминирующая, со своими нормативными значениями	Остальные, со своими комбинационными значениями	
Основное	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k$	—
Особое	$\gamma_{GA} \cdot G_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\gamma_A \cdot A_k^*$
* Если непосредственно не установлено значение A_d .				

А.4 При расчете конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать следующие сочетания нагрузок:

- а) при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия усилия предварительного напряжения, наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний:

- первое основное сочетание

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (\text{A.4})$$

- второе основное сочетание

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.5})$$

- б) особое сочетание

$$\sum_j (\gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.6})$$

где $G_{k,j}$ – Характеристические (нормативные) значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$ – Характеристическое (нормативное) значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$ – Характеристические (нормативные) значения сопутствующих переменных нагрузок;

A_d – расчетное значение особого воздействия;

$\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$\gamma_{GA,j}$ – то же, для особой комбинации;

$\gamma_{Q,i}$ – то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}, \psi_{1,1}, \psi_{2,i}$ – коэффициенты сочетаний переменных нагрузок, принимаемые по таблице А.1;

ξ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Для учета влияния длительности действия нагрузок при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать практически постоянное сочетание:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.7})$$

А.5 При расчете конструкций по предельным состояниям второй группы следует принимать следующие сочетания нагрузок:

- нормативное (редкое) сочетание

$$\sum_j (G_{k,j}) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}); \quad (\text{A.8})$$

- частое сочетание

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.9})$$

- практически постоянное сочетание

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}). \quad (\text{A.10})$$

В расчетах по предельным состояниям второй группы следует принимать сочетание, которое дает наиболее неблагоприятный эффект, если это не установлено дополнительными требованиями настоящего пособия.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

(информационное)

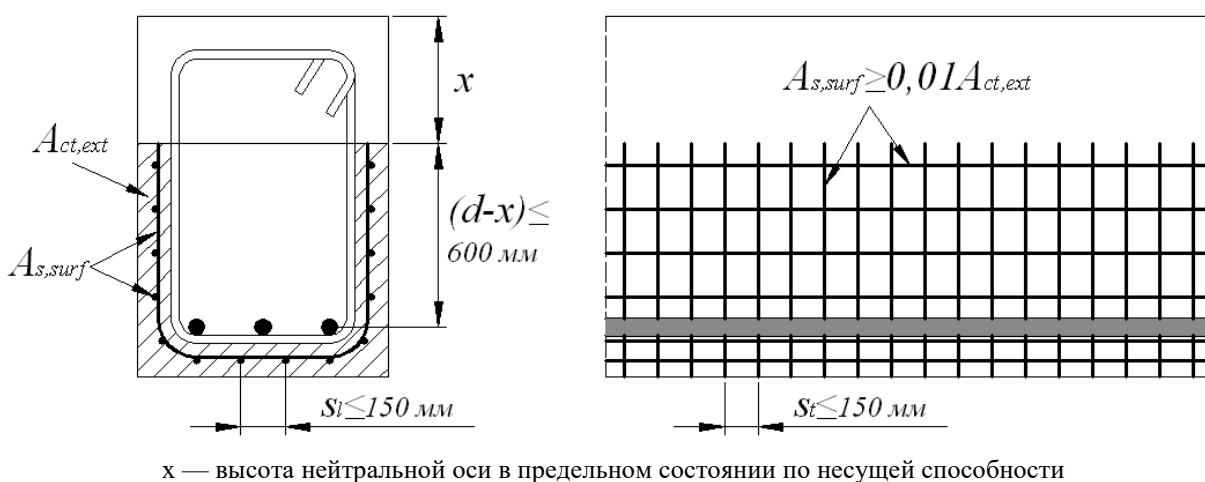
Правила конструирования для отдельных ситуаций

Б.1 Поверхностная арматура

Б.1.1 Поверхностная арматура, сопротивляющаяся отслоению бетона, должна быть установлена, если главная арматура составлена из:

- стержней диаметром более 32 мм;
- пучка стержней с эквивалентным диаметром более 32 мм (см. Раздел 6.8).

Поверхностная арматура должна состоять из проволочных сеток или стержней с малыми диаметрами и быть расположена за пределами хомутов, см. Рисунок Б.1



x — высота нейтральной оси в предельном состоянии по несущей способности

Рисунок Б.1 — Примеры поверхностной арматуры

Б.1.2 Площадь сечения поверхностной арматуры $A_{s,surf}$ должна быть не менее чем $A_{s,surf,min} = 0,01 A_{ct,ext}$ в двух направлениях, где $A_{ct,ext}$ — площадь сечения растянутого бетона за пределами хомутов (см. Рисунок Б.1) — параллельно и перпендикулярно растянутой арматуре балки.

Б.1.3 Если защитный слой для арматуры превышает 70 мм, для повышенной долговечности подобная поверхностная арматура должна быть установлена с площадью сечения $0,005 A_{ct,ext}$ в каждом направлении.

Б.1.4 Минимальный защитный слой для поверхностной арматуры приведен в 4.4.1.2[1].

Б.1.5 Продольные стержни поверхностной арматуры могут быть учтены как продольная арматура для восприятия изгибающего момента, а поперечные стержни — как арматура для восприятия поперечного усилия, если они отвечают требованиям по расположению и анкеровке этих видов арматуры.

Б.2 Углы рам

Б.2.1 Общие положения

Б.2.1.1 Прочность бетона $\sigma_{Rd,max}$, должна быть определена согласно 6.5.2[1] (сжатые зоны с поперечной арматурой или без нее).

Б.2.2 Углы рам с замыкающим моментом

Б.2.2.1 При почти равных высотах колонны и балки ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (см. Рисунок Б.2 а)) не требуется проверка хомутов или длин анкеровки в зоне примыкания колонны и балки, если вся растянутая арматура балки загнута вокруг угла.

Б.2.2.2 На рисунке Б.2 б) показана модель «распорка и тяж» при $h_2/h_1 < 2/3$ с ограниченным пределом $0,4 \leq \tan \theta \leq 1$.

Б.2.2.3 Длина анкеровки l_{bd} должна быть определена для усилия $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.

Б.2.2.4 Арматура должна быть установлена для восприятия поперечных растягивающих усилий перпендикулярно к плоскости узла.

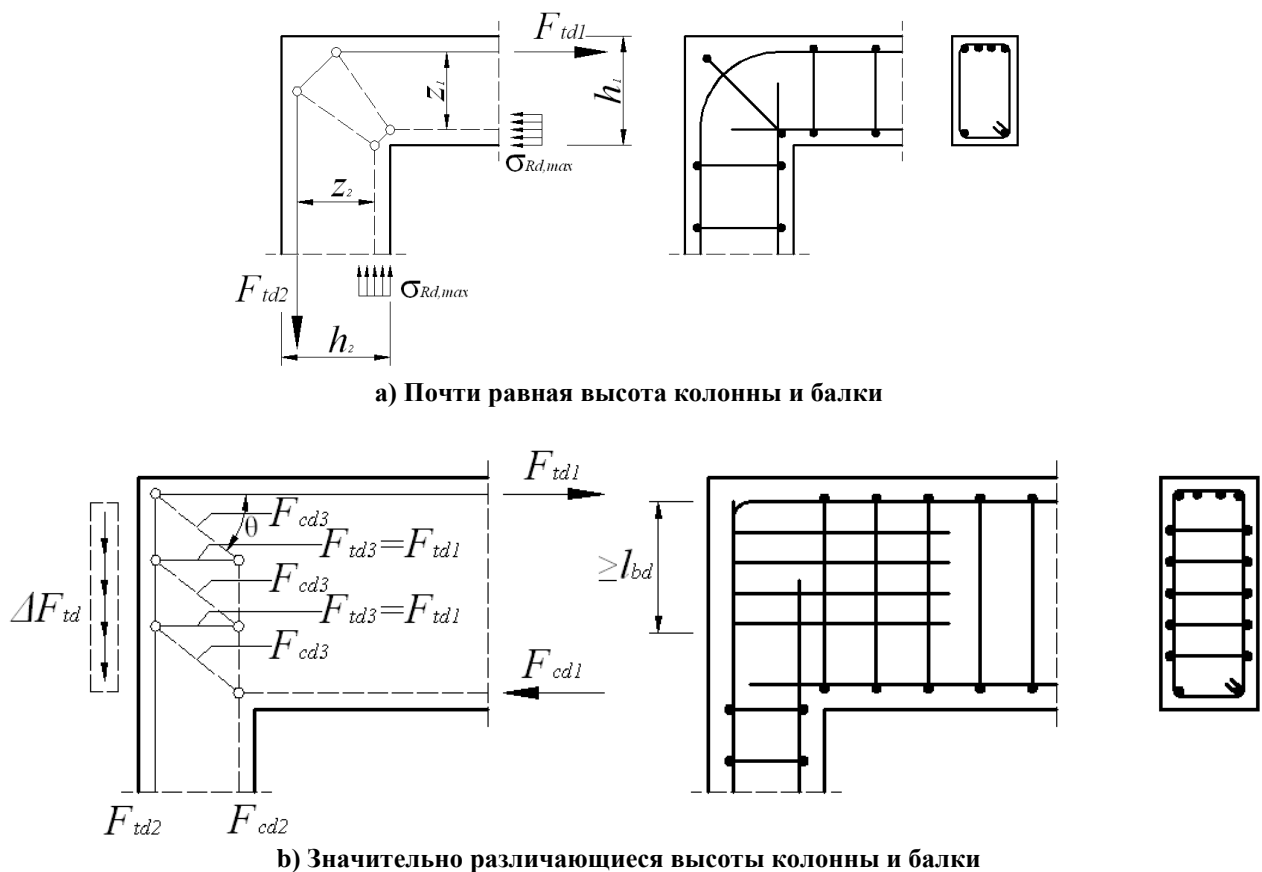
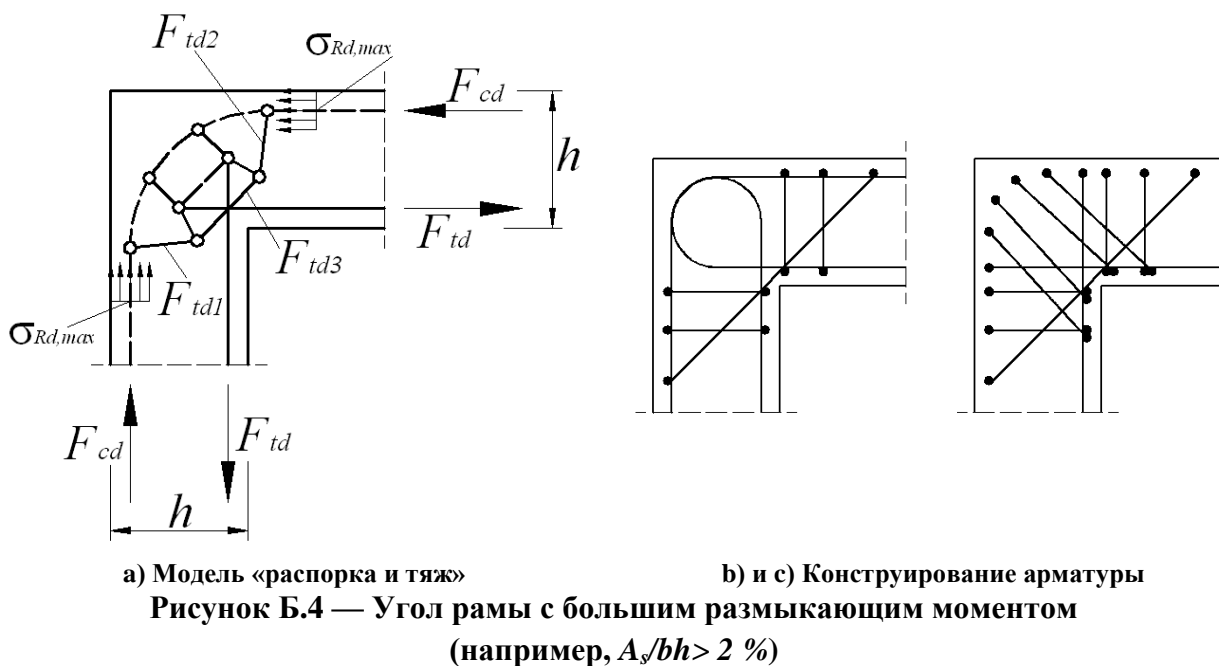
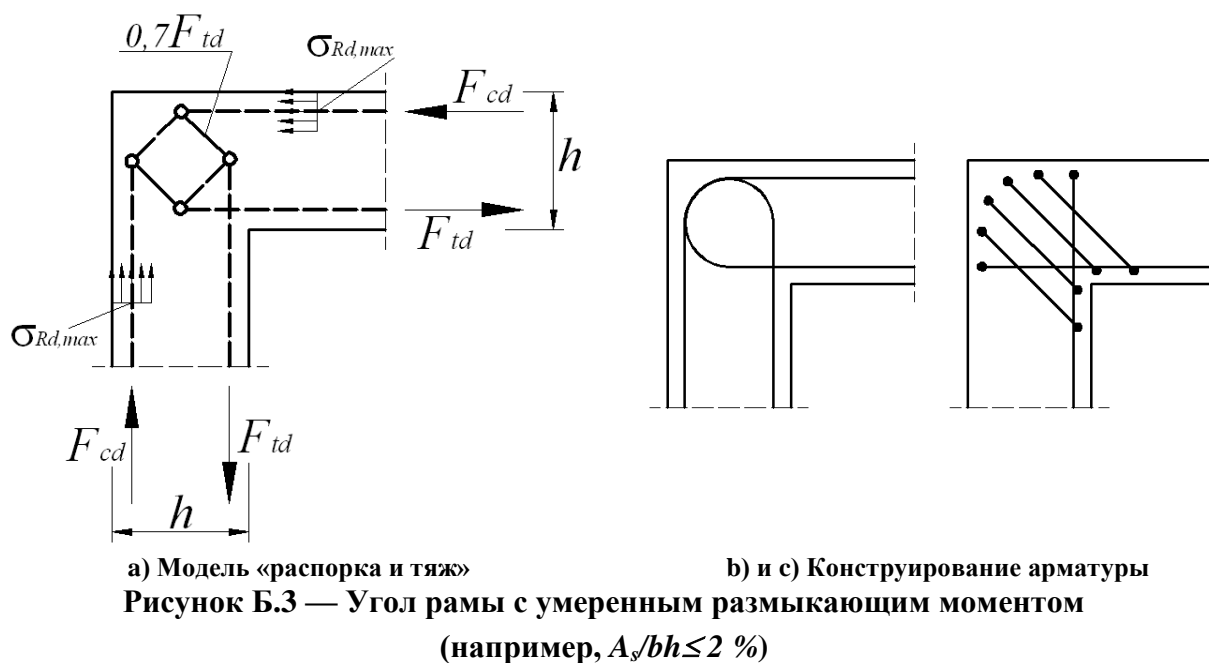


Рисунок Б.2 — Угол рамы с замыкающим моментом. Модель и армирование

Б.2.3 Углы рам с размыкающим моментом

Б.2.3.1 При примерно равных высотах колонны и балки могут быть использованы модели «распорка и тяж», приведенные на рисунках Б.3 а) и Б.4 а). Арматура должна быть установлена в зоне угла в виде петли, или как два нахлестывающихся друг на друга U-образных стержня в комбинации с наклонными хомутами, как это показано на рисунках Б.3 б) и с) и на рисунках Б.4 б) и с).

Б.2.3.2 При больших размыкающих моментах диагональный стержень и хомуты против откалывания должны быть установлены как показано на рисунке Б.4.



Б.3 Консоли

Б.3.1 Консоли ($a_c < z_0$) могут быть рассчитаны при помощи моделей «распорки и тяжи», как это описано в Разделе 6.5 [1] (см. Рисунок Б.5). Наклон распорки ограничен до $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

Б.3.2 Если $a_c < 0,5h_c$, замкнутые горизонтальные или наклонные хомуты с $A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$ должны быть установлены в дополнение к главной растянутой арматуре (см. Рисунок А.6 а), где $k_1 = 0,25$.

Б.3.3 Для $a_c > 0,5h_c$ и $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (см. 6.2.2[1]) замкнутые вертикальные хомуты с $A_{s,lnk} \geq k_2 F_{Ed} / f_{yd}$ должны быть установлены в дополнение к главной растянутой арматуре (см. Рисунок А.6 б), где $k_2 = 0,5$.

Б.3.4 Главная растянутая арматура должна быть заанкерена по обоим концам. Она должна быть заанкерена в поддерживающем элементе на противоположной грани, и длина анкеровки должна быть измерена от положения вертикальной арматуры около грани. Арматура должна быть заанкерена в консоли, а длина анкеровки должна быть измерена от внутреннего края нагрузочной плиты.

Б.3.5 Если имеются особые требования по ограничению ширины трещин, то наклонные хомуты будут эффективными.

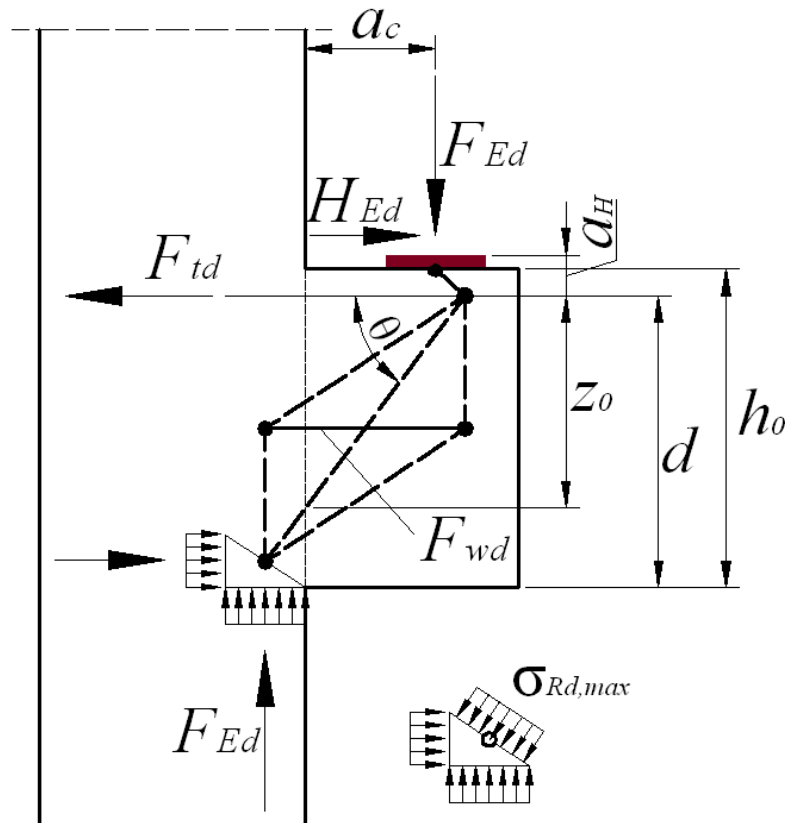
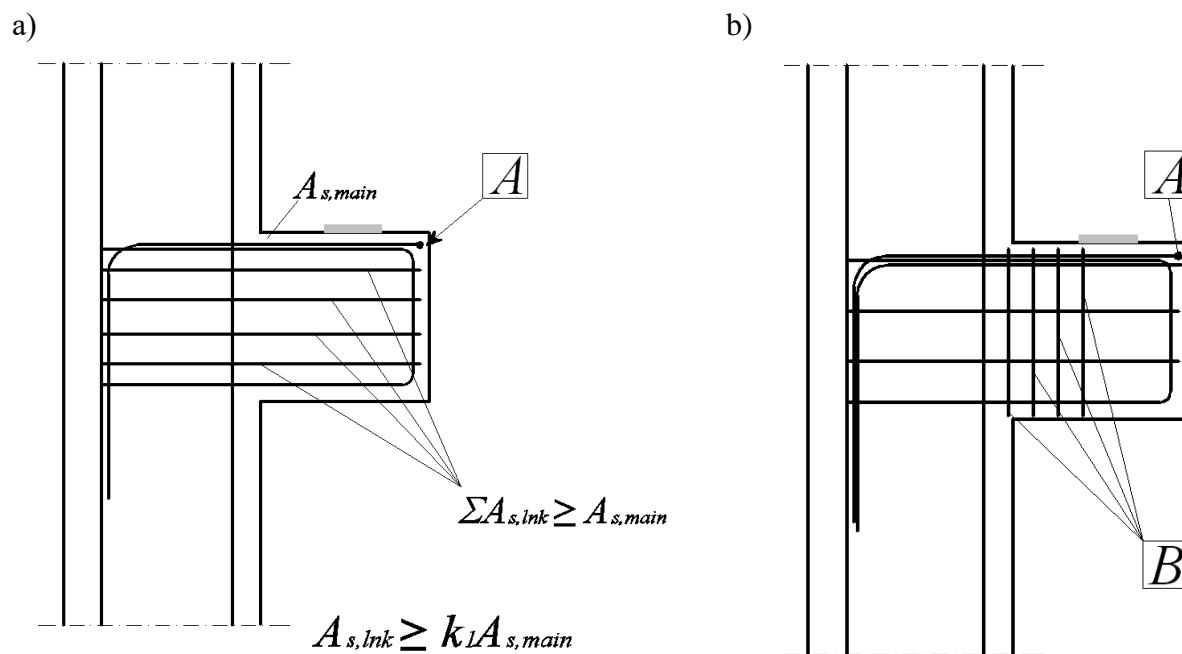


Рисунок Б.5 — Модель «распорка и тяж» для консоли



\boxed{A} — анкерные устройства или петли; \boxed{B} — хомуты

Рисунок Б.6 — Конструирование арматуры консоли:

а — арматура при $a_c \leq 0,5h_c$ б — арматура при $a_c > 0,5h_c$

ПРИЛОЖЕНИЕ В

(информационное)

Алгоритмы расчета прочности сечений, нормальных и наклонных к продольной оси элемента

В.1 Алгоритм расчета прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

В.1.1 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента, рекомендуется производить согласно следующему алгоритму итерационного процесса.

В.1.1.1 Согласно общему методу расчета по деформационной модели по формулам (9.2) рассчитывают значения элементов матрицы жесткости для составных сечений, используя начальные значения модулей упругости для бетонов и арматуры.

Определяют параметры вектора деформаций из решения системы уравнений общего случая:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ k_x \\ k_y \end{Bmatrix}_1 = [R_1]^{-1} \cdot \begin{Bmatrix} N_z \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix}_{Sd}, \quad (\text{B.1})$$

где $\{N_z, M_x, M_y\}_{Sd}^T$ – вектор расчетных усилий, действующих на составное сечение.

В.1.1.2 После определения параметров вектора деформаций из системы уравнений (Б.1) рассчитывают деформированное состояние составного сечения по формулам (8.3).

В.1.1.3 В соответствии с установленным распределением относительных продольных деформаций по сечению, пользуясь диаграммами деформирования « $\sigma - \varepsilon$ », для материалов определяют распределение напряжений в пределах элементарных участков (площадей) по высоте сечения.

В.1.1.4 Численным интегрированием по сечению определяют результирующие усилия, действующие на составное сечение:

$$\begin{cases} N_{cal} = \sum_n A_{cn} \sigma_{cn} + \sum_m A_{cm} \sigma_{cm} + \sum_k A_{sk} \sigma_{sk} \\ M_{x,cal} = \sum_n A_{cn} \sigma_{cn} x_n + \sum_m A_{cm} \sigma_{cm} x_m + \sum_k A_{sk} \sigma_{sk} x_k \\ M_{y,cal} = \sum_n A_{cn} \sigma_{cn} y_n + \sum_m A_{cm} \sigma_{cm} y_m + \sum_k A_{sk} \sigma_{sk} y_k \end{cases} \quad (\text{B.2})$$

Положение нейтральной оси в сечении следует определять из решения уравнения

$$\varepsilon_0 + k_x y + k_y x = 0. \quad (\text{B.3})$$

В.1.1.5 По вычисленным значениям результирующих усилий $\{N_z, M_x, M_y\}_{cal}^T$ определяют вектор разностей:

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N_z \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix}_{cal} - \begin{Bmatrix} N_z \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix}_{Sd} \quad (B.4)$$

и определяют приращения параметров вектора деформаций, при которых вектор разностей $\{R\}$ обращается в $\{0\}$, из условия

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial R_1}{\partial \varepsilon_z} & \frac{\partial R_1}{\partial k_x} & \frac{\partial R_1}{\partial k_y} \\ \frac{\partial R_2}{\partial \varepsilon_z} & \frac{\partial R_2}{\partial k_x} & \frac{\partial R_2}{\partial k_y} \\ \frac{\partial R_3}{\partial \varepsilon_z} & \frac{\partial R_3}{\partial k_x} & \frac{\partial R_3}{\partial k_y} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_z \\ \Delta k_x \\ \Delta k_y \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \end{Bmatrix}_2, \quad (B.5)$$

где $\{\Delta \varepsilon_z, \Delta k_x, \Delta k_y\}$ – искомый вектор приращений деформаций, при которых $\{R\} = \{R_0\}$, или вектор разностей обращается в нуль.

Матрица жесткостей в частных производных является скорректированной матрицей жесткости для составного сечения с трещиной и рассчитывается из условия

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial R_1}{\partial \varepsilon_z} & \frac{\partial R_1}{\partial k_x} & \frac{\partial R_1}{\partial k_y} \\ \frac{\partial R_2}{\partial \varepsilon_z} & \frac{\partial R_2}{\partial k_x} & \frac{\partial R_2}{\partial k_y} \\ \frac{\partial R_3}{\partial \varepsilon_z} & \frac{\partial R_3}{\partial k_x} & \frac{\partial R_3}{\partial k_y} \end{bmatrix} \cong [R]_{2,cr}, \quad (B.6)$$

где $[R]_{2,cr}$ – матрица жесткости для сборно-монолитного сечения с трещиной, элементы которой определены без учета растянутого бетона, принимая скорректированные модули деформаций сжатого бетона для элементарных площадей и арматуры.

Решение системы уравнений (B.4) дает приращение параметров, описывающих деформированное состояние сечения с учетом его исходного состояния. Окончательное значение вектора деформаций определяют:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ k_x \\ k_y \end{Bmatrix}_{итер,i} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ k_x \\ \psi_y \end{Bmatrix}_{итер,i-1} + \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_z \\ \Delta k_x \\ \Delta k_y \end{Bmatrix}_i. \quad (B.7)$$

Прочность составного сечения считается обеспеченной, если удовлетворяются критерии, представленные в 9.4.2.

В.1.2 Допускается производить расчет прочности составного сечения по деформационной модели без промежуточного определения результирующих усилий, действующих на составное сечение. В этом случае расчет выполняют в следующей последовательности:

- а) определяют параметры вектора деформаций по формуле (B.1) в предположении упругой работы конструкции;

- б) по формулам (8.3) рассчитывают продольные относительные деформации бетона и арматуры для центров элементарных участков по высоте сечения;
- в) по аналитическим зависимостям, описывающим диаграммы деформирования для материалов, определяют напряжения для элементарных площадок и соответствующие секущие модули деформаций:

$$E'_{cm(n)} = \frac{\sigma_{m(n)}}{\varepsilon_{cm(n)}}; E'_{sk} = \frac{\sigma_{sk}}{\varepsilon_{sk}}; \quad (B.8)$$

- г) по формулам (8.2) корректируют элементы матрицы жесткости. При этом принимают для элементарных полей по сечению значения секущих модулей деформаций, рассчитанных по формулам (B.8). Положение нейтральной оси сечения определяют по формуле (B.3);
- д) возвращаются в начало настоящего алгоритма и повторяют расчет. Итерационный процесс может считаться законченным, если относительное среднеквадратичное отклонение элементов вектора деформаций на двух смежных итерациях удовлетворяет условию

$$\sqrt{\frac{1}{3} \cdot \left[\left(\frac{\varepsilon_{2,i} - \varepsilon_{2,i+1}}{\varepsilon_{2,i} + \varepsilon_{2,i+1}} \right)^2 + \left(\frac{k_{x,i} - k_{x,i+1}}{k_{x,i} + k_{x,i+1}} \right)^2 + \left(\frac{k_{y,i} - k_{y,i+1}}{k_{y,i} + k_{y,i+1}} \right)^2 \right]} \leq \Delta. \quad (B.9)$$

Допускается принимать $\Delta = 0,001$.

Прочность считается обеспеченной, если удовлетворены критерии, представленные в 9.4.2.

В.2 Алгоритм подбора арматуры в составных сечениях, нормальных к продольной оси элемента, при использовании упрощенных билинейных диаграмм деформирования бетона

Подбор арматуры в составных сечениях, нормальных к продольной оси элемента, рекомендуется производить согласно следующему алгоритму итерационного процесса.

В.2.1 Назначают высоту сжатой зоны составного сечения $x_{(1)}$.

В.2.2 При заданных значениях относительных деформаций наиболее сжатой грани сечения $\varepsilon_{su(i)}$ для бетона соответствующего класса и высоты сжатой зоны $x_{(1)}$ устанавливают распределение относительных продольных деформаций по высоте составного сечения.

В.2.3 Проверяют условие

$$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{su}, \quad (B.10)$$

где ε_{sy} , ε_{su} — относительные деформации растянутой арматуры, определяемые в соответствии с ее классом;

ε_{st} — относительные деформации наиболее растянутого ряда продольной арматуры, определяемые по формуле

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cu3(m)} \cdot \frac{(d-x)}{x}, \quad (\text{B.11})$$

здесь $\varepsilon_{cu3(m)}$ – предельная относительная деформация монолитной части сечения.

В.2.4 Для установленного распределения продольных деформаций по высоте составного сечения, используя диаграммы деформирования для соответствующих бетонов, попадающих в сжатую зону сечения, рассчитывают значения напряжений и выполняют построение эпюры распределения напряжений по высоте сжатой зоны составного сечения.

В.2.5 Определяют величину равнодействующей напряжений в бетоне сжатой зоны сечения и расстояние от нейтральной оси до точки приложения равнодействующей усилий:

$$x_0 = \frac{S_F}{A_F}, \quad (\text{B.12})$$

где S_F – статический момент эпюры напряжений в сжатой зоне сечения относительно нейтральной оси;

A_F – площадь эпюры напряжений в сжатой зоне сечения.

В.2.6 Проверяют условие

$$M_{Sd} = M_{Rd}, \quad (\text{B.13})$$

где M_{Rd} – момент внутренних сил относительно центра тяжести растянутой арматуры, определяемый по формуле

$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot (d - x + x_0) + \sum_k F_{sk} z_{sk}, \quad (\text{B.14})$$

здесь F_{cc} – равнодействующая усилий в сжатой зоне сечения;

d – рабочая высота сечения, определяемая как расстояние от наиболее сжатой грани сечения до центра тяжести наиболее растянутого ряда арматуры;

F_{sk} – равнодействующая усилий в сжатой арматуре;

z_{sk} – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до центра тяжести соответствующего стержня в сжатой зоне сечения.

Допускается определять величину момента M_{Rd} , разбивая сжатую зону сечения на отдельные участки с характерным распределением напряжений (равномерным или линейным), по формуле

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^n F_{cci} z_{ci}, \quad (\text{B.15})$$

где F_{cci} – равнодействующая усилий для i -го элементарного участка сжатой зоны сечения;

z_{ci} – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до соответствующей равнодействующей усилий F_{cci} .

В.2.7 Если условие (B.13) не выполняется, возвращаются к В.2.1, изменяют высоту сжатой зоны x и расчет повторяют. Если условие (B.13) выполняется, требуемую площадь растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = \frac{M_{Sd} - \sum_k F_{sk,c} z_{sk,c}}{f_{yd} \cdot (d - x + x_0)}, \quad (\text{B.16})$$

где f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры, определяемое для соответствующего класса;

$F_{sk,c}$, $z_{sk,c}$ —соответственно равнодействующая усилий в арматуре и расстояние до центра тяжести арматуры в сжатой зоне сечения.

В.3 Алгоритм проверки прочности составных сечений, нормальных к продольной оси элемента, при использовании упрощенных билинейных диаграмм деформирования бетона

В.3.1 В расчетном сечении задают положение нейтральной оси. В первом приближении положение нейтральной оси может быть задано из условия

$$\left(\frac{x}{d}\right) = \left(\frac{x}{d}\right)_{\lim}, \quad (\text{B.17})$$

где $\left(\frac{x}{d}\right)_{\lim}$ —граничное значение относительной высоты сжатой зоны, для бетона монолитной части сечения и соответствующего класса арматуры.

В.3.2 Задают величину относительной деформации наиболее сжатой грани сечения. В первой итерации относительную деформацию наиболее сжатой грани сечения можно принять равной $\varepsilon_{cc2} = 0,5\varepsilon_{cu3(2)}$.

В.3.3 Задают распределение продольных относительных деформаций по высоте составного сечения. Относительные деформации арматуры, располагаемой по высоте расчетного сечения, рассчитывают по формуле

$$\varepsilon_{sk} = \varepsilon_{cc2} + y'_{sk} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cc2}}{x}\right), \quad (\text{B.18})$$

где y'_{sk} —расстояние от наиболее сжатой грани сечения до центра тяжести k -го стержня арматуры.

В.3.4 Используя билинейные диаграммы деформирования для составляющих сечение бетонов, устанавливают распределение напряжений по высоте сжатой зоны сечения и значения равнодействующих усилий в бетоне F_{cci} . Усилия в арматуре определяют по величине относительных продольных деформаций:

$$F_{sk} = \varepsilon_{sk} E_{sk} A_{sk}, \quad (\text{B.19})$$

где A_{sk}, E_{sk} — соответственно площадь сечения и модуль упругости k -го арматурного стержня.

В.3.5 Проверяют условие равновесия по сумме проекций всех сил на продольную ось:

$$\sum_i F_{cci} + \sum_k F_{sk} + N_{sd,z} = 0. \quad (\text{B.20})$$

В.3.6 Если условие (B.20) не выполняется, принимают новое положение нейтральной оси сечения и расчет повторяют, начиная с В.3.1.

В.3.7 Если условие (B.20) выполняется, проверяют условие равновесия моментов относительно выбранной оси по высоте сечения. В общем случае при армировании, распределенном по сечению, условие равновесия моментов составляют относительно нейтральной оси сечения. В случае, если арматура сосредоточена у наиболее растянутой

границы сечения, условие равновесия возможно составить относительно ее центра тяжести. В общем случае условие равновесия моментов:

$$\sum_i F_{cui} z_{ci} + \sum_k F_{sk} y_{sk} + (M_{sd} + N_{sd,z} e_y) = 0, \quad (\text{B.21})$$

где e_y – эксцентриситет приложения силы $N_{sd,z}$ относительно выбранной оси.

В.3.8 Если условие (B.21) не выполняется, принимают новое значение относительной продольной деформации наиболее сжатой грани сечения ε_{cc2} с шагом 0,1 % и возвращаются к В.3.2. При этом проверяют условие $\varepsilon_{cc2} \leq \varepsilon_{cu3(2)}$.

В.4 Алгоритм проверки прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Проверку прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы необходимо производить по алгоритму.

Угол наклона θ и величину проекции рассматриваемой наклонной трещины l_{inc} на горизонтальную ось следует определять итерационным путем в соответствии со следующим алгоритмом.

В.4.1 Задают угол наклона θ прямой, соединяющей равнодействующие усилий в растянутой арматуре и сжатом бетоне, в интервале $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.

В.4.2 Задают плечо внутренней пары сил $z = 0,8d$.

В.4.3 Определяют положение основания наклонной трещины, исходя из ее проекции на горизонтальную ось:

$$l_{inc} = z \cot \theta. \quad (\text{B.22})$$

В.4.4 Находят равнодействующую усилий в растянутой арматуре у основания наклонной трещины в сечении $A - B'$ в соответствии с рисунком В.1:

$$F_{st} = \frac{M_{sd,A}}{(d - kx_p)} + 0,5V_{sd,A} \cdot \cot \theta. \quad (\text{B.23})$$

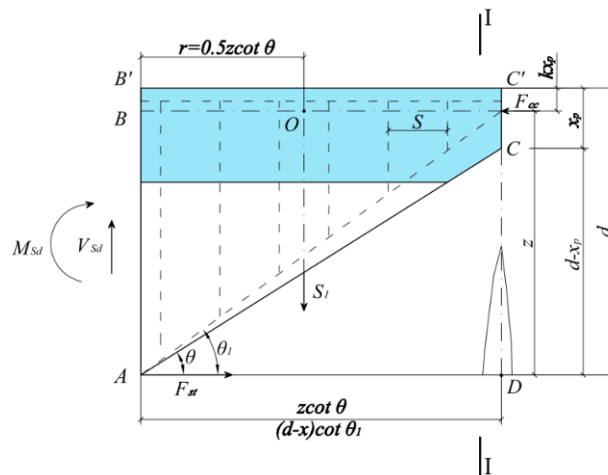


Рисунок В.1

В.4.5 Выполнив расчет сечения $D - C'$, нормального к продольной оси элемента, с использованием уравнений деформационной модели, приведенных в 8.4.2.1, определяют высоту сжатой зоны x_p над вершиной наклонной трещины и положение равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения $F_{cc} = F_{st}$ (см. Рисунок В.1).

В.4.6 Сравнивают значения плеча внутренней пары сил z , принятое в В.4.2 и полученное в В.4.5. Если $z' \neq z$, то возвращаются к В.4.2 и изменяют значение z .

В.4.7 Определяют уточненное значение угла наклона диагональной трещины по зависимости

$$\cot \theta_1 = \frac{(d - kx_p)}{(d - x_p)} \cdot \cot \theta. \quad (\text{В.24})$$

В.4.8 Определяют продольную относительную деформацию ε_x в сечении $A - B'$ на уровне продольной растянутой арматуры (см. Рисунок В.1):

$$\varepsilon_x = \frac{M_{sd} / z + 0,5N_{sd} + 0,5V_{sd} \cot \theta}{E_s A_s}. \quad (\text{В.25})$$

В.4.9 Затем, используя основные расчетные положения модифицированной теории полей сжатия (МТСФ) при известных продольных деформациях ε_x и относительном уровне касательных напряжений τ/f' , по таблицам значений θ , используемых при расчете прочности наклонных сечений по общему деформационному методу расчета, определяют угол наклона трещины θ и сравнивают его с полученным по формуле (В.24) углом θ_1 .

Если $\theta_1 \neq \theta$, возвращаются к В.4.1 и изменяют значение угла θ . Расчет выполняют до тех пор, пока не будет выполнено ранее описанное условие.

В расчете прочности наклонных сечений следует использовать полученное значение угла наклона диагональной трещины θ_1 . Расчет выполняют в соответствии с положениями общего деформационного расчета.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г (информационное)

ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

Пример – Г.1

Расчет прочности сечения, нормального к продольной оси элемента

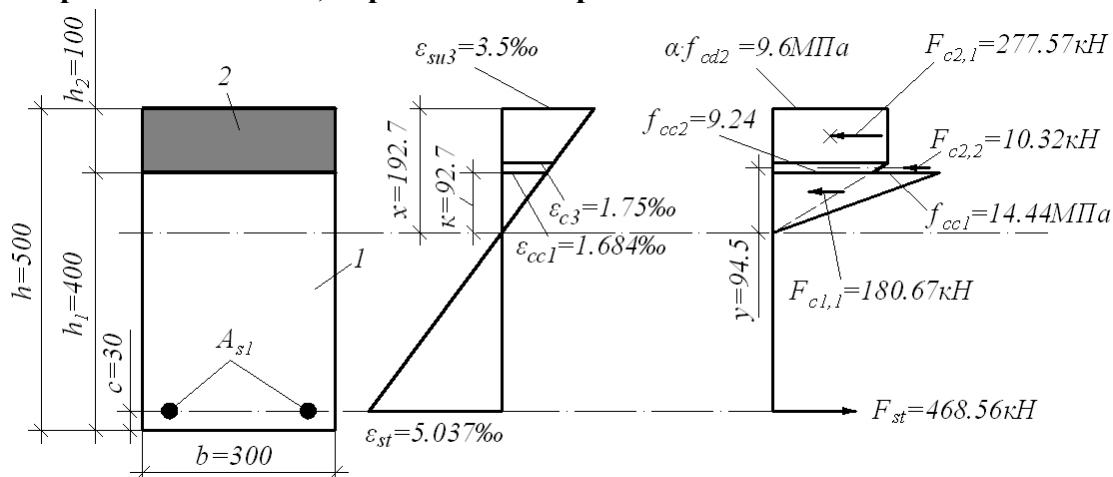


Рисунок Г.1.1. К расчету прочности сечения с использованием билинейных диаграмм деформирования бетона

Дано: Сечение изгибаемого элемента представлено на рисунке – Г.1.1. Размеры поперечного сечения: $h = 500$ мм, $h_1 = 400$ мм, $h_2 = 100$ мм, $b = 300$ мм, $c = 30$ мм. $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0,9$. Сборный элемент – бетон класса C^{25}_{30} , $f_{ck} = 25$ МПа; $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 16,67$ МПа. Монолитный бетон – бетон класса C^{16}_{20} , $f_{ck} = 16$ МПа; $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 10,67$ МПа. Продольная стержневая арматура класса $St500$; $f_{yd} = 435$ МПа. Физико-механические свойства арматуры показаны на рисунке Г.1.2. Расчетный момент от действия внешней нагрузки в сечении $M_{Ed} = 180$ кН·м.

Требуется:

Определить площадь растянутой арматуры A_s .

Расчет:

Расчет прочности сечения, нормального к продольной оси элемента выполняют согласно п.9.4 настоящего пособия и п.6.1 [1].

В расчете используем двухлинейную диаграмму деформирования для бетона в соответствии с п.6.5.2. По таблице 6.1 принимаем при расчете по прочности значения параметрических точек диаграммы деформирования показанных на рисунке - Г.1.2:

- для монолитного бетона: $\eta \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd2} = 1 \cdot 0,9 \cdot 10,67 = 9,6$ МПа, $\varepsilon_{c3(m)} = 1,75$ ‰, $\varepsilon_{cu3(m)} = 3,5$ ‰;

- для бетона сборного элемента: $\eta \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd1} = 1 \cdot 0,9 \cdot 16,67 = 15 \text{ МПа}$, $\varepsilon_{c3(p)} = 1,75 \text{ ‰}$,
 $\varepsilon_{cu3(p)} = 3,5 \text{ ‰}$

Алгоритм подбора арматуры в составных сечениях, нормальных к продольной оси элемента, при использовании упрощенных билинейных диаграмм деформирования бетона изложен в Приложении В, п.В.2.

Проверяют условие (В.13):

$$M_{Ed} = M_{Rd}$$

В первом приближении принимаем высоту сжатой зоны бетона согласно п.9.4.3.2.

$$x = 0,41 \cdot d = 0,41 \cdot 470 = 192,7 \text{ мм.}$$

Принимая во внимание то, что деформация на уровне наиболее сжатой грани бетона достигла предельного значения $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$, определяем деформацию на уровне наиболее сжатой грани сборной части сечения:

$$\varepsilon_{cc1} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (x - h_2)}{x} = \frac{3,5 \cdot (192,7 - 100)}{192,7} = 1,684 \text{ ‰},$$

$$k = \frac{\varepsilon_{cc1} \cdot x}{\varepsilon_{cu3}} = \frac{1,684 \cdot 192,7}{3,5} = 92,716 \text{ мм}$$

Выполним проверку условия (В.10):

$$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{su}$$

Деформация на уровне растянутой арматуры из (В.11):

$$\varepsilon_s = (d - x) \cdot \frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = (470 - 192,7) \cdot \frac{3,5}{192,7} = 5,037 \text{ ‰}$$

Деформация в арматуре превысила значение, соответствующее пределу текучести $\varepsilon_{sy} = 2,18 \text{ ‰}$, но не превышает предельного значения $\varepsilon_{sR} = 10 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{sR} = 0,01$, $2,18 < 5,037 < 10 \text{ ‰}$, т.е. условие (В.10) выполняется.

Определяем равнодействующие сжимающих усилий $F_{c2,1}$, $F_{c2,2}$, $F_{cc,1}$ на соответствующих участках эпюры напряжений в соответствии с рисунком – Г.1.1.

$$F_{c2,1} = \eta \cdot \alpha_{cc} f_{cd2} \cdot b \cdot \left(\frac{x}{2} \right) = 1 \cdot 0,9 \cdot 10,67 \cdot 300 \cdot \frac{192,7}{2} \cdot 10^{-3} = 277,57 \text{ кН},$$

здесь высота сжатой зоны принимается $x/2$ из соотношения $\frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = \frac{1,75}{3,5} = 0,5$

Определяем на конечном трапециевидном участке эпюры напряжений значение напряжения, исходя из соответствующей деформации по диаграмме деформирования для бетона согласно приложению В.

$$f_{cc2} = m_{ins} \cdot \varepsilon_{cc1} \cdot 10^{-3} = 5,4874 \cdot 10^3 \cdot 1,684 \cdot 10^{-3} = 9,24 \text{ МПа},$$

где m_{ins} – коэффициент «наклона» участка на диаграмме деформирования, соответствующего деформациям от $\varepsilon_c = 0 \text{ ‰}$ до $\varepsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$ для бетона класса $C^{16/20}$, определяемый как отношение:

$$m_{ins} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cd2}}{\varepsilon_{c3}} = \frac{1 \cdot 0,9 \cdot 10,67}{1,75 \cdot 10^{-3}} = 5,4874 \cdot 10^3,$$

$$F_{c2,2} = \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{cd2} + f_{cc2})}{2} \cdot b_w \cdot \left(x - k - \frac{x}{2} \right) = \frac{(1 \cdot 0,9 \cdot 10,67 + 9,24)}{2} \cdot 300 \times$$

$$\times \left(192,7 - 92,7 - \frac{192,7}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 10,315 \text{ кН}$$

Определяем максимальную интенсивность на треугольном участке эпюры напряжений, исходя из соответствующей ей деформации по диаграмме деформирования для бетона сборной части сечения класса $C^{20/25}$:

$$f_{cc1} = m_p \cdot \varepsilon_{cc1} \cdot 10^{-3} = 8,5731 \cdot 10^3 \cdot 1,684 \cdot 10^{-3} = 14,437 \text{ МПа},$$

где m_p – коэффициент «наклона» участка на диаграмме деформирования, соответствующего деформациям от $\varepsilon_c = 0\text{‰}$ до $\varepsilon_{c3} = 1,75\text{‰}$ для бетона класса $C^{20/25}$, определяемый как отношение:

$$m_p = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cd1}}{\varepsilon_{c3}} = \frac{0,9 \cdot 16,67}{1,75 \cdot 10^{-3}} = 8,5731 \cdot 10^3;$$

$$F_{c1,1} = \alpha_{cc} \cdot f_{cc1} \cdot b_w \cdot \left(\frac{k}{2} \right) = 0,9 \cdot 14,437 \cdot 300 \cdot \left(\frac{92,7}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 180,672 \text{ кН}$$

Исходя из проекции всех сил на ось абсцисс, усилие в растянутой арматуре F_{st} будет равно сумме равнодействующих усилий в сжатой зоне бетона:

$$F_{st} = F_{c2,1} + F_{c2,2} + F_{c1,1} = 277,57 + 10,315 + 180,672 = 468,557 \text{ кН}$$

Расстояние от нейтральной оси до равнодействующей трапецевидного участка эпюры напряжений:

$$y = 0,5x - \frac{0,5x - k}{3} \cdot \frac{0,5x - k + 3k}{0,5x - k + 2k} = 0,5 \cdot 192,7 - \frac{0,5 \cdot 192,7 - 92,7}{3} \times$$

$$\times \frac{0,5 \cdot 192,7 + 2 \cdot 92,7}{0,5 \cdot 192,7 + 92,7} = 94,537 \text{ мм}$$

Моменты равнодействующих усилий в сжатой зоне бетона относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через центр тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Rd2,1} = F_{c2,1} \cdot \left(d - \frac{x}{4} \right) = 277,57 \cdot \left(470 - \frac{192,7}{4} \right) \cdot 10^{-3} = 117,086 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Rd2,2} = F_{c2,2} \cdot (d - x + y) = 10,32 \cdot (470 - 192,7 + 94,5) \cdot 10^{-3} = 3,837 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Rd1,1} = F_{c1,1} \cdot \left(d - \frac{1}{3} \cdot k - h_2 \right) = 180,67 \cdot \left(470 - \frac{1}{3} \cdot 92,7 - 100 \right) \cdot 10^{-3} = 61,265 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Несущая способность сечения определяется как сумма моментов, воспринимаемых разными участками сечения:

$$M_{Rd} = M_{Rd2,1} + M_{Rd2,2} + M_{Rd1,1} = 117,086 + 3,837 + 61,265 = 182,188 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Ed} = 180 < M_{Rd} = 182,188 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Разность между внутренним и внешним моментами составляет:

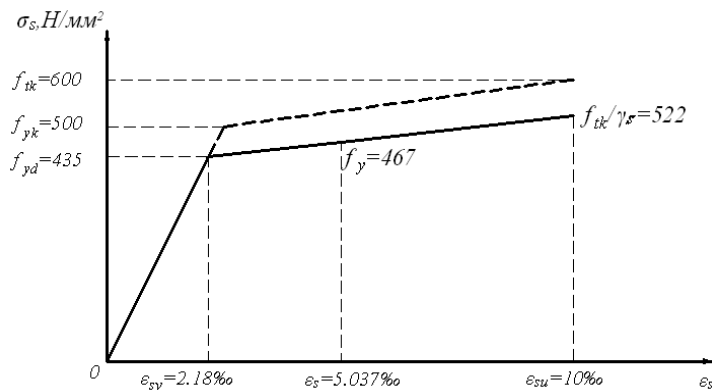
$$\frac{182,188-180}{180} \cdot 100 = 1,22\% < 3\%$$

Условие равновесия В.13 выполняется, т.к. невязка составляет 1,22%, что менее 3%.

Определяем площадь продольного армирования. При $\varepsilon_s = 5,037\text{‰} > \varepsilon_{sy} \cdot \sigma_s > f_{yd}$ (см. Рисунок - Г.1.2) $\sigma_s = 467 \text{ МПа}$.

$$A_{st} = \frac{F_{st}}{\sigma_s} = \frac{468,557}{467} \cdot \frac{10^4}{10^3} = 10,03 \text{ см}^2$$

Принимаем в соответствии с сортаментом арматурных стержней $2\varnothing 25 \text{ St500}$, $A_s = 9,82 < 10,03 \text{ см}^2$. Невязка при этом составляет 2,14% < 3%, что допустимо.



$$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}} = 1,2 ; \gamma_s = 1,15 ;$$

$$E_s = 200000 \text{ Н/мм}^2 \text{ (МПа)};$$

$$f_{yk} (f_{0.2k}) = 500 \text{ МПа} ;$$

$$f_{tk} = k \cdot f_{yk} = 1,2 \cdot 500 = 600 \text{ МПа};$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа};$$

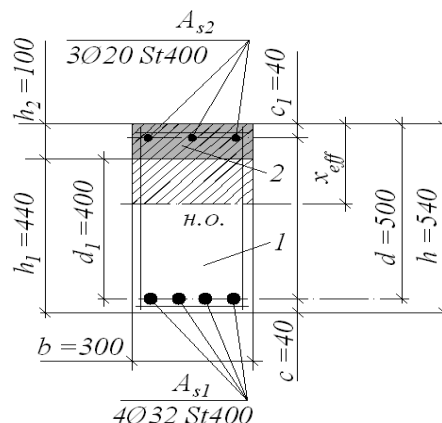
$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \text{ при } 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{sy} ; \varepsilon_{su} = \varepsilon_{sR} \leq 0,01, \quad \varepsilon_{su} = 1\% = 10 \text{ ‰};$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200000} = 0,00218, \quad \varepsilon_{sy} = 0,218\% = 2,18 \text{ ‰}$$

Рисунок Г.1.2. Расчетная диаграмма «напряжения-деформации» для стержневой арматуры периодического профиля класса St500

Пример – Г.2

Проверка прочности нормального сечения сборно-монолитного элемента



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон с рабочей арматурой в сжатой зоне

Рисунок Г.2. К проверке прочности нормального сечения сборно-монолитной балки с двойным армированием

Дано: Размеры сечения: $b = 300 \text{ мм}$, $h = 540 \text{ мм}$, $h_1 = 440 \text{ мм}$, $h_2 = 100 \text{ мм}$, $c = c_1 = 40 \text{ мм}$, $d = 500 \text{ мм}$; $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0,9$; бетон сборного элемента класса C^{25}_{30} , $f_{ck} = 25 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd1} = 25 \cdot 0,9 / 1,5 = 15 \text{ МПа}$, бетон омоноличивания класса C^{12}_{15} , $f_{ck2} = 12 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd2} = 12 \cdot 0,9 / 1,5 = 7,2 \text{ МПа}$; арматура класса $St400$, $f_{yd} = 348 \text{ МПа}$ с площадью сечения $A_{s1} = 3217 \text{ мм}^2 (4\varnothing 32)$ и $A_{s2} = 942 \text{ мм}^2 (3\varnothing 20)$; изгибающий момент от внешней нагрузки $M_{Ed} = 435 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется:

Проверить прочность нормального сечения.

Расчет:

Проверку прочности сечения производим согласно п. 9.4. Должно выполняться условие:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному эффективному сопротивлению бетона сжатию $\eta \cdot f_{cd}$, $\eta_1 = \eta_2 = \eta$. В сжатой зоне бетона принимается прямоугольная эпюра напряжений. Высота сжатой зоны должна быть меньше граничной в соответствии с п.3.1.7(3) [1]:

$$x_{eff} \leq x_{eff,lim}$$

При выполнении условия $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$ в растянутой арматуре напряжения достигают предельных значений f_{yd} .

Каждую арматуру и бетон с соответствующей частью вводят в расчет прочности с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим классам.

Расчет сечения выполняем в соответствии с 9.4.2.5. Проверяем условие (9.1):

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \eta \cdot f_{cd2} \cdot (h - h_1) \cdot b + f_{ydc} \cdot A_{s2}$$

$$348 \cdot 3217 = 1,12 \cdot 10^6 \quad 1,7,2 \cdot (540 - 440) \cdot 300 + 348 \cdot 942 = 5,438 \cdot 10^5$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = 11,2 \cdot 10^5 \text{ Н} > \eta \cdot f_{cd2} \cdot (h - h_1) \cdot b + f_{ydc} \cdot A_{s2} = 5,438 \cdot 10^5 \text{ Н}$$

Условие 9.1 не выполняется, нейтральная ось пересекает ребро, расчет производят с учетом работы монолитного и сборного бетонов в сжатой зоне по формулам 9.4-9.6 (к рисунку 9.4) заменив b_1 на b и приняв $b_2 = 0$.

$$M_{Rd} = \eta \cdot f_{cd2} \cdot b \cdot x_{eff} \left(d - 0,5 \cdot x_{eff} \right) + (\eta \cdot f_{cd1} - \eta \cdot f_{cd2}) \cdot x_1 \cdot b \cdot (d_1 - 0,5 \cdot x_1) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1),$$

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют из условия (9.5):

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} = \eta \cdot f_{cd2} \cdot b \cdot x_{eff} + (\eta \cdot f_{cd1} - \eta \cdot f_{cd2}) \cdot b \cdot (x_{eff} \cdot h + h_1),$$

откуда

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} + (\eta \cdot f_{cd1} - \eta \cdot f_{cd2}) \cdot (h - h_1) \cdot b}{\eta \cdot f_{cd1} \cdot b} =$$

$$= \frac{348 \cdot 3217 - 348 \cdot 942 + (1,15 - 1,7,2) \cdot (540 - 440) \cdot 300}{1,15 \cdot 300} = 227,933 \text{ мм}$$

Определяем граничную высоту эффективной сжатой зоны $x_{eff,lim}$:

$$x_{eff,lim} = \xi_{lim} \cdot d = 0,534 \cdot 500 = 267 \text{ мм}, \text{ где } \xi_{lim} = \frac{0,8}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{348}{700}} = 0,534$$

Условие $x_{eff} = 227,933 \text{ мм} < x_{eff,lim} = 267 \text{ мм}$ выполняется.

Определяем прочность сечения при изгибе M_{Rd} :

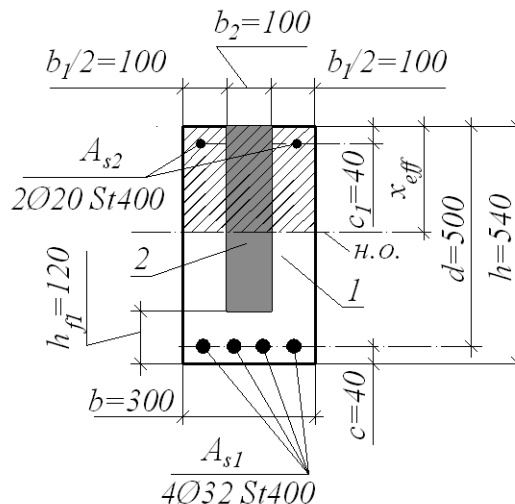
$$M_{Rd} = 1,7,2 \cdot 300 \cdot 227,933 (500 - 0,5 \cdot 227,933) \cdot 10^{-6} + [(1,15 - 1,7,2) \cdot (227,933 - 540 + 440) \times \\ \times 300 \cdot [400 - 0,5 \cdot (227,933 - 540 + 440)]] \cdot 10^{-6} + 348 \cdot 942 \cdot (500 - 40) \cdot 10^{-6} = 441,449 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Ed} = 435 \leq M_{Rd} = 441,449 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ выполняется, **прочность нормального сечения обеспечена.**

Пример – Г.3

Проверка прочности нормального сечения сборно-монолитного элемента



1 - сборный элемент; 2 - монолитный бетон

Рисунок Г.3. К проверке прочности нормального сечения сборно-монолитной балки с двойным армированием.

Дано:

Размеры сечения: $b_1 = 200 \text{ мм}$, $b_2 = 100 \text{ мм}$, $h = 540 \text{ мм}$, $h_{f1} = 120 \text{ мм}$, $c = 40 \text{ мм}$, $c_1 = 40 \text{ мм}$, $d = 500 \text{ мм}$; $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0,9$; бетон сборного элемента класса C^{25}_{30} , $f_{ck1} = 25 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd1} = 25 \cdot 0,9 / 1,5 = 15 \text{ МПа}$, бетон омоноличивания класса C^{12}_{15} , $f_{ck2} = 12 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd2} = 12 \cdot 0,9 / 1,5 = 7,2 \text{ МПа}$; арматура класса $St400$, $f_{yd} = 348 \text{ МПа}$ с площадью сечения $A_{s1} = 3217 \text{ мм}^2 (4\varnothing 32)$ и $A_{s2} = 628 \text{ мм}^2 (2\varnothing 20)$; изгибающий момент от внешней нагрузки $M_{Ed} = 435 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется:

Проверить прочность нормального сечения для сборно-монолитной балки прямоугольного профиля.

Расчет:

Расчет выполнен в соответствии с 9.4.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному эффективному сопротивлению бетона сжатию $\eta \cdot f_{cd}$, $\eta_1 = \eta_2 = \eta$. В сжатой зоне бетона принимается прямоугольная эпюра напряжений. Высота сжатой зоны должна быть меньше граничной в соответствии с п.3.1.7(3) [1]:

$$x_{eff} \leq x_{eff,lim}$$

Каждую арматуру и бетон с соответствующей частью сечения элемента вводят в расчет прочности с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим классам.

Расчет сечения выполняем в соответствии с п.9.4.2.6 к рисунку 9.4.

Условие прочности:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Момент, воспринимаемый сечением:

$$M_{Rd} = \left[(\eta \cdot f_{cd1} \cdot b_1 + \eta \cdot f_{cd2} \cdot b_2) \cdot x_{eff} (d - 0,5 \cdot x_{eff}) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \right] \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Высота условной сжатой зоны сечения:

$$x_{eff} = \frac{(f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2})}{(\eta \cdot f_{cd1} \cdot b_1 + \eta \cdot f_{cd2} \cdot b_2)} = \frac{(348 \cdot 3217 - 348 \cdot 628)}{(1 \cdot 15 \cdot 200 + 1 \cdot 7 \cdot 2 \cdot 100)} = 242,197 \text{ мм}$$

Определяем граничную высоту эффективной сжатой зоны $x_{eff,lim}$:

$$x_{eff,lim} = \xi_{lim} \cdot d = 0,534 \cdot 500 = 267 \text{ мм}, \quad \text{где } \xi_{lim} = \frac{0,8}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{348}{700}} = 0,534$$

Так как высота сжатой зоны не превышает граничного значения,

$x_{eff} = 242,197 \text{ мм} < x_{eff,lim} = 267 \text{ мм}$, то прочность сечения при изгибе M_{Rd} определяется по формуле:

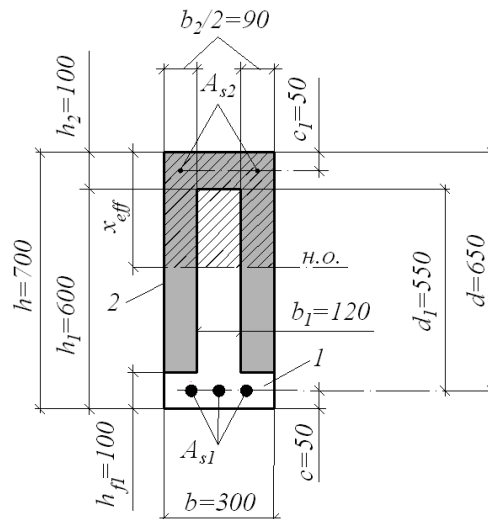
$$M_{Rd} = \left[(1 \cdot 15 \cdot 200 + 1 \cdot 7 \cdot 2 \cdot 100) \cdot 242,197 \cdot (500 - 0,5 \cdot 242,197) + 348 \cdot 628 \cdot (500 - 40) \right] \cdot 10^{-6} = 441,91 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Ed} = 435 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 441,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Условие $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ выполняется, момент от внешней нагрузки не превышает момент, воспринимаемый сечением. **Прочность нормального сечения обеспечена.**

Пример – Г.4

Проверка прочности нормального сечения сборно-монолитного элемента



1 - сборный элемент таврового профиля; 2 – монолитный бетон с рабочей арматурой в сжатой зоне

**Рисунок Г.4. К проверке прочности нормального сечения
сборно – монолитной балки с двойным армированием.**

Дано:

Размеры сечения: $b = 300 \text{ мм}$, $h = 700 \text{ мм}$, $h_1 = 600 \text{ мм}$, $h_2 = 100 \text{ мм}$, $c = c_1 = 50 \text{ мм}$, $d = 650 \text{ мм}$; $d_1 = 550 \text{ мм}$, $b_1 = 120 \text{ мм}$, $b_2 = 180 \text{ мм}$, $h'_f = 100 \text{ мм}$. $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0,9$; бетон сборного элемента класса C^{25}_{30} , $f_{ck} = 25 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd1} = 25 \cdot 0,9 / 1,5 = 15 \text{ МПа}$, бетон омоноличивания класса C^{12}_{15} , $f_{ck} = 12 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd2} = 12 \cdot 0,9 / 1,5 = 7,2 \text{ МПа}$; арматура класса $St500$, $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$ с площадью сечения $A_{s1} = 2413 \text{ мм}^2 (3\varnothing 32)$ и $A_{s2} = 402 \text{ мм}^2 (2\varnothing 16)$; изгибающий момент от внешней нагрузки $M_{Ed} = 500 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется:

Проверить прочность нормального сечения.

Расчет:

Проверку прочности сечения производим согласно п. 9.4.

Должно выполняться условие:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

В сжатой зоне бетона принимается прямоугольная эпюра напряжений. Высота сжатой зоны должна быть меньше граничной в соответствии с п.3.1.7(3) [1]:

$$x_{eff} \leq x_{eff,lim}$$

Каждую арматуру и бетон с соответствующей частью вводят в расчет прочности с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим классам.

Расчет сечения выполняем в соответствии с 9.4.2.5. Проверяем условие (9.1):

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \eta \cdot f_{cd2} \cdot (h - h_1) \cdot b + f_{ydc} \cdot A_{s2},$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = 435 \cdot 2413 = 1,05 \cdot 10^6 \text{ Н},$$

$$\eta \cdot f_{cd2} \cdot (h - h_1) \cdot b + f_{ydc} \cdot A_{s2} = 1,7,2 \cdot (700 - 600) \cdot 300 + 435 \cdot 226 = 3,143 \cdot 10^5 \text{ Н},$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = 10,5 \cdot 10^5 \text{ Н} > \eta \cdot f_{cd2} \cdot (h - h_1) \cdot b + f_{ydc} \cdot A_{s2} = 3,143 \cdot 10^5 \text{ Н}$$

Условие 9.1 не выполняется, нейтральная ось пересекает ребро, расчет производят с учетом работы монолитного и сборного бетонов в сжатой зоне по формулам 9.4-9.6 (рисунок 9.3) заменив b_1 на b и приняв $b_2 = 0$.

Несущая способность элемента определится по формуле:

$$M_{Rd} = \eta \cdot f_{cd2} \cdot b \cdot x_{eff} \left(d - 0,5 \cdot x_{eff} \right) + (\eta \cdot f_{cd1} - \eta \cdot f_{cd2}) \cdot x_1 \cdot b_1 \cdot (d_1 - 0,5 \cdot x_1) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1),$$

где $x_1 = x_{eff} - h + h_1$.

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют из условия:

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} = \eta \cdot f_{cd2} \cdot b \cdot x_{eff} + (\eta \cdot f_{cd1} - \eta \cdot f_{cd2}) \cdot b_1 \cdot (x_{eff} - h + h_1),$$

откуда
$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} + (\eta \cdot f_{cd1} - \eta \cdot f_{cd2}) \cdot (h - h_1) \cdot b_1}{\eta \cdot f_{cd1} \cdot b_1 + \eta \cdot f_{cd2} \cdot b_2},$$

$$x_{eff} = \frac{435 \cdot 2413 - 435 \cdot 402 + (1,15 - 1,7,2) \cdot (700 - 600) \cdot 120}{1,15 \cdot 120 + 1,7,2 \cdot 180} = 312,786 \text{ мм}$$

Определяем граничную высоту эффективной сжатой зоны $x_{eff,lim}$:

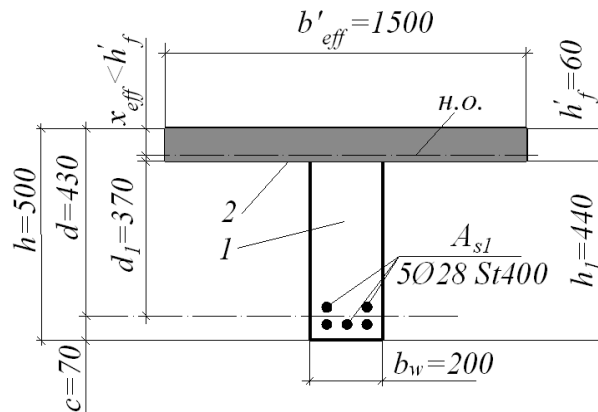
$$x_{eff,lim} = \xi_{lim} \cdot d = 0,493 \cdot 650 = 320,45 \text{ мм}, \quad \text{где } \xi_{lim} = \frac{0,8}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{435}{700}} = 0,493$$

Так как условие выполняется, т.е. высота сжатой зоны сечения не превышает граничного значения, $x_{eff} = 312,786 \text{ мм} < x_{eff,lim} = 320,45 \text{ мм}$, то прочность сечения при изгибе M_{Rd} определяется по формуле:

$$M_{Rd} = \left[1,7,2 \cdot 300 \cdot 312,786 (650 - 0,5 \cdot 312,786) + (1,15 - 1,7,2) \cdot (312,786 - 700 + 600) \times \right. \\ \left. \times 120 [550 - 0,5 \cdot (312,786 - 700 + 600)] + 435 \cdot 402 \cdot (650 - 50) \right] \cdot 10^{-6} = \\ = 526,764 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Ed} = 500 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_{Rd} = 526,764 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие выполняется: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$, изгибающий момент от внешней нагрузки не превышает момент, воспринимаемый сечением. **Прочность нормального сечения обеспечена.**

Пример – Г.5**Проверка прочности нормального сечения сборно-монолитного элемента**

1 - сборный элемент прямоугольного профиля; 2 – набетонка

Рисунок Г.5 - К проверке прочности нормального сечения с одиночным армированием для элемента сборно-монолитного перекрытия.

Дано:

Размеры сечения: $b'_{eff} = 1500$ мм, $h'_f = 60$ мм, $b = 200$ мм, $h = 500$ мм, $h_1 = 440$ мм, $c = 70$ мм, $d = 430$ мм, $d_1 = 370$ мм. $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0,9$; бетон сборного элемента класса C^{30}_{37} , $f_{ck} = 30$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd1} = 30 \cdot 0,9 / 1,5 = 18$ МПа, бетон замоноличивания класса C^{20}_{25} , $f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd2} = 20 \cdot 0,9 / 1,5 = 12$ МПа; арматура класса St400, $f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа с площадью сечения $A_{s1} = 3079$ мм² (5Ø28), $A_{s2} = 0$; изгибающий момент от внешней нагрузки $M_{Ed} = 435$ кН·м.

Требуется:

Проверить прочность нормального сечения.

Расчет:

Проверку прочности сечения производим согласно п. 9.4.

Должно выполняться условие $M_{Ed} \leq M_{Rd}$,

где M_{Ed} – момент от внешней нагрузки, M_{Rd} – момент, воспринимаемый сечением.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному эффективному сопротивлению бетона сжатию $\eta \cdot f_{cd}$. Сжимающие напряжения считают равномерно-распределенными по высоте условной сжатой зоны сечения. В сжатой зоне бетона принимается прямоугольная эпюра напряжений. Высота сжатой зоны должна быть меньше граничной в соответствии с п.3.1.7(3) [1]:

$$x_{eff} \leq x_{eff,lim}$$

Каждую арматуру и бетон с соответствующей частью вводят в расчет прочности с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим классам.

Расчет сечения выполняем в соответствии с п.9.4.2.8. Проверяем условие (9.14):

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_f + f_{ydc} \cdot A_{s2}$$

Усилие, воспринимаемое растянутой арматурой:

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = 348 \cdot 3079 = 1,071 \cdot 10^6 \text{ H.}$$

Усилие, воспринимаемое сжатой зоной сечения:

$$\eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_f + f_{ydc} \cdot A_{s2} = 1,12 \cdot 1500 \cdot 60 + 348 \cdot 0 = 1,08 \cdot 10^6 \text{ H.}$$

Условие (9.14) выполняется: $1,071 \cdot 10^6 \text{ H} < 1,08 \cdot 10^6 \text{ H}$, нейтральная ось проходит в полке, расчет производят с учетом работы монолитного бетона в сжатой зоне как для прямоугольного сечения шириной b'_{eff} в соответствии с указаниями п. 9.4.2.5а, по формуле (9.2):

$$M_{Rd} = \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot x_{eff} (d - 0,5 \cdot x_{eff}) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)$$

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют из условия (9.3):

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} = \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot x_{eff},$$

$$348 \cdot 3079 - 348 \cdot 0 = 1,12 \cdot 1500 \cdot x_{eff} \Rightarrow x_{eff} = \frac{348 \cdot 3079}{1,12 \cdot 1500} = 59,527 \text{ мм}$$

Определяем граничную высоту эффективной сжатой зоны $x_{eff,lim}$:

$$x_{eff,lim} = \xi_{lim} \cdot d = 0,534 \cdot 430 = 229,62 \text{ мм, где } \xi_{lim} = \frac{0,8}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{348}{700}} = 0,534$$

Высота сжатой зоны сечения не превышает предельного значения:

$$x_{eff} = 59,527 \text{ мм} < x_{eff,lim} = 229,62 \text{ мм.}$$

Прочность сечения при изгибе определяется в зависимости от положения нейтральной оси, вычислим M_{Rd} по формуле (9.2):

$$M_{Rd} = [1,12 \cdot 1500 \cdot 59,527 (430 - 0,5 \cdot 59,527) + 348 \cdot 0 (430 - 70)] \cdot 10^6 =$$

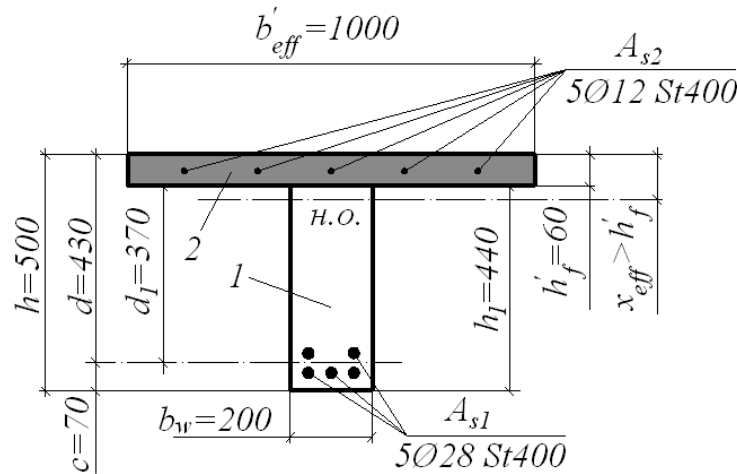
$$= 428,848 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 420 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Момент, воспринимаемый составным сечением сборно – монолитного элемента, превышает внешний момент от нагрузки.

Условие прочности $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ выполняется.

Пример – Г.6

Проверка прочности нормального сечения сборно-монолитного элемента



1 - сборный элемент; 2 – монолитный слой бетона с расчетным армированием

Рисунок Г.6 - К проверке прочности нормального сечения элемента сборно – монолитного перекрытия с двойным армированием.

Дано:

Размеры сечения $b'_{eff} = 1000$ мм, $h'_f = 60$ мм, $b = 200$ мм, $h = 500$ мм, $h_1 = 440$ мм, $c = 70$ мм, $c_1 = 30$ мм, $d = 430$ мм, $d_1 = 370$ мм.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{328,151 - 0,4 \cdot \frac{2,11}{0,028} \cdot (1 + 20,313 \cdot 0,028)}{20 \cdot 10^4} = 1,404 \cdot 10^{-3} > 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{328,151}{20 \cdot 10^4} = 9,845 \cdot 10^{-4}$$

, $\alpha_{cc} = 0,9$; бетон сборного элемента класса C^{30}_{37} , $f_{ck} = 30$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd1} = 30 \cdot 0,9 / 1,5 = 18$ МПа, бетон омоноличивания класса C^{20}_{25} , $f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd2} = 20 \cdot 0,9 / 1,5 = 12$ МПа; арматура класса St400, $f_{yd} = 348$ МПа с площадью сечения $A_{s1} = 3079$ мм² (5Ø28), $A_{s2} = 565$ мм² (5Ø12), изгибающий момент от внешней нагрузки $M_{Ed} = 435$ кН·м.

Требуется:

Проверить прочность нормального сечения.

Расчет:

Проверку прочности сечения производим согласно п. 9.4.

Должно выполняться условие $M_{Ed} \leq M_{Rd}$,

где M_{Ed} – изгибающий момент от внешней нагрузки, M_{Rd} – момент, воспринимаемый сечением.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному эффективному сопротивлению бетона сжатию $\eta \cdot f_{cd}$, $\eta_1 = \eta_2 = \eta$. В сжатой зоне бетона принимается прямоугольная эпюра напряжений. Высота сжатой зоны должна быть меньше граничной в соответствии с п.3.1.7(3) [1]:

$$x_{eff} \leq x_{eff,lim}$$

Каждую арматуру и бетон с соответствующей частью вводят в расчет прочности с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим классам.

Расчет сечения выполняем в соответствии с 9.4.2.8. Проверяем условие (9.14):

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_f + f_{ydc} \cdot A_{s2},$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = 348 \cdot 3079 = 1,071 \cdot 10^6 > \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_f + f_{ydc} \cdot A_{s2} = 1 \cdot 12 \cdot 1000 \cdot 60 + 348 \cdot 565 = 9,166 \cdot 10^5$$

Условие (9.14) не соблюдается, усилие в растянутой арматуре больше усилия, воспринимаемого сжатой зоной сечения, нейтральная ось пересекает ребро, расчет производят с учетом работы монолитного и сборного бетонов в сжатой зоне в соответствии с указаниями п. 9.4.2.8.б, по формуле (9.15):

$$M_{Rd} = \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_f \left(d - 0,5 \cdot h'_f \right) + \eta \cdot f_{cd1} \cdot b \cdot (x_{eff} - h'_f) \cdot \left(d_1 - \frac{x_{eff} - h'_f}{2} \right) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1).$$

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют по формуле (9.16):

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} - \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_f + \eta \cdot f_{cd1} \cdot b \cdot h'_f}{\eta \cdot f_{cd1} \cdot b} =$$

$$= \frac{348 \cdot 3079 - 348 \cdot 565 - 1 \cdot 12 \cdot 1000 \cdot 60 + 1 \cdot 18 \cdot 200 \cdot 60}{1 \cdot 18 \cdot 200} = 103,02 \text{ мм}$$

Определяем граничную высоту эффективной сжатой зоны $x_{eff,lim}$:

$$x_{eff,lim} = \xi_{lim} \cdot d = 0,534 \cdot 430 = 229,62 \text{ мм, где } \xi_{lim} = \frac{0,8}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{348}{700}} = 0,534.$$

$$x_{eff} = 103,02 \text{ мм} < x_{eff,lim} = 229,62 \text{ мм.}$$

Т.к. высота сжатой зоны меньше предельного значения, определяем прочность сечения при изгибе M_{Rd} по формуле (9.15):

$$M_{Rd} = 1 \cdot 12 \cdot 1000 \cdot 60 \cdot (430 - 0,5 \cdot 60) \cdot 10^{-6} + [1 \cdot 18 \cdot 200 \cdot (103,02 - 60) \cdot (370 - \frac{103,02 - 60}{2}) +$$

$$+ 348 \cdot 565 \cdot (430 - 30)] \cdot 10^{-6} = 438,117 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{Ed} = 435 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 438,117 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Несущая способность сечения сборно – монолитного элемента больше изгибающего момента от внешней нагрузки.

Условие прочности $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ выполняется. Прочность нормального сечения обеспечена.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному эффективному сопротивлению бетона сжатию $\eta \cdot f_{cd}$, $\eta_1 = \eta_2 = \eta$. Сжимающие напряжения считают равномерно-распределенными по высоте условной сжатой зоны сечения. В сжатой зоне бетона принимается прямоугольная эпюра напряжений. Высота сжатой зоны должна быть меньше граничной в соответствии с п.3.1.7(3) [1]:

$$x_{eff} \leq x_{eff,lim}$$

При выполнении условия $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$ в растянутой арматуре напряжения достигают предельных значений f_{yd} .

Каждую арматуру и бетон с соответствующей частью вводят в расчет прочности с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим классам.

Расчет сечения выполняем в соответствии с п.9.4.2.9. Проверяем условие (9.17):

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_{f2}$$

Усилие в растянутой арматуре:

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = 348 \cdot 4021 = 1,399 \cdot 10^6$$

Усилие, воспринимаемое монолитным бетоном:

$$\eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_{f2} = 1 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 50 = 4,8 \cdot 10^5$$

Условие (9.17) не соблюдается, т.е. растянутая арматура воспринимает усилие большее, чем может воспринять монолитный бетон полки, следовательно, нейтральная ось, возможно, проходит в полке сборного элемента (или пересекает ребро). Расчет производят с учетом работы монолитной набетонки и сборного элемента по формуле (9.18).

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_{f2} + \eta \cdot f_{cd1} \cdot b'_{eff} \cdot h'_{f1} + f_{ydc} \cdot A_{s2},$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = 348 \cdot 4021 = 1,399 \cdot 10^6,$$

$$\eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_{f2} + \eta \cdot f_{cd1} \cdot b'_{eff} \cdot h'_{f1} + f_{ydc} \cdot A_{s2} = 1 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 50 + 1 \cdot 18 \cdot 800 \cdot 50 + 348 \cdot 769 = 1,468 \cdot 10^6$$

Условие (9.18) соблюдается, нейтральная ось проходит в сборной части полки, расчет производят с учетом работы монолитного и сборного бетонов в сжатой зоне как для прямоугольного сечения с шириной b'_{eff} , по формуле (9.19):

$$M_{Rd} = \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_{f2} \left(d - 0,5 \cdot h'_{f2} \right) + \eta \cdot f_{cd1} \cdot b'_{eff} \cdot (x_{eff} - h'_{f2}) \cdot \left(d_1 - \frac{x_{eff} - h'_{f2}}{2} \right) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)$$

Высоту условной сжатой зоны x_{eff} определяют по формуле (9.21):

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} - \eta \cdot f_{cd2} \cdot b'_{eff} \cdot h'_{f2}}{\eta \cdot f_{cd1} \cdot b'_{eff}} =$$

$$= \frac{348 \cdot 4021 - 348 \cdot 769 - 1 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 50}{1 \cdot 18 \cdot 800} = 45,257 \text{ мм}$$

Так как $x_{eff} = 45,257 < h'_{f2} = 50 \text{ мм}$, в формулах (9.21) и (9.19) принимаем $A_{s2} = 0$ согласно п.9.4.2.5а.

$$x_{eff} = \frac{348 \cdot 4021 - 1 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 50}{1 \cdot 18 \cdot 800} = 63,841 \text{ мм, при } A_{s2} = 0; x_{eff} > h'_{f2}$$

Определяем граничную высоту эффективной сжатой зоны $x_{eff,lim}$:

$$x_{eff,lim} = \xi_{lim} \cdot d = 0,534 \cdot 620 = 331,08 \text{ мм, где } \xi_{lim} = \frac{0,8}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{348}{700}} = 0,534$$

$$x_{eff} = 63,841 \text{ мм} < x_{eff,lim} = 331,08 \text{ мм}$$

Т.к. высота сжатой зоны сечения не превышает предельное значение, прочность сечения при изгибе M_{Rd} определяем по формуле (9.19):

$$M_{Rd} = [1 \cdot 12 \cdot 800 \cdot 50 \cdot (620 - 0,5 \cdot 50) + 1 \cdot 18 \cdot 800 \cdot (63,841 - 50) \cdot (570 - \frac{63,841 - 50}{2})] \cdot 10^{-6} = 397,828 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Ed} = 400 \text{ кН} \cdot \text{м} \approx M_{Rd} = 397,828 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Разность внутреннего и внешнего усилий составляет: $\frac{397,828 - 400}{400} \cdot 100\% = -0,543\%$

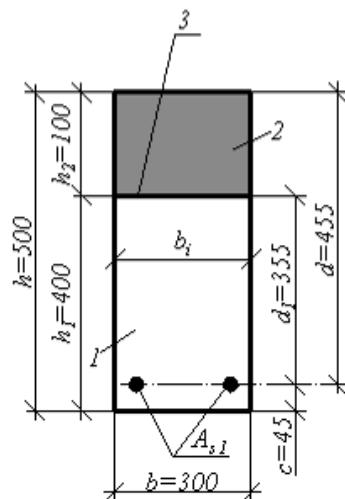
Невязка – 0,543% < 3%. Считаем, что внешний и внутренний моменты равны. Условие прочности $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ выполняется. **Прочность сечения обеспечена.**

РАСЧЕТ СТЫКОВОГО СОЕДИНЕНИЯ

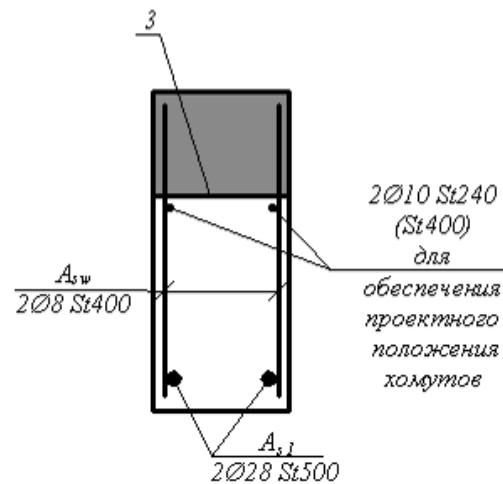
Пример – Г.8

Пример расчета прочности стыкового соединения

a)



b)



a) - размеры по опалубке, b) – продольное и поперечное армирование составного сечения; 1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон; 3 – плоскость стыкового соединения, контактный шов

Рисунок Г.8 - К расчету прочности стыкового соединения

Дано:

Сечение изгибаемого элемента представлено на рисунке - Г.8.

Размеры поперечного сечения: $h=500$ мм, $h_1=400$ мм, $h_2=100$ мм, $b=300$ мм, $c=45$ мм. $\eta=1$, $\alpha_{cc}=0,9$. Сборный элемент – бетон класса C^{25}_{30} , $f_{ck1}=25$ МПа, $\gamma_c=1,5$, $f_{cd1}=0,9 \cdot 16,67=15$ МПа, $f_{ctk1}=1,8$ МПа, $f_{ctd1}=1,8 \cdot 0,9/1,5=1,08$ МПа. Монолитный бетон класса C^{16}_{20} , $f_{ck2}=16$ МПа, $\gamma_c=1,5$, $f_{cd2}=16 \cdot 0,9/1,5=9,6$ МПа, $f_{ctk2}=1,3$ МПа, $f_{ctd2}=1,3 \cdot 0,9/1,5=0,78$ МПа. Из расчета прочности нормального сечения продольное армирование может быть принято: $2\varnothing 28 St500$ или $3\varnothing 22 St500$. При этом минимальное поперечное армирование конструктивно может быть принято соответственно: $2\varnothing 8 St400$ или $3\varnothing 6 St400$ с площадью поперечного сечения хомутов $A_{sw}=101$ мм² или $A_{sw}=85$ мм² соответственно. Шаг хомутов 150 мм. $f_{ywd}=279$ МПа. Опорная реакция $V_{Ed}=115,79$ кН при полной распределенной нагрузке $q=40,628$ кН/м. Расчетные моменты от действия внешней нагрузки $M_{Ed}=165$ кН·м в середине пролета, $M_{Ed,1-1}=123,8$ кН·м в сечении, проходящем через вершину трещины.

Требуется:

Рассчитать прочность стыкового соединения для сборно-монолитной балки прямоугольного профиля.

Расчет:

Прочность стыкового соединения при продольном сдвиге следует проверять из условия (9.92):

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi},$$

где V_{Edi} – продольное сдвигающее напряжение в плоскости стыкового соединения (контакта) сборно-монолитных элементов от расчетных воздействий;

V_{Rdi} – расчетное сопротивление сдвигу стыкового соединения (контакта).

Среднее значение касательных напряжений по продольным швам сопряжения определяется по формуле (9.93):

$$V_{Edi} = \frac{M_{1-1}}{z \cdot b_i \cdot l_{sd}},$$

где M_{1-1} – изгибающий момент в сечении 1-1 от полного сочетания нагрузок;

z – плечо внутренней пары сил в составном сечении. При расчете на действие изгибающих моментов для железобетонных конструкций принимается $0,85d$,

$z=0,85 \cdot 455=386,75$ мм;

d – рабочая высота сечения, $d=455$ мм;

b_i – ширина контактной поверхности между монолитным бетоном и сборным элементом,

$b_i=300$ мм.

Расчетную ширину поверхности b_i определяют в зависимости от характера контактного шва. Расчетную ширину b_i принимают равной ширине контакта в месте сопряжения сборного элемента и монолитного бетона $b_i = b$ при плоском контактном шве.

Расчетное положение контактного шва по высоте элемента h_i принимают на уровне центра тяжести для контура расчетной поверхности сдвига: $h_i = h_2$.

l_{sd} – расчетная длина ожидаемой поверхности сдвига; принимаем $l_{sd} = 1425 \text{ мм}$;

Проверяют несколько сечений возможных наклонных трещин с учетом изменения величин изгибающего момента, изменения поперечного армирования, местоположения и угла наклона трещин.

Сдвигающее напряжение:

$$v_{Edi} = \frac{1,238 \cdot 10^8}{0,85 \cdot 455 \cdot 300 \cdot 1425} = 0,749 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление сдвигу на единицу площади контакта определяется по формуле (9.95):

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho \cdot f_{ywd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha),$$

где $v_{Rdi} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{ctd2} = 0,5 \cdot 0,562 \cdot 9,6 = 2,698 \text{ МПа}$,

c – коэффициент, принимаемый по таблице 9.2 при шероховатой поверхности 0,4;

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению, принимаемое для бетона более низкого класса, для монолитного бетона $f_{ctd2} = 0,78 \text{ МПа}$;

f_{ywd} – расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры, для сварных каркасов $f_{ywd} = 251 \text{ МПа}$;

α – угол наклона арматуры в стыке, принимается в интервале от 45^0 до 90^0 ; $\alpha = 90^0$;

μ – коэффициент трения, принимаемый по таблице 9.2 при шероховатой поверхности 0,7;

σ_N – нормальные напряжения, действующие на единицу площади контакта от минимальной внешней силы, перпендикулярной к его плоскости.

$$\sigma_N = \frac{V_{Ed}}{A_i} = \frac{115790}{4,275 \cdot 10^5} = 0,271, \quad 0,271 < 0,6 \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot 9,6 = 5,76 \text{ МПа},$$

A_i – площадь поверхности контакта; $A_i = l_{sd} \cdot b_i = 1425 \cdot 300 = 4,275 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$;

понижающий коэффициент v к прочности бетона определяется по формуле (9.96):

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{16}{250} \right) = 0,562;$$

коэффициент поперечного армирования ρ , определяется по формуле (9.97):

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} \geq 0,0015,$$

где A_s – площадь сечения поперечной арматуры в стыке;

$$A_s = \frac{l_{sd}}{s} \cdot A_{sw} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{A_i} = \frac{l_{sd} \cdot A_{sw}}{s \cdot l_{sd} \cdot b_i} \Rightarrow \rho = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_i}$$

Для 2Ø8 $\rho = \frac{101}{300 \cdot 150} = 2,244 \cdot 10^{-3}$

Для 3Ø6 $\rho = \frac{85}{300 \cdot 150} = 1,889 \cdot 10^{-3}$

Для 2Ø8 $v_{Rdi} = 0,4 \cdot 0,78 + 0,7 \cdot 0,271 + 0,0022 \cdot 251 \cdot (0,7 \cdot 1 + 0) = 0,888 \text{ МПа}$

Условие (9.95) выполняется:

$$v_{Rdi} = 0,888 \text{ МПа} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd2} = 0,5 \cdot 0,562 \cdot 9,6 = 2,698 \text{ МПа}$$

Условие (9.92) выполняется:

$$v_{Edi} = 0,749 \text{ МПа} < v_{Rdi} = 0,888 \text{ МПа}$$

Для 3Ø6 $v_{Rdi} = 0,4 \cdot 0,78 + 0,7 \cdot 0,271 + 0,0019 \cdot 251 \cdot (0,7 \cdot 1 + 0) = 0,836 \text{ МПа}$

Условие (9.95) выполняется:

$$v_{Rdi} = 0,836 \text{ МПа} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd2} = 0,5 \cdot 0,562 \cdot 9,6 = 2,698 \text{ МПа}.$$

Условие (9.92) выполняется:

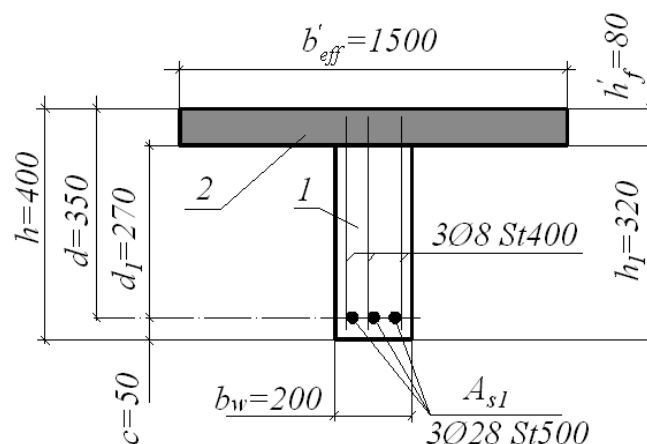
$$v_{Edi} = 0,749 \text{ МПа} < v_{Rdi} = 0,836 \text{ МПа}.$$

Прочность стыка обеспечена при хомутах 2Ø8 и 3Ø6.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ

Пример – Г.9.

Расчет прочности сечения на действие поперечной силы по сжатой полосе между наклонными трещинами



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок Г.9. К расчету прочности наклонного сечения составной балки по сжатой полосе между трещинами.

Дано:

Второстепенная балка сборно-монолитного перекрытия с расчетным пролетом 5,7 м, сечение показано на рисунке – Г.9. Размеры поперечного сечения $b'_{eff} = 1500 \text{ мм}$, $h'_f = 80 \text{ мм}$, $h_2 = h'_f$, $b_w = 200 \text{ мм}$, $h = 400 \text{ мм}$, $h_1 = 320 \text{ мм}$, $d = 350 \text{ мм}$, $d_1 = 270 \text{ мм}$, $c = 50 \text{ мм}$, $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0,9$. Бетон сборного элемента класса $C^{30/37}$, $f_{ck1} = 30 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd1} = 30 / 1,5 = 20 \text{ МПа}$; $f_{ctk1} = 2 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{ctd(p)} = 2 / 1,5 = 1,33 \text{ МПа}$, $E_{cm1} = 33 \cdot 10^3 \text{ МПа}$, для пропаренного бетона $E_{cm1} = 33 \cdot 10^3 \cdot 0,9 = 29700 \text{ МПа}$. Монолитный бетон класса $C^{12/15}$, $f_{ck2} = 12 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd2} = 12 / 1,5 = 8 \text{ МПа}$, $f_{ctk2} = 1,1 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{ctd2} = 1,1 / 1,5 = 0,73 \text{ МПа}$, $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0,9$, $E_{cm2} = 24 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Поперечная арматура класса $St400$, $f_{ywd} = 251 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, в одном поперечном сечении при продольной арматуре $3\varnothing 28 \text{ St500}$ принято $3\varnothing 8 \text{ St400}$ с $A_{sw} = 151 \text{ мм}^2$ с шагом $s = 150 \text{ мм}$. Кроме распределенной нагрузки от собственной массы, приложено 3 сосредоточенные силы. Расстояние от опоры до первого груза равно 1,5 м. Поперечная сила на опоре $V_{Ed} = 151,58 \text{ кН}$, на приопорном участке на расстоянии не менее d от опоры $V_{Ed1} = 148 \text{ кН}$.

Требуется:

Проверить прочность балки на действие поперечной силы по наклонной полосе.

Расчет:

Рассматриваемая балка относится к сборно-монолитным конструкциям 1 типа: сечение элемента по высоте состоит из бетона сборного элемента и монолитного бетона.

Прочность балки на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами проверяется из условия (9.59):

$$V_{Ed1} \leq V_{cd,com}$$

где V_{Ed1} – расчетная поперечная сила, вызванная внешней нагрузкой и действующая в рассматриваемом сечении под сосредоточенной силой, $V_{cd,com}$ – поперечная сила, воспринимаемая сжатой наклонной полосой между трещинами, определяемая в зависимости от типа сборно-монолитной конструкции и схемы расчета.

Для сборно-монолитной конструкции 1 типа значение поперечной силы $V_{cd,com}$ определяется дважды: при расчете по рабочей высоте сборного элемента и то же сборно-монолитного элемента с соответствующей прочностью бетона.

Проверим вариант с расположением в сечении трех каркасов, $3\varnothing 8 \text{ St400}$ с $A_{sw} = 1,51 \text{ см}^2$.

При расчете по рабочей высоте сборного элемента поперечная сила определяется по формуле (9.60):

$$V_{cd,com} = 0,3 \cdot \eta_{w1,l} \cdot \eta_{c1,l} \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd1} \cdot b_w \cdot d_1,$$

где коэффициенты определяют из условий (9.64) и (9.65):

$$\eta_{w1,l} = 1 + 5 \cdot \frac{E_s \cdot A_{sw}}{E_{cm1} \cdot b_w \cdot s} = 1 + 5 \cdot \frac{200000}{29700} \cdot \frac{151}{200 \cdot 150} = 1,169 < 1,3 \Rightarrow \eta_{w1,l} = 1,169,$$

$$\eta_{c1,1} = 1 - 0,01 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd1} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 20 = 0,82,$$

$$V_{cd1,com} = 0,3 \cdot 1,169 \cdot 0,82 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 200 \cdot 270 \cdot 10^{-3} = 279,522 \text{ кН} > V_{Ed1} = 148 \text{ кН}$$

Условие прочности (9.59) выполняется.

При расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента поперечная сила определяется по формуле (9.61)

$$V_{cd2,com} = 0,3 \cdot \eta_{w1,2} \cdot \eta_{c1,2} \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd2} \cdot b_w \cdot d,$$

$$\eta_{w1,2} = 1 + 5 \cdot \frac{E_s \cdot A_{sw}}{E_{cm2} \cdot b_w \cdot s} = 1 + 5 \cdot \frac{200000}{24000} \cdot \frac{151}{200 \cdot 150} = 1,21 < 1,3 \Rightarrow \eta_{w1,2} = 1,21,$$

$$\eta_{c1,2} = 1 - 0,01 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd2} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 8 = 0,928,$$

$$V_{cd2,com} = 0,3 \cdot 1,21 \cdot 0,928 \cdot 0,9 \cdot 8 \cdot 200 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 169,779 \text{ кН} > V_{Ed1} = 148 \text{ кН}$$

Условие прочности выполняется.

Как видно из расчета, при расположении в сечении трех каркасов, прочность балки на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена как при расчете по рабочей высоте сборного элемента, так и при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента.

Согласно п.9.4.6.2 из выполненных двойных расчетов принимают наиболее благоприятный результат, т.е. наиболее высокую несущую способность.

Проверим вариант с расположением в сечении двух каркасов, 2Ø8 St400 с $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$.

При расчете по рабочей высоте сборного элемента по формуле (9.60):

$$V_{cd} = 0,3 \cdot \eta_{w1,1} \cdot \eta_{c1,1} \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd1} \cdot b_w \cdot d_1,$$

$$\eta_{w1,1} = 1 + 5 \cdot \frac{E_s \cdot A_{sw}}{E_{cm1} \cdot b_w \cdot s} = 1 + 5 \cdot \frac{200000}{29700} \cdot \frac{101}{200 \cdot 150} = 1,113 < 1,3 \Rightarrow \eta_{w1,1} = 1,113,$$

$$\eta_{c1,1} = 1 - 0,01 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd1} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 20 = 0,82,$$

$$V_{cd1,com} = 0,3 \cdot 1,113 \cdot 0,82 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 200 \cdot 270 \cdot 10^{-3} = 266,132 \text{ кН} > V_{Ed1} = 148 \text{ кН}$$

Условие прочности выполняется.

При расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента по формуле (9.61):

$$V_{cd2,com} = 0,3 \cdot \eta_{w1,2} \cdot \eta_{c1,2} \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd2} \cdot b_w \cdot d,$$

$$\eta_{w1,2} = 1 + 5 \cdot \frac{E_s \cdot A_{sw}}{E_{cm2} \cdot b_w \cdot s} = 1 + 5 \cdot \frac{200000}{24000} \cdot \frac{101}{200 \cdot 150} = 1,14 < 1,3 \Rightarrow \eta_{w1,2} = 1,14,$$

$$\eta_{c1,2} = 1 - 0,01 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{cd2} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 8 = 0,928,$$

$$V_{cd2,com} = 0,3 \cdot 1,14 \cdot 0,928 \cdot 0,9 \cdot 8 \cdot 200 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 159,958 \text{ кН} > V_{Ed1} = 148 \text{ кН}$$

Условие прочности выполняется.

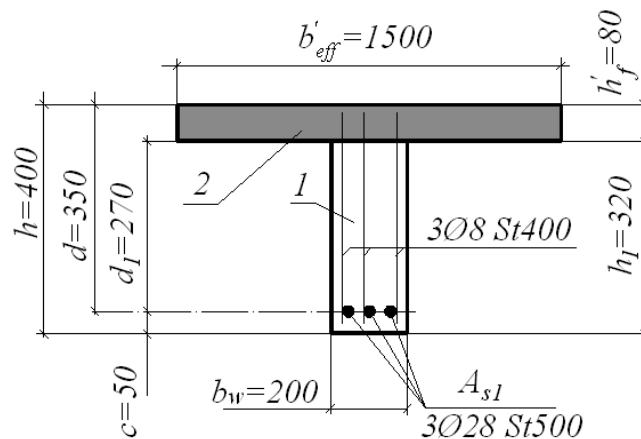
Как видно из расчета, при расположении в сечении двух каркасов, прочность балки на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена как при расчете по рабочей высоте сборного элемента, так и при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента.

Согласно п.9.4.6.2 из выполненных двойных расчетов принимают наиболее благоприятный результат, т.е. наиболее высокую несущую способность.

Прочность конструкции по наклонной полосе обеспечена при разных вариантах поперечного армирования.

Пример – Г.10

Расчет прочности сечения на действие поперечной силы по наклонной трещине



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок Г.10 – К расчету прочности сечения составной балки по наклонной трещине

Дано:

Второстепенная балка сборно-монолитного перекрытия с расчетным пролетом 5.7м, сечение показано на рисунке - Г.10. Размеры поперечного сечения $b'_{eff} = 1500$ мм, $h'_f = 80$ мм, $b_w = 200$ мм, $h = 400$ мм, $d = 350$ мм, $d_1 = 270$ мм, $c = 50$ мм. $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0,9$. Бетон сборного элемента класса $C^{30/37}$, $f_{ck1} = 30$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd1} = 30/1,5 = 20$ МПа, $f_{ctk1} = 2$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{ctd1} = 2/1,5 = 1,33$ МПа, $E_{c1} = 37 \cdot 10^3$ МПа, для пропаренного бетона $E_{c1} = 37 \cdot 10^3 \cdot 0,9 = 33\,300$ МПа. Монолитный бетон класса $C^{12/15}$, $f_{sk2} = 12$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd2} = 12/1,5 = 8$ МПа, $f_{ctk2} = 1,1$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{ctd2} = 1,1/1,5 = 0,73$ МПа, $E_{c2} = 24 \cdot 10^3$ МПа. Поперечная арматура класса St400, $f_{ywd} = 251$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа, в одном поперечном сечении при продольной арматуре 3Ø28 St500 принято 3Ø8 St400 с $A_{sw} = 151$ мм² с шагом $s = 150$ мм. Кроме распределенной нагрузки от собственной массы приложено 3 сосредоточенные силы. Расстояние от опоры до первого груза равно $l_{inc} = 1,5$ м. Поперечная сила на опоре $V_{Ed} = 151,58$ кН, на приопорном участке на расстоянии d от опоры $V_{Ed1} = 137,22$ кН.

Требуется:

Проверить прочность балки на действие поперечной силы по наклонной трещине.

Расчет:

Расчет сечений элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине выполняем по п.9.4.6 настоящего пособия.

Рассматриваемая балка относится к сборно-монолитным конструкциям 1 типа: сечение элемента по высоте состоит из бетона сборного элемента и монолитного бетона.

Расчет элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине (при постоянной высоте сечения по длине элемента и поперечном армировании в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента) производят по наиболее опасному сечению из условия (9.66):

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

где V_{Edi} – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого сечения, на расстоянии не менее d_1 от опоры. Значения поперечной силы в расчетных наклонных сечениях даны в таблице Г.10.

В качестве расчетных сечений, наклонных к продольной оси элемента, при совместном действии сосредоточенных сил и равномерно распределенной нагрузки рассматривают также наклонные сечения, проходящие через трещины, вершины которых расположены под силами и на расстоянии от осей опор:

$$\alpha_v = 0,25 l,$$

где l принимается в осях опор.

V_{Rd} – поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением элемента к (9.66).

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

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

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

Значение поперечной силы V_{cd} определяют по формуле (9.67):

$$V_{cd} = \frac{M_c}{l_{inc}} \geq V_{cd,min},$$

где l_{inc} – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, расстояние от вершины наклонной трещины до опоры;

M_c и $V_{cd,min}$ – усилия, воспринимаемые бетоном в наклонном сечении, определяемые в зависимости от типа сборно-монолитной конструкции и схемы расчета. Рассматриваем наиболее опасное наклонное сечение от первого сосредоточенного груза до опоры.

Значение поперечной силы V_{sw} определяют по формуле (9.69):

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

где v_{sw} – усилие в поперечных стержнях (хомутах) на единицу длины элемента, определяемое по формуле (9.70):

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

$l_{inc,cr}$ - длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента для сборно-монолитной конструкции типа 1 следует определять, при расчете по рабочей высоте сборного элемента – по формуле (9.71)

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{M_c}{V_{sw}}}$$

Таблица Г.10 – Значения поперечной силы от внешней нагрузки

Расстояние от опоры	$V_{Edi}, \text{кН}$	Расстояние от опоры	$V_{Edi}, \text{кН}$
$d_1 = 0,27 \text{ м}$	$V_{Ed1} = 137,22$	$\alpha_{vq} = 0,25l = 1,425 \text{ м}$	$V_{Ed3} = 75,79$
$d_2 = 0,35 \text{ м}$	$V_{Ed2} = 132,97$	$\alpha_{vp} = 1,5 \text{ м}$	$V_{Ed4} = 71,8$

В зависимости от схемы расчета $l_{inc,cr}$ принимается:

$$d_1 \leq (l_{inc,cr}) \leq 2 \cdot d_1, \quad d \leq (l_{inc,cr}) \leq 2 \cdot d, \quad l_{inc,cr} \leq l_{inc},$$

$$0,27 \text{ м} \leq l_{inc,cr} \leq 1,5 \text{ м}$$

Для сборно-монолитной конструкции 1 типа значения M_c и $V_{cd,min}$ принимают равными:

- при расчете по рабочей высоте сборного элемента характеристики усилий, воспринимаемых бетоном, M_c и $V_{cd,min}$ определяются по формулам (9.72; 9.73):

$$M_c = \eta_{c2} \cdot (1 + \eta_N) \cdot \alpha_{cc} f_{ctd1} \cdot b_w \cdot (d_1)^2,$$

$$V_{cd,min} = \eta_{c3} \cdot (1 + \eta_N) \cdot \alpha_{cc} f_{ctd1} \cdot b_w \cdot d_1 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,33 \cdot 200 \cdot 270 \cdot 10^{-3} = 38,783 \text{ кН},$$

где $\eta_{c2} = 2$, $\eta_{c3} = 0,6$, $\eta_N = 0$,

$$M_c = 2 \cdot 0,9 \cdot 1,33 \cdot 200 \cdot 270^2 \cdot 10^{-6} = 34,905 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Значение поперечной силы V_{cd} определяют по формуле (9.67) и принимают не менее $V_{cd,min}$:

$$V_{cd} = \frac{M_c}{l_{inc}} = \frac{34,905}{1,5} = 23,27 \text{ кН} < V_{cd,min} = 38,783 \text{ кН} \Rightarrow V_{cd} = V_{cd,min} = 38,783 \text{ кН}$$

Погонное усилие, воспринимаемое хомутами:

$$v_{sw} = \frac{251 \cdot 151}{150} = 252,673 \text{ Н / мм}$$

Длина проекции наклонной трещины:

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{M_c}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{34,905 \cdot 10^6}{252,673}} = 371,676 \text{ мм} > d_1 = 270 \text{ мм} \Rightarrow l_{inc,cr} = 371,676 \text{ мм}$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами:

$$V_{sw} = 252,673 \cdot 371,676 \cdot 10^{-3} = 93,912 \text{ кН}$$

Поперечная сила, воспринимаемая сечением:

$$V_{cd} + V_{sw} = 38,783 + 93,912 = 132,695 \text{ кН} > V_{Ed1} = 71,8 \text{ кН}$$

Условие прочности (9.66) выполняется.

- при расчете по рабочей высоте сборно-монолитного элемента характеристики усилий, воспринимаемых бетоном, определяем по формулам (9.74, 9.75):

$$M_c = \eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f) \cdot \alpha_{cc} f_{ctd2} \cdot b_w \cdot (d)^2,$$

$$V_{cd,min} = \eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f) \cdot \alpha_{cc} f_{ctd2} \cdot b_w \cdot d,$$

где $\eta_{c2} = 2$, $\eta_{c3} = 0,6$

Коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок, определяется по формуле (9.81):

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(b_{eff} - b_w) \cdot h'_f}{b_w \cdot d} \leq 0,5,$$

где $b_{eff} = b_w + 3 \cdot h'_f = 200 + 3 \cdot 80 = 440 \text{ мм}$,

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(440 - 200) \cdot 80}{200 \cdot 350} = 0,206 < 0,5 \Rightarrow \eta_f = 0,206,$$

$$M_c = 2 \cdot (1 + 0,206) \cdot 0,9 \cdot 0,73 \cdot 200 \cdot 350^2 \cdot 10^{-6} = 38,825 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$V_{cd,min} = 0,6 \cdot (1 + 0,206) \cdot 0,9 \cdot 0,73 \cdot 200 \cdot 350 \cdot 10^{-3} = 33,278 \text{ кН},$$

$$V_{cd} = \frac{M_c}{l_{inc}} = \frac{38,825}{1,5} = 25,883 \text{ кН} < V_{cd,min} = 33,278 \text{ кН} \Rightarrow V_{cd} = 33,278 \text{ кН},$$

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s_{sw}} = \frac{251 \cdot 151}{150} = 252,673 \text{ Н / мм},$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{M_c}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{38,825 \cdot 10^6}{252,673}} = 391,991 \text{ мм} > d = 350 \text{ мм} \Rightarrow l_{inc,cr} = 391,991 \text{ мм},$$

$$V_{sw} = 252,673 \cdot 391,991 \cdot 10^{-3} = 99,046 \text{ кН},$$

$$V_{cd} + V_{sw} = 33,278 + 99,046 = 132,324 \text{ кН} > V_{Ed1} = 71,8 \text{ кН}$$

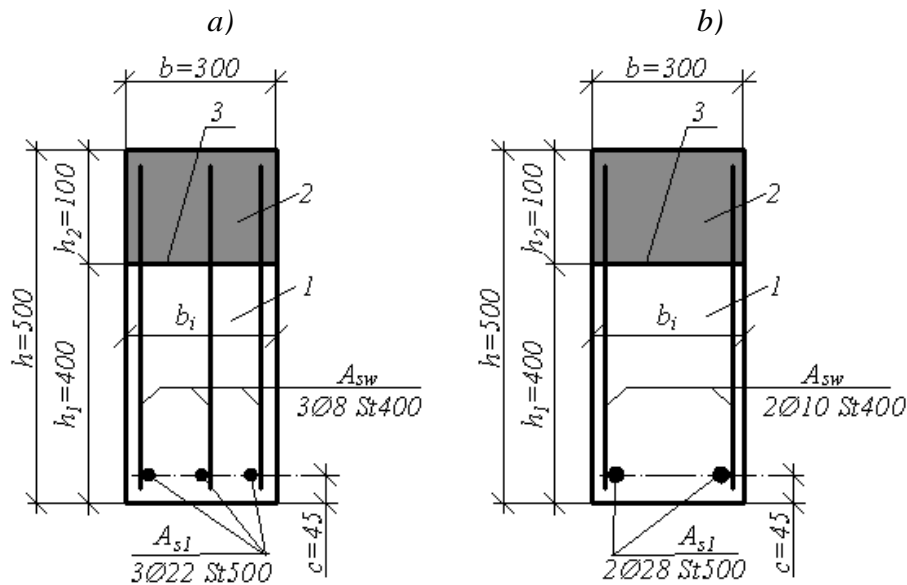
Условие прочности (9.66) выполняется.

Как показал расчет по рабочей высоте сборного элемента, а также по рабочей высоте сборно-монолитной конструкции, прочность составного сечения обеспечена.

Прочность балки по наклонной трещине обеспечена.

Пример – Г.11.

Расчет прочности наклонного сечения на основе стержневой модели



а) – вариант с тремя каркасами; б) – вариант с двумя каркасами; 1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон; 3 – плоскость стыкового соединения, контактный шов

Рисунок Г.11. К расчету прочности наклонного сечения сборно – монолитной балки на основе стержневой модели.

Дано:

Сечение изгибаемого элемента представлено на рисунке – Г.11.

Размеры поперечного сечения: $h = 500 \text{ мм}$, $h_1 = 400 \text{ мм}$, $h_2 = 100 \text{ мм}$, $b = 300 \text{ мм}$, $c = 45 \text{ мм}$. $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0,9$. Сборный элемент – бетон класса $C^{25/30}$, $f_{ck1} = 25 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd1} = 0,9 \cdot 16,67 = 15 \text{ МПа}$, $f_{ctk1} = 1,8 \text{ МПа}$, $f_{ctd1} = 1,8 \cdot 0,9 / 1,5 = 1,08 \text{ МПа}$. Монолитный бетон класса $C^{16/20}$, $f_{ck2} = 16 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd2} = 16 \cdot 0,9 / 1,5 = 9,6 \text{ МПа}$, $f_{ctk2} = 1,3 \text{ МПа}$, $f_{ctd2} = 1,3 \cdot 0,9 / 1,5 = 0,78 \text{ МПа}$. Из расчета прочности нормального сечения продольное армирование может быть принято: $2\text{Ø}28 \text{ St}500$ или $3\text{Ø}22 \text{ St}500$, при этом поперечное армирование конструктивно может быть принято соответственно: $2\text{Ø}10 \text{ St}400$ или $3\text{Ø}8 \text{ St}400$ с площадью поперечного сечения хомутов $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$ или $A_{sw} = 85 \text{ мм}^2$ соответственно, шаг хомутов 150 мм , $f_{ywd} = 279 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 348 \text{ МПа}$. Опорная реакция $V_{Ed} = 115,79 \text{ кН}$.

Требуется:

Рассчитать прочность наклонного сечения сборно-монолитной балки прямоугольного профиля при действии поперечной силы.

Расчет:

Расчетное сопротивление поперечной арматуры согласно п.6.6.2.2 определяется:

$$f_{ywd} = f_{yd} \cdot \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2} = 348 \cdot 0,8 \cdot 1 = 278 \text{ МПа},$$

где $\gamma_{s2} = 1$, т.к. диаметр хомутов более 1/3 диаметра продольных стержней, и хрупкое разрушение сварного соединения в каркасах не учитывается.

Расчет сборно-монолитных элементов по прочности наклонного сечения при действии поперечных сил следует производить из условия (9.48):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sy},$$

где V_{Ed} – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок; $V_{Rd,sy}$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой в элементе, имеющем поперечное армирование.

Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием, следует определять по формуле (9.49):

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta,$$

при соблюдении условия: $\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}^*$,

где A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

s – расстояние между хомутами;

f_{ywd} – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

z – плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы, в общем, может быть использовано приближенное значение $z = 0,9d$;

$\cot \theta$ – угол между бетонным сжатым раскосом и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию (предельные значения $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$);

b_w – наименьшая ширина стенки;

ν_1 – коэффициент снижения прочности для бетона, с учетом образования наклонных трещин, рекомендуется ν_1 принимать равным ν по формуле (9.51):

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right),$$

f_{cd}^* – расчетное сопротивление бетона соответственно сборной и монолитной частей сечения.

Расчетная поперечная сила, определенная по формуле (9.49), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, определяемую по формуле (9.52):

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}^*}{\cot \theta + \tan \theta},$$

$$V_{Rd,sy} \leq V_{Rd,max}.$$

Расчетная поперечная сила в зависимости от поперечного армирования и угла наклона трещин:

$$\text{для } 2\emptyset 10: V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{157 \cdot 0,9 \cdot 455 \cdot 278}{150} \cdot \cot \theta := 1,192 \cdot 10^5 \cdot \cot \theta,$$

$$\text{для } 3\emptyset 8: V_{Rd, sy} = \frac{151 \cdot 0,9 \cdot 455 \cdot 278}{150} \cdot \cot \theta := 1,146 \cdot 10^5 \cdot \cot \theta,$$

$$\text{для } 2\emptyset 8: V_{Rd, sy} = \frac{101 \cdot 0,9 \cdot 455 \cdot 278}{150} \cdot \cot \theta := 7,665 \cdot 10^4 \cdot \cot \theta$$

Для части сечения по высоте сборного элемента при $\nu_p = 0,6 \cdot (1 - \frac{25}{250}) = 0,54$, определяем максимальную поперечную силу:

$$V_{Rd, max, p} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu_p \cdot f_{cd1}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{300 \cdot 0,9 \cdot 455 \cdot 0,54 \cdot 15}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{9,951 \cdot 10^5}{\cot \theta + \tan \theta},$$

$$0,5 \cdot \nu_p \cdot f_{cd1} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 15 = 4,05 \text{ МПа},$$

$$\text{для } 2\emptyset 10: \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{157 \cdot 278}{300 \cdot 150} = 0,97 \text{ МПа} < 4,05 \text{ МПа},$$

$$\text{для } 3\emptyset 8: \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{151 \cdot 278}{300 \cdot 150} = 0,933 \text{ МПа} < 4,05 \text{ МПа}$$

Для части сечения по высоте монолитного бетона при $\nu_m = 0,6 \cdot (1 - \frac{16}{250}) = 0,562$ определяем максимальную поперечную силу:

$$V_{Rd, max, m} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu_m \cdot f_{cd2}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{300 \cdot 0,9 \cdot 455 \cdot 0,562 \cdot 9,6}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{6,628 \cdot 10^5}{\cot \theta + \tan \theta},$$

$$0,5 \cdot \nu_m \cdot f_{cd2} = 0,5 \cdot 0,562 \cdot 9,6 = 2,698,$$

$$\text{для } 2\emptyset 10: \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{157 \cdot 278}{300 \cdot 150} = 0,97 \text{ МПа} < 2,698 \text{ МПа},$$

$$\text{для } 3\emptyset 8: \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{151 \cdot 278}{300 \cdot 150} = 0,933 \text{ МПа} < 2,698 \text{ МПа}$$

Значения внутренней поперечной силы, воспринимаемой сечением, при различных вариантах армирования и разных углах наклона трещин, сведен в таблицу Г.11.

Расчетная поперечная сила $V_{Rd, sy}$, как видно из таблицы Г.11, не превышает значений $V_{Rd, max}$, определенных для сборного и монолитного бетонов. При угле наклона трещин 25° для участка из монолитного бетона $V_{Rd, sy} > V_{Rd, max}$ на 0,67%, что допустимо.

При углах наклона трещин 38° и 45° прочность наклонного сечения не обеспечена при предварительно назначенных хомутах 2Ø8 (и 3Ø6), $V_{Rd, sy} < V_{Ed}$.

Как видно из таблицы – Г.11, условия прочности $V_{Ed} \leq V_{Rd, sy}$ и $V_{Rd, sy} \leq V_{Rd, max}$ выполняются при поперечном армировании 2Ø10 и 3Ø8.

Таблица – Г.11. Анализ несущей способности сечения при вариантах армирования и возможных углах наклона трещин

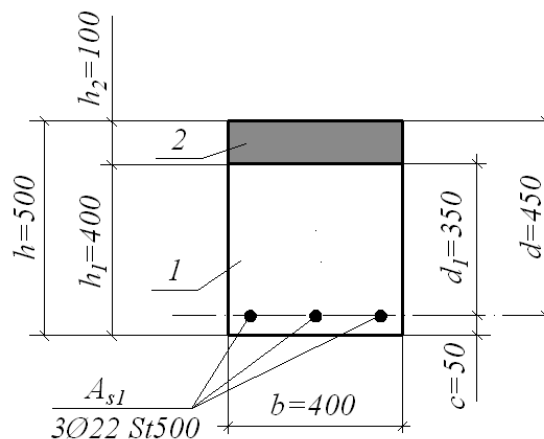
Тригонометрические функции. Усилия, Н	при углах наклона трещин, в градусах				Поперечное армирование. Вид бетона
	25°	30°	38°	45°	
$\cot \theta$	2,1446	1,7321	1,2798	1	
$\tan \theta$	0,4663	0,5774	0,7813	1	
$V_{Rd, sy} := 7,665 \times 10^4 \cdot \cot \theta$	165000	133200	98450	76930	при 2Ø8
$V_{Rd, sy} := 1,192 \times 10^5 \cdot \cot \theta$	255600	206500	152600	119200	при 2Ø10
$V_{Rd, sy} := 1,146 \times 10^5 \cdot \cot \theta$	245800	198500	146700	114600	при 3Ø8
$V_{Rd, max, m} = \frac{6,628 \times 10^5}{\cot \theta + \tan \theta}$	253900	287000	321600	331400	монолитный бетон
$V_{Rd, max, p} = \frac{9,951 \times 10^5}{\cot \theta + \tan \theta}$	381100	430900	482800	497600	сборный бетон
V_{Ed}	115790	115790	115790	115790	

Прочность наклонного сечения обеспечена.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЯ ПО РАСКРЫТИЮ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН

Пример – Г.12

Расчет составного сечения сборно-монолитной балки по раскрытию нормальных трещин



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок – Г.12.1. К расчету составного сечения по раскрытию нормальных трещин. Размеры по опалубке сечения сборно – монолитной балки. Продольное армирование.

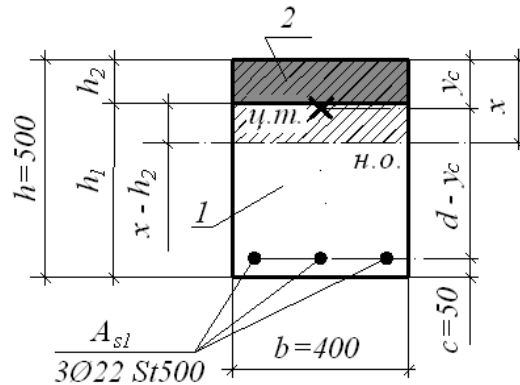


Рисунок – Г.12.2. К определению плеча внутренней пары сил $z = d - y_c$ Положение нейтральной оси и центра тяжести сжатой зоны

Дано:

Сечение изгибаемого элемента представлено на рисунках Г.12.1 и Г.12.2.

Размеры поперечного сечения: $h = 500$ мм, $h_1 = 400$ мм, $h_2 = 100$ мм, $b = 400$ мм, $c = 50$ мм. $\gamma_c = 1$, $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 1$. Сборный элемент из бетона класса C^{20}_{25} , $f_{ck1} = 20$ МПа, $f_{ctk1} = 1,5$ МПа, $f_{ctm1} = 2,2$ МПа. Модуль упругости $E_{cm} = 32 \cdot 10^3$ МПа (для марки по подвижности П1). Для пропаренного бетона с коэффициентом 0,9 $E_{cm} = 32 \cdot 0,9 \cdot 10^3 = 28,8 \cdot 10^3$ МПа. Монолитный бетон класса C^{16}_{20} , $f_{ck2} = 16$ МПа, $f_{ctm2} = 1,9$ МПа, $f_{ctk2} = 1,3$ МПа. Модуль упругости $E_{cm} = 28 \cdot 10^3$ МПа (для марки по подвижности П3-П5). Продольное армирование принято: 3Ø22 St500 с $A_{s1} = 1140$ мм², $f_{yk} = 500$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа, $l_{eff} = 5,87$ м. Момент от внешней нагрузки $M_{Ed,n} = 130$ кН·м.

Требуется:

Проверить ширину раскрытия нормальных трещин составного сечения сборно-монолитной балки прямоугольного профиля.

Расчет:

Расчет по ширине раскрытия трещин производят из условия (9.138):

$$w_k \leq w_{lim}$$

Предельная ширина раскрытия трещин по таблице 9.3 $w_{lim} = 0,4$ мм для класса по эксплуатации XC1.

Рабочая высота сечения: $d = h - c = 500 - 50 = 450$ мм

Коэффициент продольного армирования для ребра:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{1140}{400 \cdot 450} = 6,333 \cdot 10^{-3}, \quad \rho_1 = 0,633 \%$$

Эффективный модуль упругости бетона $E_{c,eff}$ определим по формуле (7.20 [1]):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}},$$

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ – предельное значение коэффициента ползучести для бетона, в соответствии с указаниями п. 6.4.3 раздела 6, определяется по номограмме, данной на рисунке 6.1;

$\varphi_{(\infty, t_0)1}$ – значение коэффициента ползучести для сборного бетона;

$\varphi_{(\infty, t_0)2}$ – значение коэффициента ползучести для монолитного бетона.

Для бетонов классов $C^{20/25}$ и ниже при значениях $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 500 \cdot 400}{2 \cdot (500 + 400)} = 222,222 \text{ мм}$,

RH = 50% , $t_0 = 30$ суток по номограмме

$$\varphi_{(\infty, t_0)} = 2,75,$$

$$\varphi_{(\infty, t_0)1} = 2,75 \cdot 0,7 = 1,925, \quad \text{где } 0,7 \text{ – коэффициент для малоподвижной смеси П1,}$$

$$\varphi_{(\infty, t_0)2} = 2,75$$

Эффективные модули упругости для сборного $E_{c,eff1}$ и монолитного $E_{c,eff2}$ бетонов:

$$E_{c,eff1} = \frac{28800}{1 + 1,925} = 9,846 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \quad E_{c,eff2} = \frac{28000}{1 + 2,75} = 7,467 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

Коэффициенты приведения для арматуры и монолитного бетона к эффективному модулю упругости сборного бетона

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{c,eff1}} = \frac{20 \cdot 10^4}{9846} = 20,313, \quad \alpha_n = \frac{E_{c,eff2}}{E_{c,eff1}} = \frac{7467}{9846} = 0,758$$

Для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования бетона высота сжатой зоны x может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси. При наличии трещин растянутая зона бетона не учитывается.

Высота сжатой зоны x над трещиной определится из решения уравнения:

$$S_c = \alpha_c \cdot S_{s1} - \alpha_n \cdot S_{s2}$$

S_c, S_{s1}, S_{s2} - статические моменты соответственно: площади сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Предположим, что высота сжатой зоны больше высоты набетонки, $x > h_2$, т.е. нейтральная ось пересекает сборный элемент.

Подставляя в выше приведенное уравнение значения статических моментов, получаем значение x :

$$\begin{aligned} \alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(x - \frac{h_2}{2} \right) + \frac{b \cdot (x - h_2)^2}{2} - \alpha_c \cdot \rho_1 \cdot b \cdot d \cdot (d - x) &= 0, \\ \alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot x - \alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \frac{h_2}{2} + \frac{b \cdot x^2}{2} - \frac{2b \cdot x \cdot h_2}{2} + \frac{b \cdot h_2^2}{2} &= \alpha_c \cdot \rho_1 \cdot b \cdot d \cdot d - \alpha_c \cdot \rho_1 \cdot b \cdot d \cdot x, \\ x^2 + 2 \cdot x \cdot (\alpha_n \cdot h_2 - h_2 + \alpha_c \cdot \rho_1 \cdot d) - [\alpha_n \cdot (h_2)^2 - (h_2)^2 + 2\alpha_c \cdot \rho_1 \cdot d^2] &= 0, \end{aligned}$$

$$x^2 + 2 \cdot x [0,758 \cdot 100 - 100 + 20,313 \cdot (6,333 \times 10^{-3}) \cdot 450] - [0,758 \cdot 100^2 - 100^2 + 2 \cdot 20,313 \times \\ \times (6,333 \cdot 10^{-3}) \cdot 450^2] = 0, \\ x^2 + 2 \cdot x \cdot 33,689 - 49680 = 0$$

Откуда $x = -33,689 + \sqrt{33,689^2 + 49680} = 191,733 \text{ мм}$, как и предполагалось, $x = 191,733 \text{ мм} > h_2 = 100 \text{ мм}$.

Расстояние от верхнего сжатого волокна до центра тяжести сжатой зоны y_c определяется по формуле:

$$y_c = \frac{S_c}{A_c},$$

где S_c – приведенный статический момент сечения:

$$S_c = \alpha_n \cdot b \cdot \frac{(h_2)^2}{2} + b \cdot (x - h_2) \left(\frac{x - h_2}{2} + h_2 \right),$$

A_c – приведенная площадь сжатой зоны:

$$A_c = \alpha_n \cdot b \cdot h_2 + b \cdot (x - h_2)$$

Отсюда следует:

$$y_c = \frac{\alpha_n \cdot b \cdot \frac{(h_2)^2}{2} + b \cdot (x - h_2) \cdot \left(\frac{x - h_2}{2} + h_2 \right)}{\alpha_n \cdot b \cdot h_2 + b \cdot (x - h_2)} = \\ = \frac{0,758 \cdot 400 \cdot \frac{100^2}{2} + 400 \cdot (191,733 - 100) \cdot \left(\frac{191,733 - 100}{2} + 100 \right)}{0,758 \cdot 400 \cdot 100 + 400 \cdot (191,733 - 100)} = 102,492 \text{ мм}$$

Общий центр тяжести сжатой зоны находится в сборном элементе, т.к. $y_c > h_2$.

При этом плечо внутренней пары сил составит:

$$z = d - y_c = 450 - 102,492 = 347,508 \text{ мм}$$

Напряжения в арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed,n}}{A_s \cdot (d - y_c)} = \frac{130 \cdot 10^6}{1140 \cdot 347,508} = 328,151 \text{ МПа} < f_{yk}$$

Расчетную ширину раскрытия трещин определяем по формуле (9.139):

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

где $s_{r,\max}$ – максимальное расстояние между трещинами,

ε_{sm} – средние относительные деформации арматуры,

ε_{cm} – средняя относительная деформация бетона между трещинами.

Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ определяется по формуле:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Эффективный коэффициент армирования:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{1140}{400 \cdot 102,756} = 0,028,$$

где $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$,

$$\min : h_{c,eff} = \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (500 - 450) = 125 \text{ мм} \\ \frac{h - x}{3} = \frac{500 - 191,733}{3} = 102,756 \text{ мм} \\ \frac{h}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ мм} \end{cases} \Rightarrow h_{c,eff} = 102,756 \text{ мм}$$

Ограничение для расстояния между стержнями:

$$s_r = 5 \cdot \left(c_{cov} + \frac{d}{2} \right) = 5 \cdot \left(31 + \frac{22}{2} \right) = 210 \text{ мм},$$

где $c_{cov} = c - \frac{d}{2} - d_{sw} = 50 - \frac{22}{2} - 8 = 31 \text{ мм}$.

При расположении трех стержней в один ряд расстояния между ними не превышают $s_r = 210 \text{ мм}$, $s_{r,max}$ определится по формуле (9.142):

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{d}{\rho_{p,eff}},$$

где $k_1=0,8$ – для стержней с хорошими свойствами сцепления;

$k_2=0,5$ – для изгибаемых элементов;

$k_3=3,4$, $k_4=0,425$,

защитный слой бетона до горизонтальных хомутов $c = c_{cov} = 31 \text{ мм}$.

Максимальное расстояние между трещинами равно:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 31 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{22}{0,028} = 238,971 \text{ мм}$$

Для вычисления приведенной прочности бетона $f_{ctm,eff}$ определяем статические моменты площадей участков сборного S_1 , монолитного бетона S_2 и всего сечения S :

$$S_1 = b \cdot \frac{(h_1)^2}{2} = 400 \cdot \frac{400^2}{2} = 3,2 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

$$S_2 = \alpha_c \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(h - \frac{h_2}{2} \right) = 0,758 \cdot 400 \cdot 100 \cdot \left(500 - \frac{100}{2} \right) = 1,364 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

$$S = S_1 + S_2 = 3,2 \cdot 10^7 + 1,364 \cdot 10^7 = 4,564 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

$$f_{ctm,eff} = \frac{f_{ctm1} \cdot S_1 + f_{ctm2} \cdot S_2}{S} = \frac{(2,2 \cdot 3,2 + 1,9 \cdot 1,364) \cdot 10^7}{4,564 \cdot 10^7} = 2,11 \text{ МПа}$$

Для определения ширины раскрытия трещин вычисляем разность относительных деформаций арматуры и бетона:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{328,151 - 0,4 \cdot \frac{2,11}{0,028} \cdot (1 + 20,313 \cdot 0,028)}{20 \cdot 10^4} = 1,404 \cdot 10^{-3} > 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{328,151}{20 \cdot 10^4} = 9,845 \cdot 10^{-4},$$

условие выполняется.

Расчетная величина ширины раскрытия трещин:

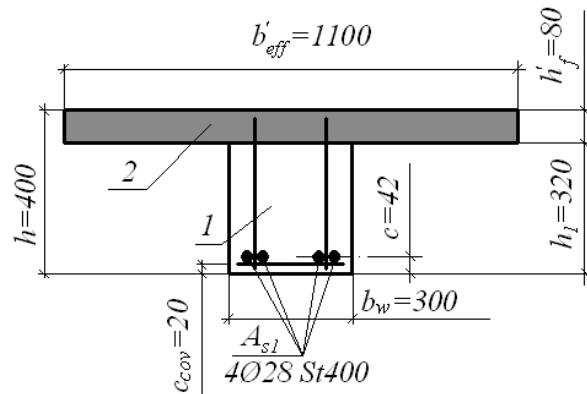
$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 238,971 \cdot 1,404 \cdot 10^{-3} = 0,336 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия нормальных трещин для сборно-монолитной балки не превышает предельного значения: $w_k = 0,336 \text{ мм} < w_{k,\lim} = 0,4 \text{ мм}$.

Трещиностойкость нормальных сечений обеспечена.

Пример – Г.13

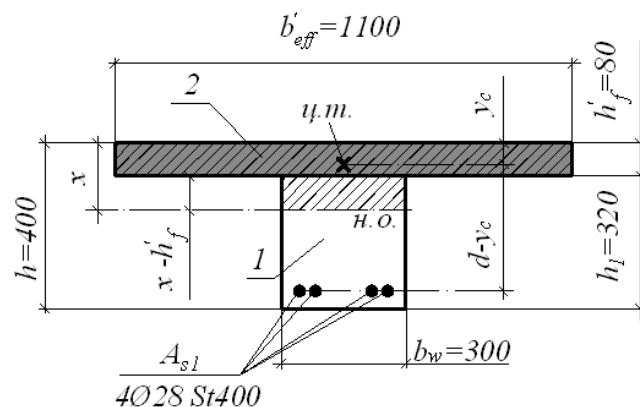
Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси конструкции



1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок Г.13.1 - К расчету составного сечения по раскрытию нормальных трещин.

Размеры по опалубке. Армирование



Плечо внутренней пары сил $z = d - y_c$

Рисунок Г.13.2 - Высота сжатой зоны бетона x и положение её центра тяжести y_c

Дано:

Размеры поперечного сечения, как видно из рисунков Г.13.1-Г.13.2: $h = 400 \text{ мм}$, $b'_{eff} = 1100 \text{ мм}$, $b_w = 300 \text{ мм}$, $h'_f = 80 \text{ мм}$, $c_{cov} = 20 \text{ мм}$. $\gamma_c = 1$, $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 1$. Сборный

элемент из бетона класса $C^{20/25}$, $f_{ck1} = 20 \text{ МПа}$, $f_{ctm,1} = 2,2 \text{ МПа}$, $f_{ctk1} = 1,5 \text{ МПа}$ Модуль упругости $E_{cm1} = 32 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (для марки по подвижности П1). Бетон подвергнут тепловой обработке. Монолитный бетон класса $C^{12/15}$, $f_{ck2} = 12 \text{ МПа}$, $f_{ctm2} = 1,6 \text{ МПа}$, $f_{ctk2} = 1,1 \text{ МПа}$ модуль упругости $E_{cm2} = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (для марки по подвижности П1). Продольная арматура периодического профиля класса St400, $f_{yk} = 400 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, рабочая арматура - 4Ø28 St400 с $A_s = 2463 \text{ мм}^2$. Изгибающий момент в расчетном сечении от практически постоянной комбинации нагрузок $M_{Ed,n} = 187,83 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Класс по условиям эксплуатации конструкции XC1 (RH=50%).

Требуется: проверить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Расчет:

Рабочая высота сечения $d = h - c_{cov} - d_{sw} - \frac{d_s}{2} = 400 - 20 - 8 - \frac{28}{2} = 358 \text{ мм}$.

По таблице 9.3 настоящего пособия для класса эксплуатации XC1 при практически постоянном сочетании нагрузок предельно допустимая ширина раскрытия трещин $w_{lim} = 0,4 \text{ мм}$.

Коэффициент продольного армирования для ребра:

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{2463}{300 \cdot 358} = 0,023, \quad \rho_1 = 2,3 \%$$

Проверяем ширину раскрытия трещин по упрощенной методике.

При $\rho_1 > 1\%$; $z = 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 358 = 286,4 \text{ мм}$

Напряжения в растянутой арматуре в сечении с трещиной:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed,n}}{A_s \cdot z} = \frac{187,83 \cdot 10^6}{2463 \cdot 286,4} = 266,273 \text{ МПа}$$

При напряжении $\sigma_s = 260 \text{ МПа}$ и $w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}$ по таблице 7.2N [1] найдем предельный диаметр для ограничения ширины раскрытия трещин $d_{max} = 18 \text{ мм}$. Принятый диаметр $d = 28 \text{ мм} > d_{max} = 18 \text{ мм}$, поэтому расчетным путем необходимо проверить ширину раскрытия трещин.

При проверке ширины раскрытия трещин, учитывая, что момент $M_{Ed,n}$ определен на практически постоянную комбинацию нагрузок, используем эффективный модуль упругости бетона.

Для сборного элемента с учетом тепловой обработки бетон имеет модуль упругости $E_{cm1} = 0,9 \cdot 32 \cdot 10^3 = 28800 \text{ МПа}$. Эффективный модуль определится по формуле (7.20 [1]):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}},$$

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ - коэффициент ползучести, соответствующий нагрузке и интервалу времени, зависит от класса цемента, класса бетона и геометрических размеров сечения.

Предельное значение коэффициента ползучести $\varphi_{(\infty, t_0)}$ определим из номограммы, приведенной на рисунке 6.1 в разделе 6, п. 6.4.3. При $h_0=123\text{ мм}$, $RH=50\%$, $t_0=30$ суток:

$\varphi_{(\infty, t_0)1}=3,0$ – для сборного бетона класса C^{20}_{25} ;

$\varphi_{(\infty, t_0)2}=3,0$ – для монолитного бетона класса C^{12}_{15} ;

$$\text{где } h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot (1100 \cdot 80 + 320 \cdot 300)}{2 \cdot (1100 + 400)} = 122,667 \text{ мм} \approx 123 \text{ мм}$$

Предельное значение коэффициента ползучести $\varphi_{(\infty, t_0)}$, определенное из номограммы, для малоподвижной смеси П1 следует умножить на коэффициент 0,7.

$$\varphi_{(\infty, t_0)} = 3,0 \cdot 0,7 = 2,1$$

Эффективные модули упругости для сборного $E_{c,eff1}$ и монолитного $E_{c,eff2}$ бетонов:

$$E_{c,eff1} = \frac{28800}{1+2,1} = 9,29 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \quad E_{c,eff2} = \frac{27000}{1+2,1} = 8,71 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

Коэффициенты приведения для арматуры и монолитного бетона к эффективному модулю упругости сборного бетона

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{c,eff1}} = \frac{20 \cdot 10^4}{9290} = 21,529, \quad \alpha_n = \frac{E_{c,eff2}}{E_{c,eff1}} = \frac{8480}{9290} = 0,913$$

Для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования бетона высота сжатой зоны x может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси.

Высота сжатой зоны x над трещиной определится из решения уравнения

$$S_c = \alpha_c \cdot S_{s1} - \alpha_c \cdot S_{s2}$$

S_c, S_{s1}, S_{s2} - статические моменты соответственно: сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Предположим, что нейтральная ось пересекает ребро, т.е. $x > h'_f = 80$ мм. Условие равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси сечения для таврового профиля:

$$\begin{aligned} \alpha_n \cdot b'_{eff} \cdot h'_f \cdot \left(x - \frac{h'_f}{2} \right) + \frac{b \cdot (x - h'_f)^2}{2} - \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d - x) &= 0, \\ 0,913 \cdot 1100 \cdot 80 \cdot \left(x - \frac{80}{2} \right) + \frac{300 \cdot (x - 80)^2}{2} - 21,529 \cdot 2463 \cdot (358 - x) &= 0, \\ x^2 + 729,133 \cdot x - 141500 &= 0, \\ x = \frac{-729,133}{2} + \frac{\sqrt{729,133^2 + 4 \cdot 141500}}{2} &= 159,274 \text{ мм} \end{aligned}$$

Расстояние от верхнего сжатого волокна до центра тяжести сжатой зоны y_c при $x = 159,274$ мм определим из условия:

$$y_c = \frac{S_c}{A_c},$$

где S_c – статический момент сжатой зоны бетона:

$$S_c = \alpha_n \cdot b_{eff}' \cdot h_f' \cdot \frac{h_f'}{2} + b \cdot (x - h_f') \left(\frac{x - h_f'}{2} + h_f' \right),$$

а A_c – площадь сечения сжатого бетона;

$$A_c = \alpha_n \cdot b_{eff}' \cdot h_f' + b \cdot (x - h_f').$$

$$y_c = \frac{0,913 \cdot 1100 \cdot 80 \cdot 40 + 300 \cdot 79,274 \cdot \left(\frac{79,274}{2} + 80 \right)}{0,913 \cdot 1100 \cdot 80 + 300 \cdot 79,274} = 58,189 \text{ мм}$$

При этом плечо внутренней пары сил, как показано на рисунке Г.13.2, составит:

$$z = d - y_c = 358 - 58,189 = 299,811 \text{ мм}$$

Напряжения в растянутой арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed,n}}{A_s \cdot (d - y_c)} = \frac{187,83 \cdot 10^6}{2463 \cdot 299,811} = 254,362 \text{ МПа}$$

Для сравнения:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed,n}}{A_s \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{187,83 \cdot 10^6}{2463 \cdot \left(358 - \frac{159,274}{3} \right)} = 250,11 \text{ МПа}$$

Проверка ширины раскрытия трещин производится в соответствии с п. 9.5.3.2 из условия (9.138):

$$w_k \leq w_{lim}$$

Расчетную ширину раскрытия трещин определяем по формуле (9.139):

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

где $s_{r,max}$ – максимальное расстояние между трещинами,

ε_{sm} – средние относительные деформации арматуры,

ε_{cm} – средняя относительная деформация бетона между трещинами.

Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ определяется по формуле (9.140):

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm,eff}}{\rho_{\rho,eff}} \cdot (1 + \alpha_c \cdot \rho_{\rho,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Эффективный коэффициент армирования определяем по формуле (9.141):

$$\rho_{\rho,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{2463}{300 \cdot 80,242} = 0,102,$$

где $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения,

$h_{c,eff}$ – эффективная высота,

$$\min : h_{c,eff} = \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (400 - 358) = 105 \text{ мм} \\ \frac{h - x}{3} = \frac{400 - 159,274}{3} = 80,242 \text{ мм} \\ \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ мм} \end{array} \right\} \Rightarrow h_{c,eff} = 80,242 \text{ мм},$$

$k_1 = 0,4$ при практически постоянном сочетании нагрузок.

Максимальное расстояние между трещинами может быть рассчитано по формуле (9.142), если расстояние между стержнями не превысят $5 \cdot \left(c_{cov} + \frac{d}{2} \right)$:

$$s_r = 5 \cdot \left(c_{cov} + \frac{d}{2} \right) = 5 \cdot \left(20 + \frac{28}{2} \right) = 170 \text{ мм}$$

При ширине сечения 300 мм расстояние между стержнями при однорядном расположении арматуры в сечении меньше $s_r = 170 \text{ мм}$, следовательно, максимальное расстояние между трещинами определится по формуле (9.142):

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{d}{\rho_{\rho,eff}} = 3,4 \cdot 20 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{28}{0,102} = 114,667 \text{ мм},$$

где $k_1 = 0,8$ – для стержней с хорошими свойствами сцепления,

$k_2 = 0,5$ – для изгиба, $k_3 = 3,4$, $k_4 = 0,425$,

защитный слой бетона для горизонтальных хомутов $c = c_{cov} = 20 \text{ мм}$.

Определим для составного сечения приведенную среднюю прочность бетона $f_{ctm,eff}$. Для этого вычислим статические моменты площадей S_1 – для сборного и S_2 – для монолитного бетонов:

$$S_1 = 320 \cdot 300 \cdot 160 = 1,536 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

$$S_2 = 0,913 \cdot 1100 \cdot 80 \cdot 360 = 2,892 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

$$S = S_1 + S_2 = 1,536 \cdot 10^7 + 2,892 \cdot 10^7 = 4,428 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

$$f_{ctm,eff} = \frac{f_{ctm1} \cdot S_1 + f_{ctm2} \cdot S_2}{S} = \frac{(2,2 \cdot 1,536 + 1,6 \cdot 2,892) \cdot 10^7}{4,428 \cdot 10^7} = 1,808 \text{ МПа}$$

(9.140):

Разность относительных деформаций арматуры и бетона вычислим по формуле

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{254,362 - 0,4 \cdot \frac{1,808}{0,102} \cdot (1 + 21,529 \cdot 0,102)}{20 \cdot 10^4} = 1,159 \cdot 10^{-3},$$

$$0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{254,362}{20 \cdot 10^4} = 7,631 \cdot 10^{-4},$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 1,159 \cdot 10^{-3} > 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 7,631 \cdot 10^{-4}, \text{ условие выполняется.}$$

Расчетная величина ширины раскрытия трещин:

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 114,667 \cdot 1,159 \cdot 10^{-3} = 0,133 \text{ мм}$$

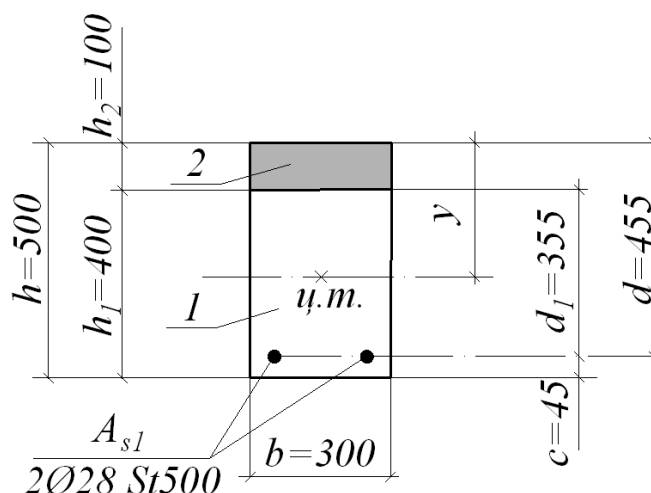
Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, не превышает предельного значения: $w_k = 0,133 \text{ мм} < w_{k,\text{lim}} = 0,4 \text{ мм}$.

Трещиностойкость сечения обеспечена.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЯ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Пример - Г.14

Расчет составного сечения сборно-монолитной балки по деформациям



1- сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок Г.14.1 - К расчету составного сечения балки по деформациям.

Размеры по опалубке. Положение центра тяжести сечения.

Дано:

Сечение изгибаемого элемента представлено на рисунке Г.14.1

Размеры поперечного сечения: $h = 500 \text{ мм}$, $h_1 = 400 \text{ мм}$, $h_2 = 100 \text{ мм}$, $b = 300 \text{ мм}$, $c = 45 \text{ мм}$. $\gamma_c = 1,0$, $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 1,0$. Сборный элемент бетон класса $C^{25}_{/30}$; $f_{ck1} = 25 \text{ МПа}$; $f_{ctk1} = 1,8 \text{ МПа}$. Модуль упругости $E_{cm1} = 35 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (для марки по подвижности П1). Монолитный бетон класса $C^{16}_{/20}$; $f_{ck2} = 16 \text{ МПа}$; $f_{ctk2} = 1,3 \text{ МПа}$. Модуль упругости $E_{cm2} = 28 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (для марки по подвижности П3-П5). Из расчета прочности нормального сечения продольное армирование принято: $2\text{Ø}28 \text{ St}500$ с $A_{s1} = 1232 \text{ мм}^2$, $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, $l_{\text{eff}} = 5,87 \text{ м}$. Моменты от внешней нагрузки $M_{Ed} = 165 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $M_{Ek} = 143,48 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется: проверить прогиб составного сечения сборно-монолитной балки прямоугольного профиля.

Расчет:

Расчет по прогибам производят из условия:

$$\alpha_k \leq \alpha_{\text{lim}}$$

Предельно допустимый прогиб, установленный нормативными документами:

$$\alpha_{\text{lim}} = \frac{1}{250} \cdot l_{\text{eff}}$$

Рабочая высота сечения: $d = h - c = 500 - 45 = 455 \text{ мм}$

$$\text{Коэффициент армирования: } \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{1232}{300 \cdot 455} = 9,026 \cdot 10^{-3},$$

$$\rho_1 = 0,9\%$$

Прогиб, обусловленный деформациями изгиба, определяется по формуле (9.152):

$$a_{(\infty, t_0)} = \frac{a_k \cdot M_{Ek} \cdot l_{\text{eff}}^2}{B_{(\infty, t_0)}},$$

где для свободно опертой балки с равномерно распределенной нагрузкой по таблице 9.4

$$a_k = \frac{5}{48}$$

Жесткость железобетонного элемента с трещинами при практически постоянном сочетании нагрузок определится по формуле (9.157):

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c, \text{eff}} \cdot I_{11}}{1 + \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{11}}{I_1} \right)},$$

β_1 – для стержневой арматуры периодического профиля принимается 1;

β_2 – при практически постоянном сочетании нагрузок принимается 0,5;

$E_{c, \text{eff}}$ – эффективный модуль упругости монолитного бетона (наиболее сжатого).

При действии практически постоянного сочетания нагрузок эффективный модуль упругости бетона определяется по формуле (7.20) [1]:

$$E_{c, \text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}},$$

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ – предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяется по номограмме, данной на рисунке 6.1;

$\varphi_{(\infty, t_0)1}$ – значение коэффициента ползучести для сборного бетона;

$\varphi_{(\infty, t_0)2}$ – значение коэффициента ползучести для монолитного бетона.

При значениях $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 500 \cdot 300}{2 \cdot (500 + 300)} = 187,5 \text{ мм}$, $RH=50\%$, $t_0=30$ суток по номограмме,

приведенной на рисунке 6.1, коэффициенты ползучести определяются:

$$\varphi_{(\infty, t_0)1} = 2,6,$$

$$\varphi_{(\infty, t_0)2} = 2,9$$

Эффективные модули упругости для сборного $E_{c,eff1}$ и монолитного $E_{c,eff2}$ бетонов определяются:

$$E_{c,eff1} = \frac{35 \cdot 10^3 \cdot 0,9}{1 + 2,6} = 8,75 \cdot 10^3 \text{ МПа},$$

$$E_{c,eff2} = \frac{28 \cdot 10^3}{1 + 2,9} = 7,179 \cdot 10^3 \text{ МПа},$$

где для пропаренного сборного бетона принят понижающий коэффициент 0,9.

Коэффициенты приведения для арматуры и монолитного бетона к эффективному модулю упругости сборного бетона:

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{c,eff1}} = \frac{20 \cdot 10^4}{8750} = 22,857,$$

$$\alpha_n = \frac{E_{c,eff2}}{E_{c,eff1}} = \frac{7179}{8750} = 0,82$$

Вычислим геометрические характеристики прямоугольного сечения без трещины, приведенные по эффективному модулю упругости бетона $E_{c,eff1}$ при $A_{s2} = 0$.

Приведенная площадь бетона:

$$A_{l,red} = b \cdot h_1 + \alpha_n \cdot b \cdot h_2 + \alpha_c \cdot A_{s1} = 300 \cdot 400 + 0,82 \cdot 300 \cdot 100 + 22,857 \cdot 1232 = 1,728 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$$

Приведенный статический момент площади поперечного сечения относительно наиболее сжатого волокна бетона:

$$S_{l,red} = 0,5 \cdot \alpha_n \cdot b \cdot (h_2)^2 + b \cdot h_1 \cdot \left(h - \frac{h_1}{2} \right) + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d,$$

$$S_{l,red} = 0,5 \cdot 0,82 \cdot 300 \cdot 100^2 + 300 \cdot 400 \cdot \left(500 - \frac{400}{2} \right) + 22,857 \cdot 1232 \cdot 455 = 5,004 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

Расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента у:

$$y = \frac{S_{l,red}}{A_{l,red}} = \frac{5,004 \cdot 10^7}{1,728 \cdot 10^5} = 289,583 \text{ мм}$$

Момент инерции сечения без трещины относительно центра тяжести сечения с учетом коэффициента приведения по эффективному модулю упругости $E_{c,eff1}$ и $A_{s2} = 0$:

$$\begin{aligned}
I_1 &= \frac{\alpha_n \cdot b \cdot (h_2)^3}{12} + \frac{b \cdot (h_1)^3}{12} + \alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(y - \frac{h_2}{2}\right)^2 + b \cdot h_1 \cdot \left(h - y - \frac{h_1}{2}\right)^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d - y)^2 = \\
&= \frac{0,82 \cdot 300 \cdot 100^3}{12} + \frac{300 \cdot 400^3}{12} + 0,82 \cdot 300 \cdot 100 \cdot \left(289,583 - \frac{100}{2}\right)^2 + 300 \times \\
&\times 400 \cdot \left(500 - 289,583 - \frac{400}{2}\right)^2 + 22,857 \cdot 1232 \cdot (455 - 289,583)^2 = 3,817 \cdot 10^9 \text{ мм}^4
\end{aligned}$$

Для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования бетона высота сжатой зоны x может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси.

Высота сжатой зоны x над трещиной определится из решения уравнения:

$$S_c = \alpha_c \cdot S_{s1} - \alpha_c \cdot S_{s2}$$

S_c, S_{s1}, S_{s2} - статические моменты соответственно: сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Предположим, что высота сжатой зоны больше высоты набетонки, т.е. нейтральная ось пересекает сборный элемент, $x > h_2$, как показано на рисунке Г.14.2, тогда уравнение примет вид:

$$\begin{aligned}
\alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(x - \frac{h_2}{2}\right) + \frac{b \cdot (x - h_2)^2}{2} &= \alpha_c \cdot \rho_1 \cdot b \cdot d \cdot (d - x), \\
x^2 + 2 \cdot x \cdot \left[(\alpha_n \cdot h_2 - h_2) + \alpha_c \cdot \rho_1 \cdot d\right] - \left[\alpha_n \cdot (h_2)^2 - (h_2)^2 + 2\alpha_c \cdot \rho_1 \cdot d^2\right] &= 0, \\
x^2 + 2 \cdot x \cdot \left[0,82 \cdot 100 - 100 + 22,857 \times \right. &\left. \times (9,026 \cdot 10^{-3}) \cdot 455\right] - \left[0,82 \cdot 100^2 - 100^2 + 2 \cdot 22,857 \times \right. \\
&\left. \times (9,026 \cdot 10^{-3}) \cdot 455^2\right] = 0, \\
x^2 + 2 \cdot x \cdot 75,87 - 83620 &= 0
\end{aligned}$$

Откуда высота сжатой зоны:

$$x = -75,87 + \sqrt{75,87^2 + 83620} = 223,089 > h_2 = 100 \text{ мм}.$$

Момент инерции сечения с трещиной относительно нейтральной оси с коэффициентом приведения по эффективному модулю упругости бетона сборного элемента при $A_{s2}=0$ в соответствии с рисунком Г.14.2:

$$I_{11} = \left(\frac{b \cdot (x - h_2)^3}{12} + b \cdot (x - h_2) \cdot \left(x - \frac{h_2}{2}\right)^2 \right) + \left(\alpha_n \cdot \frac{b \cdot (h_2)^3}{12} + \alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(x - \frac{h_2}{2}\right)^2 \right) + \left(\alpha_c \cdot A_{s1} \times \right. \\ \left. \times (d - x)^2 \right),$$

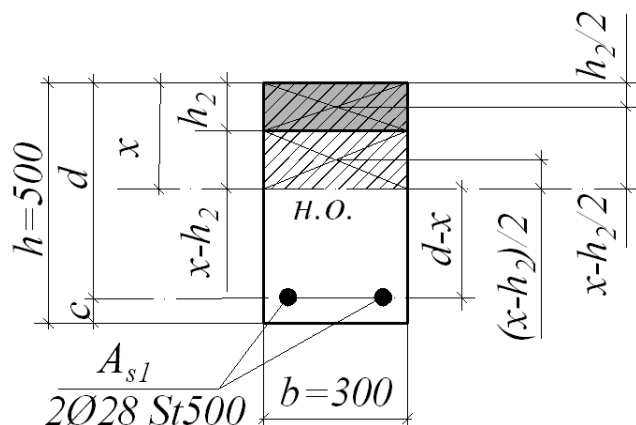


Рисунок Г.14.2. К определению момента инерции составного сечения с трещиной относительно нейтральной оси элемента

$$I_{11} = \left(\frac{300 \cdot (223,089 - 100)^3}{12} + 300 \cdot (223,089 - 100) \cdot \left(223,089 - \frac{100}{2} \right)^2 \right) + \\ + \left(0,82 \cdot \frac{300 \cdot 100^3}{12} + 0,82 \cdot 300 \cdot 100 \cdot \left(223,089 - \frac{100}{2} \right)^2 \right) + 22,857 \cdot 1232 \times \\ \times (455 - 223,089)^2 = 3,426 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

Для практически постоянного сочетания нагрузок принимают $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M_{Ek}}$.

Геометрические характеристики сечения, приведенного по эффективному модулю упругости сборного бетона $E_{c,eff1}$, для вычисления момента трещинообразования:

y_1 – расстояние от наиболее растянутого волокна до центра тяжести приведенного сечения элемента:

$$y_1 = h - y = 500 - 289,583 = 210,417 \text{ мм}$$

Момент инерции приведенного сечения I_{red} приравниваем моменту инерции сечения без трещин, вычисленному с коэффициентом приведения по эффективному модулю упругости сборного бетона:

$$I_{red} = I_I = 3,817 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

Момент сопротивления до образования трещин для сечения, приведенного по эффективному модулю упругости сборного бетона $E_{c,eff1}$:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_1} = \frac{3,817 \cdot 10^9}{210,417} = 1,814 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

Момент трещинообразования определяется по формуле (9.113):

$$M_{cr} = f_{ctd,ser} \cdot W_{pl},$$

так как трещина в сборном элементе, $x > h_2$, принимается расчетное сопротивление $f_{ctd,ser}$ сборного бетона, а не приведенное значение сопротивления для составного сечения.

Упруго – пластический момент сопротивления:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 1,814 \cdot 10^7 = 2,358 \cdot 10^7 \text{ мм}^3,$$

где коэффициент γ для прямоугольного сечения принимается равным 1,3.

Момент образования трещин:

$$M_{cr} = 1,8 \cdot (2,358 \cdot 10^7) \cdot 10^{-6} = 42,444 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Жесткость сечения с трещиной:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{7,179 \cdot 10^3 \cdot 3,426 \cdot 10^9}{1 + 1 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{42,444}{143,48} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{3,426 \cdot 10^9}{3,817 \cdot 10^9} \right)} = 2,449 \cdot 10^{13} (\text{Н} \cdot \text{мм}^2)^{-1}$$

Максимальный прогиб:

$$a_{\max} = \frac{a_k \cdot M_{Ek} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}} = \frac{5}{48} \cdot \frac{143,48 \cdot 10^6 \cdot 5780^2}{2,449 \cdot 10^{13}} = 20,389 \text{ мм},$$

$$a_{\lim} = \frac{1}{250} \cdot l_{eff} = \frac{1}{250} \cdot 5780 = 23,12 \text{ мм},$$

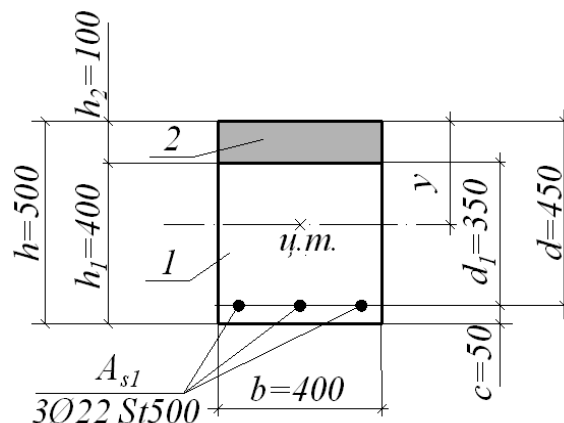
$$a_{\max} = 20,389 \text{ мм} < a_{\lim} = 23,12 \text{ мм}$$

Максимальный прогиб в середине пролета не превышает предельно допустимый.

Жесткость сечения обеспечена.

Пример-Г.15

Расчет составного сечения сборно-монолитной балки по деформациям



1- сборный элемент; 2 – монолитный бетон

Рисунок Г.15.1 - К расчету сечения сборно – монолитной балки по деформациям.

Размеры по опалубке. Армирование. Положение центра тяжести сечения.

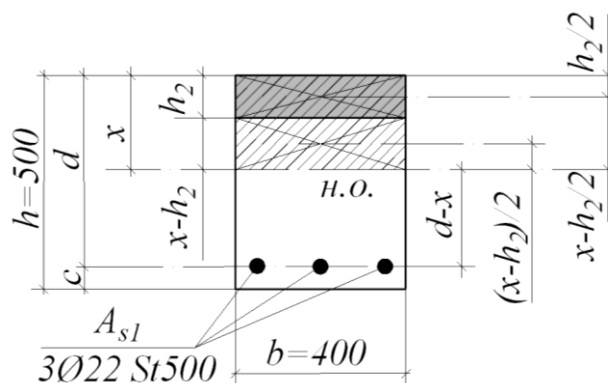


Рисунок Г.15.2 - Высота сжатой зоны бетона x . Положение центров тяжести монолитного слоя бетона и сжатой зоны сборного элемента относительно нейтральной оси

Дано:

Сечение изгибаемого элемента представлено на рисунках Г.15.1-Г.15.2.

Размеры поперечного сечения: $h = 500 \text{ мм}$; $h_1 = 400 \text{ мм}$; $h_2 = 100 \text{ мм}$; $b = 400 \text{ мм}$; $c = 50 \text{ мм}$; $\gamma_c = 1,0$; $\eta = 1$; $\alpha_{cc} = 1,0$. Сборный элемент бетон класса $C^{20}_{/25}$, $f_{ck1} = 20 \text{ МПа}$; $f_{ctk1} = 1,5 \text{ МПа}$. Модуль упругости $E_{cm} = 32 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (для марки по подвижности П1). Для пропаренного бетона с коэффициентом 0,9 $E_{cm} = 32 \cdot 0,9 \cdot 10^3 = 28,8 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Монолитный бетон класса $C^{16}_{/20}$; $f_{ck2} = 16 \text{ МПа}$; $f_{ctk2} = 1,3 \text{ МПа}$. Модуль упругости $E_{cm} = 28 \cdot 10^3 \text{ МПа}$, (для марки по подвижности ПЗ-П5). Продольное армирование принято: $3\varnothing 22 \text{ St500}$ с $A_{s1} = 1140 \text{ мм}^2$; $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; $l_{eff} = 5,87 \text{ м}$. Момент от внешней нагрузки $M_{Ek} = 130 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется: проверить прогиб составного сечения сборно-монолитной балки прямоугольного профиля.

Расчет:

Расчет по прогибам производят из условия: $a_k \leq a_{lim}$

$$\text{Предельный прогиб: } a_{lim} = \frac{1}{250} \cdot l_{eff}$$

$$\text{Рабочая высота сечения: } d = h - c = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$$

$$\text{Коэффициент армирования: } \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{1140}{400 \cdot 450} = 6,333 \cdot 10^{-3},$$

$$\rho_1 = 0,633\%$$

Прогиб, обусловленный деформациями изгиба, определяется по формуле (9.152):

$$a_{(\infty, t_0)} = \frac{a_k \cdot M_{Ek} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}},$$

где для свободно опертой балки с равномерно распределенной нагрузкой по таблице 9.4

$$a_k = \frac{5}{48}$$

Жесткость железобетонного элемента с трещинами при практически постоянном сочетании нагрузок определяется по формуле (9.157):

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c, eff} \cdot I_{11}}{1 + \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{11}}{I_1} \right)},$$

β_1 - для стержневой арматуры периодического профиля принимается 1;

β_2 - при практически постоянном сочетании нагрузок принимается 0,5;

$E_{c, eff}$ - эффективный модуль упругости монолитного бетона (наиболее сжатого);

I_1 - момент инерции сечения без трещин;

I_{11} - момент инерции сечения с трещинами.

При действии практически постоянного сочетания нагрузок эффективный модуль упругости бетона определяется по формуле (7.20, [1]):

$$E_{c, eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}},$$

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ - предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяется по номограмме, данной на рисунке 6.1;

$\varphi_{(\infty, t_0)1}$ - значение коэффициента ползучести для сборного бетона;

$\varphi_{(\infty, t_0)2}$ - значение коэффициента ползучести для монолитного бетона.

При значениях $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 500 \cdot 400}{2 \cdot (500 + 400)} = 222,222 \text{ мм}$, $RH=50\%$, $t_0=30$ суток для бетонов

классов $C^{20}_{/25}$ и ниже коэффициенты ползучести:

$$\varphi_{(\infty, t_0)1} = 2,75,$$

$$\varphi_{(\infty, t_0)2} = 2,75$$

Эффективные модули упругости для сборного $E_{c, eff1}$ и монолитного $E_{c, eff2}$ бетонов равны:

$$E_{c, eff1} = \frac{32 \cdot 10^3 \cdot 0,9}{1 + 2,75} = 7,68 \cdot 10^3 \text{ МПа},$$

$$E_{c, eff2} = \frac{28 \cdot 10^3}{1 + 2,75} = 7,467 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

Коэффициенты приведения для арматуры и монолитного бетона к эффективному модулю упругости сборного бетона определяются:

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{c, eff1}} = \frac{20 \cdot 10^4}{7680} = 26,042,$$

$$\alpha_n = \frac{E_{c, eff2}}{E_{c, eff1}} = \frac{7467}{7680} = 0,972$$

Геометрические характеристики прямоугольного сечения без трещины, приведенные по эффективному модулю упругости бетона, при $A_{s2}=0$

Приведенная площадь бетона равна:

$$A_{1,red} = b \cdot h_1 + \alpha_n \cdot b \cdot h_2 + \alpha_c \cdot A_{s1} = 400 \cdot 400 + 0,972 \cdot 400 \cdot 100 + 26,042 \cdot 1140 = 2,286 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$$

Приведенный статический момент площади поперечного сечения относительно наиболее сжатого волокна бетона равен:

$$S_{1,red} = 0,5 \cdot \alpha_n \cdot b \cdot (h_2)^2 + b \cdot h_1 \cdot \left(h - \frac{h_1}{2} \right) + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d = \left(0,5 \cdot 0,972 \times \right. \\ \left. \times 400 \cdot 100^2 \right) + \left(400 \cdot 400 \times \right. \\ \left. \times \left(500 - \frac{400}{2} \right) \right) + \\ \left. + \left(26,042 \times \right. \right. \\ \left. \times 1140 \cdot 450 \right) = 6,33 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

Расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента у равно:

$$y = \frac{S_{1,red}}{A_{1,red}} = \frac{6,33 \cdot 10^7}{2,286 \cdot 10^5} = 276,903 \text{ мм}$$

Момент инерции сечения без трещины с коэффициентом приведения по эффективному модулю упругости $E_{c,eff1}$ при значении $A_{s2}=0$ относительно центра приведенного сечения определяется:

$$I_1 = \frac{\alpha_n \cdot b \cdot (h_2)^3}{12} + \frac{b \cdot (h_1)^3}{12} + \alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(y - \frac{h_2}{2} \right)^2 + b \cdot h_1 \cdot \left(h - y - \frac{h_1}{2} \right)^2 + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d - y)^2 = \\ = \frac{0,972 \cdot 400 \cdot 100^3}{12} + \frac{400 \cdot 400^3}{12} + \left(0,972 \cdot 400 \cdot 100 \times \right. \\ \left. \times \left(276,903 - \frac{100}{2} \right)^2 \right) + \left(400 \cdot 400 \times \right. \\ \left. \times \left(500 - 276,903 - \frac{400}{2} \right)^2 \right) + \\ \left. + \left(26,042 \cdot 1140 \times \right. \right. \\ \left. \times (450 - 276,903)^2 \right) = 5,142 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

Для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования бетона высота сжатой зоны x может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси. При наличии трещин растянутая зона бетона не учитывается.

Высота сжатой зоны x над трещиной из решения уравнения:

$$S_c = \alpha_c \cdot S_{s1} - \alpha_c \cdot S_{s2}$$

S_c, S_{s1}, S_{s2} - статические моменты соответственно: сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Предположим, что высота сжатой зоны больше высоты набетонки, $x > h_2$, т.е. нейтральная ось пересекает сборный элемент, тогда уравнение примет вид:

$$\alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(x - \frac{h_2}{2} \right) + \frac{b \cdot (x - h_2)^2}{2} = \alpha_c \cdot \rho_1 \cdot b \cdot d \cdot (d - x),$$

$$x^2 + 2 \cdot x \cdot [(\alpha_n \cdot h_2 - h_2) + \alpha_c \cdot \rho_1 \cdot d] - [\alpha_n \cdot (h_2)^2 - (h_2)^2 + 2\alpha_c \cdot \rho_1 \cdot d^2] = 0,$$

$$x^2 + 2 \cdot x \cdot \left[\frac{0,972 \cdot 100 - 100 + 26,042 \times}{\times (6,333 \cdot 10^{-3}) \cdot 450} \right] - \left[\frac{0,972 \cdot 100^2 - 100^2 + 2 \times}{\times 26,042 \cdot (6,333 \cdot 10^{-3}) \cdot 450^2} \right] = 0,$$

$$x^2 + 2 \cdot x \cdot 71,416 - 66510 = 0,$$

откуда находим: $x = -71,416 + \sqrt{71,416^2 + 66510} = 196,185 \text{ мм.}$

Как и предполагалось, $x > h_2 = 100 \text{ мм.}$

Момент инерции сечения с трещиной относительно нулевой линии с коэффициентом приведения по эффективному модулю упругости бетона сборного элемента при $A_{s2}=0$ определяется:

$$I_{11} = \left(\frac{b \cdot (x - h_2)^3}{12} + b \cdot (x - h_2) \cdot \left(x - \frac{h_2}{2} \right)^2 \right) + \left(\frac{\alpha_n \cdot b \cdot (h_2)^3}{12} + \alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(x - \frac{h_2}{2} \right)^2 \right) + \left(\alpha_c \cdot A_{s1} \times (d - x)^2 \right) =$$

$$= \left(\frac{400 \cdot (196,185 - 100)^3}{12} + 400 \cdot (196,185 - 100) \times \left(\frac{196,185 - 100}{2} \right)^2 \right) + \left(\frac{0,972 \cdot 400 \cdot 100^3}{12} + 0,972 \cdot 400 \cdot 100 \times \left(\frac{196,185 - 100}{2} \right)^2 \right) + \left(26,042 \cdot 1140 \times (450 - 196,185)^2 \right) = 2,895 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

При вычислении жесткости для практически постоянного сочетания нагрузок принимают

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M_{Ek}}.$$

Для определения W_{pl} моменты инерции и статические моменты площадей арматуры и бетона определяют относительно нулевой линии с учетом коэффициентов приведения по эффективному модулю упругости сборного бетона (трещин нет, учитывается все сечение). Упруго-пластический момент сопротивления приведенного сечения определяется по формуле (9.123):

$$W_{pl} = \frac{2 \cdot (I_{c0} + \alpha_1 \cdot I_{s0} + \alpha_1 \cdot I'_{s0})}{h - x} + S_{c0}$$

Положение нулевой линии сечения, приведенного к бетону сборного элемента, определяют из условия (9.124):

$$S'_{c0} + \alpha_1 \cdot S'_{s0} - \alpha_1 \cdot S_{s0} - 0,5 \cdot (h - x) \cdot A_{cr} = 0$$

При значениях $A_{s2} = 0$, $I'_{s0} = 0$, $S'_{s0} = 0$ получаем:

$$S'_{c0} - \alpha_1 \cdot S_{s0} - 0,5 \cdot (h - x) \cdot A_{cr} = 0,$$

$$S'_{c0} = \alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(x - \frac{h_2}{2} \right) + \frac{b \cdot (x - h_2)^2}{2},$$

$$S_{c0} = 0,5 \cdot b \cdot (h - x)^2,$$

$$S_{s0} = \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d - x),$$

$$\alpha_n \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(x - \frac{h_2}{2}\right) + \frac{b \cdot (x - h_2)^2}{2} - \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d - x) - \frac{b \cdot (h - x)^2}{2} = 0,$$

где S'_{c0} , S_{c0} – статические моменты площадей соответственно сжатой и растянутой зон сечения конструкции;

S'_{s0} , S_{s0} – статические моменты площадей соответственно арматуры S' , S

A_{ct} – площадь растянутого бетона;

I_{c0} – момент инерции площади сжатой зоны сечения;

I_{s0} , I'_{s0} – моменты инерции площадей сечения соответственно арматуры S' , S .

$$x \cdot (\alpha_n \cdot b \cdot h_2 - b \cdot h_2 + b \cdot h + \alpha_c \cdot A_{s1}) - \alpha_n \cdot \frac{b \cdot h_2^2}{2} + \frac{b \cdot h_2^2}{2} - \frac{b \cdot h^2}{2} - \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot d = 0,$$

$$x \cdot \left(\frac{0,972 \cdot 400 \cdot 100 - 400 \cdot 100 + 400 \cdot 500 + 26,042 \cdot 1140}{2} \right) - 0,972 \cdot \frac{400 \cdot 100^2}{2} + \frac{400 \cdot 100^2}{2} - \frac{400 \cdot 500^2}{2} - \left(\frac{26,042 \cdot 1140 \cdot 450}{2} \right) = 0,$$

Высота сжатой зоны сечения без трещин:

$$x = \frac{0,972 \cdot \frac{400 \cdot 100^2}{2} - \frac{400 \cdot 100^2}{2} + \frac{400 \cdot 500^2}{2} + 26,042 \cdot 1140 \cdot 450}{0,972 \cdot 400 \cdot 100 - 400 \cdot 100 + 400 \cdot 500 + 26,042 \cdot 1140} = 276,957 \text{ мм}$$

Упруго-пластический момент сопротивления приведенного сечения равен:

$$W_{pl} = \frac{2 \cdot \left[\alpha_n \cdot \frac{b \cdot (h_2)^3}{12} + \frac{b \cdot (x - h_2)^3}{12} + \alpha_{n*} \cdot b \cdot h_2 \cdot \left(x - \frac{h_2}{2}\right) + \frac{b \cdot (x - h_2)^2}{2} + \alpha_c \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2 \right]}{h - x} + 0,5 \cdot b \cdot (h - x)^2,$$

$$W_{pl} = \frac{2 \cdot \left[0,972 \cdot \frac{400 \cdot 100^3}{12} + \frac{400 \cdot (276,957 - 100)^3}{12} + 0,972 \cdot 400 \cdot 100 \cdot \left(276,957 - \frac{100}{2}\right) + 400 \cdot \frac{(276,957 - 100)^2}{2} + 26,042 \cdot 1140 \cdot (450 - 276,957)^2 \right]}{500 - 276,957} + 0,5 \cdot 400 \cdot (500 - 276,957)^2 =$$

$$= \frac{2 \cdot (2,322 \cdot 10^8 + 26,042 \cdot 3,414 \cdot 10^7)}{500 - 276,957} + 9,95 \cdot 10^6 = 2 \cdot 10^7 \text{ мм}^3$$

Момент трещинообразования:

$$M_{cr} = f_{ctd,ser} \cdot W_{pl} = 1,5 \cdot 2 \cdot 10^7 \cdot 10^{-6} = 30 \text{ МПа}$$

Жесткость железобетонного элемента с трещинами определится:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{7,467 \cdot 10^3 \cdot 2,895 \cdot 10^9}{1 + 1 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{30}{130}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{2,895 \cdot 10^9}{5,142 \cdot 10^9}\right)} = 2,137 \cdot 10^{13} (H \cdot мм^2)^{-1}$$

Максимальный прогиб равен:

$$a_{\max} = \frac{5}{48} \cdot \frac{130 \cdot 10^6 \cdot 5780^2}{2,137 \cdot 10^{13}} = 21,17 мм$$

Предельно допустимый прогиб равен:

$$a_{\lim} = \frac{1}{250} \cdot l_{eff} = \frac{1}{250} \cdot 5780 = 23,12 мм$$

Максимальный прогиб в середине пролета балки не превышает предельно допустимый:

$$a_{\max} = 21,17 мм < a_{\lim} = 23,12 мм.$$

Жесткость сечения обеспечена.

ПРИЛОЖЕНИЕ Д
(информационное)

Справочные материалы для расчета изгибаемых элементов симметричного сечения

Таблица Д.1 – Таблица для практического расчета изгибаемых элементов симметричного сечения (бетоны классов по прочности на сжатие $C^{12}/_{15}$ – $C^{50}/_{60}$)

Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ε_c	растяжения в арматуре ε_{st}
Область 1a	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	10,0
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0
Верхний предел для области 1a	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
Область 1b	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	10,0
Верхний предел для области 1b	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45

Таблица Д.1 (продолжение)

Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ε_c	растяжения в арматуре ε_{st}
Область 2	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75
	0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53
	0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33
Граничное значение для арматуры класса St500	0,61	0,494	0,746	0,368	3,50	2,25
Область 2 при арматуре классов St240 и St400, область 3 при арматуре класса St500	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,64	0,518	0,734	0,380	3,50	1,97
Граничное значение для арматуры класса St400	0,657	0,532	0,727	0,387	3,50	1,825
Область 2 при арматуре класса St240, область 3 при арматуре классов St400 и St500	0,66	0,540	0,722	0,390	3,50	1,75
	0,68	0,550	0,717	0,395	3,50	1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402	3,50	1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408	3,50	1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415	3,50	1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421	3,50	1,11
Граничное значение для арматуры класса St240	0,769	0,622	0,680	0,423	3,50	1,05
Область 2 при арматуре класса St240, область 3 при арматуре классов St400 и St500	0,78	0,631	0,675	0,426	3,50	0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432	3,50	0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437	3,50	0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442	3,50	0,67
Область 2 при арматуре класса St240, область 3 при арматуре классов St400 и St500	0,86	0,696	0,642	0,447	3,50	0,57
	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456	3,50	0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460	3,50	0,30
	0,94	0,761	0,609	0,463	3,50	0,22

Окончание таблицы Д.1

Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ε_c	растяжения в арматуре ε_{st}
Область 2 при арматуре класса St240, область 3 при арматуре классов St400 и St500	0,96	0,777	0,601	0,467	3,50	0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470	3,50	0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473	3,50	0,00
	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	–0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478	3,50	–0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480	3,50	–0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481	3,50	–0,26
	1,10	0,890	0,543	0,483	3,50	–0,32
	1,12	0,907	0,534	0,484	3,50	–0,38
	1,14	0,923	0,525	0,485	3,50	–0,43

ПРИЛОЖЕНИЕ Е*(обязательное)***Расчет параметров ползучести и усадки бетона****Е.1 Определение коэффициента ползучести бетона****Е.1.1** Коэффициент ползучести бетона следует определять по формуле

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \cdot \beta_c, \quad (\text{Е.1})$$

где Φ_0 – условный коэффициент ползучести, определяемый

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \quad (\text{Е.2})$$

здесь Φ_{RH} – коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности окружающей среды и определяемый

$$\Phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \text{ при } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}, \quad (\text{Е.3a})$$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \text{ при } f_{cm} > 35 \text{ МПа}, \quad (\text{Е.3б})$$

 RH – относительная влажность, %; $\beta(f_{cm})$ – коэффициент, учитывающий влияние прочности бетона на условный коэффициент ползучести

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (\text{Е.4})$$

 f_{cm} – средняя прочность бетона, МПа, в возрасте 28 сут; $\beta(t_0)$ – коэффициент, учитывающий влияние возраста t_0 бетона к моменту нагружения

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}, \quad (\text{Е.5})$$

 h_0 – приведенный размер элемента, мм, определяемый

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (\text{Е.6})$$

 A_c – площадь поперечного сечения; u – открытый периметр сечения, контактирующий с атмосферой; β_c – коэффициент, описывающий развитие ползучести во времени

$$\beta_c = \left[\frac{t - t_0}{\beta_n + t - t_0} \right]^{0,3}, \quad (\text{Е.7})$$

 t – возраст бетона к рассматриваемому моменту времени в проектной ситуации, сут; t_0 – возраст бетона к моменту нагружения, сут; β_n – коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности и приведенного размера сечения на развитие ползучести во времени, определяемый:

$$\text{при } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа } \beta_n = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500, \quad (\text{Е.8a})$$

$$\text{при } f_{cm} > 35 \text{ МПа } \beta_n = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3, \quad (\text{Е.8б})$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – коэффициенты, учитывающие влияние прочности бетона и принимаемые равными:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7}, \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2}, \alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}. \quad (\text{E.8в})$$

Е.1.2 Влияние вида цемента на величину коэффициента ползучести допускается учитывать путем модификации времени t_0 в формуле (Д.5) по формуле

$$t_0 = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5, \quad (\text{E.9})$$

где $t_{0,T}$ – возраст бетона к моменту нагружения, сут, модифицированный с учетом влияния изменения температуры, определяемый по формуле (Д.10) при $t = t_0$;

α – коэффициент, учитывающий вид цемента:

$\alpha = -1$ – для нормально твердеющего портландцемента ПЦ 400-Д20 по действующим нормативным документам, шлакопортландцемента по действующим нормативным документам, ЦЕМ II класса по прочности на сжатие 32,5, ЦЕМ III по действующим нормативным документам;

$\alpha = 0$ – для нормально твердеющего портландцемента ПЦ 500-Д20 по действующим нормативным документам, ЦЕМ II класса по прочности на сжатие 42,5 по действующим нормативным документам;

$\alpha = 1$ – для быстротвердеющего портландцемента и ПЦ 550-Д0 по действующим нормативным документам, нормально твердеющего портландцемента ПЦ 500-Д0 по действующим нормативным документам, ЦЕМ I класса по прочности на сжатие 42,5 по действующим нормативным документам.

Е.1.3 Влияние изменения температуры (в интервале от 0 до 80 °C) на величину ползучести учитывается путем модификации времени t_T в расчетных формулах:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \left\{ \exp \left[-4000 / (273 + T(\Delta t_i)) - 13,65 \right] \cdot \Delta t_i \right\}, \quad (\text{E.10})$$

где t_T – модифицированный возраст бетона, сут, с учетом влияния изменений температуры;

$T(\Delta t_i)$ – температура, °C, действующая на временном интервале Δt_i ;

Δt_i – временной интервал, сут, для которого принимают постоянное значение температуры $T(\Delta t_i)$.

Е.2 Расчёт предельных значений части усадки бетона, обусловленной испарением из него влаги

Е.2.1 Предельные значения части усадки бетона, обусловленной испарением из него влаги, следует определять по формуле

$$\varepsilon_{cs,d,\infty} = k \cdot \left[(220 + 110 \alpha_{ds1} k_m) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}} \right) \cdot 10^{-6} \beta_{RH} \right], \quad (\text{E.11})$$

где f_{cm} – средняя прочность бетона (призменная) в возрасте 28 сут, МПа; $f_{cm,0} = 10$ МПа;

$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$ – коэффициенты, учитывающие вид цемента и принимаемые по таблице Е.1;

k – коэффициент, учитывающий влияние марок по удобоукладываемости бетонной смеси и принимаемый по таблице Е.2;

k_m – коэффициент, учитывающий влияние вида химических модификаторов и принимаемый по таблице Е.3;

$$\beta_{RH} = -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \text{ при } RH < 99 \% \cdot \beta_{sl}; \quad (\text{Е.12})$$

$$\beta_{RH} = 0,25 \text{ при } RH \geq 99 \% \cdot \beta_{sl}; \quad (\text{Е.13})$$

$$\beta_{sl} = \left(\frac{3,5 f_{cm,0}}{f_{cm}} \right)^{0,1}; \quad (\text{Е.14})$$

$$RH_0 = 100 \%.$$

Таблица Е.1 – Значения коэффициентов α_{ds1} и α_{ds2}

Вид цемента	α_{ds1}	α_{ds2}
Быстротвердеющий портландцемент и ПЦ 550-Д0 по действующим нормативным документам	5,0	0,12
Нормально твердеющий портландцемент: ПЦ 500-Д0 и ЦЕМ I класса по прочности на сжатие 42,5 по действующим нормативным документам	4,0	0,11
Нормально твердеющий портландцемент: ПЦ 500-Д20 и ЦЕМ II класса по прочности на сжатие 42,5 по действующим нормативным документам	3,5	0,11
Нормально твердеющий портландцемент: ПЦ 400-Д20, шлакопортландцемент; ЦЕМ II класса по прочности на сжатие 32,5, ЦЕМ III по действующим нормативным документам	3,0	0,13

Таблица Е.2 – Значения коэффициента k

Марки по удобоукладываемости бетонной смеси	k
СЖ3, СЖ2, СЖ1, Ж4, Ж3, Ж2	0,7
Ж1, П1, П2	0,8
П3	1,0
П4, П5, РК-1, РК-2	1,2
РК-3, РК-4, РК-5, РК-6	1,3

Таблица Е.3 – Значения коэффициента k_m

Вид химических модификаторов	k_m
Пластифицирующие добавки II и III групп по действующим нормативным документам	0,90
Пластифицирующие добавки I группы по действующим нормативным документам	0,85
Гиперпластификаторы (ГП-1, Stahement-2000M и др.)	0,75
Ускоритель твердения	1,1»

Е.3 Расчет величины усадки бетонов с компенсированной усадкой

Е.3.1 Величину усадки бетона с учетом компенсации усадочных деформаций при твердении бетона в течение 7–28 сут $\varepsilon'_{cs,k}$ и при твердении бетона свыше 28 сут $\varepsilon''_{cs,k}$ следует определять по формулам:

$$\varepsilon'_{cs,k} = \varepsilon_{cs} \cdot (1 - K_{c,k} 10^{-2}), 7 \text{ сут} \leq t \leq 28 \text{ сут}, \quad (\text{Е.15})$$

$$\varepsilon''_{cs,k} = \varepsilon'_{cs,k,28} + \varepsilon_{cs} - \varepsilon_{cs,28}, t > 28 \text{ сут}, \quad (\text{Е.16})$$

где ε_{cs} – величина усадки бетона;

$\varepsilon_{cs,28}$ – то же, в возрасте 28 сут;

$\varepsilon'_{cs,k,28}$ – величина усадки бетона с учетом компенсации усадочных деформаций в возрасте 28 сут, определяемая по формуле (Е.15);

$K_{c,k}$ – коэффициент степени компенсации усадки бетона, %, значения которого для вяжущего с расширяющей добавкой РСАМ принимают по таблице Е.4, для других вяжущих — определяют по формуле

$$K_{c,k} = \frac{\varepsilon_{y,k} - \varepsilon_{y,o}}{\varepsilon_{y,k}} \cdot 100, \quad (\text{Е.17})$$

здесь $\varepsilon_{y,k}$, $\varepsilon_{y,o}$ – фактические деформации усадки бетона соответственно контрольного (на портландцементе) и основного образца (на напрягающем вяжущем).

Деформации усадки записываются со знаком «минус», деформации расширения — со знаком «плюс».

Таблица Е.4 – Значения коэффициента $K_{c,k}$ для вяжущего с расширяющей добавкой РСАМ

RH, %	$K_{с.к.}$,при продолжительности водного ухода, сут											
	3				5				7			
	при определении в возрасте, сут											
	7	14	21	28	7	14	21	28	7	14	21	28
40	100	72	45	17	150	108	67	25	>450	100	73	45
60	175	133	92	50	200	158	117	75	>450	175	138	100
80	250	194	139	83	300	242	183	125	>450	225	188	150
90	350	267	183	100	400	317	233	150	>450	350	263	175
Примечания												
1 Водный уход заключается в орошении водой 1 раз в сутки бетона, твердеющего при относительной влажности около 90 % (укрытие пленкой, влагозащитными матами).												
2 В промежуточном возрасте значение $K_{с.к.}$ следует принимать по интерполяции».												

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж
(информационное)
Соответствие обозначений классов арматуры

Таблица И.1

Класс арматуры по настоящему нормативному техническому пособию НТП	Обозначение согласно изменению №4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ регламентирующий качество арматуры, по НТП	Вид и профиль арматуры
St 240	A 240	A-I	ГОСТ 5781 СТ РК 1704	Стержневая гладкая
St 400	A 400	A-III	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		-	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Стержневая серповидного профиля
St500	A500	-	СТ РК 1704	Стержневая серповидного профиля
		-	ТУ 14-1-5526-2006	Стержневая серповидного профиля
	Bp-I	Bp-I	ГОСТ 6727 СТ РК 1704	Проволочная с вмятинами
	B500	-	СТ РК 1341	Проволочная гладкая

В таблице Ж.1 не указывается конкретный вид стержневой арматуры (горячекатаной, термомеханически упрочненной), при ее обозначении используется обозначение соответствующего класса горячекатаной арматуры (например, под классом A400 подразумевается арматуры классов A400, Ат400, Ат400К, Ат400СК).

При обозначении арматуры после указания диаметра и класса арматуры по НТП РК следует указывать обозначение арматуры по стандарту, регламентирующему качество арматуры, например, обозначение арматуры класса St400 диаметром 12 мм – Ø12 St400 (A400 ГОСТ 5781).

УДК 721.012[624.012.35+624.012.44/624.012.45] МКС 91.080.40

Ключевые слова: армирование, бетон, железобетон, конструкция, проектирование, конструирование, сборный, сборно-монолитный, монолитный

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 02-01-1.4-2011

**ҚҰРАМА, ҚҰРАМАЛЫ-МОНОЛИТТІК ЖӘНЕ МОНОЛИТТІК
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-ТЕХНИЧЕСКИЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 02-01-1.4-2011

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНЫХ, СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ И
МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная