

УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР
СТАЛЬНОГО
СТРОИТЕЛЬСТВА

М.А.Беляев, К.В.Калафат, А.С.Билык, А.М.Постернак

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ
В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 4**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ
В СООТВЕТСТВИИ
С ЕВРОКОДОМ 4**

УДК

Рецензенты:

д.т.н., проф. Першаков В.М., Национальный Авиационный Университет

д.т.н., доц. Семко В.А., Национальный Университет «Полтавская политехника им.Ю.Кондратюка»

д.т.н., доц., Колесниченко С.В., Донбасская национальная академия строительства и архитектуры

П 79 Проектирование сталежелезобетонных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 4 : учеб. для иностр. студ. строит. факульт. / под общей ред. Н. А. Беляева. — К. : ИД «Освита Украины», 2021. — 500 с.

ISBN 978-617-7993-57-4

Учебник освещает проектирование сталежелезобетонных конструкций в соответствии с Еврокодом 4, делая особый акцент на практическом применении изложенного материала.

Учебник разделен на несколько основных тематик, в зависимости от соответствующего этапа проектирования конструкции: расчет, конструирование, расчет огнестойкости и проектирование огнезащиты. Каждый из разделов содержит теоретическую и практическую части с примерами расчетов.

УДК

Никита Аркадьевич Беляев, магистр технических наук, директор и главный конструктор, BM Prefab Engineering.

Константин Валерьевич Калафат, директор ООО «Ковлар Групп» и Регионального испытательного центра безопасности строительных материалов и конструкций ООО «Донстройтест».

Артем Сергеевич Билык, кандидат технических наук, доцент кафедры МДК Киевского национального университета строительства и архитектуры, главный инженер проектной компании «Вартість», руководитель Инженерного Центра УЦСС.

Алексей Михайлович Постернак, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций Киевского национального университета строительства и архитектуры.

Под общей редакцией **Н. А. Беляева**

ISBN 978-617-7993-57-4

На обложке использовано фото отеля HILTON (многофункциональный комплекс H-Tower). Фото предоставлено: ЧАО «УКРСТАЛЬ КОНСТРУКЦИЯ».

Данная публикация не может переиздаваться, сберегаться или передаваться в любой форме и любыми средствами без предварительного письменного разрешения издателя, кроме случаев передачи в целях исследования, персонального изучения, критики или обзора, или случаев издания по лицензии УЦСС, или другого соответствующего органа лицензирования за пределами Украины. Хотя были приняты меры для обеспечения корректности данной публикации в пределах известных фактов или принятых на момент публикации практик, Украинский Центр Стального Строительства, авторы и редакторы не несут ответственности за любые ошибки или неверные толкования этой информации, и за любые потери, связанные с ее использованием. Копии публикации, предоставляемые Членам УЦСС, не предназначены для продажи.

© Н.А.Беляев, К.В.Калафат, А.С.Билык, А.М.Постернак

Навчальне видання

Микита Аркадійович Біляєв, Костянтин Валерійович Калафат
Артем Сергійович Білик, Олексій Михайлович Постернак

**ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
БУДІВЕЛЬ ВІДПОВІДНО ДО ЄВРОКОДУ 4**

(російською мовою)

Підручник для іноземних студентів будівельних факультетів

Підписано до друку 02.04.2021 р.

Формат 60x90/8. Папір офсетний. Ум. друк. арк. 62,5.

Наклад 300 прим.

ФО-П Маслаков Руслан Олексійович

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців,
виготівників і розповсюджувачів видавничої продукції ДК №4726 від 29.05.2014 р.

Тел. (095) 699-25-20. E-mail: osvita2005@gmail.com, www.rambook.com.ua

Сталежелезобетонные конструкции в мировой строительной практике относятся к стандартным решениям. Они объединяют в себе ряд преимуществ, среди которых – высокая скорость возведения и снижение ресурсоемкости, что позволяет значительно повысить экономическую эффективность в целых сегментах строительства.

Для многих стран именно применение сталежелезобетонных конструкций и, в частности, обеспечение совместной работы стальных балок с плитами, а также использование монолитных перекрытий по профилированным настилам дали толчок применению стальных конструкций в многоэтажном коммерческом строительстве.

По сравнению с этими рынками, Украина значительно отстает во внедрении сталежелезобетонных конструкций в стандартную практику проектирования. В отечественных условиях главное применение сталежелезобетонные конструкции находят в мостах, некоторых уникальных объектах и в других отдельных случаях. Во многом это обусловлено сложившимися традициями отечественной школы проектирования. Поэтому основными задачами данного учебника является формирование у студентов и практикующих проектировщиков понимания преимуществ применения сталежелезобетонных конструкций, методик их расчета и правил грамотного конструирования.

С 1 июля 2014 года на территории Украины полностью вступила в силу параллельная ветка нормативной документации, регулирующей проектирование строительных конструкций в соответствии с Еврокодами. Гармонизированным частям Еврокодов присвоили обозначения ДСТУ-Н Б EN, а особенности, характерные для территории Украины, определили в их национальных приложениях параметрами, открытыми для национального выбора.

Среди гармонизированных Еврокодов, для сталежелезобетонных конструкций базовым является Еврокод 4, Часть 1-1 (ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1) «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий», а в национальной ветке проектирования – ДБН В.2.6-160:2010 «Сталежелезобетонные конструкции. Основные положения». При этом в ДБН В.2.6-160:2010 учтены основные положения (принципы) стандарта EN 1994-1-1.

Данный учебник концентрируется на проектировании сталежелезобетонных конструкций в соответствии с Еврокодом 4 и призвана дать проектировщикам понимание методики расчета в соответствии с гармонизированными частями ДСТУ-Н Б EN 1994, а также осветить вопросы правильного конструирования сталежелезобетонных элементов.

Основные акценты в учебнике сделаны на монолитных перекрытиях по профилированному настилу, а также на шарнирно опертых двутавровых симметричных и моносимметричных балках, в которых обеспечивается совместная работа с плитой перекрытия.

Для облегчения применения на практике теоретических материалов, изложенных в данном учебнике, приведен ряд примеров расчета. Все неосвещенные в учебнике вопросы образуют тематики для последующих изданий. Данный учебник освещает проектирование сталежелезобетонных конструкций в соответствии с Еврокодом 4, делая особый акцент на практическом применении изложенного материала.

Учебник освещает проектирование сталежелезобетонных конструкций в соответствии с Еврокодом 4, делая особый акцент на практическом применении изложенного материала.

Учебник разделен на несколько основных тематик, в зависимости от соответствующего этапа проектирования конструкции: расчет, конструирование, расчет огнестойкости и проектирование огнезащиты. Каждый из разделов содержит теоретическую и практическую части с примерами расчетов.

Изложенный материал охватывает обе основные для сталежелезобетонных конструкций расчетные ситуации: этап строительства и этап эксплуатации, а также соответствующие требования, нагрузки и расчетные предпосылки.

Так как наиболее распространенными и рациональными типами сталежелезобетонных конструкций в мировой практике считаются шарнирно-опертые балки и монолитные плиты перекрытий по профилированному настилу, в учебнике им уделено особое внимание.

С целью обеспечения максимального прикладного использования проектировщиками материалов данного учебника, в нем рассмотрен ряд численных примеров.

Данная публикация и ее части не могут переиздаваться, быть изменены или передаваться в любой форме и любыми средствами без предварительного письменного разрешения авторов.

Несмотря на то, что были приняты меры для обеспечения корректности данной публикации в пределах известных фактов или принятых на момент публикации практик, авторы и редакторы не несут ответственности за какие-либо ошибки или неверные толкования этой информации и за любые потери, связанные с ее использованием. В случае обнаружения необходимости любых правок публикации, авторы просят сообщать им по адресу, указанному в конце книги.

Разделы 1,2,4,5.1,6,10 написаны Н.А.Беляевым; Разделы 3,5.2, написаны Н.А.Беляевым и А.С.Билыком; Раздел 7 написан Н.А. Беляевым и А.М. Постернаком; Разделы 9.1-9.4 написан К.В. Калафатом; раздел 9.5. написан Н.А. Беляевым и К.В. Калафатом; Раздел 8 написан авторами совместно.

Авторы высказывают благодарность Украинскому Центру стального строительства, своим близким, знакомым, рецензентам и всем силам, которые способствовали изданию данного пособия. Надеемся, пособие будет полезно как обучающимся, так и практикующим инженерам, научным сотрудникам, аспирантам и преподавателям, станет еще одной вехой интеграции украинского проектирования в европейское сообщество.

ПРЕДИСЛОВИЕ	
СОДЕРЖАНИЕ.....	
АННОТАЦИЯ.....	
1 ВВЕДЕНИЕ	
1.1 Цели и область применения	10
1.2 Преимущества сталежелезобетонных перекрытий	15
1.3 Преимущества сталежелезобетонных колонн	20
1.4 Структура	22
1.5 Термины и определения	23
1.6 Обозначения	24
2 МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ	
2.1 Конструкционная сталь	27
2.2 Соединительные элементы (анкерные упоры)	20
2.3 Профилированные стальные настилы	34
2.4 Другие типы и решения настилов	42
2.5 Бетон	48
2.6 Арматурная сталь	54
3 НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ	
3.1 Общие положения	60
3.2 Нагрузки и воздействия на этапе строительства	63
3.2.1 Постоянные нагрузки на этапе строительства	63
3.2.2 Переменные нагрузки на этапе строительства	64
3.2.3 Комбинации нагрузок на этапе строительства	68
3.2.3.1 Предельные состояния по несущей способности	68
3.2.3.2 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности	69
3.3 Нагрузки и воздействия на этапе эксплуатации	70
3.3.1 Предельные состояния по несущей способности	71
3.3.2 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности	73
3.3.3 Аварийные ситуации и обеспечение живучести	74
4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ	
4.1 Создание расчетной модели	80
4.2 Учет геометрической нелинейности	80
4.3 Учет несовершенств	83

4.4 Методы расчета	90
4.4.1 Расчет в упругой стадии (линейно-упругий)	92
4.4.1.1 Ползучесть и усадка	92
4.4.1.2 Образование трещин	97
4.4.1.3 Последовательность возведения	99
4.4.1.4 Ограниченное перераспределение усилий при расчете в упругой стадии	100
4.5 Классификация поперечных сечений	102
5 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ	
5.1 Расчет на этапе строительства	108
5.1.1 Расчет настила	108
5.1.1.1 Несущая способность на изгиб	109
5.1.1.2 Несущая способность на сдвиг	110
5.1.1.3 Несущая способность по действию локальной поперечной нагрузки	111
5.1.1.4 Совместное действие поперечного и осевого усилия с изгибающим моментом	114
5.1.1.5 Совместное действие изгибающего момента и локальной нагрузки (опорной реакции)	115
5.1.2 Расчет балок настила	116
5.1.2.1 Несущая способность балки на изгиб	117
5.1.2.2 Несущая способность балки при действии поперечной силы	118
5.1.2.3 Несущая способность балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы	120
5.1.2.4 Несущая способность балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба	121
5.2 Расчет на этапе эксплуатации	128
5.2.1 Сталежелезобетонные плиты	128
5.2.1.1 Несущая способность на изгиб	128
5.2.1.2 Несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости	138
5.2.1.3 Несущая способность при действии локальных нагрузок	140
5.2.2 Сталежелезобетонные балки	145
5.2.2.1 Несущая способность балки на изгиб	146
5.2.2.2 Несущая способность балки на сдвиг	159
5.2.2.3 Несущая способность балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы	160
5.2.2.4 Несущая способность балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба	161
5.2.2.5 Несущая способность стенки балки при действии локальных поперечных нагрузок	168
5.2.2.6 Анкерные упоры	169

5.2.2.7 Расчет на продольный сдвиг	180
5.2.3 Сталежелезобетонные колонны	186
5.2.3.1 Общий метод расчета	187
5.2.3.2 Упрощенный метод расчета	189
6 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ	
6.1.1 Расчет на этапе строительства	229
6.1.1.1 Расчет настила	229
6.1.1.2 Расчет балок настила	232
6.1.2 Расчет на этапе эксплуатации	235
6.1.2.1 Расчет сталежелезобетонных плит	235
6.1.2.2 Расчет сталежелезобетонных балок	240
6.1.2.3 Расчет сталежелезобетонных колонн	261
7 РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ	
7.1 Монолитная сталежелезобетонная плита по профилированному настилу	262
7.2 Однопролетная шарнирно-опертая сталежелезобетонная балка с плитой по профилированному настилу	288
7.3 Центральная-сжатая сталежелезобетонная колонна с сечением из круглого замкнутого профиля, заполненного бетоном	323
7.4 Сталежелезобетонная сжато-изогнутая колонна с двутавровым частично обетонированным сечением	335
8 КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ	
8.1 Конструирование сталежелезобетонных плит	380
8.1.1 Крепление настилов	380
8.1.2 Опирающие плиты	383
8.1.3 Армирование плит	389
8.1.4 Проемы в перекрытиях	393
8.1.5 Торцы перекрытий	395
8.2 Балки настила	398
8.3 Расположение соединительных элементов (анкерных упоров) в сталежелезобетонных балках	404
8.4 Защитный слой	422
8.5 Анкерование арматуры	426
8.6 Перехлест арматуры	432
8.7 Конструирование сталежелезобетонных колонн	437

9 РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДАМИ	
9.1 Основные положения противопожарного проектирования	440
9.1.1 Варианты расчета огнестойкости сталежелезобетонных конструкций	441
9.1.2 Температурные режимы	441
9.1.2.1 Номинальные температурно-временные зависимости	442
9.1.2.2 Стандартный температурный режим	442
9.1.2.3 Температурный режим наружного пожара	443
9.1.2.4 Температурный режим углеводородного пожара	443
9.1.2.5 Параметрические температурно-временные зависимости	443
9.1.3 Основные принципы расчета конструкций в условиях пожара	444
9.2 Свойства материалов	446
9.2.1 Теплофизические свойства	446
9.2.2 Механические и деформационные свойства конструкционной стали	449
9.2.3 Механические и деформационные свойства бетона	452
9.2.4 Механические и деформационные свойства арматурных сталей	453
9.2.5 Механические и деформационные свойства болтовых и сварных соединений	454
9.3 Методика расчета огнестойкости сталежелезобетонных конструкций	455
9.3.1 Основные положения	455
9.3.2 Конструирование	457
9.3.2.1 Балки и колонны с частичным обетонированием	457
9.3.2.2 Трубобетонные колонны	458
9.3.2.3 Узлы примыкания балок к колоннам	459
9.3.3 Упрощенные расчетные методики	459
9.3.4 Табличные данные	462
9.3.4.1 Балки с частичным обетонированием сечения	463
9.3.4.2 Колонны с частичным обетонированием сечения	466
9.3.4.3 Колонны с полным обетонированием сечения	468
9.3.4.4 Трубобетонные колонны	470
9.3.5 Уточненные расчетные модели	474
9.4 Огнезащита сталежелезобетонных конструкций	476
9.5 Рабочие примеры	477
9.5.1 Расчет сталежелезобетонной балки без обетонирования сечения	477
9.5.2 Расчет огнестойкости сталежелезобетонной плиты согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2	481

10 СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

ПРИЛОЖЕНИЕ А. РЕКОМЕНДУЕМАЯ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ПРОВЕДЕНИЯ РАСЧЕТОВ ЭЛЕМЕНТОВ	492
А.1. Учет геометрической нелинейности	492
А.2. Учет ползучести	493
А.3. Учет усадки	494
А.4. Учет образования трещин	495
А.5. Расчет неразрезной сталежелезобетонной плиты	496
А.6.1 Расчет шарнирно-опертой однопролетной сталежелезобетонной балки по несущей способности	497
А.6.2 Расчет шарнирно-опертой однопролетной сталежелезобетонной балки по эксплуатационной пригодности	498
А.7. Расчет центрально-сжатой колонны	499
А.8. Расчет сжато-изогнутой колонны	500

1 ВВЕДЕНИЕ

1.1 ЦЕЛИ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Цель учебника – сделать эффективное и рациональное применение сталежелезобетонных конструкций стандартной практикой проектирования и строительства зданий в Украине.

Основным целевым сегментом недвижимости в практике применения сталежелезобетонных конструкций являются офисы, паркинги и другие многоэтажные коммерческие объекты. Однако указанные конструкции могут эффективно применяться и при других типах строительства:

- в промышленных зданиях и сооружениях;
- в логистических комплексах;
- в объектах спорта и досуга;
- в общественных зданиях;
- при проведении реконструкции;
- в индивидуальных и многоквартирных жилых объектах.

Практика использования сталежелезобетонных конструкций в разных уголках мира определила перекрытия, состоящие из плит по стальным настилам и сталежелезобетонных балок, как наиболее рациональным и распространенный конструктив.

На строительных рынках Западной Европы, США, развитых стран Среднего Востока и Азии они стали тем эффективным инструментом, который позволил серьезно повысить эффективность строительства и конкурентоспособность металлических каркасов.

Сталежелезобетонные перекрытия рекомендуется применять в конструкциях всех типов зданий на основе вариантного проектирования и сравнительного анализа затрат на строительство. Такие типы перекрытий имеют меньшую стоимость жизненного цикла и более экологичны при изготовлении и демонтаже, чем стандартные решения в монолитном железобетоне.

В особенности, сталежелезобетонные перекрытия рекомендуется применять при проектировании многоэтажных производственных и общественных зданий в широком диапазоне нагрузок, в том числе при нестандартных шагах и пролетах конструкций, большом числе проемов и отверстий, а также при отсутствии в районе возведения объекта строительной базы, при значительных транспортных расходах, в особых условиях строительства и в труднодоступных пунктах.

В производственных объектах плиты по профилированным настилам в комбинации со стальными элементами балочной клетки целесообразно применять для закрытых и открытых этажерок, в конструкции технологических площадок, транспортных галерей, перекрытий перегрузочных станций и т. д.

В таком случае применение сталежелезобетонного перекрытия дает возможность заменить сложные по конфигурации опалубочные работы использованием в качестве несъемной опалубки профнастила, а также получить жесткое ребристое перекрытие, упростить устройство проемов и выбрать наиболее простые схемы балочных клеток.

В многоэтажных каркасных зданиях из сборного или монолитного железобетона плиты по стальным профилированным настилам рекомендуется применять в комбинации со сборными или монолитными железобетонными балками с внешним полосовым армированием либо анкерными выпусками.



Рисунок 1.1. Примеры использования сталежелезобетонных перекрытий в промышленном и гражданском строительстве.



Рисунок 1.2. Пример жилого объекта с применением перекрытий пониженной высоты



Рисунок 1.3. Пример использования перекрытия пониженной высоты при реконструкции здания в Киеве (проект «Вартіст»)

В жилых зданиях рекомендуется применение перекрытий пониженной высоты по стальным балкам и плит по стальным профилированным настилам в комбинации со сборным и сборно-монолитным каркасом. При стеновой конструктивной схеме в проекте следует предусмотреть закладные детали либо другие опорные площадки под настил перекрытия.

Отдельно следует выделить реконструкцию объектов с применением сталежелезобетонных элементов, которые, как показано на Рисунке 1.3, за счет высокой технологичности позволяют в разы снизить трудоемкость и обеспечивают проведение работ в стесненных условиях.

Еврокод 4 состоит из 3-х частей:

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий»

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие положения. Расчет конструкций на огнестойкость»

ДСТУ-Н Б EN 1994-2 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Общие правила и правила для мостов»

Правила проектирования сталежелезобетонных конструкций сооружений гражданского назначения и зданий регулируются Частью 1-1 Еврокода 4 (ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1). Он имеет общие для всех типов элементов и частные (отдельно для балок, колонн и плит) ограничения области применения. Основные общие ограничения применимости ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 формулируются тремя положениями:

1. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 распространяется на проектирование сталежелезобетонных конструкций сооружений гражданского назначения и зданий.
2. В конструкциях должны применяться бетоны классов прочности не ниже C20/25 и LC20/22 и не выше C60/75 и LC60/66.
3. Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы к конструкциям из стали с номинальным пределом текучести не более 460Н/мм².

Частные требования к плитам по профилированным настилам:

1. Плита по профилированному настилу может рассчитываться как сталежелезобетонная только при использовании профнастила, способного к передаче горизонтального сдвига по контакту с бетоном. Адгезионное сцепление стального профилированного листа с бетоном не рассматривается в качестве эффективного обеспечения совместной работы. Совместная работа стального профилированного настила и бетона обеспечивается одним из следующих методов или их комбинацией (см. Рисунок 1.4.):
 - а) механическая связь сдвига при помощи выштамповок в профиле (рифлы и тиснения);
 - б) фрикционная связь в настилах с гофрами закрытого типа;
 - в) концевая анкеровка соединительными элементами только в комбинации с (а) или (б);
 - г) концевая анкеровка деформацией гофров только в комбинации с (б);

1.1.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.1.2.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

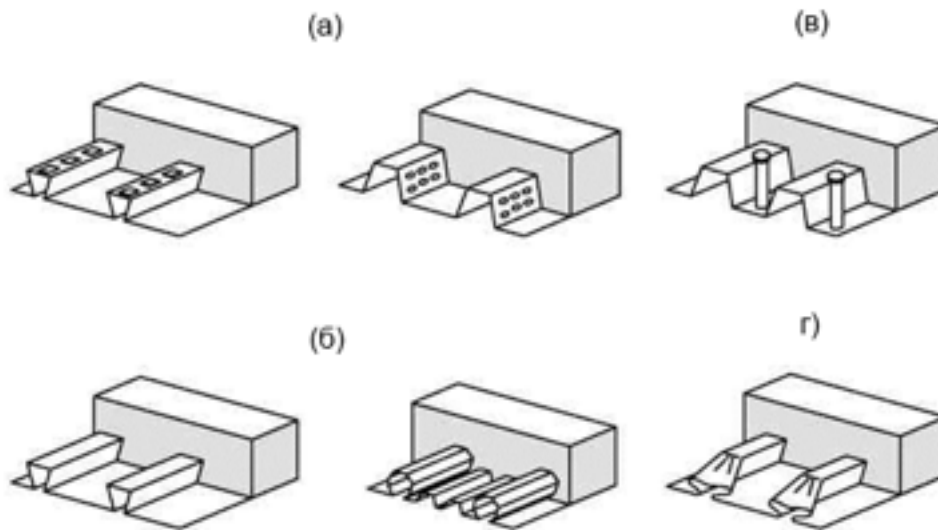


Рисунок 1.4. Типовые формы образования сдвигового соединения в сталежелезобетонных плитах (пояснения в тексте)

Другие типы соединений, такие как, например постановка болтов по длине гофр и пр. не включены в область применения ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 и поэтому далее не рассматриваются.

- Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы к расчету сталежелезобетонных плит перекрытий с использованием стальных профилированных настилов толщиной не менее 0,7 мм, изготавливаемых из сталей по EN 10025, холоднокатаного листа по EN 10149-2 или EN 101049-3, или же оцинкованного проката по EN 10147.
- Применение ограничивается профилированными настилами с часто расположенными стенками:

$$\frac{b_r}{b_s} \leq 0,6$$

где

b_r – ширина верхней полки настила

b_s – шаг гофров настила

Конструктивные требования к сталежелезобетонным балкам:

- При укладке профнастила гофрами поперек балки расчетная методика для анкерных упоров, расположенных в гофрах, применима при выполнении следующих условий:
 - стад-болты расположены в гофрах высотой h_p не более 85 мм и шириной b'_0 не менее h_p , как показано на Рисунке 1.5.
 - при приварке стад-болтов к балке сквозь настил диаметр упоров не превышает 20 мм;

3.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.1.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.2 (1) и (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

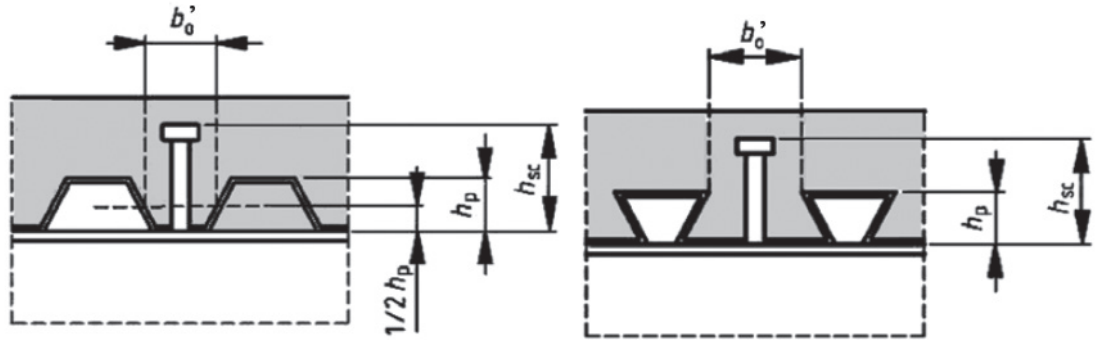


Рисунок 1.5. Параметры геометрии, ограничиваемые при установке стад-болтов в гофры стального профилированного листа, расположенного поперек балки

- в) при установке стад-болтов через отверстия в профилированном листе диаметр стад-болтов не превышает 22 мм;
 - г) расчетом принимается количество стад-болтов в гофрах не более двух.
2. Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы к балкам с обетонированной стенкой с сечениями класса 1 и 2 при условии, что:

$$d/t_w \leq 124 \cdot \varepsilon$$

где

d – эффективная высота обетонирования стенки балки

t_w – толщина стальной стенки балки

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Конструктивные требования к сталежелезобетонным колоннам:

1. Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы к расчету колонн, которые могут классифицироваться как сталежелезобетонные (см. Раздел 5.2.3.2), являются отдельно стоящими либо входят в состав каркасов, где остальные элементы являются сталежелезобетонными или стальными;
2. В сталежелезобетонных колоннах должны использоваться стали марок от S235 до S460;
3. Для заполнения и обетонирования сталежелезобетонных колонн должны использоваться обычные тяжелые бетоны классов прочности от $C^{20}/_{25}$ до $C^{50}/_{60}$.

Более мелкие ограничения, касающиеся отдельных составляющих (например, анкерных упоров) либо методов расчета (например, упрощенного метода расчета колонн), приводятся в соответствующих разделах.

6.7.1 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

1.2 ПРЕИМУЩЕСТВА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Сталежелезобетонные перекрытия являются мощным инструментом повышения конкурентоспособности стальных каркасов в различных сегментах строительства, и особенно в многоэтажных коммерческих объектах. Примеры такой тенденции – строительные рынки таких развитых стран как Германия, США, Канада, Великобритания и т. д. Подобный положительный эффект объясняется рядом существенных преимуществ:

1) Высокая скорость строительства

Подавляющее большинство сталежелезобетонных конструкций зданий представляют собой сборную металлическую основу (колонны, балки, настилы), которая одновременно служит частью несущего каркаса, армированием и несъемной опалубкой, куда укладывается бетон.

Такое решение позволяет в кратчайшие сроки выполнить монтаж каркаса и значительно упростить проведение бетонирования, исключая большую часть опалубочных работ, в частности, демонтаж опалубки.

По усредненным показателям из справочной литературы, может быть принято, что одно звено рабочих способно монтировать до 150 м² профнастила для плит перекрытий в смену с привлечением крана только для подачи пачек на высоту. При этом настил одновременно является несъемной опалубкой перекрытия, уменьшает объем армирования и создает рабочую площадку для передвижения рабочих, позволяя быстрее приступить к последующим процессам. Аналогичный показатель звена при использовании щитовой опалубки перекрытий с учетом необходимого демонтажа составляет всего 35 м²/смену. Трудоемкость обустройства 100 м² классической сталежелезобетонной плиты по настилам высотой до 85 мм с учетом приварки стад-болтов составляет 75 чел.-ч., то есть, 0,75 чел.-ч/м². Сокращение общих трудозатрат на обустройство перекрытий составляет 25-40% в сравнении с традиционными монолитными технологиями (со стержневой арматурой), а общее сокращение сроков – до 30%.

2) Снижение материалоемкости каркаса

Сталежелезобетонные перекрытия обеспечивают увеличение несущей способности и жесткости конструкции. В них используется принцип совместной работы металлических элементов с железобетоном, что распределяет внутренние усилия между соответствующими частями сечений, повышая их расчетные характеристики. Благодаря этому снижается общая металлоемкость, уменьшаются размеры сечений и общая строительная высота перекрытий.

Снижение металлоемкости типового длиннопролетного перекрытия благодаря композитной работе составляет до 20%.

При использовании варианта монолитных плит по стальным профилированным настилам результатом является более эффективная ребристая плита взамен классической, плоской. Приведенная толщина наиболее простых плит по настилам высотой до 85 мм находится в пределах 100 мм, в сравнении с 120-150 мм для аналогичной плоской плиты.

Уменьшение массы перекрытия суммарно составляет 30...50% по сравнению с железобетонными перекрытиями традиционной конструкции.

3) Большие пролеты при небольших габаритах

Повышенная жесткость и несущая способность балок перекрытий позволяют говорить об уменьшении их габаритов в сравнении с аналогичными конструкциями, но без обеспечения совместной работы с железобетоном. Положительными эффектами подобной оптимизации становятся следующие: уменьшение высоты этажей и площади фасадов, увеличение пространства для разводки коммуникаций в ограниченном габарите перекрытия, возможность повышения этажности при той же общей высоте здания, уменьшение отапливаемого объема и снижение теплопотерь.

Например, высота 16-метровой балки перекрытия может быть снижена до 500 мм вместо 1000 мм при аналогичной металлоемкости благодаря обеспечению совместной работы с плитой, использованию стали повышенной прочности S355 и приданию балке строительного подъема, как это показано на Рисунке 1.6.

Еще один наглядный пример можно получить, если сравнить сталежелезобетонную балку с железобетонным аналогом в составе ребристого перекрытия. Эквивалентом сталежелезобетонной балки сечением 1600x400 мм будет железобетонное ребро размером 1600x1200 мм, что в три раза больше, не говоря уже о трудоемкости изготовления.

Перекрытия пониженной высоты – особый тип сталежелезобетонных и комбинированных перекрытий, который создан с целью реализации двух принципов: обеспечения строительной высоты перекрытия в пределах 400 мм и повышения предела огнестойкости до 60 мин. Для этого плита перекрытия размещается в створе балок и опирается на столик, функцию которого, как правило, выполняет нижний, более широкий пояс коробчатого сечения, моносимметричного двутавра, либо приваренный опорный элемент (пластина, уголок), что проиллюстрировано на Рисунке 1.7.

Отдельная разновидность перекрытий пониженной высоты, которая преобладает в коммерческом строительстве Скандинавских стран, представлена системами на основе стальных коробчатых балок (HQ- и WQ-балки, DeltaBeam и т. д.), показанными на Рисунке 1.8. Благодаря такой форме сечения они не склонны к потере устойчивости плоской формы изгиба ни на этапе строительства, ни в ходе эксплуатации и характеризуются минимальными габаритами при максимальной несущей способности, а также хорошо работают на кручение по торцам перекрытия.



Рисунок 1.6. Пример длиннопролетной балки со строительным подъемом и обеспечением совместной работы

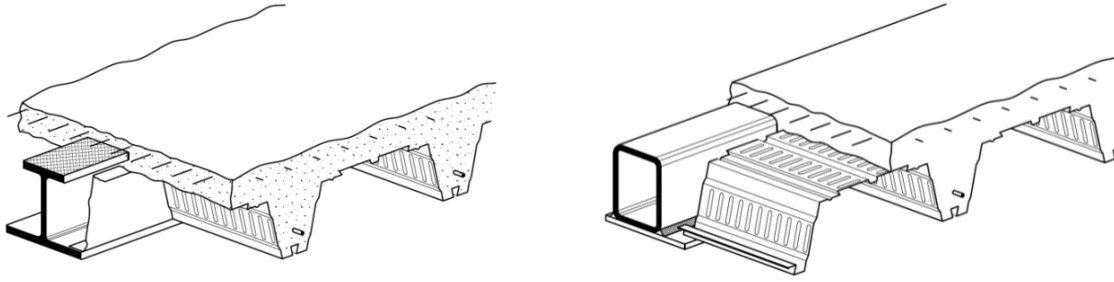


Рисунок 1.7. Примеры решений перекрытий пониженной высоты



Рисунок 1.8. Пример перекрытий пониженной высоты на основе HQ- и WQ-балок

4) Устойчивость каркаса

При условии достаточной анкеровки сталежелезобетонные перекрытия образуют горизонтальные жесткие диски, которые способны обеспечить континуальное частичное (в одной плоскости) или полное раскрепление элементов балочной клетки. Это позволяет более эффективно использовать балки перекрытий, ограничиваясь только их прочностью и прогибами и исключая общую потерю устойчивости.

Раскрепляя конструкцию, сталежелезобетонная плита подменяет собой горизонтальные связи. В отдельных случаях правильное конструктивное и технологическое решение сталежелезобетонного перекрытия может полностью исключить в нем связевые элементы. Полный или частичный отказ от связей перекрытий – это относительно небольшое уменьшение металлоемкости в пределах 7%, но намного более значительное сокращение трудоемкости монтажа, количества элементов и метизов. Жесткие диски перекрытий не только влияют на простановку горизонтальных связей по перекрытиям, но также передают горизонтальные нагрузки на отдельные вертикальные связевые блоки и ядра жесткости.

Не менее важные эффекты от образования диска жесткости – это равномерное пространственное перераспределение горизонтальных нагрузок с нивелированием пиковых значений в наиболее нагруженных элементах и значительное (до нескольких раз) увеличение общей жесткости конструкции в горизонтальном направлении. На этапе строительства аналогичный, но меньший эффект может обеспечивать прикрепленный соответствующим образом стальной профнастил.

Как результат, стальной либо сталежелезобетонный каркас с композитными перекрытиями является легкой и многосвязной конструкцией с применением пластичных материалов, что определяет их повышенную стойкость к сейсмическим воздействиям, неравномерным осадкам и аварийным ситуациям.

5) Повышенная огнестойкость

Одним из следствий использования комбинации бетона и стали является функционирование бетона в качестве конструктивной огнезащиты металлических элементов. Подобный эффект объясняется уменьшением обогреваемого периметра профилей и обетонированием части незащищенных поверхностей. В частности, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 для стальных балок с бетонной либо сталежелезобетонной плитой на одной из сторон вводит коэффициенты 0,7 (для незащищенных) и 0,85 (для защищенных), которые повышают расчетную несущую способность в условиях пожара и соответствующую критическую температуру. В пониженных перекрытиях незащищенной, как правило, остается только нижняя полка балок, что сводит к минимуму площадь огнезащитного покрытия.

6) Снижение транспортных расходов

Благодаря использованию относительно компактных стальных конструкций и настилов снижаются затраты на транспортировку и логистику. Соотношение «вес-прочность» стальных конструкций в несколько раз выше, чем у бетона. Следовательно, любое процентное повышение использования в конструкции стали уменьшит вес и объем поставляемых на строительную площадку материалов.

Применяя сталежелезобетонные конструкции в строительстве зданий, стараются исключить из работ опалубку, требующую перевозку и складирование. На примере перекрытий видно, что количество бетона может быть снижено на 20...50%, а опалубка заменяется профилированным настилом, более 1500 м² которого может перевозиться одним стандартным грузовым автопоездом. Транспортные расходы на стальные каркасы в 10-12 раз ниже аналогичных показателей для сборного железобетона.

7) Простота разводки инженерных сетей

Для сталежелезобетонных перекрытий разработан ряд типовых принципиальных решений компактной разводки коммуникаций в их створе, как это показано на примерах (Рисунок 1.9).

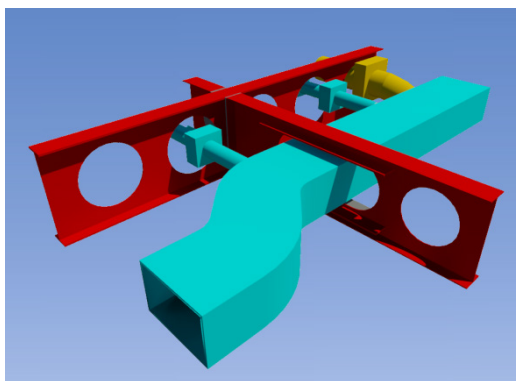
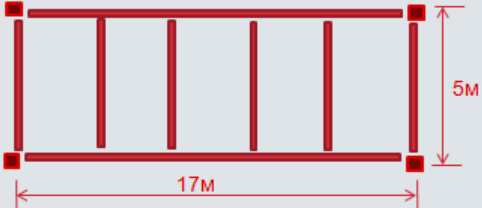
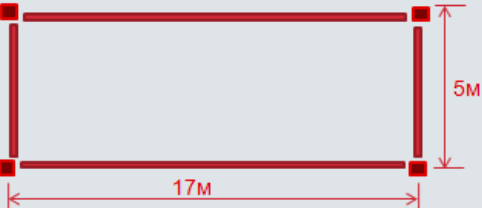




Рисунок 1.9. Примеры горизонтальной разводки инженерных сетей и оборудования в одном уровне с несущими конструкциями перекрытий

Таблица 1.1. Пример сравнения классического стального и сталежелезобетонного перекрытий

Вариант 1	Вариант 2
<p>Инструменты оптимизации – нет, сталь S235</p> 	<p>Инструменты оптимизации:</p> <ul style="list-style-type: none"> – применены стали повышенной прочности S355; – балки приняты сталежелезобетонными с обеспечением совместной работы стад-болтами; – приняты плиты перекрытий по наиболее высоким профнастилам пролетом 5 м; – балкам задан строительный подъем в 100 мм; – сечение балок принято в виде сварных моносимметричных двутавров; – на этапе монтажа использованы временные связи. 
<p>Сечение главной балки:</p>  <p>Верхний пояс – 280x20 мм; Нижний пояс – 280x20 мм; Стенка – 960x14 мм; Высота главной балки – 1000 мм; Общая высота перекрытия – 1130 мм; Вес 1 м.п. главной балки – 193,4 кг; Вес 1 м.п. второстепенной балки – 32,9 кг; Конструктивный коэффициент – 1,1; Удельная металлоемкость балочной клетки – 53,19 кг/м²; Вес профнастила – 10 кг/м²; Удельная металлоемкость перекрытия с учетом профнастила – 63,19 кг/м²; Удельная стоимость перекрытия – 107,83 у.е./м².</p>	<p>Сечение главной балки:</p>  <p>Верхний пояс – 180x20 мм; Нижний пояс – 230x20 мм; Стенка – 560x12 мм; Высота главной балки – 600 мм; Общая высота перекрытия – 690 мм; Вес 1 м.п. главной балки – 99,3 кг; Вес 1 м.п. распорки – 22,3 кг; Конструктивный коэффициент – 1,1; Удельная металлоемкость балочной клетки – 23,29 кг/м²; Вес профнастила – 16 кг/м²; Удельная металлоемкость перекрытия с учетом профнастила – 39,29 кг/м²; Удельная стоимость перекрытия – 93,75 у.е./м².</p>
Результаты сравнения	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Снижение металлоемкости балочной клетки – 56,2%; 2. Снижение металлоемкости перекрытия с учетом профнастила – 37,8%; 3. Снижение удельной стоимости перекрытия – 13%; 4. Уменьшение высоты перекрытия – 38,9%; 5. Уменьшение количества элементов балочной клетки – 66,7%; 6. Уменьшение площади нанесения огнезащитных составов (при необходимости) – 67,5%. 	

8) Легкость повторного использования, реконструкции и расширения

Сталь, как материал, характеризуется высокой технологичностью. До 98% стальных элементов конструкций пригодны к повторному использованию либо переработке. Различные методы обработки, соединения на сварке и метизах предоставляют дополнительные возможности по усилению, реконструкции и расширению объектов с преимущественным использованием стальных конструкций.

Обычно сталежелезобетонные перекрытия позволяют не только добиться улучшения одного показателя, а провести комплексную оптимизацию, в которой критерии устанавливает заказчик и архитектор. Соответствующий пример приведен в Таблице 1.1.

1.3 ПРЕИМУЩЕСТВА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

1) Повышенная несущая способность и уменьшение габаритов

Сталежелезобетонные колонны позволяют при сохранении или незначительном увеличении габаритов стального профиля повысить его несущую способность; достигается улучшение характеристик в размере от 10% до нескольких раз.

Обратная задача состоит в уменьшении габаритов колонн с сохранением равнозначной несущей способности, что достигается при помощи бетонного заполнения либо обетонирования стального профиля. Анализ отдельно взятой колонны показал, что эквивалентом железобетонного сечения габаритами 800x1200 мм стала полностью обетонированная сталежелезобетонная колонна размерами 700x700 мм, что равнозначно уменьшению габаритов на 30% и площади – в два раза.

Это особенно важно для коммерческой многоэтажной недвижимости, где увеличение габаритов колонн и их количества негативно сказывается на планировке и привлекательности помещений. Ведь, кроме собственного габарита, каждая колонна снижает эффективность использования 1-2 м² площади вокруг себя.

2) Повышенная огнестойкость

Для сталежелезобетонных колонн возможен полный отказ от огнезащитных мероприятий либо многократное снижение соответствующих затрат.

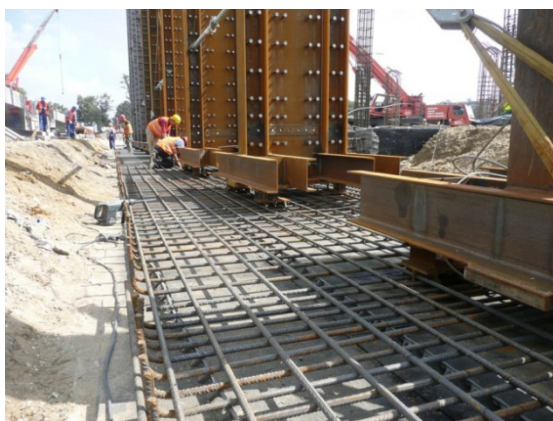


Рисунок 1.10 Пример мощных частично обетонированных колонн



Рисунок 1.11 Сталежелезобетонные колонны с полным обетонированием на примере отеля Хилтон, г. Киев

Возможность отказа от огнезащиты очевидна для полностью обетонированных колонн, что наглядно продемонстрировано на Рисунке 1.11 на примере здания фешенебельного отеля. Согласно Еврокоду 4, исключение огнезащитных мероприятий возможно и для частично обетонированных элементов, и для заполненных бетоном труб (до R150 и выше), что может подтверждаться расчетом и соблюдением конструктивных требований.

Частичное обетонирование профилей, с точки зрения огнезащиты, одновременно запускает два механизма экономии:

- закрывает часть профиля, тем самым уменьшая площадь нанесения огнезащиты;
- уменьшает обогреваемый периметр и соответствующий коэффициент сечения, что в комбинации с повышенной несущей способностью снижает необходимую толщину огнезащитного покрытия.

Для замкнутых профилей характерны минимальные значения отношения периметра сечения к внутренней площади, что в терминах огнезащиты означает минимальную площадь нанесения при высокой несущей способности элемента, которая, даже с учетом ее снижения в условиях пожара, может быть достаточной и без нанесения огнезащиты.

3) Упрощение либо отказ от опалубочных работ

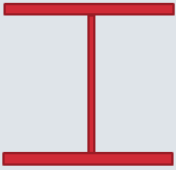
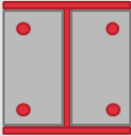
Важным преимуществом сталежелезобетонных колонн на базе труб является именно возможность отказа от опалубочных работ.

Частично обетонированные сечения позволяют выполнять арматурные и бетонные работы как до монтажа, так и после. На Рисунке 1.10 тяжелые колонны без бетонного заполнения сначала установлены в проектное положение, а затем обетонированы. При другой технологии выполнения работ колонна может быть сначала обетонирована в заводских условиях либо на площадке, а затем установлена на свое место в готовом виде.

Полностью обетонированные сечения в меньшей степени упрощают задачи по армированию и бетонированию, хотя, являясь сборными элементами, и не исключают полной заводской готовности.

Как и в случае с перекрытиями, сталежелезобетонные колонны дают преимущества не по одному, а сразу по нескольким критериям, что показано на примерах, приведенных в Таблице 1.2.

Таблица 1.2. Пример сравнения классической стальной и сталежелезобетонной колонн

Вариант 1	Вариант 2
<p>Инструменты оптимизации – нет, сталь S235</p> <p>Сечение колонны:</p>  <p>Пояса колонны – 450x25 мм; Стенка колонны – 400x12 мм; Габариты колонны – 450x450 мм; Вес стального профиля – 214,3 кг/м.п.; Огнестойкость незащищенной конструкции – R15; Обогреваемый периметр профильный – 2,68 кв.м./м.п.; Обогреваемый периметр коробчатый – 1,80 кв.м./м.п.</p>	<p>Инструменты оптимизации:</p> <ul style="list-style-type: none"> – применены стали повышенной прочности S355; – колонны приняты сталежелезобетонными с частичным обетонированием сечения. <p>Сечение колонны:</p>  <p>Пояса колонны – 300x18 мм; Стенка колонны – 276x12 мм; Габариты колонны – 300x300 мм; Вес стального профиля – 125,1 кг/м.п.; Огнестойкость незащищенной конструкции – R30; Обогреваемый периметр профильный – 0,67 кв.м./м.п.; Обогреваемый периметр коробчатый – 0,67 кв.м./м.п.</p>
Результаты сравнения	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Уменьшение габаритов колонны – 33%; 2. Снижение металлоемкости колонны – 42 %; 3. Повышение предела огнестойкости незащищенной конструкции – 100%; 4. Уменьшение толщины огнезащитного покрытия (при необходимости) – 50%; 5. Уменьшение площади нанесения огнезащиты (при необходимости) – от 63 до 75%. 	

1.4 СТРУКТУРА

Все разделы учебника имеют сквозную нумерацию. Если информация в тексте повторяет по смыслу положения Еврокодов или других нормативных и справочных документов, на полях приводятся соответствующие ссылки.

Учебник имеет последовательную структуру, которая повторяет этапы процесса проектирования: выбор материалов и компонентов (Раздел 2), определение нагрузок (Раздел 3), построение расчетной схемы и определение внутренних усилий (Раздел 4), расчет по первой группе предельных состояний (Раздел 5), расчет по второй группе предельных состояний (Раздел 6). Прикладное применение информации первых шести разделов продемонстрировано в численных примерах Раздела 7, а соответствующие краткие алгоритмы расчета в виде блок-схем сведены в При-

ложение А. Чтобы правильно применить результаты расчета, в Разделе 8 даны основные правила конструирования стальных и железобетонных частей сечения. Если требуется обеспечить повышенную огнестойкость сталежелезобетонных конструкций (что необходимо не всегда, но в большинстве случаев, в связи с их частым применением в многоэтажных зданиях), необходимые сведения можно найти в отдельном Разделе 9, публикации, который посвящен определению степени огнестойкости и проектированию огнезащиты. Указанный раздел содержит численные примеры, дополняющие теоретическую часть.

1.5 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Сталежелезобетонный элемент (composite member) – конструктивный элемент с компонентами бетона и конструкционной стали либо холодноформованных профилей, объединенных сдвиговым соединением, ограничивающим взаимный продольный сдвиг между бетоном и сталью, а также отрыв одного компонента от другого.

1.5.2.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сдвиговое соединение (shear connection) – соединение между бетонным и стальным компонентами сталежелезобетонного элемента, имеющими достаточную прочность и жесткость, позволяющую рассчитывать оба компонента как части единого конструктивного элемента.

1.5.2.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Совместная работа (composite behaviour) – состояние, при котором сдвиговое соединение становится эффективным вследствие твердения бетона.

1.5.2.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сталежелезобетонная балка (composite beam) – сталежелезобетонный элемент, подверженный преимущественно изгибу.

1.5.2.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сталежелезобетонная колонна (composite column) – сталежелезобетонный элемент, подверженный преимущественно сжатию либо сжатию с изгибом.

1.5.2.5
ДСТУ-Н Б
EN 5-1-1

Сталежелезобетонная плита (composite slab) – плита перекрытия, в которой стальные профилированные листы используются вначале в качестве несъемной опалубки, затем конструктивно объединяются с бетоном, и после его затвердения работают в качестве растянутой арматуры.

1.5.2.6
ДСТУ-Н Б
EN 5-1-1

Сталежелезобетонный узел (composite joint) – узел сопряжения двух сталежелезобетонных элементов, сталежелезобетонного со стальным либо железобетонным

1.5.2.8
ДСТУ-Н Б
EN 5-1-1



Рисунок 1.11. Примеры сталежелезобетонных колонн, балок и плит

элементом, армирование которого учитывается при определении несущей способности и жесткости узла.

Сталежелезобетонный каркас (composite frame) – каркас, в котором несколько или все элементы являются сталежелезобетонными, а большинство остальных – стальными.

Усадка бетона – его свойство уменьшаться в объеме и линейных размерах вследствие твердения и потери влаги. Собственная усадка в бетоне возникает при твердении и в процессе его высыхания (усушка).

Ползучесть бетона – его свойство, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций при длительном действии нагрузки.

Эффект запаздывания сдвига – неравномерное распределение напряжений в широких полках, обусловленное деформацией сдвига, что учитывается в расчетах путем использования приведенной «эффективной» ширины полки при оценке несущей способности.

1.6 ОБОЗНАЧЕНИЯ

Далее приведены наиболее важные и системно повторяющиеся обозначения, используемые в ДСТУ Н Б EN 1994-1-1 и документах, на которые он ссылается. Значения этих и остальных обозначений также поясняются в местах, где они впервые встречаются в тексте.

Для разделения близких по смыслу переменных широко применены подстрочные индексы. Если необходимо, используется несколько индексов, которые разделяются запятой.

Характеристики материалов

f_y	номинальное значение предела текучести конструкционной стали
f_u	номинальное значение временного сопротивления конструкционной стали
f_{ck}	характеристическое значение прочности бетона на сжатие по цилиндрическому образцу
f_{cd}	расчетное значение прочности бетона на сжатие по цилиндрическому образцу
f_{sk}	характеристическое значение предела текучести арматурной стали
f_{sd}	расчетное значение предела текучести арматурной стали
f_{yb}	номинальное значение предела текучести основного металла профилированного настила
E_a	модуль упругости конструкционной стали
E_{cm}	секущий модуль упругости бетона
$E_{A,eff}$	эффективный модуль упругости бетона
E_s	модуль упругости арматурной стали
n_L	коэффициент приведения, зависящий от типа загрузки
φ^t	коэффициент ползучести бетона
ε_{cs}	общая деформация усадки бетона

Размеры и геометрические характеристики сечений

h_a	высота стального сечения
h_{sc}	общая номинальная высота анкерного упора
h_p	общая высота стального профилированного настила без учета рифов и тиснений
t_w	толщина стенки стального профиля
t_f	толщина полки стального профиля
b_{eff}	общая эффективная ширина бетонной полки
A_a	площадь поперечного сечения стального профиля
A_A	площадь поперечного сечения бетона
A_s	площадь поперечного сечения арматуры
A_p	площадь поперечного сечения профилированного настила
I_a	момент инерции сечения стального профиля
I_C	момент инерции сечения бетона без трещин
I_S	момент инерции сечения арматуры

Частные коэффициенты надежности

γ_{M0}	обобщенный коэффициент надежности для конструкционной стали при расчете несущей способности поперечных сечений по прочности
γ_{M1}	обобщенный коэффициент надежности для конструкционной стали при расчете несущей способности элементов по устойчивости
γ_C	частный коэффициент надежности по материалу для бетона
γ_S	частный коэффициент надежности по материалу для арматурной стали
γ_V	частный коэффициент надежности для расчета несущей способности анкерных упоров
γ_{VS}	частный коэффициент надежности для расчета несущей способности сдвигового соединения в сталежелезобетонных плитах
γ_F	обобщенный коэффициент надежности для воздействий, учитывающий погрешности модели и возможные отклонения (γ_G для постоянных и γ_Q для переменных нагрузок)

Сочетания нагрузок и результаты воздействий

ψ_i	коэффициенты сочетания нагрузок
ξ	понижающий коэффициент для неблагоприятного значения постоянных нагрузок
N_{Ed}	расчетное продольное осевое усилие
V_{Ed}	расчетное поперечное сдвигающее усилие
M_{Ed}	расчетный изгибающий момент

Расчет по несущей способности и устойчивости

N_{Rd}	расчетная несущая способность при действии продольного осевого усилия
V_{Rd}	расчетная несущая способность при действии поперечного сдвигающего усилия
M_{Rd}	расчетная несущая способность при действии изгибающего момента
$M_{b,Rd}$	расчетная несущая способность элемента по критерию потери устойчивости плоской формы изгиба

$V_{b,Rd}$	расчетная несущая способность сечения или его части на сдвиг по критерию устойчивости
α_{cr}	коэффициент запаса устойчивости конструкции
N_{cr}	предельное сжимающее осевое усилие потери устойчивости в упругой стадии
M_{cr}	предельный изгибающий момент потери устойчивости в упругой стадии
$N_{c,f}$	расчетное продольное сжимающее усилие в бетонной полке при полном сдвиговом соединении
N_c	расчетное продольное сжимающее усилие в бетонной полке при частичном сдвиговом соединении
x_{pl}	высота сжатой зоны бетона в пластической стадии

Сдвиговое соединение

P_{Rd}	расчетная несущая способность отдельного анкерного упора на сдвиг
η	степень объединения на продольный сдвиг в балках
v_{Ed}	расчетное значение продольных касательных напряжений
m и k	эмпирические коэффициенты, описывающие продольный сдвиг в сталежелезобетонных плитах
$\tau_{u,Rd}$ и τ_{Rd}	предельное касательное напряжение по контакту бетона и стали
$\bar{\lambda}$	условная гибкость
$\bar{\lambda}_{LT}$	условная гибкость для проверки устойчивости плоской формы изгиба
χ	понижающий коэффициент для проверки устойчивости в форме продольного изгиба
χ_{LT}	понижающий коэффициент для проверки устойчивости плоской формы изгиба

Эксплуатационная пригодность конструкций

f_u	предельный прогиб или перемещение
w_{max}	предельно допустимая ширина раскрытия трещин
δ_{total}	суммарный прогиб конструкции
w_k	ширина раскрытия трещин
f_1	основная (по первой форме) собственная частота колебаний конструкции

Огнестойкость конструкций

Θ_g	температура газовой среды в противопожарном отсеке либо вблизи конструкции
Θ_a	температура стали
Θ_c	температура бетона
η_{fi}	коэффициент снижения результатов воздействий E_d до значения $E_{fi,d}$ в условиях пожара
$\eta_{fi,t}$	коэффициент использования конструкции в условиях пожара
R	огнестойкость по критерию сохранения несущей способности
E	огнестойкость по критерию сохранения целостности
I	огнестойкость по критерию теплоизолирующей функции

Расчетное значение параметра материала или изделия (X_d) в общем виде может быть выражено следующей формулой:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m}$$

где:

- X_k — характеристическое значение параметра материала или изделия;
- γ_m — частный коэффициент надежности для параметра материала или изделия;
- η — переводной коэффициент, который может учитывать:
 - влияние количества и объема
 - влияние влажности и температуры
 - влияние других существенных параметров

Расчетные значения характеристик материалов обычно не выражаются самостоятельными значениями. Коэффициент перерасчета η применяется не для всех типов материалов и изделий, поскольку нередко он уже учтен в самом характеристическом значении X_k или частном коэффициенте γ_m .

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

2.1 КОНСТРУКЦИОННАЯ СТАЛЬ

Правила ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 применимы для конструкций из стали с номинальным значением предела текучести не более 460 Н/мм².

В части материалов для несущих стальных элементов ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 ссылается на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, а, следовательно, также и ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и данный учебник охватывают вопросы проектирования металлоконструкций из сталей, соответствующих требованиям ДСТУ EN 10025 и ДСТУ EN 10219.

В Таблице 2.1 приведены номинальные значения предела текучести (f_y) и временного сопротивления (f_u), которые принимаются в качестве характеристических значений.

Коэффициент надежности по материалу для стальных элементов учитывается при помощи обобщенных коэффициентов надежности γ_{M0} , γ_{M1} и γ_{M2} по несущей способности:

- несущая способность по прочности любого класса сечений: $\gamma_{M0} = 1,00$;
- несущая способность по устойчивости: $\gamma_{M1} = 1,00$;
- несущая способность на растяжение, определяемая по пределу прочности стали: $\gamma_{M2} = 1,25$;

В условиях пожара для материалов вводится зависимость характеристик от температуры и используются отдельные коэффициенты надежности, составляющие для конструкционной стали $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$. Индекс «fi» (fire, пожар) указывает на расчет в

6.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.3(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.1(1),
3.2.1(1)
и
Таблица 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

2.3(1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

условиях пожара. Более подробную информацию о температурных зависимостях и расчете огнестойкости сталежелезобетонных конструкций можно найти в Разделе 9.

Таблица 2.1. Номинальные значения предела текучести (f_y) и временного сопротивления (f_u)

Стандарт и класс стали	Номинальная толщина элемента t , мм			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
ДСТУ EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
ДСТУ EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
ДСТУ EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
ДСТУ EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
ДСТУ EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
ДСТУ EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
ДСТУ EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Для конструкционных сталей используются следующие значения физических характеристик материалов:

Модуль упругости $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$

Модуль сдвига (модуль деформации второго рода) $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000 \text{ Н/мм}^2$

Коэффициент Пуассона в упругой стадии $\nu = 0,3$

Для сталей регламентируется минимально необходимый уровень пластичности, задаваемый предельными значениями отношения f_u / f_y , относительного удлинения при разрушении и критической деформации, которая соответствует временному сопротивлению. Классы стали, указанные в Таблице 2.1, допускается считать удовлетворяющими этим требованиям.

Материал должен иметь достаточную ударную вязкость, чтобы исключить хрупкое разрушение растянутых элементов при самой низкой температуре эксплуатации в пределах проектного срока службы конструкции.

Также оказывает влияние и параметр ударной вязкости, который должен контролироваться при работе элементов на динамические нагрузки.

Допустимая толщина стальных элементов, исходя из условия трещиностойкости, должна определяться согласно Разделу 2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10. Данный расчет определяет допустимые к использованию подклассы стали. Подробности см. в публикации М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Если согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10 необходимо использовать сталь с улучшенными свойствами в направлении толщины проката, следует использовать сталь, соответствующую требуемому классу качества по ДСТУ EN 10164. Особое внимание следует уделять стыкам балок и колонн, а также фланцевым соединениям. Подробности см. в публикации М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Допуски по массе и размерам прокатных профилей, профилей замкнутого сечения и листового проката должны соответствовать стандартам на продукцию и техническим свидетельствам (ТС, ЕТА, ЕТАG), если не установлены более жесткие допуски.

Для сварных профилей допуски устанавливаются ДСТУ Б EN 1090.

При расчете и конструировании должны применяться номинальные значения геометрических размеров.

2.2 СОЕДИНИТЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ – АНКЕРНЫЕ УПОРЫ

В сталежелезобетонных конструкциях используется несколько типов анкерных упоров. По жесткости их можно классифицировать как жесткие и гибкие. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 регламентирует, что сдвиговые соединения должны иметь достаточную деформативность для выполнения расчетных предпосылок касательно неупругого распределения сдвиговых усилий.

3.2.6(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.2(1),
3.2.2(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.3(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.5(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.5(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.5(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.6.1.1(4)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

6.6.1.1(3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Гибкими соединительными элементами являются упоры с достаточной деформативностью, благодаря чему выполняются условия, регламентирующие их идеализированный пластический характер работы в рассматриваемой конструкции. Возможным является множество вариантов гибких анкерных упоров, некоторые из которых показаны на Рисунке 2.1.

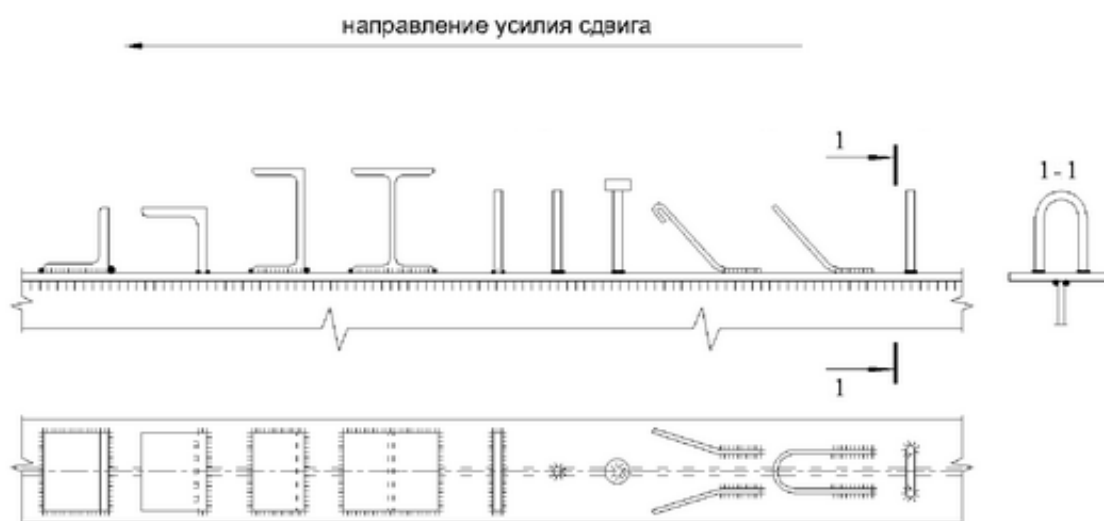


Рисунок 2.1. Различные типы гибких анкерных упоров

На практике основным типом гибких анкерных упоров являются стад-болты, но можно выделить принципиально следующие популярные соединительные элементы простой конфигурации:

1. Стад-болты



2. Уголковые или Z-образные упоры



3. Петлевые упоры



Стад-болты являются типовыми анкерными упорами, рассмотренными в ДСТУ-Н Б EN1994-1-1. Если для передачи усилия между бетонным и стальным элементом используют другой способ сдвигового соединения, то работа такой связи должна учитываться расчетом на основании испытаний и концептуальной модели. Алгоритм расчета следует максимально приближать к расчету аналогичного элемента со стад-болтами.

Стандартным материалом для стад-болтов является сталь S235J2G3+C450 (по ДСТУ-Н Б EN 10025) со следующими основными расчетными характеристиками:

Предел текучести $f_y = 350 \text{ Н/мм}^2$

Временное сопротивление $f_u = 450 \text{ Н/мм}^2$

К стад-болтам применяется обобщенный коэффициент надежности γ_V , который, согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN1994-1-1, принимается равным рекомендуемому значению 1,25. При определении огнестойкости конструкции применяется коэффициент $\gamma_{M,fi,V} = 1,0$.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8, стад-болты должны соответствовать следующим стандартам: ДСТУ ISO 13918:2014 «Сварка. Стад-болты и керамические кольца для дуговой приварки шпилек», ДСТУ ISO 14555:2014 «Сварка. Дуговая приварка шпилек к металлам» и ДСТУ ISO 898-1:2003 «Механические характеристики крепежных изделий из углеродистой и легированной стали – Часть 1: Болты, винты и шпильки»

Основной сортамент производимых стад-болтов приведен в Таблице 2.2, а соответствующих керамических колец – в Таблице 2.3.

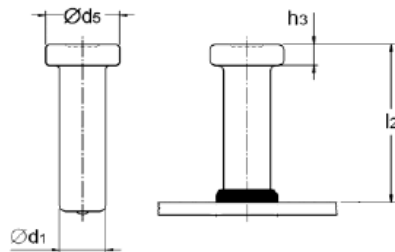


Таблица 2.2. Сортамент стад-болтов

Типоразмер стад-болта	Диаметр стержня d_1 , мм	Диаметр головки d_s , мм	Номинальная длина l_2 , мм		Высота головки h_3 , мм
			Минимальная	Максимальная	
10	10	19	50	200	7
13	13	25	50	400	8
16	16	32	50	525	8
19	19	32	75	525	10
22	22	35	75	525	10
25	25	41	75	525	12

6.6.1.1(12)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.3.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
2.3 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

ДСТУ ISO
13918:2014,
СТО 0062-
2009,
ETA 03/0041,
ETA03/0042

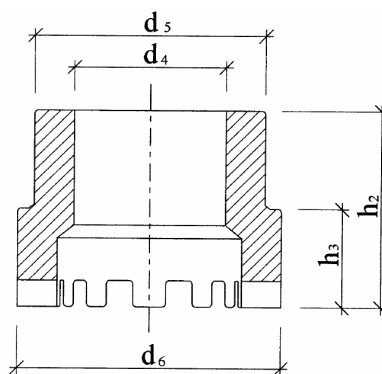


Таблица 2.3. Размеры керамических колец

Диаметр стад-болта, мм	$d_4 - 0,5$, мм	$d_5 \pm 1,0$, мм	$d_6 \pm 1,0$, мм	h_2 , мм	h_3 , мм
10	10,2	15	17,8	10	5,2
13	13,1	20	22,2	11	6,5
16	16,3	26	30	13	8,5
19	19,4	26	30,8	16,7	12
22	22,8	30,7	39	18,6	14
25	26,0	35,5	41	21	16,5

Наиболее распространены стад-болты типоразмера 19мм.

Окончательная длина стад-болта зависит от начального размера и метода сварки. В расчетах используется длина h_{sc} после приварки, с учетом ее редуцирования. Чаще всего используются значения длины 105, 130, 155 и 180 мм, для которых окончательная высота в случае сквозной приварки составляет, соответственно, 100, 125, 150 и 175 мм. Уменьшение длины, согласно ДСТУ ISO 13918:2014, составляет от 3 до 5,5 мм. Закладывая в проект определенный диаметр и длину стад-болтов, следует уточнить у поставщика наличие самих упоров и соответствующих керамических колец.

Наиболее распространенными соединительными элементами второго типа являются упоры X-HVB производства компании Hilti. Упоры X-HVB представляют собой холодноформованный стальной профиль Z-образного сечения, крепящийся одной полкой к верхнему поясу балки перекрытия при помощи двух дюбелей.

В качестве соединительных элементов применяются упоры X-HVB шести типоразмеров в зависимости от толщины плиты перекрытия и типа профилированного настила – см. Рисунок 2.2. Все упоры, независимо от типа, имеют ширину нижней опорной полки 50 мм. Упоры изготавливают высотой $h_{sc} = 52, 80, 95, 110, 126$ и 141 мм. Ширина верхней свободной полки – 10, 12 или 37 мм, в зависимости от типа упора.

Материал упоров – оцинкованная малоуглеродистая сталь толщиной 2 или 2,5 мм со значением временного сопротивления от 270 до 350 МПа. Толщина цинкового покрытия – не менее 3 мкм.

Хотя жесткие упоры и не охватываются ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 и должны проходить индивидуальные испытания, их следует упомянуть как альтернативу стандартным изделиям. Нередко они используются в проектах мостов, где могут предъявляться повышенные требования к жесткости и устойчивости плит сдвигу.

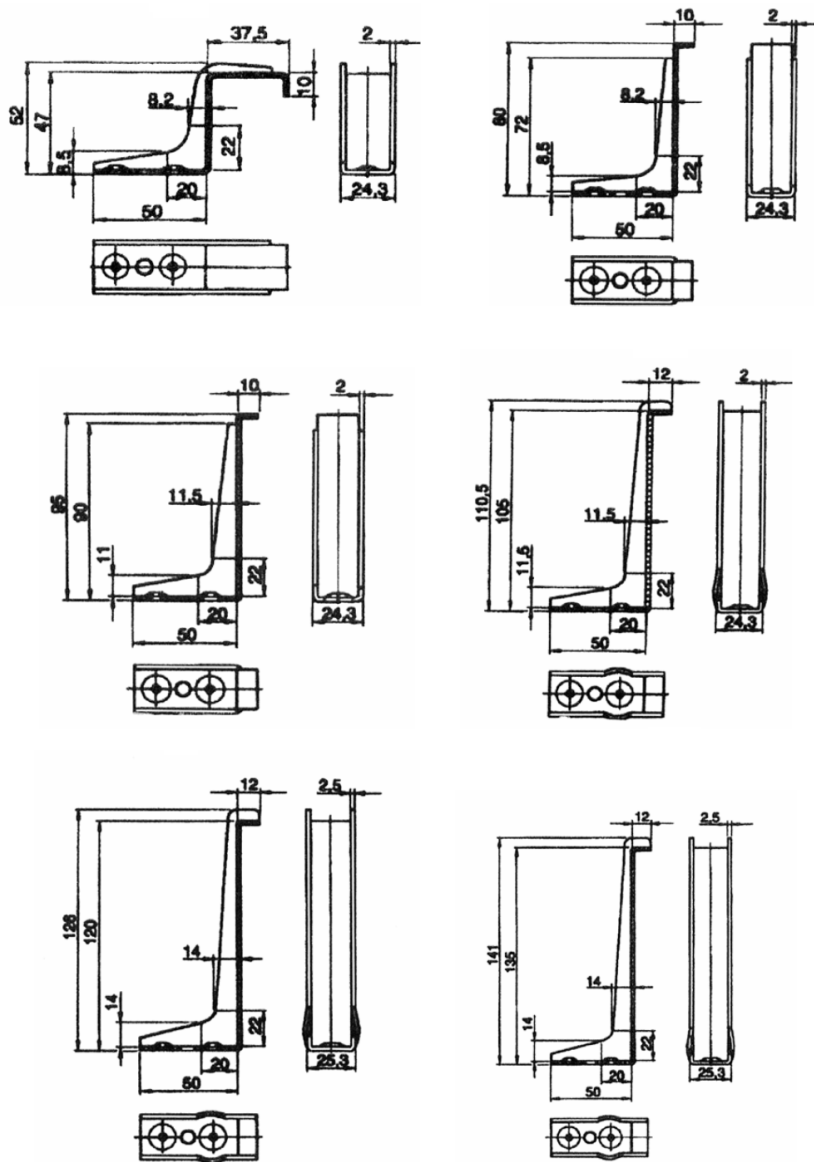


Рисунок 2.2. Анкерные упоры X-HVB

9.1.4
СТО 0047-
2005

Следствием высокой жесткости таких упоров является то, что для них характерно разрушение в результате смятия и выкалывания бетона. Типичные сечения таких упоров – это отдельные пластины, сварные и прокатные тавры и уголки различных конфигураций. Для предотвращения отрыва в них могут предусматриваться разнообразные крюки и петли. Примеры жестких упоров приведены на Рисунке 2.3.

Отдельно можно выделить соединительные элементы в виде полос, примеры которых показаны на Рисунке 2.4. Такие типы анкерных упоров применимы в комбинации с тонкостенными элементами каркаса.

Соединительные элементы должны как обеспечивать сдвиговое соединение, так и предотвращать отрыв бетонного элемента от стального. Некоторые типы соединительных элементов могут использоваться исключительно для анкерки на отрыв, а не обеспечения совместной работы.

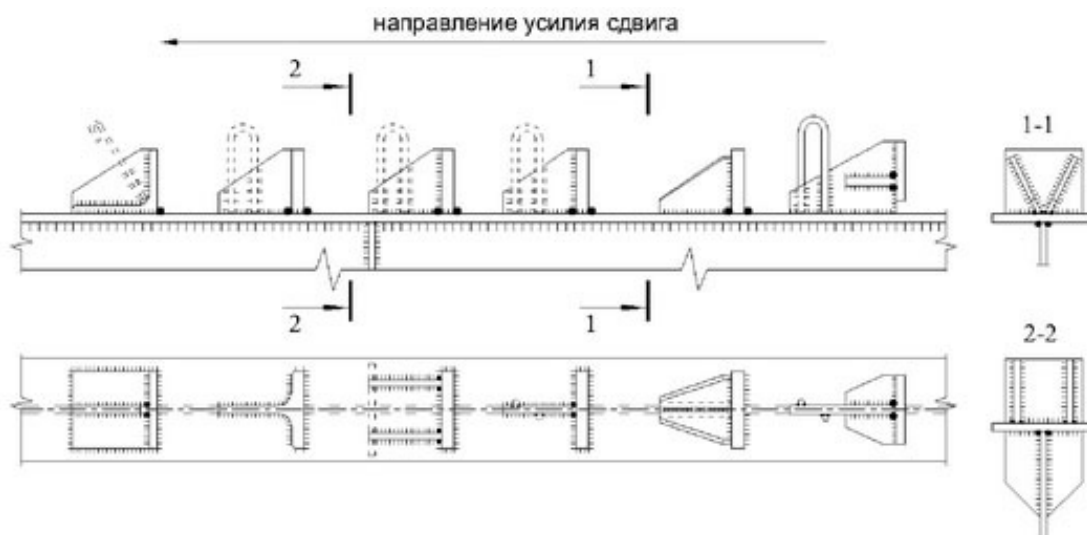


Рисунок 2.3. Примеры конфигураций жестких анкерных упоров

6.6.1.1 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

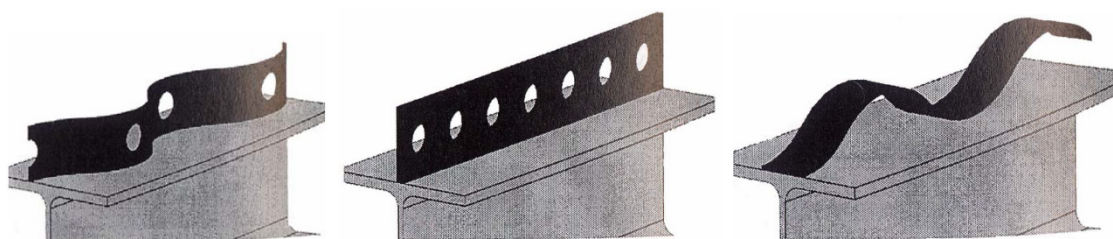


Рисунок 2.4. Примеры соединительных элементов из полос металла, привариваемых к верхней полке стальной балки

Для стад-болтов с головкой (тип SD, согласно ДСТУ ISO 13918:2014) несущая способность на отрыв считается достаточной, если сдвиговое соединение не работает на непосредственный отрыв.

2.3 ПРОФИЛИРОВАННЫЕ СТАЛЬНЫЕ НАСТИЛЫ

Для монолитных плит по профилированным настилам возможны два основных случая:

1. Используются обычные несущие профнастилы, без обеспечения сдвигового соединения с бетоном.

В таком случае настил выполняет функцию исключительно опалубки, являясь несущим элементом на этапе строительства для нагрузок от бетонной смеси, армирования, а также временных воздействий, связанных с рабочими процессами. В отдельных случаях и для изыскания резервов на этапе эксплуатации настил может учитываться по схеме железобетонной балки на упругом основании (с отдельной работой железобетона и настила) либо условной арки с затяжкой.

2. Используются специальные настилы с обеспечением сдвигового соединения, когда настил выполняет двойную функцию опалубки на этапе строительства и несущего компонента армирования плиты на этапе эксплуатации.

В обоих случаях, при достаточности крепления и расчетном обосновании, настил способен дополнительно раскреплять балки от потери устойчивости плоской формы изгиба на этапе строительства и действовать в качестве жесткого диска перекрытия, перераспределяя горизонтальные нагрузки. До затвердения бетона расчетная модель такого жесткого диска имеет ограниченную жесткость, но после набора бетоном прочности и при условии достаточной анкеровки к балочной клетке может считаться абсолютно жестким в собственной плоскости телом, допускающим изгиб.

Естественное адгезионное сцепление профилированного настила с бетоном не является достаточно эффективным для того, чтобы считаться армированием плиты. Поэтому совместной работы настила и бетона достигают, обеспечивая соединение на сдвиг и расслоение. С данной целью в сталежелезобетонных перекрытиях используются профилированные настилы специальных типов, в которых, по аналогии с ребристой арматурой, делают выштамповки, называемые рифами, и/или закрытые (обратные) гофры, которые препятствуют отслоению профнастила от бетона. Также возможно применение обычных профнастилов, но с простановкой специальных соединительных элементов вдоль гофр, обеспечивающих совместную работу с бетоном.

Существует два основных типа специальных профнастилов для сталежелезобетонных плит: настилы с закрытыми (обратными) гофрами типа «ласточкин» хвост и более классические трапецеидальные профили. Каждый из них имеет большое количество форм, некоторые из которых показаны на Рисунке 2.5.

При укладке поверх балок по неразрезной схеме, традиционно применяются профнастилы высотой до 85 мм, что связано как с конструктивной минимизацией строительной высоты перекрытия, так и с ограничением методики ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 по расчету анкерных упоров в гофрах профилированных настилов. В указанном диапазоне профнастилы высотой от 45 до 60 мм являются стандартным решением на пролетах плиты до 3 м, что задает соответствующий шаг балок настила и модуль сетки

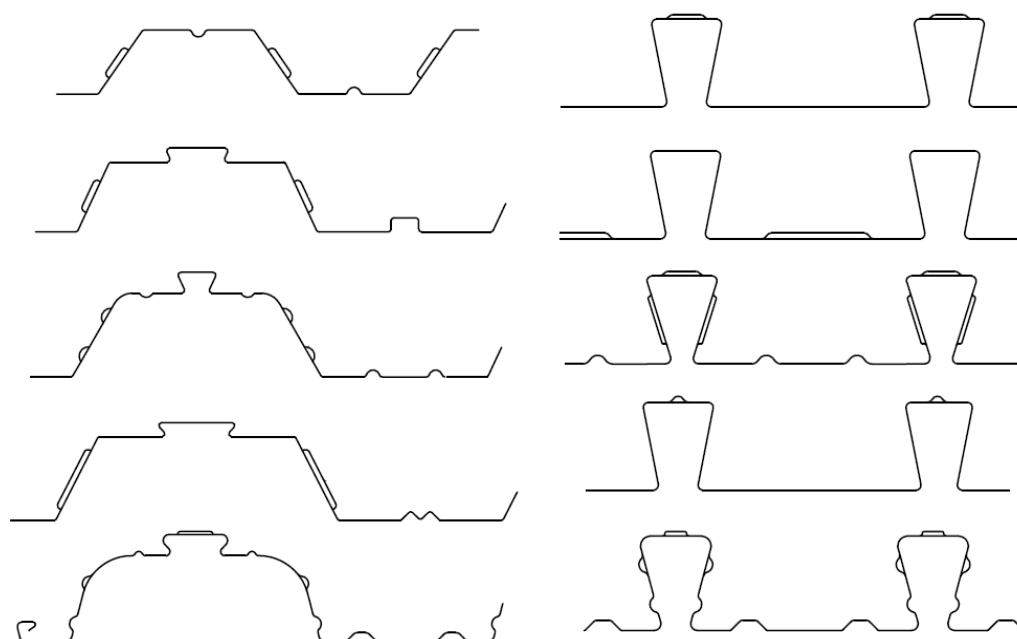


Рисунок 2.5. Примеры двух основных типов профнастилов, применяемых в сталежелезобетонных плитах - типа «ласточкин» хвост и трапецеидальные профили

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

колонн в 2,5-3 м (9 x 9 м; 6 x 12 м; 5 x 18 м; 6 x 18 м и т. д.). В целом, настилы высотой до 85 мм предназначены для пролетов до 4,5 м без использования временных подпорок.

Профили высотой от 90 до 230 мм применяются для шарнирного опирания в створе балок для пролетов до 9 м, благодаря чему приобретают все большую популярность.

На рынке Украины сортамент специальных профилированных настилов для стале-железобетонных плит сильно ограничен.

Первый вариант – трапецеидальный настил с рифами высотой 85 мм производства компании «ТПК», сечение которого приведено на Рисунке 2.6, а геометрические характеристики – в Таблице 2.4. Направление рифов определяет положение профиля широкими полками вверх и опиранием на узкие полки, как показано на Рисунке 2.6. Только в таком положении рифы окажутся в теле бетона плиты.

Производителем заявлены следующие параметры сцепления настила с бетоном, определяемые методикой Еврокода 4:

- для *m-k* метода: $m = 192,2 \text{ Н/мм}^2$; $k = 0,44 \text{ Н/мм}^2$;
- для метода частичного сдвигового соединения: $\tau_{u,Rd} = 0,208 \text{ Н/мм}^2$.

Стандартное сырье – S350GD+Z275; доступно с полимерными покрытиями.

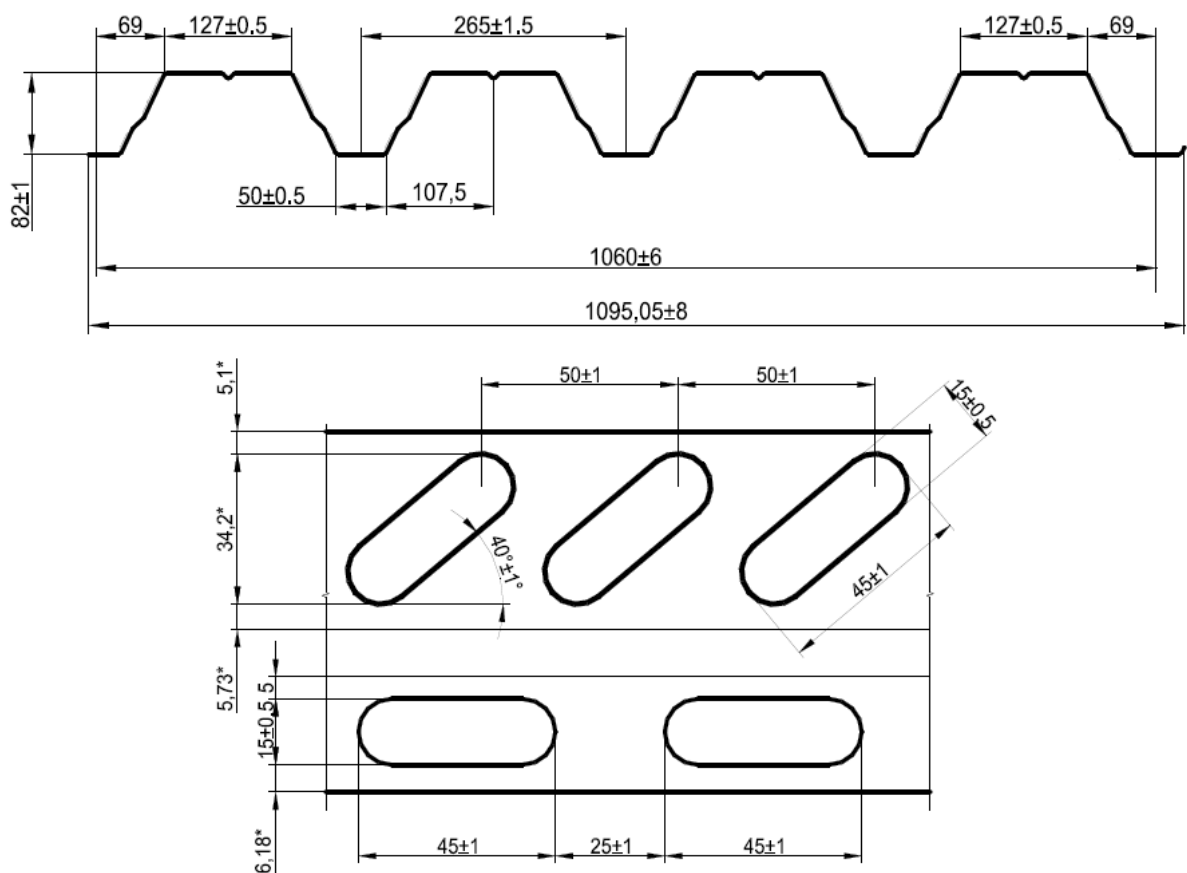


Рисунок 2.6. Геометрия настила ТП-85ПО производства ООО «Торгово-промышленная компания» (ТПК)

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

Таблица 2.4. Геометрические характеристики настила ТП-85ПО производства ТПК

Обозначение профиля	Размеры сечения, мм		Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины профиля, кг	Масса 1 м ² эффект. площади, кг	Справочные данные для 1 м ширины настила при сжатых полках					
	h	t				узких			широких		
						момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³	
							W_{x_1}	W_{x_2}		W_{x_1}	W_{x_2}
ТП-85ПО Н82-1060	82	0,7	10,50	8,86	8,09	96,69	19,48	29,87	83,169	17,37	17,94
		0,75	11,25	9,49	8,67	103,42	20,84	31,95	91,20	18,77	19,90
		0,8	12,00	9,83	8,98	110,13	22,19	34,02	99,41	20,18	21,96
		0,88	13,20	10,98	10,03	120,83	24,49	36,99	112,91	22,45	25,42
		1,0	15,00	12,40	11,32	136,75	27,58	42,18	134,53	25,90	31,05
		1,2	18,00	14,75	13,47	163,01	32,88	50,28	163,01	31,70	41,52
		1,25	18,75	15,34	14,01	169,52	169,52	34,19	52,29	169,52	33,16

Второй вариант – использование иностранных настилов. Среди импортных настилов в Украине есть возможность заказать линейку специальных профилей компании ArcelorMittal Construction. Первым из профилей компании в порядке возрастания высоты сечения идет настил Cofrastra 40 с закрытым (обратным) гофром высотой 40 мм. Сечение профнастила приведено на Рисунке 2.7, а геометрические характеристики – в Таблице 2.5.

Производителем заявлены следующие параметры сцепления настила с бетоном:

- для m - k метода: $m = 129,37$ Н/мм²; $k = 0,185$ Н/мм²;
- для метода частичного сдвигового соединения: $\tau_{u,Rd} = 0,30$ Н/мм².

Стандартное сырье – S350GD+Z275.

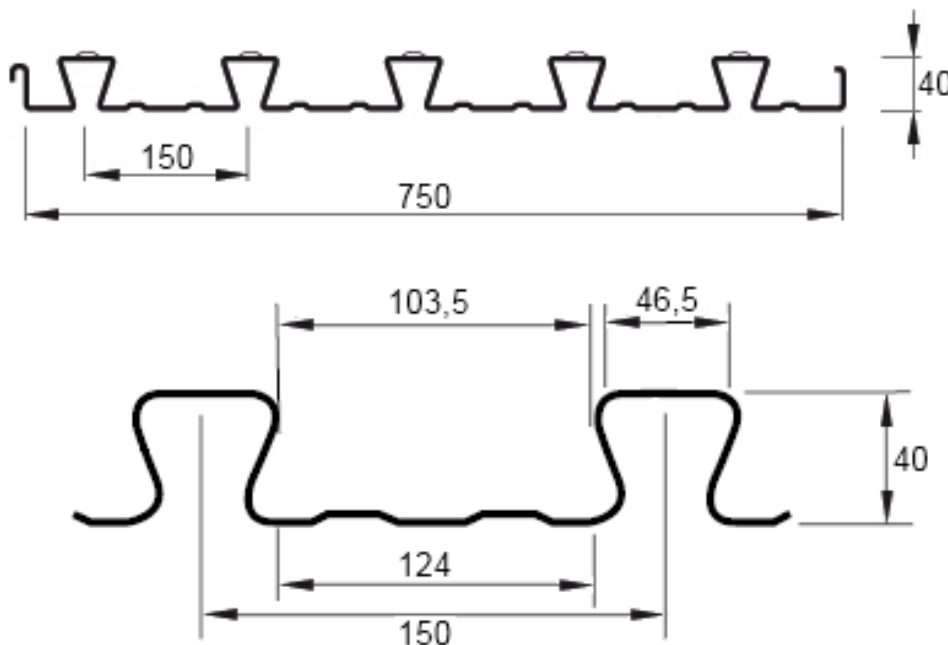


Рисунок 2.7. Геометрия настила Cofrastra 40 производства ArcelorMittal Construction

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

Таблица 2.5. Геометрические характеристики настила Cofrastra 40 производства ArcelorMittal Construction

Номинальная толщина стали	t_s	мм	0,75	0,85
Удельная масса	g_s	кг/м ²	9,97	11,19
Площадь эффективного сечения	A_p	см ² /м	12,02	13,59
Момент инерции сечения	I_p	см ⁴ /м	27,55	31,43
Положение нейтральной оси	e	см	3,42	1,42

Следующий по высоте профнастил Cofraplus 60 имеет трапецидальный профиль с рифами; он показан на Рисунке 2.8; его геометрические характеристики приведены в Таблице 2.6.

Производителем заявлены следующие параметры сцепления настила с бетоном:

- для $m-k$ метода: $m = 92,50$ Н/мм²; $k = 0,056$ Н/мм²;
- для метода частичного сдвигового соединения: $\tau_{u,Rd} = 0,10$ Н/мм².

Стандартное сырье – S350GD+Z275; доступно с полимерными покрытиями.

Таблица 2.6. Геометрические характеристики настила Cofraplus 60 производства ArcelorMittal Construction

Номинальная толщина стали	t_s	мм	0,75	0,88	1,00	1,25
Удельная масса	g_s	кг/м ²	8,53	10,00	11,37	14,22
Площадь эффективного сечения	A_p	см ² /м	10,29	12,17	13,91	17,57
Момент инерции сечения	I_p	см ⁴ /м	55,12	65,21	74,53	93,94
Положение нейтральной оси	e	см	3,33	3,33	3,33	3,33

Таблица 2.7. Геометрические характеристики настила Cofrastra 70 производства ArcelorMittal Construction

Номинальная толщина стали	t_s	мм	0,75	0,88	1,00
Удельная масса	g_s	кг/м ²	10,05	11,79	13,40
Площадь эффективного сечения	A_p	см ² /м	11,95	14,17	16,22
Момент инерции сечения	I_p	см ⁴ /м	92,50	109,67	125,53
Положение нейтральной оси	e	см	3,14	3,14	3,14

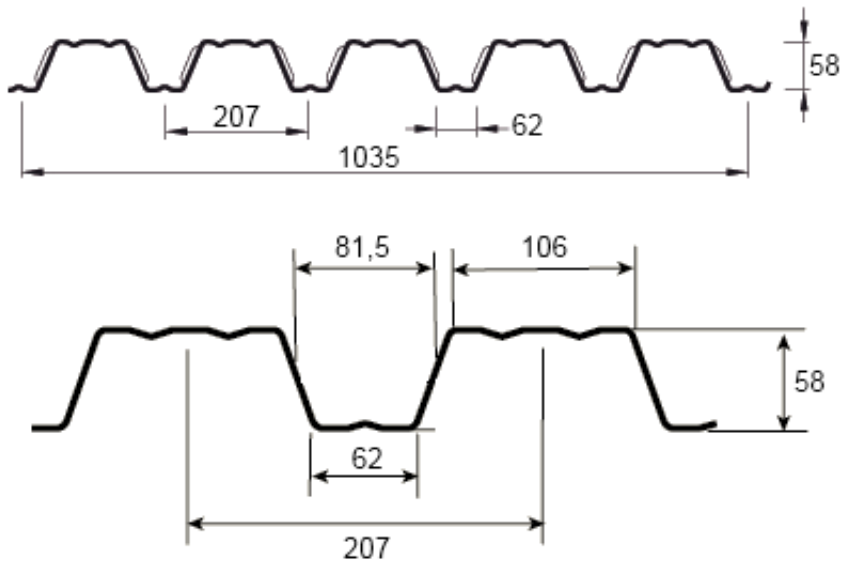


Рисунок 2.8. Геометрия настила Cofraplus 60 производства ArcelorMittal Construction

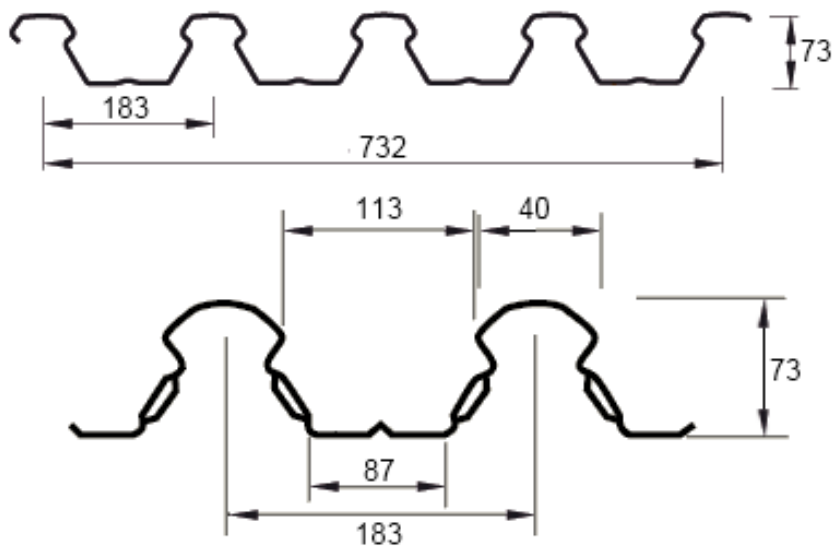


Рисунок 2.9. Геометрия настила Cofrastra 70 производства ArcelorMittal Construction

Третий по высоте профнастил Cofrastra 70 показан на Рисунке 2.9, а его геометрические характеристики приведены в Таблице 2.7.

Производителем заявлены следующие параметры сцепления настила с бетоном:

- для $m-k$ метода: $m = 254,16 \text{ Н/мм}^2$; $k = 0,090 \text{ Н/мм}^2$;
- для метода частичного сдвигового соединения: $\tau_{u,Rd} = 0,18 \text{ Н/мм}^2$.

Стандартное сырье – S350GD+Z275; доступно с полимерными покрытиями.

В соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, толщина профилированного настила не может быть менее 0,7 мм. Такая минимальная толщина принимается из соображений продавливания при движении по настилу людей. Чаще применяются значения толщины от 0,9 до 1,2 мм. Очевидно, что несущая способность при увеличении толщины настила нарастает, но не в прямой зависимости.

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

Профнастилы изготавливаются из предварительно оцинкованного рулонного металла, что в Еврокодах обозначается буквами GD (Galvanized, Dipped – оцинкованный погружением), после которых, как правило, указывается тип покрытия, например, «+Z» (цинк) и его удельная масса на 1 м². Стандартным покрытием для элементов строительных конструкций считается покрытие толщиной 275 г/м², что соответствует толщине цинка примерно в 0,02 мм с каждой стороны листа. Возможны и более толстые нестандартные покрытия с удельной массой от 300 до 600 г/м², но они будут относиться к категории спецзаказов с достаточно большим минимальным объемом закупки. Также это негативно скажется на возможности сквозной приварки анкерных упоров. Цинк может служить основой для полимерного покрытия, что в сталежелезобетонных плитах применяется не столь часто – когда перекрытия открыты обзору либо эксплуатируются в агрессивных условиях.

4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Цинковое покрытие общей массой 275 г/м² является достаточным для листов, расположенных внутри зданий и эксплуатируемых в неагрессивной либо слабоагрессивной среде; однако технические условия на покрытие могут изменяться в зависимости от условий эксплуатации. Менее распространены другие металлизированные покрытия тонкостенных элементов: цинк-алюминиевое (ZA) и алюмоцинковое (AZ). Подробную информацию о покрытиях несущих профилированных настилов и классификации сред по степени агрессивности воздействия можно найти в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

3.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Правила, приведенные в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, применимы для расчета сталежелезобетонных плит перекрытий с применением стальных профилированных настилов, изготавливаемых из стали по EN 10025 (ДСТУ EN 10025), холоднокатаного листа согласно EN 10149-2 (ДСТУ EN 10149-2) или EN 10149-3 (ДСТУ EN 10149-3) и оцинкованного стального листа по EN 10147, который был заменен EN 10326, а затем – EN 10346 (ДСТУ EN 10346). Стандарт EN 10346 объединяет большой ряд сталей и их покрытий, но из них только некоторые стали с цинковым покрытием (Z) подпадают под действие EN 10147.

В соответствии с европейскими нормами, требования к самонесущим (несущим) стальным профнастилам, как к изделиям, определяют стандарты ДСТУ Б EN 14782 и ДСТУ Б EN 508-1. Марки стали с покрытиями для самонесущих тонкостенных изделий согласно ДСТУ Б EN 508-1 приведены в Таблице 2.8.

Таблица 2.8. Марки стали самонесущих изделий согласно ДСТУ Б EN 508-1

Ссылка на стандарт	ДСТУ EN 10346			Приложение А ДСТУ Б EN508-1:2008, NF A 36-345, ASTM A 463/463M-05
	Цинк	5% Al-Zn	55% Al-Zn	
Металлизированное покрытие				Al
Допустимые марки	S220GD+Z	S220GD+ZA	-	S250GD S280GD S320GD S350GD
	S250GD+Z	S250GD+ZA	S250GD+AZ	
	S280GD+Z	S280GD+ZA	S280GD+AZ	
	S320GD+Z	S320GD+ZA	S320GD+AZ	
	S350GD+Z	S350GD+ZA	S350GD+AZ	
	S550GD+Z	S550GD+ZA	S550GD+AZ	

Таблица 1
ДСТУ Б EN
508-1

В системе Еврокодов основой для расчета профнастилов является Часть 1-3 Еврокода 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3). С учетом сталей, которые применимы к настилам согласно стандарту ДСТУ Б EN 508-1 на изделия, сокращенный перечень номинальных значений характеристик материала приведен в Таблице 2.9. Номинальные значения характеристик материала в Таблице 2.9 принимаются при расчете в качестве характеристических.

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 для холодноформованных элементов и профилированных настилов вводит понятие основного предела текучести. Основным предел текучести – это предел текучести при растяжении металла основы тонкостенного элемента без учета покрытий.

Таблица 2.9. Номинальные значения основного предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u металла основы

Тип стали	Стандарт	Класс	f_{yb} Н/мм ²	f_u Н/мм ²
Листовая и полосовая углеродистая конструкционная сталь с непрерывным горячим покрытием цинком (Z)	ДСТУ EN 10346	S220GD+Z	220	300
		S250GD+Z	250	330
		S280GD+Z	280	360
		S320GD+Z	320	390
		S350GD+Z	350	420
Стальная полоса и лист с непрерывным горячим покрытием цинк-алюминием (ZA)	ДСТУ EN 10346	S220GD+ZA	220	300
		S250GD+ZA	250	330
		S280GD+ZA	280	360
		S320GD+ZA	320	390
		S350GD+ZA	350	420
Стальная полоса и лист с непрерывным горячим покрытием алюминоцинком (AZ)	ДСТУ EN 10346	S220GD+AZ	220	300
		S250GD+AZ	250	330
		S280GD+AZ	280	360
		S320GD+AZ	320	390
		S350GD+AZ	350	420

Все стали, используемые для изготовления тонкостенных профилей и профнастилов, должны быть пригодными к холодной формовке, а при необходимости – и к свариванию. При нанесении покрытий характеристики стали должны соответствовать требованиям технологии нанесения.

В частности, при проектировании согласно Еврокоду 3, пластичность стали должна соответствовать следующим требованиям:

- $f_u / f_y \geq 1,10$
- относительное удлинение при разрушении – не менее 15%
- предельная деформация $\varepsilon_u \geq 15 \cdot f_y / E$

Стандарт на сырье ДСТУ EN 10346 устанавливает более жесткие пределы, поэтому стали, соответствующие ему, удовлетворяют требованиям Еврокода 3.

В качестве стандартного сырья для несущих профнастилов сталежелезобетонных

3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Таблица 3.1b
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3,
сокращенная
согласно
Таблице 1
ДСТУ Б EN
508-1

3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3,

3.2.2. (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

перекрытий, включая перечисленные выше профили, обычно применяется сталь S350GD+Z275 с полимерным покрытием либо без него.

Коэффициент надежности по материалу профнастилов, аналогично конструкционной стали, учитывается с использованием обобщенных коэффициентов надежности γ_{M0} , γ_{M1} и γ_{M2} по несущей способности. Для условий пожара также используется соответствующий коэффициент $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$. При проверке продольного сдвига в сталежелезобетонных плитах с рифами применяется комплексный коэффициент надежности γ_{VS} с принятым рекомендуемым значением 1,25. При расчете соединений тонкостенных элементов стандарт ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 вводит для соединений коэффициент γ_{M2} , равный 1,25.

Стандарт ДБН А.1.1-94:2010 и национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 допускают использование других классов сталей, в частности, согласно действующим в Украине национальным стандартам (ДСТУ, ГОСТ и т. д.) и при условии достаточного технического обоснования. Помимо этого, стандарты ДСТУ-Н Б EN 1990, ДСТУ-Н Б EN 1993 и ДСТУ-Н Б EN 1994 регламентируют возможность осуществления проектирования на основании испытаний.

Геометрические характеристики и нагрузочные таблицы для других профнастилов, не рассмотренных в данном учебнике, предоставляются поставщиками. Сведения о сортаменте обычных несущих профнастилов, производимых в Украине, и пояснение теории расчета их геометрических характеристик можно найти в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

2.4 ДРУГИЕ ТИПЫ И РЕШЕНИЯ НАСТИЛОВ

Ограниченный выбор специальных типов профилированных настилов для сталежелезобетонных плит в Украине обеспечивает хорошую перспективу выхода на этот рынок с новыми продуктами. Помимо этого, следует искать новые пути использования уже освоенных продуктов. В настоящем разделе приведены нестандартные импортные и отечественные варианты настилов и их комплектующих для сталежелезобетонных перекрытий.

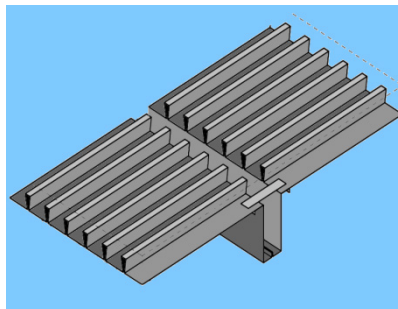
1. Стальной настил с фабричной приваркой арматурного каркаса



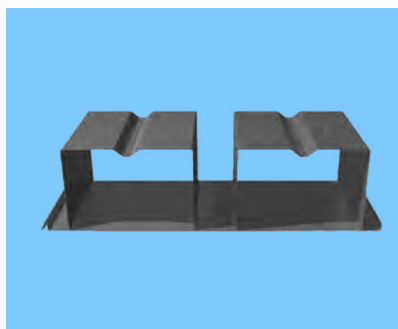
2. Наиболее высокие специальные настилы для сталежелезобетонных перекрытий



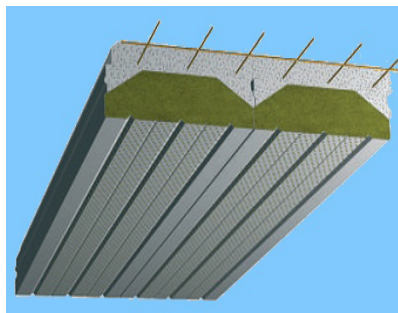
3. Сборные настилы ребристых перекрытий из профилей ЛСТК и низких профилированных листов



4. Сборный настил из специальных холодноформованных профилей



5. Композитная утепленная панель на основе внутренней стеновой кассеты (ВСК)



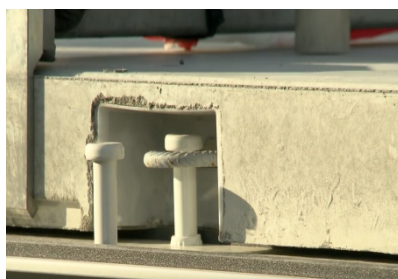
6. Сборные железобетонные плиты несъемной опалубки (филигранные плиты)



7. Сборные железобетонные круглопустотные плиты с омоноличиванием под анкерные упоры



8. Тонкие сборные железобетонные плиты с петлями под анкерные упоры



2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

Стальной настил с фабричной приваркой арматурного каркаса, согласно Еврокоду 4, не может считаться обеспечивающим достаточное сдвиговое соединение по контакту с бетоном, однако в данном случае его функции и преимущества заключаются в другом. Недорогой минимально профилированный стальной лист в такой конфигурации совмещает в себе много полезных функций, таких как несъемная опалубка, основа для готового арматурного каркаса, защитная и декоративная нижняя поверхность готовой плиты. Хотя полученная плита, с позиции расчета, и не будет включать в работу настил после затвердения бетона и будет сплошной, а не ребристой, технологически она будет выигрывать у многих аналогов. Кроме того, приваренное армирование придает начальную жесткость настилу и позволяет избежать подкрепления в период монтажа. В зависимости от высоты и значений сечения армирования, такой настил станет хорошей альтернативой для обычных и специальных профнастилов высотой до 85 мм на пролетах до 4,5 м. Пример использования данного решения показан на Рисунке 2.10.

Наиболее высокие профнастилы имеют два, уже ставших классическими, применения. Первое – использование в качестве перекрытий в створе балок; второе – в качестве перекрытий пониженной высоты. При небольших нагрузках возможная длина пролетов может достигать 9 м, однако в большинстве случаев она не превышает 6 м. Оба характерных применения отличаются минимальной строительной высотой перекрытия за счет утопленного профнастила, небольшим расходом бетона и уменьшением количества элементов балочной клетки в диапазоне 20...50%.

Эти специальные профнастилы обычно используются в составе стандартных систем перекрытий. Они образуют относительно тонкую плиту с жесткими ребрами высотой 200-220 мм и с шагом около 750 мм. Несущая способность плиты на изгиб после затвердения бетона определяется как сумма соответствующих значений для профнастила и для ребристого железобетонного сечения. Это указывает на то, что в таких системах не учитывается сцепление по контакту профнастила и бетона, но профнастил является достаточно жестким, чтобы выдерживать монтажные нагрузки без временных опор и вносить ощутимый вклад в несущую способность комбинированной плиты. В рамках данного учебника рассмотрены два близких по характеристикам наиболее высоких профнастила: профиль TRP200 Hoesch Additiv Decke и профиль Cofraplus 220 ArcelorMittal Construction. Геометрия профиля TRP200 показана на Рисунке 2.11, а его основные характеристики, заявленные производителем, приведены в Таблице 2.9. Стандартное сырье – S350GD+Z275; доступно с полимерными покрытиями.



Рисунок 2.10. Пример использования стального настила с фабричной приваркой арматурного каркаса

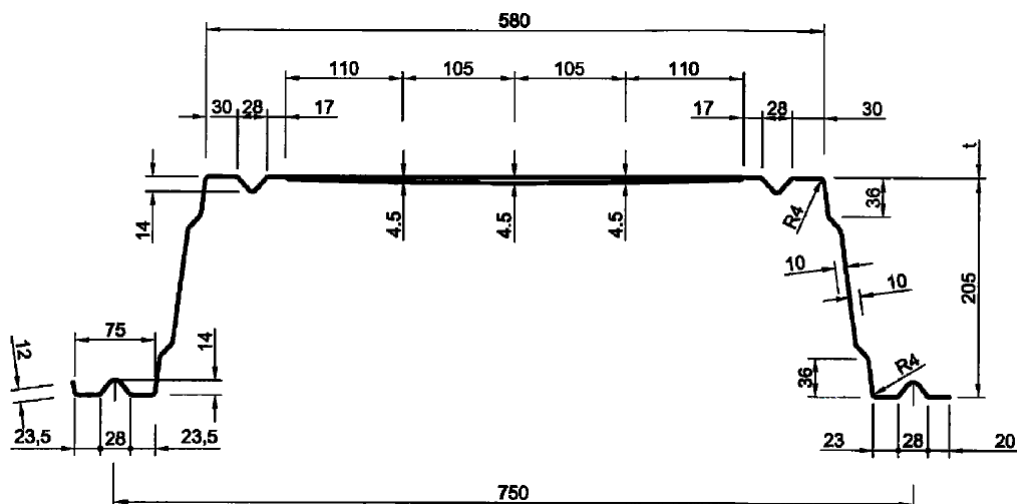


Рисунок 2.11. Геометрия настила TRP200 Hoesch Additiv Decke

Таблица 2.9. Расчетные характеристики настила TRP200 Hoesch Additiv Decke

Обозначение профиля	Размеры сечения, мм		Масса 1 м ² эффективной площади, кг	Справочные данные для 1 м ширины при изгибе	
	<i>h</i>	<i>t</i>		Момент инерции эффективного сечения при изгибе I_{eff} , см ⁴	Характеристическая несущая способность профиля на изгиб $M_{PT,Rk}$, кНм
TRP200	205	1,00	12,80	653	17,00
		1,25	16,00	855	22,00
		1,50	19,20	1030	26,50

Профиль Cofraplus 220 проиллюстрирован на Рисунке 2.12, а его расчетные характеристики, заявленные производителем, приведены в Таблице 2.10. Стандартное сырье – S350GD+Z275; доступно с полимерными покрытиями.

Таблица 2.10. Расчетные характеристики настила Cofraplus 220 ArcelorMittal Construction

Обозначение профиля	Размеры сечения, мм		Масса 1 м ² эффективной площади, кг	Справочные данные для 1 м ширины при изгибе	
	<i>h</i>	<i>t</i>		Момент инерции эффективного сечения при изгибе I_{eff} , см ⁴	Характеристическая несущая способность профиля на изгиб $M_{PT,Rk}$, кНм
Cofraplus 220	220	1,00	13,10	809	19,40
		1,13	14,80	912	23,00
		1,25	16,40	1008	26,30

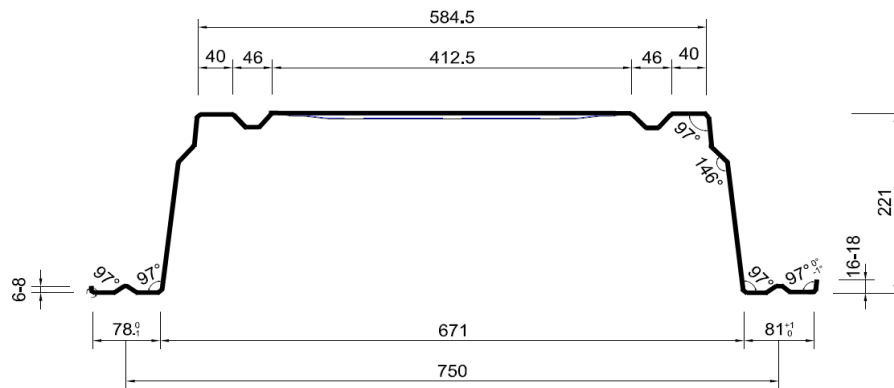


Рисунок 2.12. Cofraplus 220 ArcelorMittal Construction

Так как наиболее высокие профнастилы в Украине не производятся и представлены только импортными продуктами, вместо них можно применить более трудоемкую, но состоящую из отечественных комплектующих систему.

Такой системой являются **сборные настилы ребристых перекрытий из профилей ЛСТК и низких профилированных настилов**. Применение их взамен наиболее высоких профнастилов на пролетах до 9 м (включая перекрытия пониженной высоты) – это только один из возможных вариантов. Другое важное решение подобная схема представляет для выполнения опалубочных работ в ребристых монолитных плитах перекрытий с высотой ребра не только до 220 мм, как у наиболее высоких профнастилов, но и варьирующейся в диапазоне от 35 до 420 мм.

Ребристые плиты – крайне трудоемкий элемент железобетонных монолитных каркасов, использования которого из-за затрат на подрезку опалубочной фанеры и затягивания сроков стараются избегать. Применение указанных сборных настилов помогает решить эту проблему.

Высокие ребра до 420 мм могут образовываться спаренными Z-образными профилями, а более низкие варианты (до 150 мм) – при помощи С-образных профилей, как это показано на Рисунке 2.13. Профили ребер создают опору для элементов опалубки плоских частей плиты, в качестве которой можно применять и классическую разборную опалубку и несъемные альтернативы, включая профилированные стальные настилы.

Сборные листы из специальных холодноформованных профилей близки по сути предыдущему варианту, но по форме более подходят на классические сборные железобетонные круглопустотные плиты. Вертикальные размеры несущих профилей обычно находятся в диапазоне 100...200 мм; профили с максимальными значениями размеров из указанного диапазона могут использоваться на пролетах до 9 м. Нижний лист, замыкающий профиль панели, создает плоскую нижнюю поверхность плиты и защищает ребра от прогрева в условиях пожара.

Композитные утепленные панели на основе внутренних стеновых кассет (ВСК) могут стать одним из направлений развития продукции для компаний, уже производящих ВСК. Такие панели являются альтернативой сборному железобетону и сталежелезобетонным перекрытиям по наиболее высоким профнастилам на пролетах до 8 м. Следующие две особенности могут выделить такие панели в сравнении с конкурентами:

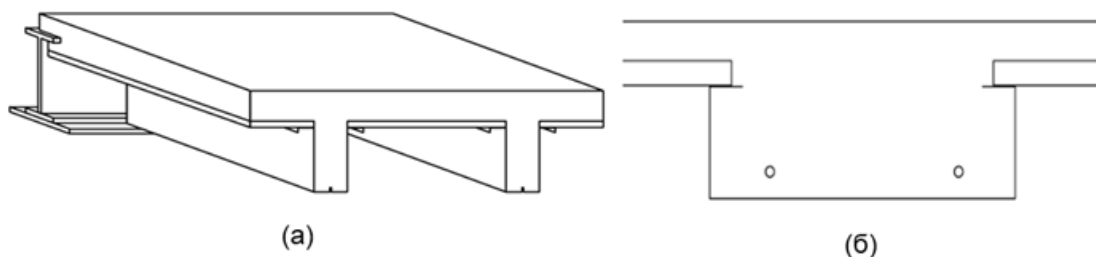


Рисунок 2.13. Образование ребер монолитных перекрытий сборным настилом:
(а) – высоких из спаренных Z-образных профилей; (б) – низких из C-образных профилей

1. Наличие готового утепления в створе панели перекрытия;
2. Использование в таких панелях ВСК с перфорацией делает их эффективным несущим акустическим барьером.

Одним из примеров таких панелей являются изделия торговой марки Cofradal 200.

Переходя к железобетонным вариантам, первым следует отметить **сборные плиты несъемной опалубки**, которые являются железобетонным аналогом упомянутого первого варианта: низких профнастилов с фабричной приваркой арматурного каркаса. Бетонный пояс такой опалубки имеет высоту от 40 до 120 мм, но полный габарит изделия, за счет выпусков, может достигать 300 мм. Применение такого настила рационально на пролетах до 5 м, но без промежуточных опор он дает достаточно высокие нагрузки, возникающие от собственного веса цельной плиты в процессе бетонирования и эксплуатации.

Хорошо известные отечественным строителям **круглопустотные плиты** широко используются в сталежелезобетонных и комбинированных конструктивах, но для корректного их применения требуется проведение специальных мероприятий. По торцам плиты, примыкающим к анкерным упорам, как правило, выполняются прорезы, которые позволяют бетонной смеси, уложенной между плитами, до определенной степени заполнить пустоты. В качестве ограничителей и маркеров заполнения плиты в пустоты должны устанавливаться заглушки, а монолитное заполнение для передачи усилий продольного сдвига, анкеровки плит и обеспечения живучести обязательно армируется в двух направлениях. Преимущество такой схемы заключается в общедоступности круглопустотных плит, большой длине пролетов, которые они могут перекрывать, и использовании почти полностью сборной технологии, которая, в свою очередь, обязательно должна предусматривать проведение указанных мероприятий и не рекомендуется к применению в случаях возможного возникновения динамических нагрузок из-за опасности растрескивания швов между панелями и сомнительной сплошности настила.

Весьма широко индустриально применяемым решением настила, позволяющим добиться формирования полностью сборных комбинированных каркасов, является использование **тонких сборных железобетонных плит с петлями под анкерные упоры**. Их часто используют в многоуровневых паркингах, где укладывают не поперек, в вдоль балок. В таком случае ширина плиты и соответствующий шаг балок ограничены транспортным габаритом 2,5 м. Поперек балок могут размещаться аналогичные плиты, усиленные ребрами. Даже в сравнении с быстромонтируемыми стальными каркасами со сталежелезобетонными перекрытиями, данная технология

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

позволяет сократить сроки проведения работ на 25%; при использовании же классических железобетонных строительных систем потери времени достигают 50%. Ограничивает применение данных настилов в отечественных условиях существующая производственная база и высокие требования к качеству проведения работ. Данная строительная система требует применения плит специального нестандартного типа и крайне высокой точности изготовления и монтажа – петли сразу в нескольких точках должны совпадать с анкерными упорами.

Общий недостаток железобетонных плит перекрытий в сталежелезобетонных каркасах заключается в том, что они, в отличие от стальных настилов, изначально являются жесткими плоскими элементами, которые в процессе деформирования конструкции под воздействием монтажных и/или эксплуатационных нагрузок плохо принимают деформированную форму несущей основы, что приводит к возникновению дополнительных поперечных сил и образованию трещин.

2.5 БЕТОН

Настоящий учебник, в соответствии с требованиями ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, дает указания для проектирования сталежелезобетонных конструкций с применением бетона классов прочности не ниже C20/25 и LC20/22 и не выше C60/75 и LC60/66. Для строительства колонн легкие бетоны не применяются, и классы бетона ограничены соответствующим диапазоном от C20/25 до C50/60.

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN1992-1-1 дополнительно ограничивает применение бетонов классами прочности до $\sigma_{тах} = C50/60$, превышение которых (в диапазоне C55/70...C100/115) требует научно-технического сопровождения объекта базовой организацией с утвержденной профильным министерством программой.

Характеристики свойств тяжелого бетона следует принимать в соответствии с Таблицей 2.11, а легкого бетона – в соответствии с Таблицей 2.12.

Расчетное значение прочности бетона на сжатие определяется по формуле:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$$

где:

γ_C – частный коэффициент надежности по материалу для бетона

α_{cc} – коэффициент, учитывающий долговременные эффекты и неблагоприятное влияние, обусловленное способом приложения нагрузок

Коэффициент α_{cc} может принимать значения в диапазоне 0,8...1,0. Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 придерживается рекомендуемого Еврокодом 2 значения $\alpha_{cc} = 1,0$, поэтому в дальнейших расчетах оно опускается.

Также, согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN1992-1-1, для бетонов принимаются рекомендуемые значения коэффициентов надежности по материалу в зависимости от расчетной ситуации:

1. для постоянных и переходных расчетных ситуаций $\gamma_C = 1,5$;

3.1 (2) и 6.7.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1.6 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Национальное приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

2.4.2.4 (1) и
Таблица 2.1N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1
2.3 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2. для аварийных расчетных ситуаций, кроме условий пожара $\gamma_C = 1,2$;
3. при расчете огнестойкости $\gamma_{M,R,C} = 1,0$;
4. для проверок по эксплуатационной пригодности $\gamma_C = 1,0$

При бетонировании сталежелезобетонных плит размер крупного заполнителя бетона зависит от наименьшего размера элемента конструкции, в пределах которого укладывается бетонная смесь, и не должен превышать наименьшее из следующих значений:

- $0,4 \cdot h_c$, где h_c – высота бетонной полки над гофром настила, как показано на Рисунке 3.3.
- $b'_0/3$ где b'_0 – средняя ширина заполняемого гофра для трапецеидальных настилов и минимальная ширина заполняемого гофра для настилов с закрытым гофром, как показано на Рисунке 3.3.
- 31,5 мм (сито С31,5).

При проектировании и, в частности, выборе бетона следует учитывать влияние окружающей среды на долговечность конструкций и предусматривать соответствующие мероприятия по их защите. Необходимые меры по защите следует устанавливать с учетом назначения конструкций, их проектного срока службы, а также параметров программы обслуживания и текущих ремонтов.

Долговечность бетонных и железобетонных конструкций следует обеспечивать выполнением расчетных условий предельных состояний, а также конструктивных требований, в зависимости от классов условий эксплуатации конструкций.

Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям, предъявляемым к эксплуатационной пригодности, прочности и устойчивости, в течение всего проектного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств при соизмеримых эксплуатационных расходах.

Под условиями эксплуатации бетона подразумеваются физические и химические условия окружающей среды, в которой эксплуатируется как вся конструкция, так и ее отдельные элементы. Определение «условия эксплуатации» не включает в себя эффекты от действия нагрузки.

Параметры среды допускается оценивать на основании расчетов, замеров, результатов испытаний, опыта эксплуатации аналогичных объектов, либо используя комбинацию подобных данных.

Условия окружающей среды классифицируются по таблице 2.13, основанной на EN 206-1.

В дополнение к условиям, приведенным в Таблице 2.13, при необходимости следует учитывать особые формы агрессивного либо непрямого воздействия, включающие в себя следующее:

- химическую коррозию, вызванную использованием конструкций зданий или сооружений по назначению (например, для хранения жидкостей и т. п.), растворами кислот или сульфатных солей, хлоридами, содержащимися в бетоне, реакциями едкой щелочи с заполнителем;

9.2.2 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

2.4 (3)P
ДСТУ-Н Б
EN 1990
и
4.1 (2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.1.46
EN 206-1

4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

Таблица 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 2.11. Прочностные и деформационные характеристики тяжелых бетонов

	Классы прочности бетона															Аналитическая зависимость/ пояснение
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105		
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98		
f_{cm} , МПа	$f_{cm} = f_{ck} + 8$															
f_{cm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0		
	$f_{cm} = 0,30f_{ck}^2 \leq C^{50}/60$ $f_{cm} = 2,12 \ln[1 + (f_{cm}/10)] > C^{50}/60$															
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5		
	$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{cm}$ Квантиль 5 %															
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6		
	$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{cm}$ Квантиль 95 %															
E_{cm} , ГПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44		
	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0,3}]$ f_{cm} , МПа															
ϵ_{cl} , ‰	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		
	$\epsilon_{cl} = 0,7f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$															
ϵ_{cul} , ‰	3,5															
	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\epsilon_{cul} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$															
ϵ_{c2} , ‰	2,0															
	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\epsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{cm} - 50)^{0,53}$															
ϵ_{cul2} , ‰	3,5															
	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\epsilon_{cul2} = 2,6 + 35[(90 - f_{cm})/100]^4$															
n	2,0															
	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{cm})/100]^4$															
ϵ_{c3} , ‰	1,75															
	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\epsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 [(f_{cm} - 50)/40]$															
ϵ_{cul3} , ‰	3,5															
	для $a_{ca} \geq 50$ МПа $\epsilon_{cul3} = 2,6 + 35x[(90 - a_{ca})/100]^4$															

Таблица 2.12. Прочностные и деформационные характеристики легкого бетона

Классы прочности легкого бетона											Аналитическая зависимость/пояснение		
f_{lck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55		60	70
$f_{lck,cube}$, МПа	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88
f_{lcm} , МПа	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88
f_{lcm} , МПа	$f_{lcm} = f_{cm} \eta_1$												
$f_{lck,0,05}$, МПа	$f_{lck,0,05} = f_{ctk,0,05} \eta_1$												
$f_{lck,0,95}$, МПа	$f_{lck,0,95} = f_{ctk,0,95} \eta_1$												
E_{lcm} , ГПа	$E_{lcm} = E_{cm} \eta_E$												
ϵ_{lc1} , ‰	$k f_{lcm} / (E_{lc1} \eta_E)$ ($k = 1,1$ для бетона с мелким заполнителем из природного песка; $k = 1,0$ для бетонов с легкими мелкими и крупными заполнителями)												
ϵ_{lc1} , ‰	ϵ_{lc1}												
ϵ_{lc2} , ‰	2,0												
ϵ_{lc2} , ‰	3,5 η_1												
η	2,0												
ϵ_{lc3} , ‰	1,75												
ϵ_{lc3} , ‰	3,5 η_1												
	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6 η_1	2,7 η_1	2,8 η_1	2,9 η_1	3,0 η_1	3,1 η_1	3,2 η_1	3,3 η_1	3,4 η_1
	1,75	1,6	1,45	1,4	1,75	1,6	1,45	1,4	1,75	1,6	1,45	1,4	1,75
	1,8	1,9	2,0	2,2	2,3 η_1	2,4 η_1	2,5 η_1	2,6 η_1	2,7 η_1	2,8 η_1	2,9 η_1	3,0 η_1	3,1 η_1
	3,1 η_1	2,9 η_1	2,7 η_1	2,6 η_1	2,5 η_1	2,4 η_1	2,3 η_1	2,2 η_1	2,1 η_1	2,0 η_1	1,9 η_1	1,8 η_1	1,75 η_1
	$ \epsilon_{lc2} \geq \epsilon_{lc2} $												
	$ \epsilon_{lc3} \geq \epsilon_{lc3} $												

Таблица 11.3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

- физическое воздействие, обусловленное, например, температурными колебаниями, износом (истиранием) и/или проникновением воды.

Таблица 2.13. Классы условий эксплуатации, соответствующие условиям окружающей среды, согласно EN 206-1

Класс	Характеристика окружающей среды	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации
1. Отсутствие риска коррозии и химического воздействия		
X0	Для бетона без арматуры или закладных деталей: все условия, за исключением переменного замораживания, трения или химического воздействия. Для бетона с арматурой или закладными деталями: очень сухая среда.	Бетон внутри зданий с очень низкой влажностью воздуха
2. Коррозия, вызванная карбонизацией		
XC1	Сухо или постоянно влажно	Бетон внутри зданий с низкой влажностью; бетон, постоянно погруженный в воду.
XC2	Влажно, изредка сухо	Поверхности бетона при длительном контакте с водой; большинство фундаментов.
XC3	Средние значения влажности	Бетон в помещениях с умеренной или высокой влажностью воздуха; бетон на открытом воздухе, защищенный от дождя.
XC4	Циклическая смена влажной и сухой среды	Поверхности бетона, не относящиеся к классу XC2, при их контакте с водой.
3. Коррозия, обусловленная воздействием хлоридов		
XD1	Средние значения влажности	Поверхности бетона при воздействии атмосферы, содержащей хлориды.
XD2	Влажно, изредка сухо	Плавательные бассейны; бетонные поверхности, подверженные воздействию хлоридсодержащих промышленных стоков.
XD3	Циклическая смена влажной и сухой среды	Части мостов, испытывающие воздействие аэрозолей, содержащих хлориды; дорожные покрытия; плиты паркингов.
4. Коррозия, обусловленная воздействием хлоридов в составе морской воды		
XS1	Наличие солей в воздухе без непосредственного контакта с морской водой	Сооружения вблизи побережья или на побережье.
XS2	Постоянно погруженные	Части морских сооружений.
XS3	Зона приливов и отливов, брызг и орошений	

Таблица 4.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Класс	Характеристика окружающей среды	Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации
5. Воздействие попеременного замораживания и оттаивания		
XF1	Умеренное насыщение водой, не содержащей антиобледенители	Вертикальные бетонные поверхности, подверженные действию дождя и мороза
XF2	Умеренное насыщение водой, содержащей антиобледенители	Вертикальные бетонные поверхности дорожных сооружений, подверженные замораживанию и воздействию атмосферы, содержащей пары антиобледенителей
XF3	Высокое насыщение водой, не содержащей антиобледенители	Горизонтальные бетонные поверхности, подверженные действию дождя и мороза
XF4	Высокое насыщение водой, не содержащей антиобледенители, или морской воды	Дорожные и мостовые настилы, подверженные действию антиобледенителей; бетонные поверхности, подверженные прямому воздействию аэрозолей, содержащих антиобледенители, и мороза; морские сооружения в зоне прибоя, подверженные замораживанию.
6 Химическая коррозия		
XA1	Слабоагрессивная химическая среда, согласно EN 206-1, Таблица 2	Грунты в естественном состоянии и грунтовые воды
XA2	Среднеагрессивная химическая среда, согласно EN 206-1, Таблица 2	
XA3	Сильноагрессивная химическая среда, согласно EN 206-1, Таблица 2	

Эффективность защиты стальной арматуры от коррозии зависит от плотности, качества и толщины защитного слоя бетона, а также выполнения требований трещиностойкости. Плотность и качество защитного слоя обеспечивается контролем максимального водоцементного соотношения и минимального содержания цемента (см. EN 206-1), что может реализовываться посредством учета минимального (индикативного) класса прочности бетона.

Состав бетона определяет как эффективность защиты арматуры, так и сопротивляемость бетона внешним воздействиям. В Таблице 2.14 указаны индикативные классы прочности бетона на сжатие в зависимости от условий окружающей среды, учет которых может привести к необходимости применения более высокого класса прочности на сжатие, чем это необходимо согласно расчетам по 1-ой и 2-ой группам предельных состояний. В таких случаях необходимо принять значение f_{cm} , соответствующее более высокому классу прочности на сжатие, что обеспечит надлежащий расчет параметров минимального армирования и проверку ширины раскрытия трещин.

4.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.2 (3)
Е.1 (1) и Е.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

Значения индикативных классов прочности согласно ДСТУ-Н Б EN1992-1-1 приведены в Таблице 2.14.

Таблица 2.14. Индикативные классы прочности

Класс условий эксплуатации, согласно Таблице 2.13										
Коррозия										
	Коррозия арматуры, вызванная карбонизацией				Коррозия арматуры, обусловленная воздействием хлорид-содержащих сред (за исключением морской воды)			Коррозия арматуры, обусловленная воздействием хлоридов морской воды		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Индикативный класс прочности	$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$		$C^{30}/_{37}$		$C^{35}/_{45}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{35}/_{45}$	
Разрушение бетона										
	Малый риск разрушения	Разрушение бетона вследствие морозной деструкции со средствами для оттаивания или без них			Разрушение бетона вследствие агрессивного химического воздействия окружающей среды					
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Индикативный класс прочности	$C^{12}/_{15}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{30}/_{37}$		$C^{30}/_{37}$		$C^{35}/_{45}$	

2.6 АРМАТУРНАЯ СТАЛЬ

Характер работы арматурной стали определяют следующие характеристики:

- предел текучести (f_{yk} или $f_{0,2k}$);
- максимальный фактический предел текучести ($f_{y,max}$);
- прочность на растяжение (f_t);
- пластичность (ϵ_{uk} и f_t / f_{yk});
- способность к изгибанию;
- свойства сцепления (f_R);
- размеры сечения и допуски;
- усталостная прочность;
- свариваемость;
- прочность на сдвиг и прочность сварных соединений для сварных сеток.

Таблица E.1N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.2.2 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

В соответствии с национальным приложением Еврокода 2, Часть 1-1 (ДСТУ-Н Б EN1992-1-1), допускается использование арматуры как согласно ДСТУ EN 10080, так и в соответствии с положениями документа ДСТУ 3760:2006, основанного на национальных технологических традициях. В зависимости от принятого стандарта на арматурную сталь, необходимо применять соответствующие коэффициенты надежности для материалов, в соответствии с Таблицами 2.15. и 2.16.

Таблица 2.15. Коэффициенты надежности для арматурной стали согласно ДСТУ EN 10080

Расчетные ситуации	Предельные состояния по несущей способности		Предельные состояния по эксплуатационной пригодности
	Для обычной арматуры	Для предварительно напряженной арматуры	Для обычной и предварительно напряженной арматуры
Постоянные и переходные	1,15	1,15	1,0
Аварийные	1,0	1,0	1,0

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

2.4.2.4 (1) и Таблица 2.1N ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

Таблица 2.16. Коэффициенты надежности для арматурной стали согласно ДСТУ 3760:2006

Вид материала	Предельные состояния по несущей способности		Предельные состояния по эксплуатационной пригодности
	Постоянные и переходные расчетные ситуации	Аварийные расчетные ситуации	
Стержневая арматура класса A240C	1,15	1,0	1,0
Стержневая арматура класса A400C, A-III диаметром 6-40 мм	1,10	1,0	1,0
Стержневая арматура класса A500C диаметром 8-22 мм	1,15	1,0	1,0
Стержневая арматура класса A500C диаметром 25-32 мм	1,20	1,0	1,0
Стержневая арматура классов A600, A600C, A600K, A800, A800K, A800CK, A1000	1,20	1,0	1,0

Таблица 2.1 ДБН В.2.6-98:2009

Правила расчета и конструирования, изложенные в ДСТУ-Н Б EN1992-1-1 и в данном учебнике, применимы для пределов текучести арматурной стали f_{yk} в диапазоне от 400 до 600 МПа.

3.2.2 (3)P ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

3.2.2 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.2.2 (4)Р и
3.2.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

С.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Применимость рассмотренной методики также ограничивается параметрами свариваемой арматуры периодического профиля (включая сетки).

Поверхность арматуры периодического профиля должна обеспечивать ее надежное сцепление с окружающим бетоном, которое может считаться достаточным при соблюдении значения требуемой площади проекции ребер f_R .

В Таблице 2.17 приведены требования, которым должна соответствовать арматурная сталь при использовании ДСТУ-Н Б EN1992-1-1. Характеристики в Таблице 2.17 применимы в диапазоне температур от -40°C до $+100^{\circ}\text{C}$.

Таблица 2.17 имеет разделение на классы А, В и С, в зависимости от параметров пластичности. При расчете по пластической теории не следует использовать арматуру класса А. В сталежелезобетонных плитах пластический расчет несущей способности допустим только на пролетах до 3 м при использовании класса арматуры С.

Минимальные значения относительной площади ребер $f_{R,min}$ и дополнительные требования к арматурной стали для расчетов на усталость приведены в Таблице 2.18.

Таблица 2.17. Характеристики арматуры

Вид стали	Стержни и размотанная катанка			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
	А	В	С	А	В	С	
Характеристический предел текучести f_{yk} или $f_{0,2k}$, МПа	400–600						5,0
Минимальное значение $k = (f_t / f_c)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Характеристические относительные деформации при максимальной нагрузке ϵ_{uk} , %	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Способность к изгибанию	Испытания на загиб/разгиб			—			
Прочность на сдвиг	—			$0,3A f_{yk}$ (А – площадь сечения проволоки)			Минимум
Максимальное отклонение от номинальной массы (отдельный стержень или проволока), %	Номинальный размер стержня, мм ≤ 8 > 8						5,0
			$\pm 6,0$ $\pm 4,5$				

Таблица С.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

Таблица 2.18. Рекомендуемые значения βf_{yk} при $\beta=0,6$ и минимальной относительной площади ребер $f_{R,min}$

Вид продукта	Стержни и стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
	А	В	С	А	В	С	
Класс							—
Уровень напряжений усталости, МПа, (для $N \geq 2 \times 10^6$ циклов нагрузки) с верхним пределом βf_{yk}	≥ 150			≥ 100			10,0
Сцепление: минимальное значение относительной площади ребер, $f_{R,min}$	Номинальный диаметр стержня, мм						5,0
	5-6			0,035			
	6,5-12,0			0,040			
	> 12,0			0,056			

Параметры процессов сварки арматурных стержней должны соответствовать требованиям Таблицы 2.19, а свариваемость – ДСТУ EN 10080.

Таблица 2.19. Допустимые способы сварки и примеры применения

Вид нагрузки	Способ сварки	Растянутые стержни ¹⁾	Сжатые стержни ¹⁾
Преимущественно статическая (усталостные явления следует учитывать отдельно)	Стыковая сварка наплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка металлическим электродом и ручная дуговая сварка электродом с покрытием	Стыковое соединение при $\varnothing \geq 20$ мм, стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ , соединение с другими стальными деталями	
	Сварка в среде активных защитных газов ²⁾	Стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ , соединение с другими стальными деталями	
		—	Стыковое соединение при $\varnothing \geq 20$ мм
	Сварка трением	Стыковое соединение, соединение с другими стальными деталями	
Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}		

Таблица С.2N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.2.5 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 3.4
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

Вид нагрузки	Способ сварки	Растянутые стержни ¹⁾	Сжатые стержни ¹⁾
Преимущественно не статическая (усталостные явления следует учитывать отдельно)	Стыковая сварка наплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка	—	Стыковое соединение при $\varnothing \geq 14$ мм
	Сварка в среде активных защитных газов ²⁾	—	Стыковое соединение при $\varnothing \geq 14$ мм
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}	

1) Допускается сварка стержней только в случае примерного соответствия их диаметров.
2) Допустимое отношение диаметров стыкуемых стержней $\geq 0,57$.
3) Для несущих соединений $\varnothing \leq 16$ мм.
4) Для несущих соединений $\varnothing \leq 28$ мм.

8.3 [2]
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

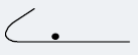

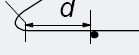

Для обеспечения целостности арматуры минимальный диаметр гибочного валька (оправки) $\varnothing_{m,min}$ должен быть равным рекомендуемым значениям, приведенным в Таблице 2.20, или превышать их.

Таблица 2.20. Минимальный диаметр оправки для предотвращения повреждений арматуры

а) для стержней и проволоки

Диаметр стержня	Минимальный диаметр оправки для крюков, угловых крюков и петель
$\varnothing \leq 16$ мм	$4\varnothing$
$\varnothing > 16$ мм	$7\varnothing$

б) для свариваемой загибаемой арматуры и сеток, загибаемых после сварки

Минимальный диаметр оправки	
 или 	 или 
$5\varnothing$	при $d \geq 3\varnothing$: $5\varnothing$ при $d < 3\varnothing$ или сварке в пределах загиба: $20\varnothing$
Примечание: размер оправки для сварки в пределах зоны загиба может быть уменьшен до $5\varnothing$, если сварка выполняется согласно EN ISO 17660 (Приложение В).	

11.8.1 [1]
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Для легких бетонов, с целью предотвращения раскалывания бетона в местах изгибов, крюков и петель минимальный радиус оправки стержней следует увеличивать на 50% по сравнению с данными Таблицы 2.20.

Другие конструктивные требования для элементов армирования в конструкциях зданий приведены в ДСТУ-Н Б EN1992-1-1.

2. МАТЕРИАЛЫ И КОМПОНЕНТЫ

Для сталежелезобетонных конструкций расчетное значение модуля упругости арматурной стали E_s допускается принимать равным соответствующему значению для конструкционной стали, которое составляет 210 000 Н/мм².

Среднее значение плотности для арматурной стали допускается принимать равным 7850 кг/м³.

3.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.2.7 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

3.1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Нагрузки и воздействия окружающей среды на конструкцию имеют различную природу, характер и продолжительность, как и их результаты, что схематически показано на Рисунке 3.1

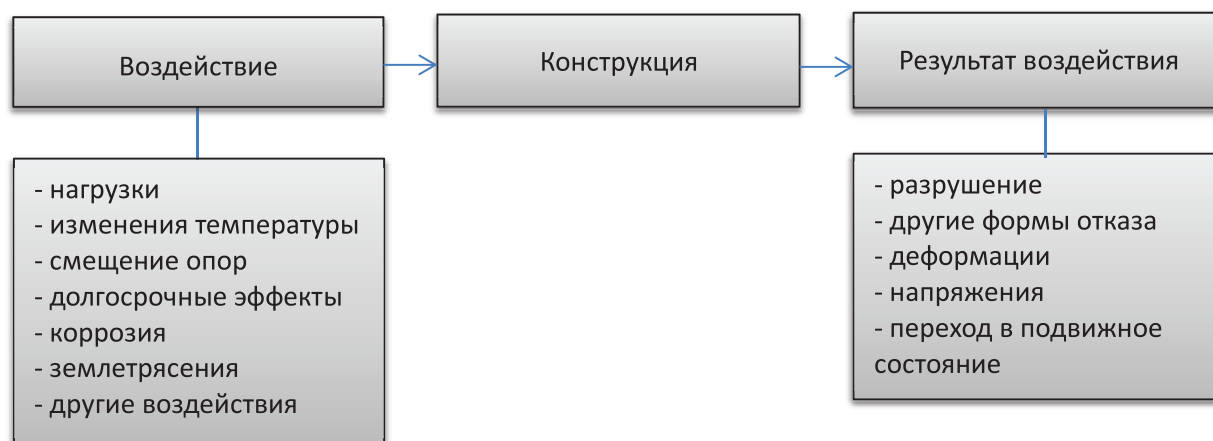


Рисунок 3.1. Воздействия и их результаты

При проектировании элементов должны быть рассмотрены все возможные расчетные ситуации и комбинации внешних воздействий на различных этапах жизненного цикла конструкций с целью выявить наиболее неблагоприятные, но реалистичные их сочетания.

Расчетные ситуации, согласно базовому Еврокоду 0 (ДСТУ-Н Б EN 1990), классифицируются по следующим типам:

- постоянные расчетные ситуации, соответствующие нормальным условиям эксплуатации несущей конструкции;
- временные расчетные ситуации (переходные), относящиеся к состояниям несущей конструкции, ограниченным во времени, как, например, этап строительства либо ремонта;
- чрезвычайные аварийные ситуации, относящиеся к чрезвычайным для несущей конструкции условиям, таким как пожар, взрыв, удар либо последствия локального отказа;
- сейсмические расчетные ситуации, которые относятся к воздействиям на несущую конструкцию при землетрясении.

Следует проводить различие между **предельными состояниями** по несущей способности и предельными состояниями по эксплуатационной пригодности.

Предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний, ultimate limit state) включают в себя состояния, переход конструкции через которые приводит к потере несущей способности или полной непригодности к любой дальнейшей эксплуатации, что обычно имеет место в результате потери прочности или устойчивости.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний, serviceability limit state) – это состояния, осложняющие нормальную эксплуатацию объекта, как правило, в тех случаях, когда некоторые эксплуатационные критерии достигают предельных неприемлемых значений. В основном, под такими критериями подразумевают перемещения и деформации здания, образование чрезмерных трещин, недопустимые формы колебаний, повреждение защитных покрытий и другие.

Расчет по предельным состояниям гарантирует, что при заданных физико-механических характеристиках материалов, а также прогнозируемых нагрузках и воздействиях, обеспеченных с некоторым уровнем надежности, несущие конструкции не потеряют своих нормируемых свойств и будут удовлетворять критериям сохранения целостности и обеспечения безопасности функции, которую они обслуживают.

Предельные состояния должны ассоциироваться с расчетными ситуациями.

Для каждой отдельной расчетной ситуации должны рассматриваться соответствующие постоянные и переменные нагрузки.

Для участков, которые могут подвергаться различным типам нагрузок и воздействий, в расчетах должна учитываться наиболее неблагоприятная расчетная ситуация.

Воздействия по характеру изменения во времени классифицируются следующим образом:

- постоянные воздействия (G) – например, собственный вес конструкций, стационарного оборудования либо дорожных покрытий, а также не прямые воздействия, обусловленные усадкой и неравномерным смещением опор;
- переменные (временные) воздействия (Q) – например, полезные нагрузки на конструкции перекрытий и покрытий, ветровая и снеговая нагрузка;
- эпизодические (аварийные) воздействия (A), обусловленные, например, взрывным воздействием либо ударами транспортных средств.

Воздействия также должны классифицироваться по:

- их происхождению – «прямые» либо «непрямые». Прямые воздействия (нагрузки) – это силы, приложенные непосредственно к конструкциям. Непрямые воздействия – это деформации либо ускорения, вызванные, например, изменениями температуры, влажности, неравномерными осадками либо землетрясениями;
- изменению их пространственного распределения – «фиксированные» либо «свободные». Фиксированные (стационарные) – это воздействия с установленным распределением по конструкции либо ее элементу, в результате чего величина и направление всего воздействия однозначно определяется заданием величины и направления в одной точке конструкции либо ее части.
- их природе и/или результату воздействия на конструкцию – статические либо динамические. Статические – это воздействия, не вызывающие существенного колебания несущей конструкции либо ее элементов. Динамические – воздействия, вызывающие существенное колебание несущей конструкции либо ее элементов.

3.2(3)P
ДСТУ-Н Б EN
1990

4.1.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1990

4.1.1 (4)P
ДСТУ-Н Б
EN 1990

1.5.3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1990

1.5.3.8 и
1.5.3.9
ДСТУ-Н Б
EN 1990

1.5.3.11 и
1.5.3.12
ДСТУ-Н Б
EN 1990

4.1.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

3.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

5.1 (5)P
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б EN
1990

Некоторые воздействия, например, сейсмические или снеговые нагрузки, могут классифицироваться по-разному – как эпизодические или переменные воздействия, в зависимости от района строительства (см. ДСТУ-Н Б EN 1991 и ДСТУ-Н Б EN 1998).

В системе Еврокодов принято, что на покрытиях полезные нагрузки не действуют одновременно со снеговыми или ветровыми нагрузками.

Нагрузки от временных перегородок следует рассматривать как переменные.

В качестве одного из путей реализации дифференциации понятия надежности по назначению используются частные коэффициенты надежности K_{FL} , значения

которых принимаются в зависимости от класса ответственности объекта, категории ответственности конструкции и типа расчетной ситуации согласно Таблице 3.1.

В национальных нормативных документах (ДБН В.1.2-14:2019) эквивалентным обозначением K_{FL} является коэффициент надежности по ответственности γ_n .

Таблица 3.1. Значения коэффициентов K_{FL}

Класс ответственности объекта	Категория ответственности конструкции	Значения коэффициентов K_{FL} , которые используются в расчетных ситуациях:		
		постоянных	переходных	аварийных
СС3	А	1,250	1,050	1,050
	Б	1,200	1,000	
	В	1,150	0,950	
СС2	А	1,100	0,975	0,975
	Б	1,050	0,950	
	В	1,000	0,925	
СС1	А	1,000	0,950	0,950
	Б	0,975	0,925	
	В	0,950	0,900	

Класс ответственности объекта следует определять согласно указаниям национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1990, которые, в целом, соответствуют классификации ДБН В.1.2-14-2018 «Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований».

В зависимости от последствий, к которым может привести отказ, различают три категории ответственности конструкций и их элементов:

А – конструкции и элементы, отказ которых может привести к полной непригодности здания к эксплуатации в целом либо значительной его части.

Б – конструкции и элементы, отказ которых может привести к осложнению нормальной эксплуатации здания либо отказу других конструкций, не принадлежащих к категории А.

В – конструкции, отказ которых не приводит к нарушению функционирования других конструкций либо элементов.

Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б EN
1990

В данном учебнике не рассматриваются предварительно- или пост-напрягаемые конструкции, а также особенные нагрузки и воздействия, нехарактерные для массового гражданского строительства

При расчете сталежелезобетонных конструкций следует рассматривать соответствующие этапы в процессе возведения.

При расчете сталежелезобетонных конструкций перекрытий рассматриваются два основных варианта нагружения: на этапе строительства и на этапе эксплуатации.

3.2 НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЭТАПЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

Нагрузки, возникающие как следствие строительных процессов, регламентируются Частью 1-6 Еврокода 1 – ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6 «Общие воздействия. Воздействия на этапе возведения»

Нагрузки на конструкцию при выполнении строительных работ Q_c могут учитываться либо как одна отдельная переменная нагрузка, либо как сочетание нескольких типов монтажных нагрузок, объединенных в одно переменное загрузение. Отдельные и/или суммарные нагрузки при выполнении строительных работ следует учитывать одновременно с нагрузками, не связанными с выполнением работ.

Для сталежелезобетонных перекрытий основной расчетной ситуацией на этапе строительства является процесс бетонирования, при котором стальная конструкция без совместной работы с бетоном должна воспринимать вес незатвердевшей бетонной смеси, персонала и оборудования. Поскольку осуществляется проверка стальных конструкций, основными документами, регламентирующими расчет, являются ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 для балок и ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 для профилированных настилов.

На этапе строительства допускается обустройство временных опор для балок и/или настилов, однако такой подход замедляет строительство. В большинстве случаев настил подбирается таким образом, чтобы исключить подпорки.

В случае использования как сплошных монолитных плит по разборной опалубке, так и ребристых по профнастилам, для исключения стоек может применяться подвешивание опалубки либо подклинивание временными опалубочными ригелями, примеры чего показаны на Рисунке 3.2.

3.2.1 ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ НА ЭТАПЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

На этапе бетонирования постоянные нагрузки образуются от собственного веса настила, балок и армирования. Вес бетонной смеси, согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6, на этапе строительства относится к переменным нагрузкам.

Собственный вес настила, балок и армирования следует учитывать как постоянную фиксированную нагрузку.

В общем случае, они представляются одним характеристическим загрузением и рассчитываются на основании номинальных размеров и характеристических значений удельного веса.

2.2 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4.11.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

5.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

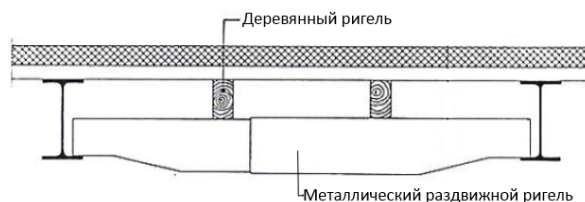


Рисунок 3.2. Подклинивание опалубки временными балками позволяет избежать постановки подкрепляющих временных стоек

2.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Постоянные нагрузки также должны учитывать вес других постоянных конструктивных и неконструктивных элементов, присутствующих на этапе строительства, в том числе коммуникаций, стационарного оборудования, естественных и насыпных грунтов.

Характеристические значения веса профилированных настилов и других стандартных изделий определяются по данным производителя.

Для обычных вариантов армирования допускается учитывать арматуру с использованием удельной нагрузки на кубометр бетона в 1 кН/м^3 . Такое допущение часто является избыточным для монолитных перекрытий по профилированным настилам и может уточняться при проведении индивидуального расчета армирования.

3.2.2 ПЕРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ НА ЭТАПЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

Воздействия, которые следует одновременно учитывать на этапе бетонирования, могут включать нагрузки от веса рабочих с мелким инструментом (Q_{ca}), опалубки и временных опор (Q_{cc}), а также от веса незатвердевшей бетонной смеси (один из примеров Q_{cf}).

Рекомендуемые значения нагрузок при производстве работ по бетонированию, принятые в национальном приложении ДСТУ-Н Б EN1991-1-6, приводятся в Таблице 3.2. Другие значения могут устанавливаться в индивидуальном порядке.

Характерными дополнительными нагрузками на этапе обустройства сталежелезобетонных перекрытий могут быть следующие:

- нагрузки от бухт и пачек арматуры, которые принимаются индивидуально в зависимости от сечения и формы поставки;
- нагрузки от пакетов настила, которые для 20 листов стального профлиста могут предварительно приниматься из расчета 3 кН/м^2 ;
- нагрузки от компрессоров и генераторов;
- нагрузки от бадей и мусорных контейнеров;

Примечание 1
Таблица А.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

4.11.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

- нагрузки от паллет, стап-болтов и других метизов.

Особое внимание следует уделять распределению значительных сосредоточенных нагрузок по площади, что должно учитываться в проекте и отражаться на характере производимых работ.

Таблица 3.2. Рекомендуемые характеристические значения нагрузок при выполнении бетонных работ

Таблица 4.2
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

Нагрузка	Грузовая площадь	Нагрузка, кН/м ²
(1)	За пределами рабочей зоны	0,75 включая нагрузки от рабочих с мелким инструментом (Q_{ca})
(2)	В пределах рабочей зоны 3 x 3 м (либо по пролету, если его длина составляет менее 3 м)	10 % собственного веса бетона, но не менее 0,75 и не более 1,5, включая нагрузки от рабочих с мелким инструментом (Q_{ca}), а также от скопления материалов и элементов конструкции во временном положении (Q_{cf})
(3)	Полная фактическая поверхность	Собственный вес съемной опалубки, временной несущей оснастки (Q_{cc}) и вес незатвердевшей бетонной смеси для расчетной толщины (Q_{cf})

Нагрузки (1), (2) и (3), согласно обозначениям в Таблице 3.2, следует размещать в наиболее неблагоприятном положении, обуславливающем возникновение симметричных либо несимметричных эффектов максимальной интенсивности.

Часто для металлоконструкций неблагоприятным является несимметричное загрузеие, которое следует учитывать в расчете, но которого следует избегать при выполнении работ.

На рисунках Таблицы 3.2 приведены две схемы приложения нагрузки, одна из которых определяет максимальный момент в пролете для разрезных и неразрезных схем, а вторая используется для определения максимального опорного момента в неразрезных элементах.

Таким образом, на этапе строительства выполняется требование для неразрезных элементов Приложения АВ.2(1)В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, которое более подробно описано в Разделе 3.3.

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Максимальное значение нагрузки (2) в пределах рабочей зоны рекомендуется принимать равным 1,5 кН/м². Иногда эту нагрузку представляют в виде суммы загрузки (1) по всей поверхности конструкции и дополнительной нагрузки (2) величиной 0,75 кН/м² в пределах рабочей зоны.

В Таблице 3.3 указаны рекомендуемые к использованию Приложением А ДСТУ-Н Б EN1991-1-1 значения удельного веса некоторых материалов, включая бетоны (их необходимо использовать при отсутствии более точных данных).

Таблица 3.3. Значения удельного характеристического веса для некоторых строительных материалов

Материал	Удельный вес γ , кН/м ³
Сталь	77,0 – 78,5
Бетон, согласно EN 206, класса плотности LC1,0 (от 800 до 1000 кг/м ³)	9,0 – 10,0
то же LC1,2 (от 1000 до 1200 кг/м ³)	10,0 – 12,0
— « — LC1,4 (от 1200 до 1400 кг/м ³)	12,0 – 14,0
— « — LC1,6 (от 1400 до 1600 кг/м ³)	14,0 – 16,0
— « — LC1,8 (от 1600 до 1800 кг/м ³)	16,0 – 18,0
— « — LC2,0 (от 1800 до 2000 кг/м ³)	18,0 – 20,0
Обычный бетон	24,0
Тяжелый бетон	>24,0
Цементный раствор	19,0 – 23,0
Песок	14,0 – 19,0
Обычный щебень (например, гранит, гнейс и т. д.)	15,0 – 20,0
Цемент навалом/в мешках	16,0 / 15,0
Листовое стекло	25,0
Фанера из мягких пород древесины	5,0
ДСП, OSB	7,0-8,0
ДВП высокой плотности/ средней плотности/ низкой плотности	10,0/ 8,0/ 4,0

На практике обычно применяются бетоны плотностью более 1750 кг/м³, для которых может быть выполнена процедура расчета стад-болтов.

Значение плотности легких бетонов может быть задано в качестве проектной характеристики при подборе состава.

Для незатвердевшей бетонной смеси допускается учитывать влажное состояние материала путем увеличения значения удельного веса бетона на 1 кН/м³.

Например, если для плиты перекрытия используется обычный бетон, его удельный вес на этапе строительства следует принимать равным весу обычной бетонной смеси в незатвердевшем состоянии:

$$\gamma = 24,0 + 1,0 = 25,0 \text{ кН/м}^3$$

Таблица А.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

4.3.2
EN 206-1
и
11.3.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Примечание 2
Таблица А.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Значение приведенной толщины бетона для настилов с трапецидальными и обратными (закрытыми) гофрами равно:

$$h_g = h - h_p \cdot \frac{b_1 + b_r}{2 \cdot b_s}$$

(обозначения размеров указаны на Рисунке 3.3).

Если максимальный прогиб δ профилированного листа под действием собственного веса и веса незатвердевшей бетонной смеси при проверке эксплуатационной пригодности превышает $1/10$ толщины плиты, то при расчете перекрытия необходимо учитывать эффект «запруживания». Эффект запруживания подразумевает дополнительное скопление бетона и увеличение его слоя в результате прогиба конструкции, как показано на Рисунке 3.4. При превышении предела эффект запруживания в расчете допускается учитывать путем увеличения значения номинальной толщины бетона на $0,7\delta$. Данная дополнительная нагрузка на этапе строительства также относится к переменным.

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 дает рекомендации относительно воздействия эффекта запруживания только для настилов, но не балок. Несмотря на это, при расчете балок настила рекомендуется учитывать данное воздействие путем сбора нагрузок с увеличением толщины плит на 70% от прогиба настила плюс 70% от прогиба балок настила и 100% от прогиба главных балок. При расчете главных балок увеличение расчетной толщины плиты рекомендуется принимать равным 70% от суммарного прогиба настила, от воздействия главных и второстепенных балок (балок настила).

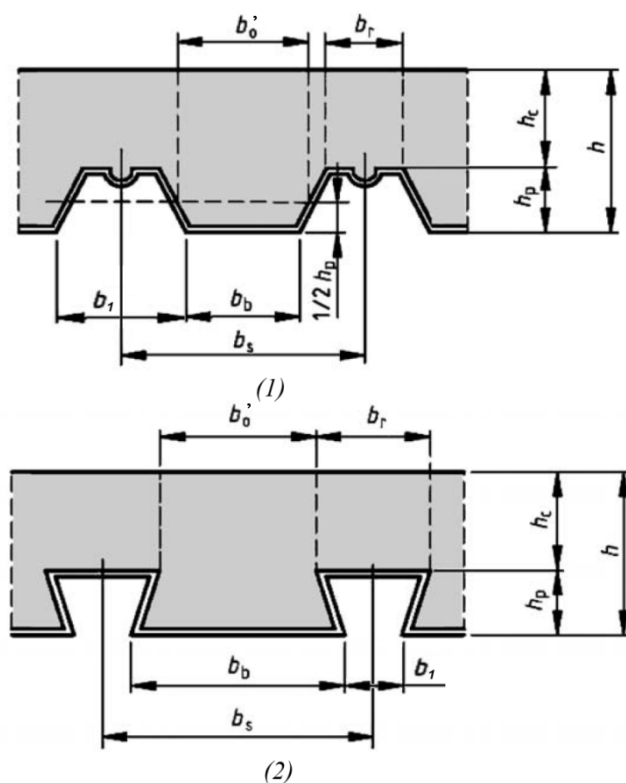


Рисунок 3.3. Геометрические параметры плит по профилированным настилам с трапецидальным (1) и обратным (2) гофром

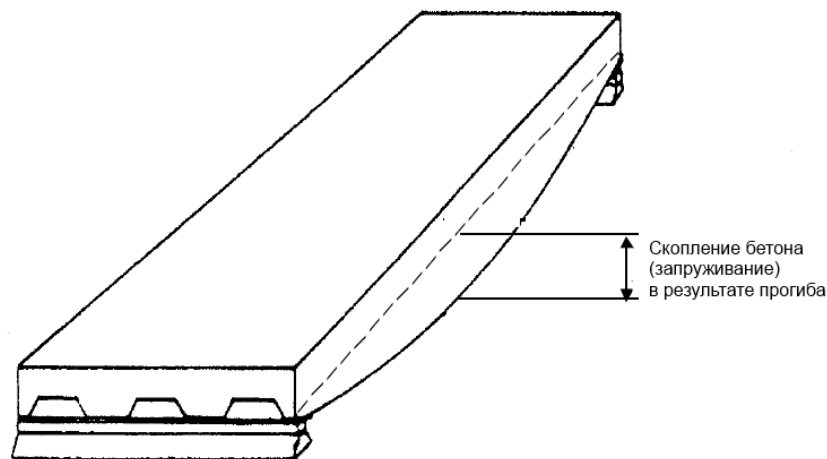


Рисунок 3.4. Механизм образования эффекта «запруживания» бетона при заливке перекрытия

На практике суммарная величина прогиба перекрытия будет зависеть от величины прогиба как настила, так и несущего каркаса, что, в зависимости от типа маяков, может существенно повлиять на величину фактических нагрузок. Подобное влияние технологии выполнения строительных работ должно учитываться в расчетных предпосылках и указываться в проекте, либо же исключаться – например, за счет использования временных подпорок или придания балкам перекрытия строительного подъема.

3.2.3 КОМБИНАЦИИ НАГРУЗОК НА ЭТАПЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

3.2.3.1 Предельные состояния по несущей способности

По своей природе, этап строительства относится к временным (переходным) расчетным ситуациям, но не исключает возникновения и аварийных ситуаций, которые следует учитывать при необходимости.

Предельное состояние элементов сталежелезобетонных перекрытий по несущей способности (1-й группе предельных состояний) на этапе строительства определяется как менее благоприятное среди результатов, полученных из расчетов по формулам 6.10а и 6.10б ДСТУ-Н Б EN1990:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Выражение 6.10 ДСТУ-Н Б EN1990, обеспечивающее проверку по прочности и устойчивости, исключено национальным приложением.

Репрезентативные (характеристические Q_k либо сопутствующие ψQ_k) значения переменных нагрузок при производстве строительных работ приняты в национальном приложении ДСТУ-Н Б EN1991-1-6 равными рекомендуемым значениям с коэффи-

Формула 6.10а
ДСТУ-Н Б EN
1990

Формула 6.10б
ДСТУ-Н Б EN
1990

А.1.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

циентами $\psi_0 = 1,0$ и $\psi_2 \geq 0,2$. Коэффициент ψ_1 , соответствующий часто повторяющемуся значению, не применяют для расчета нагрузок при производстве работ на этапе строительства.

При выполнении подстановки выражение 6.10b становится не актуальным, и комбинация для типовых перекрытий, основанная на выражении 6.10а, принимает вид:

$$1,35 \cdot G_{k,\text{sup}} + 1,5 \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot Q_{k,2} + 1,5 \cdot Q_{k,3}$$

где

$G_{k,\text{sup}}$ собственный вес конструкции

$Q_{k,1}$ строительная нагрузка (1), согласно Таблице 3.3, за пределами рабочей зоны

$Q_{k,2}$ строительная нагрузка (2), согласно Таблице 3.3, в пределах рабочей зоны 3x3 м

$Q_{k,3}$ переменная нагрузка (3), согласно Таблице 3.3, от веса незатвердевшей бетонной смеси по всей поверхности конструкции и с учетом эффекта запруживания (при существовании такой необходимости).

Другие нагрузки (снеговые, ветровые и т. д.) подробно в данном пособии не рассматриваются и должны определяться согласно частям Еврокода 1, с учетом требований ДСТУ-Н Б EN 1990 и соответствующих национальных приложений.

3.2.3.2 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

Сочетания воздействий следует устанавливать согласно ДСТУ-Н Б EN 1990. Основными сочетаниями воздействий для переходных расчетных ситуаций, относящихся к стадии производства работ в общем случае, являются:

- характеристическое сочетание;
- квазипостоянное сочетание.

Если необходимо учитывать частые значения некоторых определенных воздействий, то указанные значения допускается устанавливать в рамках конкретного проекта.

Таким образом, ДСТУ-Н Б EN1991-1-6 для проверки предельных состояний по эксплуатационной пригодности (2-й группе предельных состояний) исключает частые комбинации нагрузок (Формула 6.15b ДСТУ-Н Б EN1990) и ограничивает процесс расчета двумя выражениями:

- характеристическое сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- квазипостоянное сочетание

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN1990 предусматривает четыре основных критерия эксплуатационной пригодности: конструктивный, технологический, эстетико-психологический и физиологический.

3.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

Формула 6.14b
ДСТУ-Н Б EN
1990

Формула 6.16b
ДСТУ-Н Б EN
1990

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

При оценке конструкций по конструктивному критерию, как правило, используют характеристическую комбинацию воздействий. В запас надежности она также может применяться и для проверки других трех критериев.

Квазипостоянная комбинация используется при оценке долговременных эффектов, таких как ползучесть.

Поскольку рассмотрения долговременных эффектов на этапе строительства не требуется, процедуры проверки эксплуатационной пригодности выполняются с использованием характеристической комбинации нагрузок. С учетом коэффициентов сочетаний $\psi_0 = 1,0$, согласно ДСТУ-Н Б EN1991-1-6, для типовых перекрытий комбинация принимает вид:

$$G_{k,sup} + Q_{k,3}$$

(определения обозначений – см. стр. 69).

3.3 НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЭТАПЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ

На этапе эксплуатации должны быть рассмотрены все возможные расчетные ситуации (постоянные, переходные, аварийные и сейсмические), которые могут возникнуть в пределах проектного срока службы.

Нагрузки и воздействия на элементы рассматриваются для ситуации, когда здание эксплуатируется после завершения строительства, с учетом наличия отделки и других элементов здания в его конечном состоянии.

Величины воздействия на сталежелезобетонные конструкции зданий следует принимать согласно рекомендациям, содержащимся в соответствующих частях ДСТУ-Н Б EN1991 «Воздействия на несущие конструкции»:

ДСТУ-Н Б EN1991-1-1 «Общие воздействия. Удельный вес, собственный вес, эксплуатационные нагрузки для зданий»;

ДСТУ-Н Б EN1991-1-2 «Общие воздействия. Воздействия на конструкции в условиях пожара»;

ДСТУ-Н Б EN1991-1-3 «Общие воздействия. Снеговые нагрузки»;

ДСТУ-Н Б EN1991-1-4 «Общие воздействия. Ветровые нагрузки»;

ДСТУ-Н Б EN1991-1-5 «Общие воздействия. Тепловые воздействия»;

ДСТУ-Н Б EN1991-1-7 «Общие воздействия. Особые динамические воздействия»;

ДСТУ-Н Б EN1991-3 «Воздействия от кранов и оборудования»;

Краткое изложение методики определения базовых нагрузок (собственный вес, полезные, снеговые и ветровые нагрузки) см. в публикациях М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины» и Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

В принятых для основных предельных состояний расчетных ситуациях отдельные воздействия следует комбинировать в соответствии с правилами настоящего раздела для получения наиболее неблагоприятных, но реалистичных случаев загрузки. Воздействия, являющиеся взаимоисключающими (например, в силу своей физической природы), не должны учитываться одновременно.

Для каждого из случаев критического нагружения расчетные значения результатов воздействий (E_d) следует определять, используя комбинации значений воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно.

6.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.3.1 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Среди таких критериев предельного состояния по несущей способности, как EQU (равновесие), STR (прочность и устойчивость), GEO (прочность и устойчивость основания) и FAT (усталость), которые определяются ДСТУ-Н Б EN1990, проверка сталежелезобетонных конструкций чаще всего выполняется по критерию STR.

В общем случае рассматривается только предельное состояние по несущей способности STR. Проверка на предельное состояние EQU может потребоваться для легких конструкций, не раскрепленных на отрыв или сдвиг при действии ветра. В данной публикации не рассматривается приведенный в Разделе 6 EN 1990 и соответствующем национальном приложении критерий статического равновесия (EQU), так как он малохарактерен для сталежелезобетонных плит и балок; кроме того, соответствие данному критерию может быть обеспечено конструктивным путем. Расчеты фундаментов GEO и усталостных напряжений FAT выходят за пределы рассмотрения данного учебника.

Постоянные и переходные расчетные ситуации для предельных состояний STR, согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN1990, определяются сочетаниями 6.10а и 6.10b, исключая использование выражения 6.10:

Формула 6.10а
ДСТУ-Н Б EN
1990

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.10b
ДСТУ-Н Б EN
1990

где:

“+” означает “добавление в комбинацию”

Σ означает “суммарное воздействие от”

$G_{k,j}$ – характеристические значения постоянных воздействий

P – усилия предварительного напряжения

γ_P – частный коэффициент для усилий предварительного напряжения

$Q_{k,1}$ – характеристические значения первого (преобладающего, или главного) из переменных воздействий

$Q_{k,i}$ – характеристическое значение сопутствующих переменных воздействий

$\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент для постоянного воздействия $G_{k,j}$

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

$\gamma_{Q,i}$ – частный коэффициент для переменного воздействия Q_{ki}

$\psi_{0,i}$ – коэффициент ψ_0 сочетания переменного воздействия Q_{ki}

$\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения неблагоприятного постоянного воздействия

Сочетания нагрузок и воздействий для аварийных расчетных ситуаций определяются в виде:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \delta + \delta \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

где:

A_d – расчетное значение эпизодического воздействия

$\psi_{1,1}$ – коэффициент ψ_1 для частого значения переменного воздействия $Q_{k,i}$

$\psi_{2,i}$ – коэффициент ψ_2 для квазипостоянного значения переменного воздействия $Q_{k,i}$

В Еврокоде проводится различие между аварийными ситуациями, возникающими в силу воздействия определенных и неопределенных причин. Аварийные комбинации применяются для расчета при нагрузках и воздействиях в случаях наличия определенных источников воздействий. Неопределенные источники воздействий более характерны для случаев рассмотрения вопросов живучести конструкций.

Сочетания нагрузок и воздействий сейсмических расчетных ситуаций определяются в виде:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Значения частных коэффициентов надежности по нагрузкам γ_F , которые следует применять при расчете сталежелезобетонных конструкций по предельным состояниям STR, приведены в Таблице 3.4, а коэффициенты сочетаний нагрузок ψ – в Таблице 3.5.

Таблица 3.4. Значения частных коэффициентов γ_F для нагрузок и воздействий предельных состояний по несущей способности STR

Предельное состояние по несущей способности	Постоянные воздействия $\gamma_{G,j}$		Преобладающее переменное воздействие $\gamma_{Q,1}$	Сопутствующие переменные воздействия $\gamma_{Q,i}$	
	Неблагоприятное	Благоприятное		Главные	Другие
STR/GEO Формула (6.10a)	1,35	1,0	-	1,5	1,5
STR/GEO Формула (6.10b)	$\xi \gamma_{G,j} = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$	1,0	1,5	-	1,5

Формула 6.11b
ДСТУ-Н Б EN
1990

Формула 6.12b
ДСТУ-Н Б EN
1990

Национальное приложение
ДСТУ-Н Б EN
1990

Таблица 3.5. Значения коэффициентов сочетания нагрузок ψ для зданий

Нагрузки и воздействия	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Полезные нагрузки в зданиях, для категорий (см. ДСТУ-Н Б EN1991-1-1):			
Категория А: жилые помещения	0,7	0,5	0,35
Категория В: офисные помещения	0,7	0,5	0,35
Категория С: помещения с возможным скоплением людей	0,7	0,7	0,6
Категория D: торговые площади	0,7	0,7	0,6
Категория Е: складские площади	1,0	0,9	0,8
Категория F: проезжая часть для транспортных средств весом:			
а) не более 30 кН	0,7	0,7	0,6
б) более 30 кН, но не более	0,7	0,5	0,3
Категория Н: крыши	0,7	0	0
Снеговые нагрузки на здания (см, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3)	0,6	0,5	0,3
Ветровые нагрузки на здания (см, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Температурное воздействие (без пожара) в зданиях (см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1990

3.3.2 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Выделяются следующие типы комбинаций воздействий для предельных состояний по эксплуатационной пригодности:

Характеристические – применяются к необратимым предельным состояниям, к которым относятся нарушения функциональности, повреждения покрытий, несущих и ненесущих конструктивных элементов, что соответствует конструктивному критерию эксплуатационной пригодности согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN1990 и Разделу 6 данного учебника.

Частые – применяются к обратимым предельным состояниям для оценки комфорта людей и влияния на оборудование, примером чего может служить параметр динамического отклика конструкции, влияющий на комфорт пользователей. Данный фактор соответствует эстетико-психологическим, технологическим и физиологическим критериям, согласно национальным параметрам ДСТУ-Н Б EN1990, указанным в Разделе 6.

Квазипостоянные – применяются для расчета поведения конструкций во времени; к данному типу относятся, в частности, эффекты ползучести.

Расчет сочетаний нагрузок и воздействий выполняется по следующим формулам:

Для характеристического сочетания

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.14b
ДСТУ-Н Б EN 1990

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Формула 6.15b
ДСТУ-Н Б EN
1990

Для частого сочетания

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.16b
ДСТУ-Н Б EN
1990

Для квазипостоянного сочетания

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

где:

$\psi_{1,i}$ – коэффициент ψ для частого значения переменного воздействия Q_{ki} (см. Таблицу 3.5)

$\psi_{2,i}$ – коэффициент ψ для квазипостоянного значения переменного воздействия Q_{ki} (см. Таблицу 3.5).

3.3.3 АВАРИЙНЫЕ СИТУАЦИИ И ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЖИВУЧЕСТИ

В Еврокоде 1, Часть 1-7 (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7) приводятся принципы и правила для оценки эпизодических (аварийных) воздействий на здания, сооружения и мосты.

Рассматриваются следующие основные случаи:

- ударные воздействия от машин, рельсового транспорта, судов и вертолетов;
- воздействия внутреннего взрыва;
- последствия локального отказа в результате неустановленного воздействия.

0.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Таким образом, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 устанавливает стратегии и правила по обеспечению защиты зданий и других инженерных сооружений от установленных и неустановленных эпизодических (аварийных) воздействий.

3.1 (2) и
Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Стратегии, которые следует рассматривать для аварийных расчетных ситуаций, показаны на Рисунке 3.5.

Из схемы следует, что известные (установленные) аварийные воздействия можно анализировать при помощи методов классической строительной механики.

Примечание 3
3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Стратегии, применяемые при неустановленных эпизодических (аварийных) воздействиях, включают в свой состав большое количество потенциальных происшествий. Они направлены на ограничение последствий локального отказа. Определение стратегии по ограничению последствий локального отказа призвано обеспечить достаточную живучесть при непредвиденных аварийных нагрузках и в случае возникновения неустановленных причин.

Как показано на схеме, приведенной на Рисунке 3.5, обеспечение требуемой живучести является одним из направлений проведения работ в случае присутствия как установленных, так и не установленных причин.

1.5.14
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Живучесть – свойство конструкции противостоять таким происшествиям, как пожар, взрыв, удар, а также происшествиям, возникшим в результате человеческих ошибок, без возникновения повреждений, непропорциональных причине их возникновения (прогрессирующего разрушения).

Примером не обеспеченной живучести, на котором лучше всего можно продемонстрировать данное свойство и результаты его игнорирования, является крупнопанельное домостроение из сборного железобетона. Прогрессирующие обрушения таких зданий, обусловленных недостаточной живучестью, показаны на Рисунке 3.6.

Сталежелезобетонные каркасы априори имеют высокую живучесть благодаря изначальной реализации нескольких стратегий обеспечения защиты зданий от аварийных ситуаций:

- исключение хрупких форм отказа конструкций каркаса за счет использования пластичных стальных элементов, характеризующихся достаточной деформативностью, что позволяет поглощать и рассеивать значительную часть потенциальной энергии без обрушения;
- многосвязность конструкции, обеспечиваемая присутствием жестких дисков перекрытий, что помогает обеспечить альтернативные пути передачи усилий после реализации особого события и максимально исключить наличие ключевых элементов (например, наиболее нагруженных колонн).

Ключевой элемент – это конструктивный элемент, от которого зависит общая устойчивость остальной части здания. Элемент считается ключевым, если его условное удаление вызывает обрушение, превышающее допустимые пределы, которые, в отсутствие специальных требований, ограничиваются меньшим из следующих двух значений: 15% площади перекрытия или площадь в 100 м² на каждом из двух смежных этажей, как показано на Рисунке 3.7. Ключевой элемент соответствует конструкции, классифицируемой как элемент Категории ответственности А, согласно Таблице 3.1.

Для зданий и сооружений, не относящихся к категории многоэтажных зданий, допустимые масштабы гипотетического локального обрушения могут указываться в нормах на проектирование соответствующих зданий и сооружений в зависимости от степени их ответственности, либо в техническом задании на проектирование.

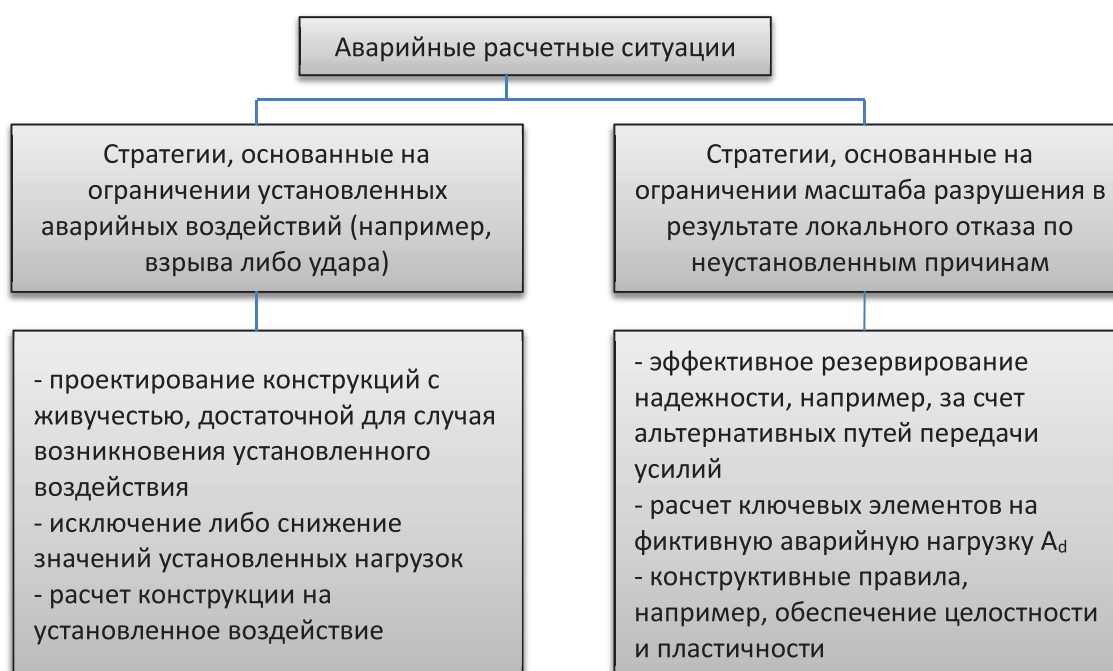


Рисунок 3.5. Стратегии для аварийных расчетных ситуаций

1.5.10
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

A.4
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Национальное приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

3.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Следовательно, живучесть не является исключительно набором конструктивных мероприятий; соответствующий показатель должен оцениваться расчетом. Рекомендации для зданий содержатся в Приложении А ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 и зависят от классификации объекта в соответствии с классами последствий СС1, СС2 и СС3.

Аварийные расчетные ситуации для разных классов последствий зданий следует учитывать следующим образом:

СС1 – специальный учет аварийных воздействий не требуется при условии учета всех соответствующих правил запасов прочности и общей устойчивости;

СС2 – в зависимости от конкретных обстоятельств, допускается упрощенный расчет с моделями эквивалентных статических нагрузок либо использование традиционных расчетных/конструктивных правил (обеспечение и расчет горизонтальных и вертикальных связевых блоков, проверка живучести путем исключения элементов с определением и расчетом ключевых среди них);

СС3 – специальное исследование в каждом отдельном случае, которое может включать в себя анализ рисков и использование уточненных моделей с динамическими нагрузками, нелинейными свойствами и учетом характера взаимодействия типа «нагрузка-конструкция».

Применительно к сталежелезобетонным каркасам зданий, наиболее распространенными мероприятиями защиты каркасов от аварийных воздействий являются следующие:

- применение неразрезных (статически неопределимых) конструктивных схем;
- обеспечение многосвязности в горизонтальных и вертикальных направлениях с соблюдением расчетной несущей способности;
- резервирование надежности путем усиления ключевых элементов конструкции;
- увеличение количества анкерных упоров для повышения сдвиговой жесткости и эффективности совместной работы перекрытий;
- применение легкобрасываемых конструкций (уменьшение последствий взрыва);
- применение защитного обетонирования, ограждений и барьеров (исключение либо снижение последствий ударов, например, в паркингах).

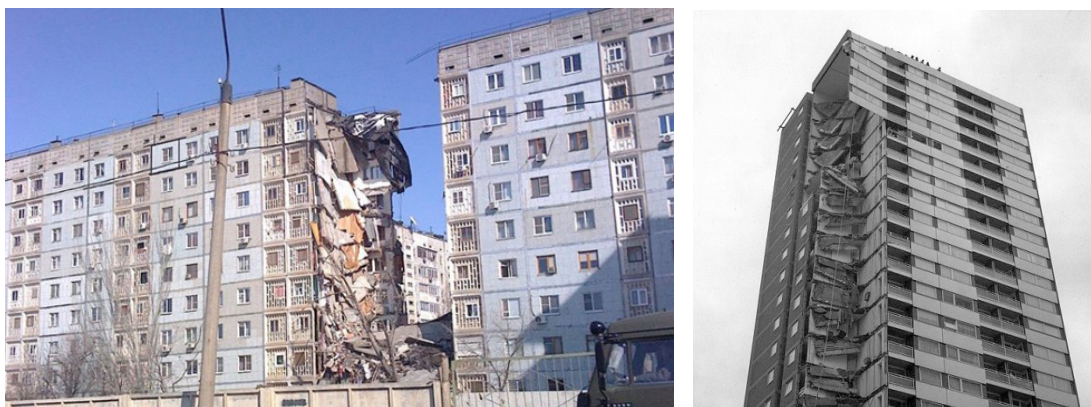


Рисунок 3.6. Примеры прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий из сборного железобетона вследствие внутренних взрывов

Для наиболее распространенных случаев (СС2) обязательным элементом обеспечения живучести является резервирование несущей способности на отрыв в вертикальных и горизонтальных направлениях. Особенно важны эти требования для конструкций, в которых используются сборные железобетонные элементы, например, комбинированные каркасы с настилами из круглопустотных плит. Расчет ведется на аварийные нагрузки, которые указаны ниже и величины которых соответствуют данным Приложения А ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7. Дополнительно, для определения усилий следует использовать стратегию последовательного удаления несущих элементов, что также позволяет идентифицировать среди них ключевые.

Резервирование каркасных зданий в горизонтальном направлении должно обеспечиваться по периметру каждого перекрытия и в уровне покрытия, а также внутри в двух основных направлениях, чтобы надежно связать колонны и стеновые элементы с конструкцией здания. Элементы, обеспечивающие многосвязность, должны быть непрерывными и располагаться как можно ближе к краям перекрытий и осям колонн и стен. Не менее 30% связующих элементов должны располагаться в непосредственной близости к осям колонн и стен.

Горизонтальными связующими элементами могут быть прокатные стальные профили, арматурные стержни в железобетонных плитах либо армирующие сетки и профилированные настилы в сталежелезобетонных плитах, если они непосредственно соединены со стальными балками анкерными упорами. Возможны комбинации указанных типов элементов.

Каждый горизонтальный связующий элемент, включая его опорные узлы, в аварийной ситуации должен выдерживать расчетное растягивающее усилие T_i для внутренних конструкций и T_p – по периметру, значения которых определяются выражениями:

- для внутренних связующих элементов – большее из $T_i = 0.8(g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L$ или 75 кН;
- для связующих элементов по периметру – большее из $T_p = 0.4(g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L$ или 75 кН;

где:

s – шаг связующих элементов;

L – длина пролета связующего элемента;

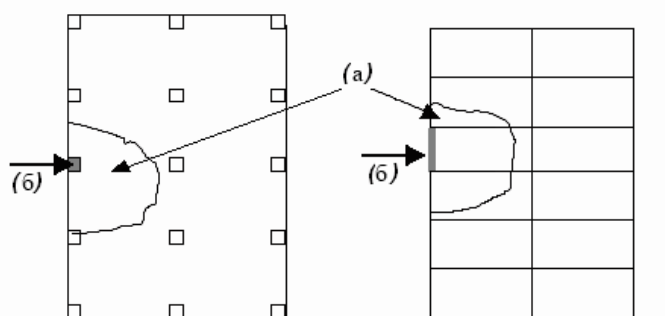


Рисунок 3.7. К пояснению пределов допустимого ущерба: (а) – не более меньшего из следующих двух значений: 15% или 100 м² площади перекрытия на каждом из двух смежных этажей; (б) – колонна, которая условно исключается.

А.5.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

А.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

А.5.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Рисунок А.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

А.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Ψ – соответствующий коэффициент сочетания нагрузок в аварийной расчетной ситуации (например, Ψ_1 или Ψ_2 согласно формуле 6.11b ДСТУ-Н Б EN 1990).

Каждая колонна и стена должны быть непрерывно увязаны от фундамента до покрытия вертикальными связующими элементами.

А.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Для случая каркасных зданий, колонны и несущие стены должны быть способны воспринять аварийное расчетное растягивающее усилие, равное самой большой расчетной вертикальной реакции от постоянных и переменных нагрузок на колонну от любого одного этажа. Это аварийное расчетное усилие не должно рассматриваться в качестве действующего одновременно с другими постоянными и переменными нагрузками, воздействующими на конструкцию.

Важно понимать, что в данном контексте связующий элемент подразумевает не связь в традиционном понимании этого слова, а элемент, увязывающий конструкцию. Таким элементом в стальных и сталежелезобетонных каркасах могут быть рядовые балки и колонны, сечения и узлы которых дополнительно рассчитываются на растягивающее аварийное усилие, что показано на Рисунке 3.8 на примере перекрытия.

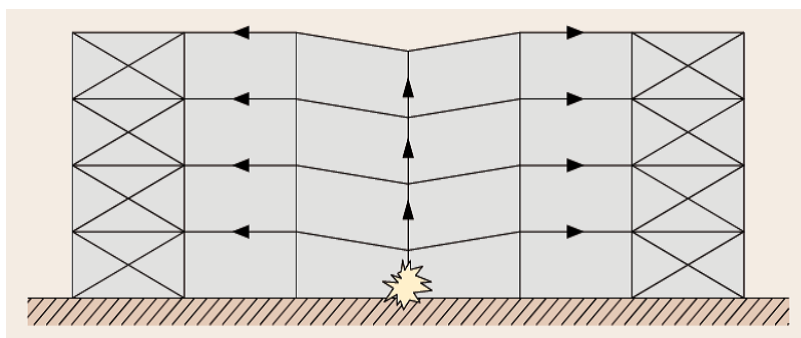


Рисунок 3.9. Предположительный характер работы каркаса в аварийной ситуации при выполнении требований многосвязности

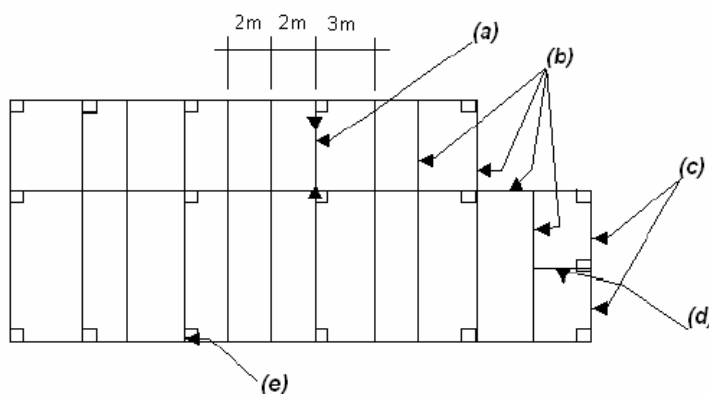


Рисунок А.2
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

Рисунок 3.8. Пример обеспечения многосвязности перекрытия при действии неустановленных аварийных факторов в шестиэтажном каркасном торговом центре: (a) – балка с пролетом длиной 6 м как внутренний связующий элемент; (b) – все балки, запроектированные как связующие элементы; (c) – связующие элементы по периметру; (d) – связевые элементы, увязанные с колоннами; (e) – крайние колонны

Дополнительные требования к связующим элементам железобетонных каркасов приводятся в Разделе 9.10 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

При исключении отдельных элементов (балок и колонн) указанные требования обеспечивают конструкции возможность «повиснуть» на соседних элементах, не вызывая прогрессирующее обрушение. В подобной аварийной ситуации горизонтальные связующие элементы предположительно начинают работать на растяжение по принципу гибких нитей, а колонны, которые оказываются в подвешенном состоянии, должны воспринять максимальную нагрузку от этажа, но уже на растяжение, как это показано на Рисунке 3.9.

Если стратегия обеспечения живучести предусматривает определение ключевых элементов, то они должны быть способны воспринять аварийное усилие Ad , приложенное в горизонтальных и вертикальных направлениях (отдельно) к самому элементу и любой примыкающей к нему конструкции, прочность которой, включая ее узлы, определяется прочностью ключевого элемента. Указанное аварийное усилие должно прикладываться согласно описанию комбинации 6.11b ДСТУ-Н Б EN 1990 и, согласно рекомендациям национального приложения, представляется в виде распределенной нагрузки $Ad = 34 \text{ кН/м}^2$. Данная нагрузка прикладывается со стороны потенциального воздействия, непосредственно к плоскости несущих конструкций каркаса, без учета ограждающих и иных элементов.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

4.1 СОЗДАНИЕ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ

5.1.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчетная модель и основные допущения должны быть установлены в соответствии с требованиями ДСТУ-Н Б EN 1990 и Раздела 5.1.1 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, а также должны отражать ожидаемое напряженно-деформированное состояние поперечных сечений, элементов, узлов и опор.

5.1.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Данный учебник предназначен для расчета сталежелезобетонных конструкций, в которых большинство конструктивных элементов и узлов являются сталежелезобетонными либо стальными. Если характер работы конструкции определяется, главным образом, работой железобетонных или предварительно напряженных железобетонных элементов с незначительным количеством сталежелезобетонных конструкций, статический расчет, как правило, следует производить в соответствии с рекомендациями ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

5.1.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б EN
1990

В основу статических расчетов должны быть заложены соответствующие модели несущих конструкций и определяющие переменные.

5.1.1 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1990

Принятые расчетные схемы должны корректно и с необходимым уровнем точности отражать работу конструкции. Они также должны соответствовать рассматриваемым предельным состояниям.

5.1.1 (3)Р
ДСТУ-Н Б EN
1990

Расчетные модели должны соответствовать укоренившейся теории и практике проектирования. При необходимости, целесообразность их применения может подтверждаться испытаниями.

4.2 УЧЕТ ГЕОМЕТРИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

5.2.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Как правило, внутренние усилия можно определить путем проведения:

- расчета первого порядка, с использованием начальной геометрии;
- расчета второго порядка, с учетом влияния деформированной геометрии;

5.2.1(2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Эффекты деформированной геометрии (эффекты второго порядка) следует учитывать в том случае, если они оказывают значительное влияние на внутренние усилия или на характер работы конструкции.

5.2.1(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчет первого порядка применяется в том случае, если величина возрастания соответствующих внутренних усилий либо моментов вследствие деформаций при расчете первого порядка составляет менее 10%. Допускается, что данное условие выполняется при удовлетворении критерия:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

где:

F_{cr} – коэффициент запаса устойчивости, который определяет, во сколько раз необходимо увеличить приложенную нагрузку для потери устойчивости элемента в упругой стадии;

F_{Ed} – приложенная расчетная нагрузка;

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

F_{cr} – критическая нагрузка потери устойчивости в упругой стадии, значение которой определяется с использованием начальных жесткостей.

Плоские каркасы балочно-стоечного типа можно проверять на горизонтальный сдвиг путем проведения расчета первого порядка при условии, что критерий $\alpha_{cr} \geq 10$ удовлетворяется для каждого этажа. Для таких конструкций значение α_{cr} может определяться выражением:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

где:

H_{Ed} – расчетное значение горизонтальной реакции в основании этажа от приложения горизонтальных нагрузок, действующих в каркасе (например, ветра), а также эквивалентных горизонтальных нагрузок, заменяющих несовершенства перекоса (см. Раздел 4.3);

V_{Ed} – общая расчетная вертикальная нагрузка на конструкцию в основании этажа;

$\delta_{H,Ed}$ – горизонтальное смещение верхней части этажа относительно его основания под действием горизонтальных нагрузок на уровне каждого этажа;

h – высота этажа.

Указанную методику для рам балочно-стоечного типа допускается применять при условии незначительного осевого сжатия в балках, а также проведении соответствующего учета трещин, степени ползучести бетона и характера работы узлов.

При использовании данного правила и в отсутствие более подробной информации, осевое сжатие в балках либо стропилах допускается считать значительным в том случае, если выполняется следующее условие:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}}$$

Геометрическая нелинейность может быть учтена косвенным образом при проведении расчета первого порядка путем соответствующего увеличения усилий.

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 разрешает такой подход, но более подробных указаний, кроме как для отдельно взятых колонн, не приводит. Описание подобной методики приводится в стандарте ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

При условии, что $\alpha_{cr} \geq 3$, стандарт ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 для одноэтажных рам на базе расчета первого порядка в упругой стадии позволяет учесть эффекты геометрической нелинейности от вертикальных нагрузок при перекосе путем увеличения горизонтальных нагрузок H_{Ed} (например, ветровых), эквивалентных нагрузок $V_{Ed} \varphi$ (учитывающих несовершенства при помощи коэффициента), а также других возможных последствий поперечного смещения согласно расчету недеформированной геометрии с использованием коэффициента:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

5.2.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
5.2.1(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.2.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
5.2.2(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Рисунок 5.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.2.2(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

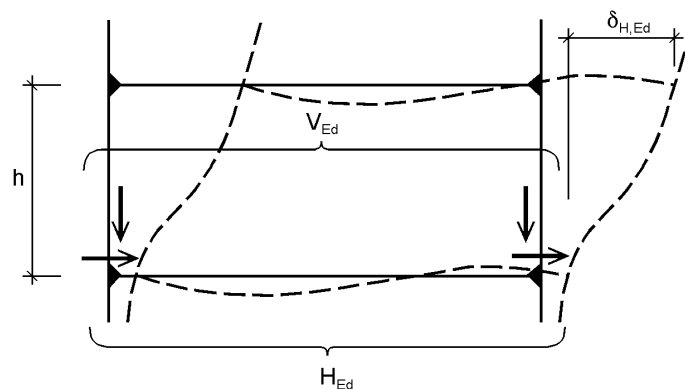


Рисунок 4.1. К определению коэффициента устойчивости отдельного этажа, формируемого плоскими рамами балочно-стоечного типа

5.2.2(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

где α_{cr} может быть определено согласно выражению для плоских каркасов балочно-стоечного типа при условии, что угол уклона покрытия невелик, а сжатие в балках либо ригелях является незначительным, как было описано ранее.

5.2.2(6)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

При $\alpha_{cr} < 3$, для одноэтажных рам следует использовать более точный расчет с учетом геометрической нелинейности.

6.7.3.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Такой же метод, согласно ДСТУ-Н Б EN1993-1-1, применим и к многоэтажным рамам с одинаковым распределением усилий и жесткостей элементов по этажам.

Для сталежелезобетонных колонн в случае, когда геометрическая нелинейность не учтена расчетной схемой, для отдельно взятых колонн, соответствующих условиям Раздела 5.2.3.2 для проверки по упрощенному методу, допускается введение нелинейности путем умножения значения наибольшего расчетного изгибающего момента первого порядка M_{Ed} на коэффициент k , равный:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,eff}} \geq 1,0$$

где:

$N_{cr,eff}$ – критическая нормальная сила для соответствующей оси, определяемая с использованием значения эффективной изгибной жесткости и значения расчетной длины, соответствующей геометрической;

β – коэффициент приведения эпюры моментов согласно Таблице 4.1

Проведение расчетов других конструкций с учетом геометрической нелинейности (хотя указанные расчеты и носят итерационный характер), как правило, не вызывает затруднений, поскольку осуществляется с использованием программного обеспечения. Недостаток расчета второго порядка заключается в невозможности использования принципа суперпозиции, позволяющего суммировать эффекты отдельных нагрузок. Следовательно, расчетные сочетания усилий в таком случае не могут быть определены исходя из результатов, получаемых для отдельных нагрузок, и должны задаваться комбинациями. Для каждой из заданных комбинаций и каждого множества коэффициентов надежности по нагрузке потребуется проведение отдельного расчета второго порядка.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Таблица 4.1. Коэффициенты β для определения моментов с учетом геометрической нелинейности

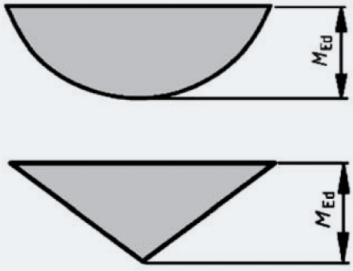

Эюра моментов	Коэффициент приведения эюры момента β	Примечания
	<p>Изгибающие моменты первого порядка от несовершенств либо нагрузок из плоскости $\beta = 1,0$</p>	<p>M_{Ed} – максимальный изгибающий момент в пределах длины колонны без учета эффекта геометрической нелинейности</p>
	<p>Опорные моменты: $\beta = 0,66 + 0,44r$, но $\beta \geq 0,44$</p>	<p>M_{Ed} и rM_{Ed} – опорные моменты при статическом расчете с использованием недеформированной либо деформированной геометрии</p>

Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4.3 УЧЕТ НЕСОВЕРШЕНСТВ

При расчете конструкций необходимо вводить соответствующие поправки для учета влияния несовершенств, включая остаточные напряжения и геометрические несовершенства, такие как отклонение от вертикали, прямолинейности, плоскопараллельности, отсутствие подгонки, начальные эксцентриситеты в соединениях и конструкциях и т. д.

При проведении расчета должны учитываться следующие типы несовершенств:

- глобальные несовершенства рам и связевых систем;
- локальные несовершенства отдельных элементов.

Принятые несовершенства должны отражать форму потери устойчивости конструкции (глобальные) и элемента (локальные) в упругой стадии, являющаяся наиболее неблагоприятной по направлению и форме для рассматриваемой плоскости.

Глобальные несовершенства учитываются в расчетной схеме одним из следующих способов:

- моделирование перекоса каркаса с изменением в расчетной схеме;
- приложение эквивалентных горизонтальных нагрузок.

Рекомендуется применять второй подход.

При расчете рам, чувствительных к потере устойчивости, сопровождаемой перекосом, эффект от глобальных несовершенств можно учитывать посредством проведения расчета каркаса с эквивалентным начальным перекосом. Глобальные начальные несовершенства при этом (см. Рисунок 4.2) могут быть определены как: $\varphi = \varphi_0 \alpha_h \alpha_m$

5.3.1(1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.3.1(2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.3.2(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

где:

$$\varphi_0 = 1/200$$

α_o – понижающий коэффициент для высоты h , применяемый к колоннам:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ но } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 10$$

h – высота конструкции в метрах

α_m – понижающий коэффициент, позволяющий учесть количество колонн в ряду

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

m – количество колонн в ряду, включая только те колонны, которые несут вертикальную нагрузку N_{Ed} величиной не менее 50% от среднего значения для колонн в рассматриваемой вертикальной плоскости.

В качестве краткого примера, для здания балочно-стоечного типа высотой $h = 33$ м ниже рассмотрена процедура определения углов перекоса, которые в дальнейшем допускается заменять эквивалентными горизонтальными нагрузками. Упрощенный план этажа приведен на Рисунке 4.3, а значения углов перекоса с разбивкой по осям – в Таблице 4.2.

Таблица 4.2. Начальные несовершенства перекоса для здания $h = 33$ м, согласно Рисунку 4.3

Рама по оси	m	φ
А	7	0,00253
Б	4	0,00265
В	5,5	0,00258
Г	5,5	0,00258
Д	4	0,00265
Е	7	0,00253
1	6	0,00256
2	8	0,00251
3	5	0,00259
4	8	0,00251
5	6	0,00256

Нормативный документ ДСТУ-НБ EN 1992-1-1, Раздел 5.2(6), устанавливает несколько иное определение m для железобетонных конструкций, а именно: количество вертикальных элементов, передающих горизонтальные нагрузки на связевую систему. В общем случае, связи в зданиях не располагаются в каждом ряду. Указанное определение используется в ряде зарубежных публикаций и для стальных каркасов, когда общее количество колонн и эквивалентные усилия аналитически разделяются между связевыми блоками.

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

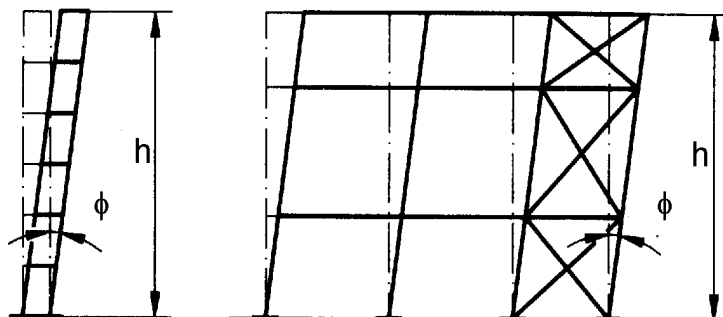


Рисунок 4.2. Эквивалентные несовершенства перекоса

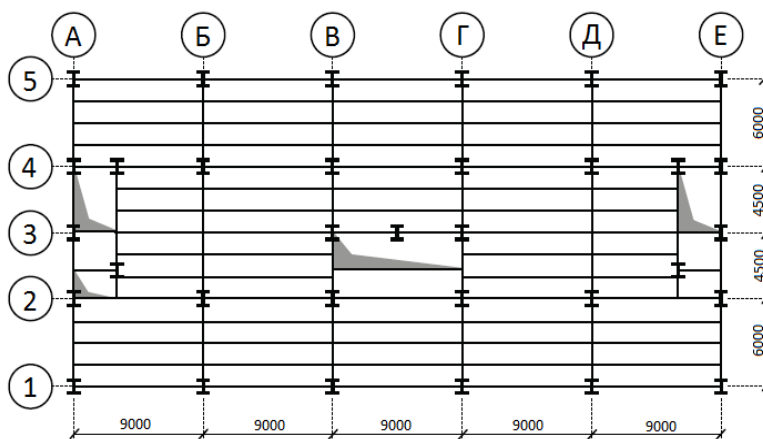


Рисунок 4.3. План здания для иллюстрации примера определения глобальных несовершенств перекоса

Для каркасов зданий несовершенствами перекоса можно пренебречь при выполнении неравенства:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$$

Выполнение указанного условия возможно только при относительно высоком уровне горизонтальной нагрузки (как правило, ветровой). В сочетании нагрузок только гравитационного типа, H_{Ed} формируют эквивалентные горизонтальные силы, значения которых находятся в пределах $0,05V_{Ed}$, поэтому неравенство и не соблюдается.

В комбинации с ветровыми нагрузками вероятно, что H_{Ed} превысит $0,15V_{Ed}$; в таком случае несовершенства можно не учитывать.

Влияние глобальных несовершенств перекоса может заменяться эквивалентными горизонтальными усилиями, приложенными на уровне дисков перекрытий, в соответствии с формой отклонений, показанной на Рисунке 4.4, где ϕ — несовершенство перекоса, определенное выражением ранее в предположении, что значение высоты одного этажа равно h .

Начальные поперечные отклонения следует рассматривать в любом горизонтальном направлении, но одновременно учитывается только одно из направлений.

В многоэтажных балочно-стоечных каркасах здания эквивалентные силы следует прикладывать на уровне каждого этажа и в уровне покрытия.

Рисунок 5.2
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2(8)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2(9)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

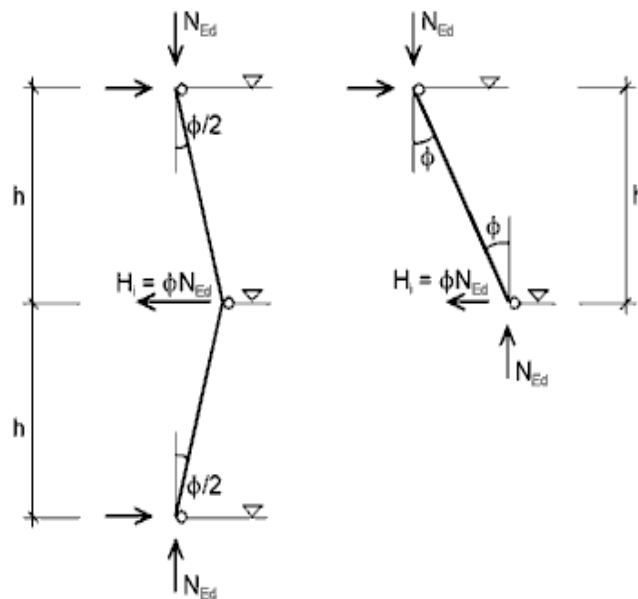


Рисунок 4.4. Конфигурация поперечного отклонения ϕ для определения эквивалентных горизонтальных сил в уровне диска перекрытия

Рисунок 5.3
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2(10)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Необходимо также учитывать возможные крутильные воздействия на конструкцию, обусловленные кососимметричными поперечными смещениями на двух противоположных гранях, как показано на Рисунке 4.5.

Стоит отметить, что поворот в плане для ребристых перекрытий, которыми являются монолитные плиты по профнастилам, относится к неблагоприятным случаям деформации, будь то эффекты от несовершенств либо последствия прямых воздействий, например, ветровых.

5.3.2.3(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для сталежелезобетонных балок, не закрепленных из плоскости действия изгибающего момента, эффекты локальных несовершенств включены в формулы определения несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости.

5.2.2(6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для центрально-сжатых сталежелезобетонных элементов может применяться несколько методов:

- учет эффектов второго порядка, глобальных и локальных несовершенств в расчетной схеме;
- отдельный учет эффектов второго порядка путем использования расчетной схемы с глобальными несовершенствами и дополнительных эффектов второго порядка с локальными несовершенствами отдельного элемента;
- автоматический учет локальных несовершенств и соответствующих эффектов геометрической нелинейности при проверке элемента с применением кривых потери устойчивости, в соответствии с положениями Раздела 5.2.3.2. Это относится к локальным несовершенствам и не исключает необходимости значений учета опорных моментов и сил, воздействующих на рассматриваемый элемент, полученных в результате выполнения статического расчета с введением в схему глобальных несовершенств и геометрической нелинейности.

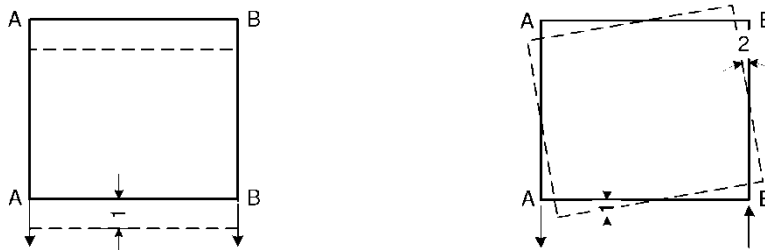


Рисунок 4.5. Поступательные и вращательные эффекты (в плане)

Соответственно, для центрально-сжатых элементов рекомендуется использовать третий способ.

При проверке устойчивости сжато-изогнутых элементов по упрощенному методу согласно положениям Раздела 5.2.3.2, всегда следует учитывать несовершенства элемента в пределах его длины.

Это исключает автоматический учет локальных несовершенств для внецентренно-сжатых элементов при проведении проверки устойчивости по аналогии с центрально-сжатыми; для первых, наиболее рациональным становится вариант с раздельным учетом глобальных и локальных несовершенств.

Локальные несовершенства сталежелезобетонных сжатых элементов можно не учитывать, если при выполнении статического расчета может применяться расчет первого порядка ($\alpha_{cr} \geq 10$). Если при выполнении статического расчета используется расчет второго порядка (вводится геометрическая нелинейность), то несовершенства элемента можно не учитывать при выполнении следующего условия:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \cdot \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}}$$

где:

$\bar{\lambda}$ – гибкость сталежелезобетонной колонны, (см. Раздел 5.2.3.2), в предположении шарнирного опирания элемента

$N_{pl,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности на сжатие в пластической стадии, согласно Разделу 5.2.3.2

В тех из перечисленных выше случаях, когда в расчет сталежелезобетонных элементов вводятся несовершенства, влияние геометрических и конструктивных отклонений можно учесть посредством эквивалентных изменений геометрии. Информацию об эквивалентных несовершенствах элементов для сталежелезобетонных колонн можно получить из Таблицы 4.3 (где L обозначает длину колонны).

Введение эквивалентных несовершенств не рекомендуется в центрально-сжатых колоннах, которые соответствуют критериям упрощенного метода расчета. Как указано выше, для таких элементов несовершенства заложены в кривые устойчивости и при их использовании учитываются автоматически, что исключает необходимость проведения расчета сжато-изогнутого элемента.

Рисунок 5.5
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.3.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Рисунок 5.4
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Начальные локальные изгибные отклонения, согласно Рисунку 4.6, как и отклонения перекося, согласно Рисунку 4.4, могут быть заменены системами эквивалентных горизонтальных сил, прилагаемых к каждой колонне.

В сталежелезобетонных каркасах почти во всех случаях используются стальные связевые элементы и поэтому, их несовершенства должны учитываться согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

При расчете систем связей, обеспечивающих поперечную устойчивость балок или сжатых элементов в пределах их длины, влияние несовершенств может учитываться посредством эквивалентного геометрического отклонения раскрепленных элементов в форме начального изгибного отклонения:

$$e_0 = \alpha_m L/500$$

где:

L - пролет связевого блока

$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$, где m обозначает количество раскрепляемых элементов.

Для удобства, начальные изгибные отклонения элементов, раскрепленных системой связей, могут быть заменены эквивалентной стабилизирующей нагрузкой, как показано на Рисунке 4.7:

5.3.3(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$q_d = \sum N_{Ed} \delta \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}$$

где

δ_q – величина перемещения в плоскости системы связей от совместного действия q и внешних нагрузок, получаемая при проведении расчета согласно теории первого порядка.

5.3.3(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

В практике проектирования рекомендуется использовать процедуру расчета по эквивалентной стабилизирующей нагрузке. Величина перемещения в плоскости системы связей δ_q может равняться 0 в том случае, если будет учитываться геометрическая нелинейность (для связей, раскрепляющих сжатый пояс балки постоянного сечения $N_{Ed} = M_{Ed} / h$). Если балка дополнительно подвержена сжатию, то осевая сила N_{Ed} должна включать также и часть внешней силы.

В местах монтажных стыков балок либо сжатых элементов их связевая система должна быть дополнительно проверена на действие локальной силы, равной $\alpha_m N_{Ed} / 100$ и прикладываемой к каждому из стыкуемых элементов; должна быть обеспечена способность передачи этой силы на неподвижные точки.

5.3.3(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

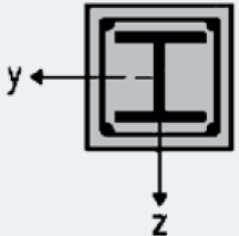
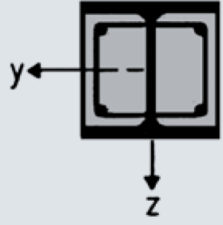
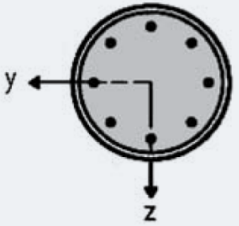
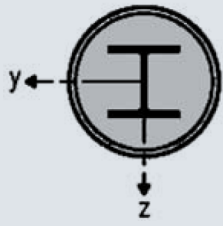
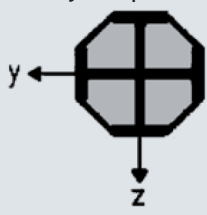
При проведении проверки на действие локального усилия по вышеуказанному требованию, должны также учитываться и другие внешние нагрузки. При этом усилиями от несовершенств связевых систем можно пренебречь. Вышеизложенные положения относятся к связям, располагающимся наиболее близко к монтажным стыкам. Боковая нагрузка $\alpha_m N_{Ed} / 100$ должна восприниматься верхними и нижними связевыми элементами стыка, в дополнение к внешним нагрузкам. В общем случае, каждая связевая система будет воспринимать общую фиктивную нагрузку от нескольких колонн.

5.3.3(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Таблица 4.3. Эквивалентные локальные отклонения сталежелезобетонных колонн

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Поперечное сечение	Пределы	Относительно оси	Несовершенство элемента
Полностью обетонированное сечение 	-	$y - y$	$L / 200$
		$z - z$	$L / 150$
Частично обетонированное сечение 	-	$y - y$	$L / 200$
			$L / 150$
Круглое либо прямоугольное трубобетонное сечение 	$\rho_s \leq 3\%$	любой	$L / 300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	любой	$L / 200$
Круглое трубобетонное сечение с дополнительным двутавром 	-	любой	$L / 200$
Частично обетонированное крестообразное сечение из двутавров 	-	любой	$L / 200$
ρ_s – отношение A_s / A_A площади продольного армирования к площади бетонного заполнения			

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

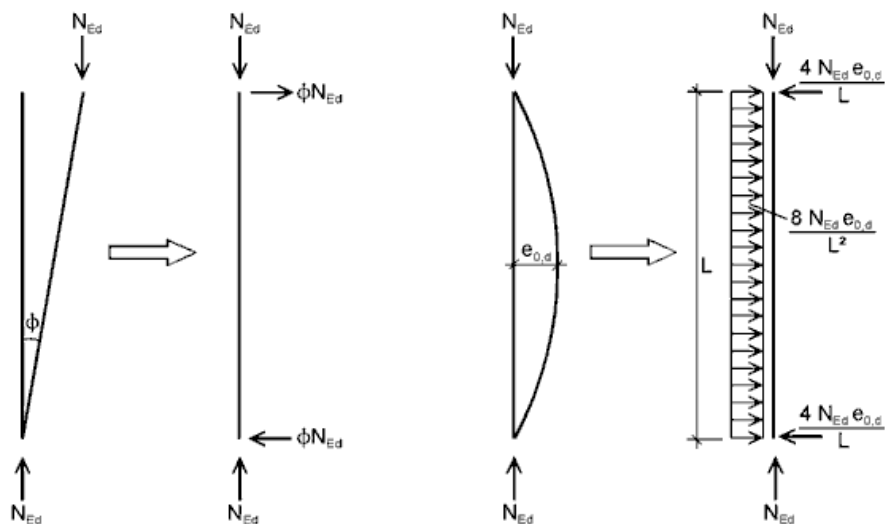


Рисунок 4.6. Замена начальных локальных несовершенств эквивалентными горизонтальными нагрузками

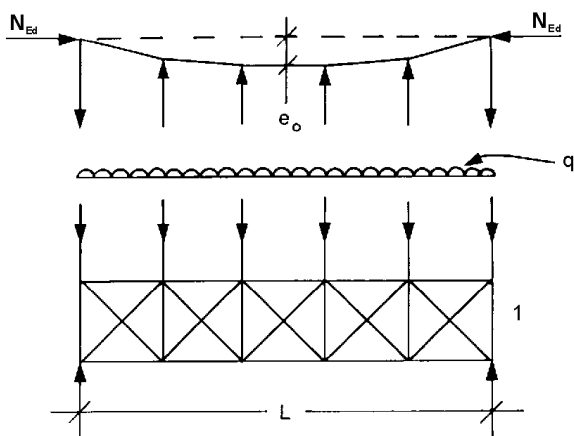


Рисунок 4.7. Эквивалентная стабилизирующая нагрузка

Для стальных элементов эффекты локальных несовершенств рекомендуется автоматически учитывать путем проведения проверок несущей способности элементов по устойчивости, согласно Разделу 6.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, – см. публикацию М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык 'Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины'.

4.4 МЕТОДЫ РАСЧЕТА

В Еврокоде 4, Часть 1-1, описываются три метода статического расчета:

- статический расчет в упругой стадии;
- жестко-пластический статический расчет;
- статический расчет с учетом нелинейных характеристик;

5.3.3(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Рисунок 5.6
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.3.2.3(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ



Рисунок 4.8. Зависимости типа «момент-угол поворота» для разных методов статического расчета

Если обратиться к Еврокоду 0 (ДСТУ-Н EN Б 1990), то в нем кроме указанных трех методов можно найти также и определение идеализированного упруго-пластического расчета, которое отсутствует в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1.

Проиллюстрировать различия между указанными методами статического расчета достаточно наглядно можно на примере зависимостей типа «момент-угол поворота» (M/ϕ) (Рисунок 4.8).

Внутренние усилия могут быть определены при проведении статического расчета в упругой стадии даже в том случае, если несущая способность поперечных сечений определена с учетом пластических или нелинейных свойств. На практике такой линейно-упругий статический расчет является наиболее распространенным, поэтому альтернативные методы в данном пособии подробно не рассматриваются.

Статический расчет в упругой стадии всегда применяют для проверки предельных состояний по эксплуатационной пригодности с соответствующими поправками на нелинейные эффекты, такие как образование трещин в бетоне. Также такой расчет всегда применяется для проверок предельного состояния по выносливости, которые в данном пособии не рассматриваются.

Эффекты сдвигового запаздывания и потери местной устойчивости учитываются в том случае, если они оказывают значительное влияние на результаты статического расчета. На практике запаздывание сдвига является определяющим фактором геометрии сечений сталежелезобетонных балок, поскольку оно определяет эффективную ширину бетонного пояса.

Согласно классификации сечений, приведенной в Разделе 4.5, местная потеря устойчивости должна учитываться в пластической стадии для сечений Класса 3 с эффективными стенками и во всех случаях для сечений Класса 4. Для холодноформованных элементов и профилированных настилов, по умолчанию относящихся к сечениям Класса 4, эффекты от потери местной устойчивости и потери устойчивости формы сечения должны учитываться согласно положениям Еврокода 3, Часть 1-3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3).

5.4.1.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.1.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.1.1(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

При определении жесткости конструкции (расчете перемещений) для обычных сталежелезобетонных сечений (кроме сечений Класса 4) местной потерей устойчивости можно пренебречь.

5.4.1.1(8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При линейном расчете эффекты сдвига и отрыва по контакту сталь-бетон от внутренних сил и моментов можно не учитывать в том случае, если сдвиговое соединение соответствует указаниям Еврокода 4. Данное положение позволяет при статическом расчете допускать полное взаимодействие между разнородными частями сечения.

4.4.1 РАСЧЕТ В УПРУГОЙ СТАДИИ (ЛИНЕЙНО-УПРУГИЙ)

5.4.2.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При расчете следует учитывать влияние образования трещин в бетоне, деформации ползучести и усадки бетона, а также последовательность возведения и предварительных напряжений. Влияние температуры и предварительных напряжений в данном пособии не рассматривается.

4.4.1.1. Ползучесть и усадка

2.3.3(1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Влияние усадки и эффекта ползучести бетона, как и неравномерных изменений температур, приводит к образованию в сталежелезобетонных конструкциях дополнительных внутренних усилий, прогибов и продольных деформаций. Эффекты, возникающие в статически определимых и статически неопределимых системах, где совместность деформаций не учитывается, классифицируются как первичные.

2.3.3(2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В статически неопределимых системах первичные эффекты ползучести и усадки приводят к образованию дополнительных усилий, которые оказывают совместное воздействие и должны рассматриваться как часть общего нагружения. Указанные усилия формируют вторичные эффекты, по сути своей являющиеся непрямыми воздействиями принудительных деформаций.

5.4.2.2(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

За исключением элементов, у которых оба пояса являются сталежелезобетонными, влияние ползучести можно учесть посредством использования коэффициентов приведения n_L для бетона. Значения коэффициентов приведения, в зависимости от вида нагрузки (нижний индекс L), следует определять по формуле:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \phi_t)$$

где:

$n_0 = E_a / E_{cm}$ – коэффициент приведения, соответствующий кратковременной нагрузке

E_{cm} – секущий модуль упругости бетона при кратковременной нагрузке, значение которого выбирается по Таблицам 2.11 или 2.12

Ψ_L – множитель ползучести, значение которого зависит от типа нагрузки и принимается равным:

= 1,1 для постоянных нагрузок,

= 0,55 для первичных и вторичных эффектов усадки

= 1,5 для предварительного напряжения, образующегося как результат приложенных деформаций (тут не рассматривается)

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

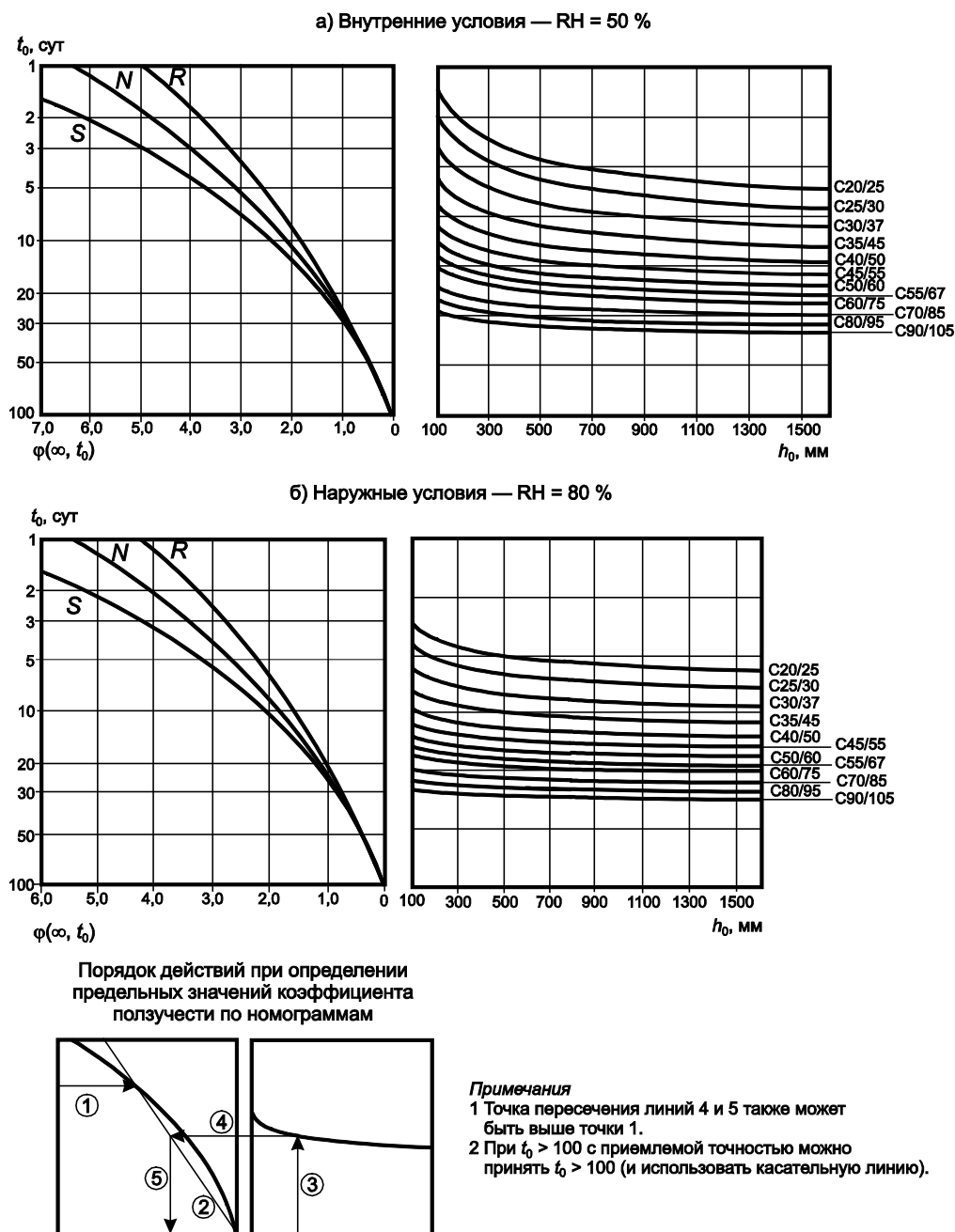


Рисунок 4.9. Метод определения коэффициента ползучести (∞, t_0) для бетона при нормальных условиях внешней среды, при RH = 40% (а) и RH = 80% (б)

ϕ_t – коэффициент ползучести $\phi(t, t_0)$, значение которого определяется возрастом бетона в рассматриваемый момент времени t и в момент загрузки t_0 .

Если нет необходимости в повышенной точности вычислений, значение коэффициента ползучести $\phi(\infty, t_0)$ для тяжелых бетонов можно принимать по Рисунку 4.9 при условии, что напряжения сжатия в бетоне не превышают $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$ в возрасте приложения нагрузки t_0 .

$t = 0$ для кратковременных значений нагрузок

Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.1.4(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

$t_0 = 28$ суток, $t = \infty$ для учета эффектов во времени (как правило, для квазистатических комбинаций и их составляющих)

5.4.2.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$t_0 = 1$ сутки, $t = \infty$ для учета эффектов усадки

При поэтапном приложении к сталежелезобетонным конструкциям постоянных нагрузок, для определения коэффициента ползучести можно использовать одно значение t_0 .

5.4.2.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Выражения для определения коэффициента ползучести (t, t_0) расчетным путем, в том числе для моментов времени $t \neq \infty$, приводятся в Приложении В ДСТУ-Н Б EN1992-1-1.

3.1.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Значения, приведенные на Рисунке 4.9, действительны в диапазоне температур от -40°C до $+40^\circ\text{C}$ и при значениях средней влажности от $\text{RH} = 40\%$ до $\text{RH} = 100\%$.

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} - \text{условный размер}$$

A_c – площадь сечения бетона

3.1.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Классы цемента S, N, R определяются скоростью набора прочности (S – slow, медленный набор прочности, цемент CEM 32,5N; N – normal, нормальная скорость набора прочности, цементы CEM 32,5R, CEM 42,5N; R – rapid, быстрый набор прочности, цементы марок CEM 42,5R, CEM 52,5N и CEM 52,5R)

u – периметр, подверженный высыханию, значение которого можно принимать согласно рекомендациям Таблицы 4.4

5.4.2.2 (11)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для упрощения расчетов, в конструкциях зданий, для которых не требуется учитывать геометрическую нелинейность ($\alpha_{cr} > 10$), которые не используются для длительного складирования и не находятся под влиянием предварительного напряжения, формируемого посредством приложения контролируемых деформаций, влияние ползучести в сталежелезобетонных балках допускается учитывать путем использования номинального коэффициента приведения и для кратковременных, и для длительных загрузений; при этом значение коэффициента рассчитывается следующим образом:

$$n_L = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot \frac{E_a}{E_{cm}}$$

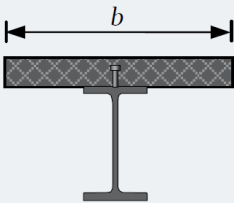
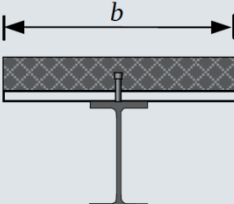
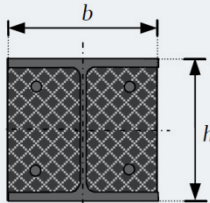
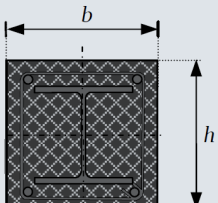
3.1.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Если величина напряжений в бетоне на момент приложения нагрузки t_0 превышает $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, ползучесть следует рассматривать как параметр, изменяющийся по закону нелинейной функции. Указанный высокий уровень напряжений может формироваться как результат предварительного напряжения – например, в сборных элементах на уровне приложения напряжений. Таким случаям соответствует нелинейное выражение для расчета значения коэффициента ползучести:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp(1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45))$$

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Таблица 4.4. Рекомендации к определению периметра высыхания

Описание	Иллюстрация	Рекомендуемый периметр u
Балки с плоскими железобетонными плитами		$2b$
Балки с плитами по профилированным настилам		b
Частично обетонированные колонны		$2h+0,5b$
Полностью обетонированные колонны		$2(b+h)$

где:

$\varphi_k(\infty, t_0)$ – нелинейный условный коэффициент ползучести, заменяющий (∞, t_0) .

$k_\sigma = \sigma_c / f_{cm}(t_0)$ – соотношение типа «напряжение-прочность»

σ_c – величина напряжения сжатия в момент нагружения t_0

$f_{cm}(t_0)$ – значение средней прочности бетона на сжатие в момент нагружения t_0

Для легкого бетона значение коэффициента ползучести φ может быть принято как для обычного бетона, с умножением на коэффициент $(\rho/2200)^2$.

Усадку бетона следует определять с учетом уровня влажности окружающей среды, размеров элемента и состава бетона.

Опыт показывает, что значения деформации усадки, установленные в ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, могут оказаться слишком высокими для случая оценивания эффектов от усадки в сталежелезобетонных конструкциях. Рекомендуемые (опытные) средние

11.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Примечание
3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Приложение
С
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

значения величины усадочной деформации бетона сталежелезобетонных конструкций составляют:

— в условиях сухой среды (снаружи или внутри зданий, помимо элементов с бетонным заполнением):

325×10^{-6} — для обычного бетона;

500×10^{-6} — для легкого бетона;

— в других условиях и для заполненных бетоном элементов:

200×10^{-6} — для обычного бетона;

300×10^{-6} — для легкого бетона.

Если необходимо обеспечить повышенную точность расчетов либо ожидается возникновение повышенной усадки, следует воспользоваться методикой расчета усадочных деформаций согласно Разделу 3.1.4 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 и Приложению В ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Пример вторичных эффектов от усадки в виде дополнительных усилий с учетом ползучести приведен на Рисунке 4.10. Если принять расчетную предпосылку, заключающуюся в том, что бетонный пояс работает отдельно от стальной балки и сокращается в результате усадки, то величина усилия, которое могло бы сдержать пояс от сокращения, составит:

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_{c,sh} \cdot A_c$$

Вторичный эффект от усадки является длительной нагрузкой с $t_0 = 1$ сутки и $t = \infty$, для которой также требуется учитывать другой эффект во времени, а именно, ползучесть. Это делается при помощи описанного выше коэффициента приведения n_L , из чего следует, что значение модуля упругости бетона при усадке составит $E_{c,sh}$ и будет определяться выражением:

$$E_{c,sh} = \frac{E_a}{n_L}$$

значение n_L в данном случае, согласно с вышеизложенной методикой, будет равняться:

$$n_L = \frac{E_a}{E_{cm}} \cdot (1 + 0,55 \varphi_t)$$

При учете композитной работы конструкций в зданиях, в процессе определения напряжений и перемещений допускается пренебрегать аутогенной (собственной) составляющей усадки.

5.4.2.2 (7) и
7.3.1 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В балках следует учитывать первичные и вторичные эффекты, обусловленные усадкой и ползучестью бетонного пояса. Для сталежелезобетонных элементов с поперечными сечениями классов 1 или 2, в которых потеря устойчивости плоской формы изгиба не является критическим условием, допускается не учитывать влияние ползучести и усадки при расчете по всем предельным состояниям несущей способности, кроме усталости. Если заказчиком не установлено особых требований, то

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

влияние кривизны от усадки для обычных бетонов можно не учитывать при определении прогибов в том случае, когда отношение длины пролета к общей высоте балки превышает 20. В противном случае для предельных состояний по эксплуатационной пригодности данные эффекты следует учитывать согласно положениям Раздела 6.

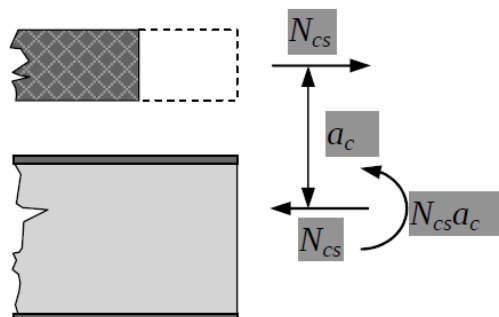


Рисунок 4.10 Упрощенная схема действия дополнительных усилий в балке от усадки

В колоннах и сжатых элементах при расчете по упрощенному методу согласно Разделу 5.2.3.2, влияние долговременных эффектов на изгибную жесткость в упругой стадии учитывается путем замены модуля упругости бетона E_{cm} эффективным пониженным значением $E_{c,eff}$.

Эффекты усадки и ползучести в колоннах следует учитывать в том случае, если они могут существенно снизить устойчивость конструкции.

В целях упрощения расчета, эффекты ползучести и усадки в колоннах можно не учитывать в том случае, если увеличение изгибающих моментов по недеформированной схеме от деформаций ползучести и продольных усилий, вызванных постоянной нагрузкой, не превышает 10%.

Методика расчета сталежелезобетонных плит по предельным состояниям несущей способности, согласно ДСТУ-Н Б EN1994-1-1, в ряде случаев допускает рассматривать статически определимые схемы без вторичных эффектов усадки и не требует учета ползучести; при этом в расчет вводится параметр модуля упругости E .

Расчет плит по эксплуатационной пригодности не требует учета эффектов от усадки бетона.

Перечисленные правила значительно упрощают процедуру учета ползучести и усадки для сталежелезобетонных раскрепленных балок с сечениями классов 1 и 2, а также колонн и плит. В статически неопределимых системах не возникает дополнительных не прямых воздействий от вторичных эффектов усадки. На практике данные соображения являются одной из главных причин, в силу которых инженеры при проектировании сталежелезобетонных конструкций отдают предпочтение использованию шарнирно-опертых раскрепленных балок с сечениями классов 1 и 2 (в том числе и конструкций с эффективной стенкой).

4.4.1.2 Образование трещин

Для определения степени влияния образования трещин в сталежелезобетонных балках с бетонными поясами, можно использовать следующий метод:

3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.2 (9) и
6.7.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.2 (6)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.8.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

1. Вычисляется диапазон внутренних сил и моментов для характеристических сочетаний, включая долговременные эффекты, с использованием величины изгибной жесткости $E_a I_1$ сечений без трещин. Этот метод носит название «расчета элементов без трещин».
2. В местах, где величина растягивающих напряжений в крайних волокнах бетона, возникающих от всех видов граничных эффектов, в два раза превышает величину прочности на растяжение f_{ctm} или f_{lctm} , жесткость следует уменьшить до $E_a I_2$, где I_2 – момент инерции эффективного сечения, приведенного к стали, вычисленный без учета растяжения бетона, но с учетом арматуры.

Указанное распределение жесткостей можно использовать при расчете по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности. Характер нового распределения внутренних сил и моментов, а также, при необходимости, величину деформаций определяют далее при повторном расчете. Этот метод носит название «расчета элементов с трещинами».

Для неразрезных сталежелезобетонных балок с бетонными поясами, расположенными над стальным сечением, не подвергнутых предварительному напряжению (включая балки в каркасах, воспринимающие горизонтальные усилия от связей), можно использовать следующий упрощенный метод. Если все отношения длин смежных неразрезных пролетов (более короткий/более длинный) составляют не менее 0,6, влияние процесса образования трещин можно учесть, используя параметр

5.4.2.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

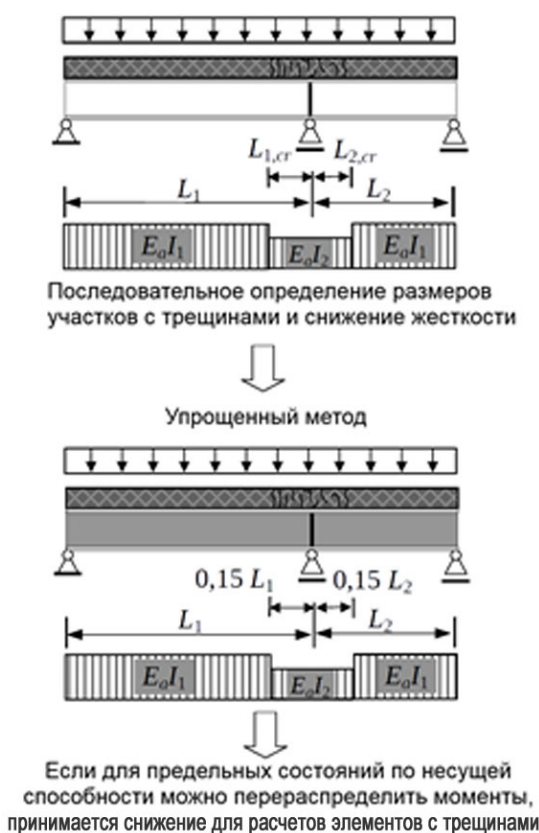
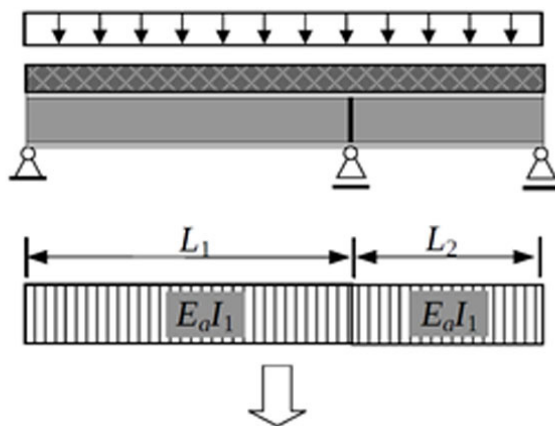


Рисунок 4.11. Учет трещинообразования в неразрезных балках для проведения расчетов несущей способности и эксплуатационной пригодности

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

изгибной жесткости $E_a I_2$ на участках длиной, равной 15 % пролета по обеим сторонам от внутренних опор, и параметр жесткости без трещин $E_a I_1$ в других местах. Общий метод для балок и его упрощенный вариант показаны на Рисунке 4.11.



Усилия для расчетов по несущей способности могут быть получены из начальных эпюр путем увеличения интенсивности перераспределения моментов, если выполняются соответствующие условия

Рисунок 4.12 Альтернативный метод учета трещинообразования в неразрезных балках для выполнения расчетов несущей способности с перераспределением усилий

При проведении расчетов неразрезных балок по предельным состояниям несущей способности изменение жесткости в сечениях с трещинами влияет на перераспределение внутренних усилий, уменьшая их в сечениях с трещинами. Альтернативно, при выполнении условий Раздела 4.4.1.4, при проведении расчетов несущей способности может использоваться порядок распределения моментов для постоянной жесткости сечения без трещин, но с увеличенными значениями перераспределения для расчета элементов без трещин, как показано на Рисунке 4.12.

Влияние образования трещин в бетоне на изгибную жесткость сталежелезобетонных колонн и сжатых элементов следует определять в соответствии с рекомендациями Раздела 5.2.3.2.

Влияние любого обетонирования балок зданий можно определить, используя среднее значение жесткости этого бетона для состояния наличия трещин и для состояния их отсутствия. Площадь сжатого бетона можно определить из порядка распределения напряжений в пластической стадии.

Сложность механизма учета трещинообразования является еще одной причиной того, что в практике проектирования преобладают разрезные шарнирно-оперные сталежелезобетонные балочные элементы.

4.4.1.3 Последовательность возведения

Для учета влияния поэтапного возведения, включая, при необходимости, отдельно влияния воздействий на стальные и полностью или частично сталежелезобетонные элементы, необходимо выполнить соответствующие расчеты.

5.4.2.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.4 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

5.4.2.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Влиянием последовательности возведения можно пренебречь при проведении расчета по предельным состояниям по несущей способности, кроме расчета на выносливость. Указанное верно для сталежелезобетонных элементов с поперечными сечениями классов 1 или 2, для которых проведения учета потери устойчивости плоской формы изгиба не требуется.

4.4.1.4 Ограниченное перераспределение усилий при расчете в упругой стадии

5.4.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если не требуется учитывать геометрическую нелинейность (при значении коэффициента запаса устойчивости $\alpha_{cr} \geq 10$), то при расчете неразрезных балок и рам по предельным состояниям несущей способности, кроме расчета параметра выносливости, допускается применять процедуру линейно-упругого расчета с ограниченным перераспределением усилий.

5.4.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Распределение изгибающих моментов, полученное в результате линейно-упругого статического расчета, может быть модифицировано таким образом, чтобы обеспечивалось равновесное состояние, учитывалось влияние неупругой работы материалов и были рассмотрены все формы потери устойчивости.

В сталежелезобетонных балках с полным или частичным сдвиговым соединением изгибающие моменты по результатам расчета в упругой стадии могут перераспределяться с учетом следующих ограничений:

- геометрическую нелинейность учитывать не требуется;
- полученные значения моментов применяются для проведения расчетов предельных состояний по несущей способности, кроме расчетов на выносливость;
- балка является неразрезным сталежелезобетонным элементом или частью каркаса, в котором горизонтальные усилия воспринимаются связями;
- балка крепится посредством жестких и равнопрочных узлов или одного такого узла и одного номинально-шарнирного узла;
- используется сталежелезобетонная балка с обетонированием стенки, для которой установлено, что вращательная способность ее сечения является достаточной для принятого уровня перераспределения, или же имеет место случай, когда влияние сжатого железобетона не учитывается при определении несущей способности по изгибающему моменту в сечении, в котором снижается изгибающий момент;
- высота сечения постоянна в каждом пролете;
- нет необходимости учитывать потерю устойчивости плоской формы изгиба.

При выполнении перечисленных условий усилия в сталежелезобетонных балках могут перераспределяться следующим образом:

- путем уменьшения максимальных отрицательных изгибающих моментов на величину, не превышающую указанную в Таблице 4.5

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Таблица 4.5. Предельные значения перераспределения отрицательных изгибающих моментов в процентах от исходного значения изгибающего момента, подлежащего уменьшению

Класс поперечного сечения в области отрицательных изгибающих моментов	1	2	3	4
При расчете без образования трещин	40	30	20	10
При расчете с образованием трещин	25	15	10	0
Для поперечных сечений классов 3 или 4 предельные значения из таблицы относятся к изгибающим моментам сталежелезобетонных элементов. Моменты, приложенные к стальным элементам, не перераспределяют.				

– путем увеличения максимальных отрицательных изгибающих моментов в балках с поперечными сечениями классов 1 или 2 на величины:

а) не более 10 % при упругом расчете без образования трещин*

б) не более 20 % при упругом расчете с образованием трещин*

* – если не обосновано, что вращательная способность сечения допускает более высокое значение.

– для марок конструкционной стали, превышающих S355, перераспределение допускается только в балках с поперечными сечениями классов 1 и 2. Величина перераспределения, связанного с уменьшением максимальных отрицательных изгибающих моментов, должна составлять:

а) не более 30 % при выполнении расчета без образования трещин*

б) не более 15 % при выполнении расчета с образованием трещин*

* – если не доказано, что вращательная способность сечения допускает более высокое значение.

Для сталежелезобетонных плит, если при определении усилий для проверок по предельным состояниям несущей способности процесс трещинообразования не учитывался, значения изгибающих моментов на внутренних опорах могут быть уменьшены на 30%, а значения положительных изгибающих моментов в смежных пролетах, соответственно, увеличены.

В стальных неразрезных балках в качестве упрощения метода ограниченного пластического перераспределения, когда некоторые пиковые моменты по результатам упругого расчета превышают значение несущей способности на изгиб в пластической стадии минимум на 15%, части моментов, превысившие предельные, могут быть перераспределены при выполнении следующих требований:

– внутренние усилия и моменты в балке уравниваются с приложенными нагрузками;

– все элементы, для которых выполняется перераспределение, имеют сечения классов 1 или 2;

Таблица 5.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

- потеря устойчивости плоской формы изгиба балок исключена.

Для стальных профилированных настилов на этапе строительства пластическое перераспределение моментов при использовании временных опор не допускается.

В железобетонных элементах, подверженных, главным образом, изгибу перераспределение выполняется в соответствии с рекомендациями Раздела 5.5 ДСТУ-Н Б EN1992-1-1.

Для балок с обетонированием стенки без бетонной либо сталежелезобетонной плиты перераспределение выполняется как для стального либо железобетонного элемента в зависимости от того, какая из частей сечения является определяющей.

4.5 КЛАССИФИКАЦИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ

Цель проведения классификации состоит в определении границ, при достижении которых несущая способность поперечного сечения ограничивается потерей местной устойчивости.

Сталежелезобетонное сечение классифицируют в соответствии с наименее благоприятным классом его сжатых стальных элементов. Класс сталежелезобетонного сечения, как правило, зависит от направления изгибающего момента в рассматриваемом сечении.

Система классификации, установленная в ДСТУ-Н Б EN1993-1-1, применима и к поперечным сечениям сталежелезобетонных балок.

Следовательно, различают 4 класса поперечных сечений:

- Класс 1 – сечения, в которых может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, необходимой для проведения пластического расчета и достигаемой без снижения несущей способности;
- Класс 2 – сечения, в которых могут развиваться пластические деформации, но вращательная способность в которых ограничена вследствие потери местной устойчивости;
- Класс 3 – сечения, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть величины предела текучести, но потеря местной устойчивости в которых препятствует развитию пластических деформаций;
- Класс 4 – сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или нескольких зонах поперечного сечения.

Для наглядности, на Рисунке 4.13 показано различие в работе сечений различных классов на изгиб. M_{el} и M_{pl} на рисунке обозначают несущую способность сечения, соответственно, в упругой и пластической стадиях.

На практике инженеры стремятся в качестве стальных частей сталежелезобетонных балок применять сечения классов 1 и 2, а также сечения со стенкой Класса 3, замененной на эффективную стенку Класса 2. Такое стремление объясняется рядом причин:

5.5.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.5.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

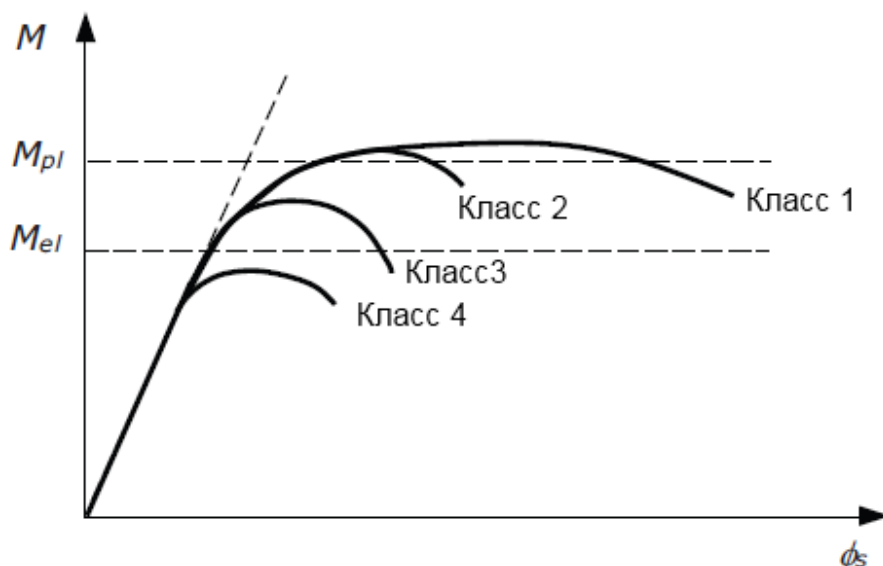


Рисунок 4.13 Работа сечений различных классов на изгиб (зависимость типа «момент – угол поворота»)

- несущую способность балок допускается определять в пластической стадии. Это позволяет избежать менее эффективных «паразитирующих» элементов сечения и повысить несущую способность на 20-40% в сравнении с упругим распределением напряжений;
- можно воспользоваться более благоприятными пределами для перераспределения моментов, в сравнении с классами 3 и 4;
- только для сечений классов 1 и 2 допускается использовать частичное сдвиговое соединение, поскольку обеспечение полного может быть затруднено.

Настоящий учебник ограничен рассмотрением указанных рекомендуемых классов сечений. Классификация поперечных сечений зависит от отношения их ширины к толщине частей сечений, расположенных в их сжатых зонах. Сжатые зоны включают в себя все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемого сочетания нагрузок.

Разные сжатые части в поперечном сечении могут относиться к разным классам. Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей.

Поперечные сечения со стенкой Класса 3 и полками классов 1 или 2 могут классифицироваться как поперечные сечения Класса 2 с эффективной стенкой. В таком случае в пластической стадии необходимо исключать из работы часть стенки и заменять ее участками длиной $20\epsilon t_w$ возле сжатой полки и нейтральной оси, как показано на Рисунке 4.14.

Предельные соотношения для сжатых частей сечений без обетонирования классов 1, 2 и 3 указаны в Таблицах 4.6 и 4.7. Часть сечения, не соответствующую пределам для Класса 3, следует относить к Классу 4.

Уровень нейтральной оси сечения зависит от выбора упругого либо пластического типа распределения напряжений, что влияет на классификацию стенки сечения.

5.5.2 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.5.2 (5) и (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5.5.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
6.2.2.4
EN 1993-1-1

5.5.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
5.5.2 (8)
EN 1993-1-1

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Рисунок 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

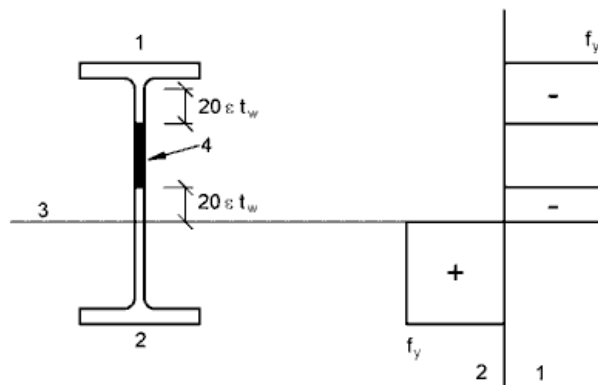


Рисунок 4.14. Приведение стенки Класса 3 к эффективной стенке Класса 2

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, на границе 2-го и 3-го классов сечений следует применять распределение пластического типа, поскольку это позволит определить, относится ли рассматриваемое сечение к Классу 2, в то время как использование распределения упругого типа может дать ложный результат, что выразится в ошибочном повышении класса сечения до 2-го. Проверку на границе классов 3 и 4 следует выполнять в предположении упругого распределения напряжений.

Для сжатого стального элемента, прикрепленного к железобетонной части, допускается назначать более благоприятный класс при условии обеспечения надлежащих мероприятий.

6.6.5.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если сжатая полка, вследствие ее раскрепления соединительными элементами, относится к Классу 1 или Классу 2, выбранному взамен более низкого класса, то следует ограничивать расстояние между центрами соединительных элементов в продольном направлении следующими значениями:

- если контакт с плитой осуществляется по всей длине (например, плита имеет сплошное сечение): $22t_f\sqrt{235/f_y}$
- если контакт с плитой осуществляется не по всей длине (например, плита опирается на балки поперечными ребрами/гофрами настила): $15t_f\sqrt{235/f_y}$

Кроме того, расстояние на просвет от кромки сжатой полки до ближайшей линии расположения соединительных элементов не должно превышать $9t_f\sqrt{235/f_y}$, где t_f – толщина полки, а f_y – номинальный предел текучести полки, Н/мм².

Указанные конструктивные требования дополнительно продублированы в сводной Таблице 8.1 Раздела 8.1.6.

К отдельному типу сталежелезобетонных сечений относятся сечения с частичным либо полным обетонированием. Удерживая элементы стального профиля, обетонирование выполняет функцию раскрепления, при определенных условиях исключая потерю местной устойчивости.

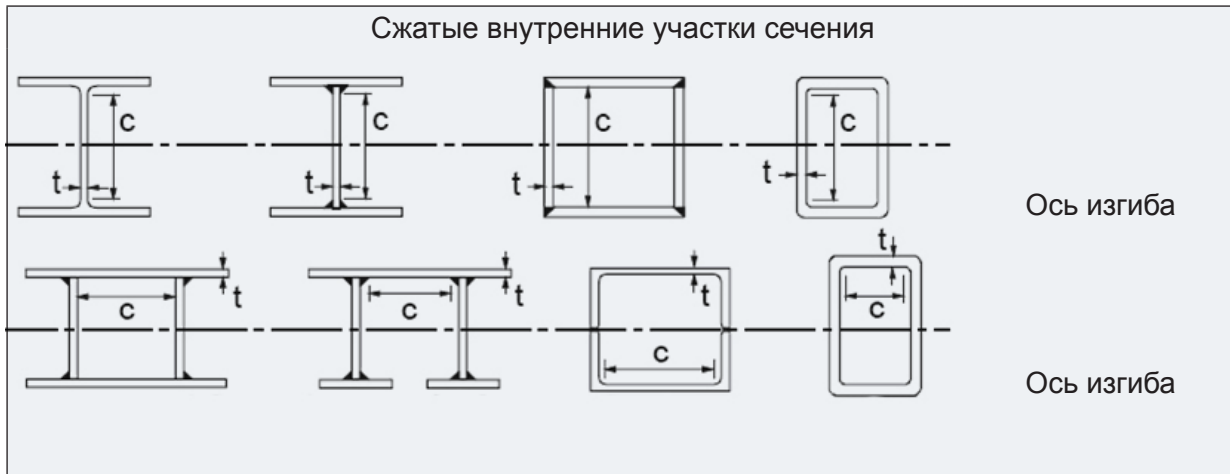
5.5.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При учете обетонирования стенки, бетон должен быть армирован и механически связан со стальным сечением, предотвращая потерю устойчивости стенки и сжатых частей полки по отношению к стенке. Указанные требования допускается считать выполненными, если:

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Таблица 4.6. Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения

Таблица 5.2
(лист 1 из 3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1



Класс	Участки, в которых действует изгиб		Участки, в которых действует сжатие		Участки, в которых действует сжатие с изгибом	
	Участки, в которых действует изгиб		Участки, в которых действует сжатие		Участки, в которых действует сжатие с изгибом	
Распределение напряжений в участках сечения (сжатие со знаком «+»)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$		$c/t \leq 33\varepsilon$		если $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ если $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$	
2	$c/t \leq 83\varepsilon$		$c/t \leq 38\varepsilon$		если $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1}$ если $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$	
Распределение напряжений в участках сечения (сжатие со знаком «+»)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$		если $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi}$ если $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

* – $\psi \leq -1$ для тех случаев, когда либо величина сжимающего напряжения составляет $\sigma \leq f_y$, либо деформация растяжения равна $\varepsilon_y > f_y / E$

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

Таблица 5.2
(лист 2 из 3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 4.7. Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения

		Свесы полок				
		Прокатные профили		Сварные профили		
Класс	Участки, в которых действует сжатие	Участки, в которых действует сжатие с изгибом				
		Сжатие на крае		Растяжение на крае		
Распределение напряжений в участках сечения (сжатие со знаком «+»)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Распределение напряжений в участках сечения (сжатие со знаком «+»)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Для k_σ см. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

- бетон, расположенный в пределах высоты стенки, армирован продольными арматурными стержнями и хомутами либо сварными арматурными сетками;
- соблюдается отношение b_c/b , установленное в Таблице 4.8;
- бетон, расположенный между полками, прикреплен к стенке посредством приварки к ней арматурных хомутов или пропуска стержней диаметром не менее 6 мм либо стад-болтов диаметром более 10 мм сквозь стенку;
- расстояние по длине элемента между стад-болтами, расположенными по обе стороны стенки, либо стержнями, пропущенными сквозь стенку, не превышает 400 мм. Расстояние между внутренней поверхностью каждого пояса и ближайшим рядом креплений к стенке не превышает 200 мм. Для стальных сечений с максимальной высотой не менее 400 мм с двумя и более

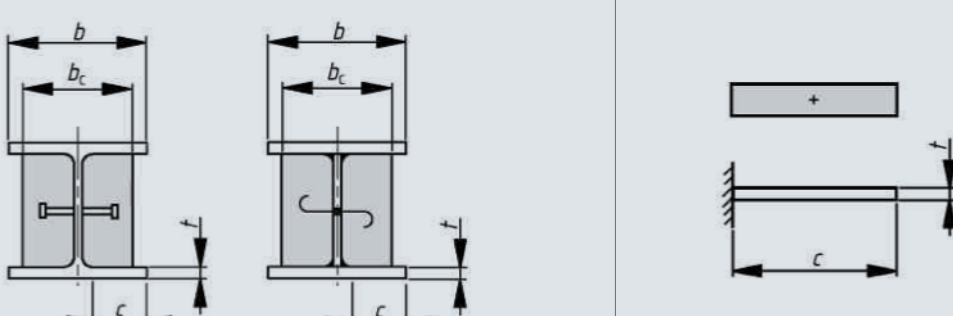
4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

рядами креплений стад-болты либо стержни, пропущенные сквозь отверстия, допускается располагать в шахматном порядке.

При выполнении данных требований свесы стальных полок сталежелезобетонного сечения с обетонированием стенки следует классифицировать согласно Таблице 4.8.

Если бетон не связан элементами армирования либо анкерными упорами со стальным сечением, классификацию проводят по Таблицам 4.6 и 4.7.

Таблица 4.8. Классификация стальных сжатых полок сечений с обетонированием только стенки



$0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0$

Класс	Тип	Предел
1	прокатное или сварное	$c/t \leq 9\varepsilon$
2		$c/t \leq 14\varepsilon$
3		$c/t \leq 20\varepsilon$

Стальная стенка Класса 3, обетонированная согласно данным требованиям, также может заменяться эффективным сечением Класса 2.

5.5.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 5.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.5.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

5.1 РАСЧЕТ НА ЭТАПЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

5.1.1 РАСЧЕТ НАСТИЛА

9.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Процедура расчета стальных профилированных листов, используемых в качестве опалубки, по предельным состояниям несущей способности должна соответствовать требованиям ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие Правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов». Более подробно см. также публикации Семко В.А. «Расчет несущих и ограждающих конструкций из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3» и Белаяев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины». Особое внимание следует уделить влиянию рифов и других выштамповок на несущую способность.

Для настилов высотой до 85 мм характерно многопролетное опирание сверху несущей конструкции. Применение настилов в диапазоне высот до 85 мм для опирания сверху конструкции, помимо конструктивных ограничений (строительная высота перекрытий и т.д.), аргументировано ограничениями применимости Еврокода 4 в части расчета несущей способности стад-болтов, расположенных в гофрах. Как результат, для настилов высотой свыше 85 мм характерно опирание по однопролетной схеме в одном уровне с балками, включая перекрытия пониженной высоты.

9.7.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Обычной практикой при расчете настилов является использование геометрических характеристик и таблиц нагрузок по данным производителя. Производители часто определяют их параметры с поправками на результаты испытаний, что может обеспечивать более экономичные решения в сравнении с исключительным использованием расчетной методики ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3, основанной на использовании параметра эффективного сечения сжатой зоны, как показано на примере Рисунка 5.1 для стенок стальных профилированных настилов. При определении расчетного сечения стального профилированного настила с рифами размеры выпуклостей и вмятин в нем не учитывают, если испытаниями не установлено, что расчетная площадь сечения характеризуется большим значением.

Данные производителей основаны на определенных расчетных предпосылках и граничных условиях, которые при их использовании следует предусматривать в проекте.

Характерными расчетными ситуациями для профилированных настилов перекрытий на этапе строительства являются:

- изгиб;
- сдвиг;
- локальная поперечная нагрузка (опорная реакция);
- совместное действие поперечной силы и изгибающего момента;
- совместное действие изгибающего момента и локальной нагрузки (опорной реакции).

9.1.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

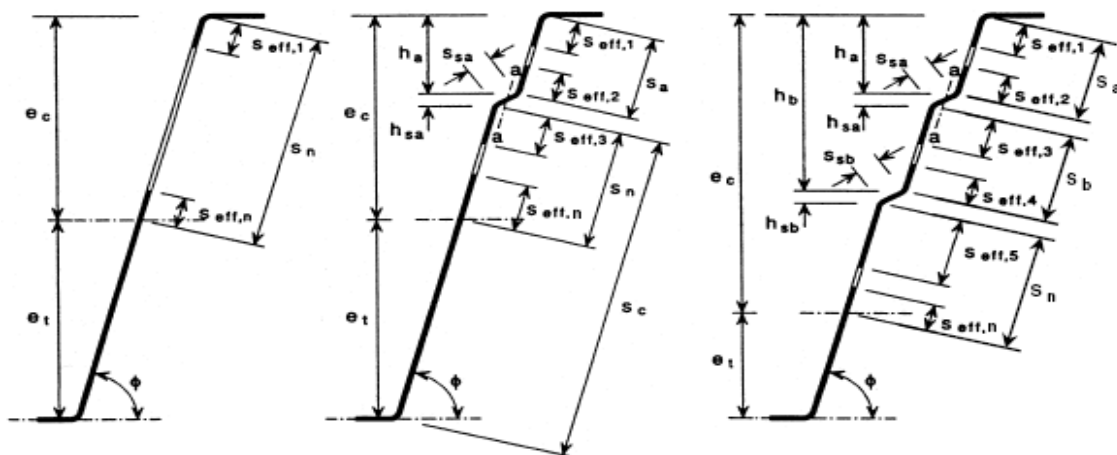


Рисунок 5.1. Эффективные поперечные сечения стенок трапециевидных профилированных настилов

При надлежащем креплении профнастил, служащий опалубкой монолитной плиты, может учитываться в качестве раскрепления стальных балок из плоскости и воспринимать горизонтальные усилия, действуя как диафрагма. В сталежелезобетонных конструкциях это может учитываться путем проведения расчета на этапе строительства. Для оценки диафрагм жесткости, образованных стальными профилированными настилами, применяют правила Раздела 10 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3, которые более подробно изложены в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

5.1.1.1 Несущая способность на изгиб

В большинстве случаев, когда значение момента сопротивления эффективного сечения профнастила W_{eff} меньше значения момента сопротивления полного сечения W_{el} , расчетная несущая способность поперечного сечения настила при изгибе относительно одной из главных осей $M_{c,Rd}$ определяется следующим образом:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

где:

W_{eff} – момент сопротивления эффективного сечения относительно соответствующей оси в упругой стадии

f_{yb} – номинальное значение предела текучести основного металла профилированного настила

$\gamma_{M0} = 1,0$ – коэффициент надежности для проверки прочности согласно Еврокоду 3

Для полностью эффективных сечений альтернативно допускается использование уточненной формулы согласно Разделу 6.1.4.1. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3, которая учитывает процесс развития пластических деформаций.

Значения W_{eff} и W_{el} принимаются равными минимальному значению в рассматриваемом напряженном состоянии, что соответствует волокнам, которые первыми

достигают предела текучести.

Если изгибающий момент действует только относительно одной главной оси и текучесть проявляется сначала в крайнем растянутом волокне, пластическая работа растянутой зоны без ограничений деформаций может учитываться до тех пор, пока максимальная величина $\sigma_{com,Ed}$ не достигнет значения f_{yb} / γ_{M0} .

5.1.1.2 Несущая способность на сдвиг

Несущая способность поперечного сечения одной стенки профнастила на сдвиг $V_{b,Rd}$ определяется по формуле:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

где:

f_{bv} – значение предельного напряжения при сдвиге согласно Таблице 5.1, с учетом потери устойчивости стенки

h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок, как показано на Рисунке 5.2

ϕ – внешний угол наклона стенки относительно полок, как показано на Рисунке 5.2

Обозначения $V_{b,Rd}$ и f_{bv} содержат подстрочный индекс *b* (buckling – потеря устойчивости), что указывает на то, что они соответствуют критерию потери устойчивости стенкой профиля.

Таблица 5.1. Критические напряжения f_{bv} стенки при сдвиге

Условная гибкость стенки	Стенка без элемента усиления на опоре	Стенка с элементом усиления на опоре
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

Элементами жесткости являются ребра, накладки и другие элементы усиления сечения в опорной зоне, препятствующие искривлению стенки и рассчитанные с учетом опорной реакции.

Условная гибкость стенки должна определяться следующим образом:

- для стенок без продольных элементов жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

- для стенок с продольными элементами жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{5,34}{k_t} \cdot \frac{f_{yb}}{E}}, \text{ но } \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \cdot \frac{s_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

6.1.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

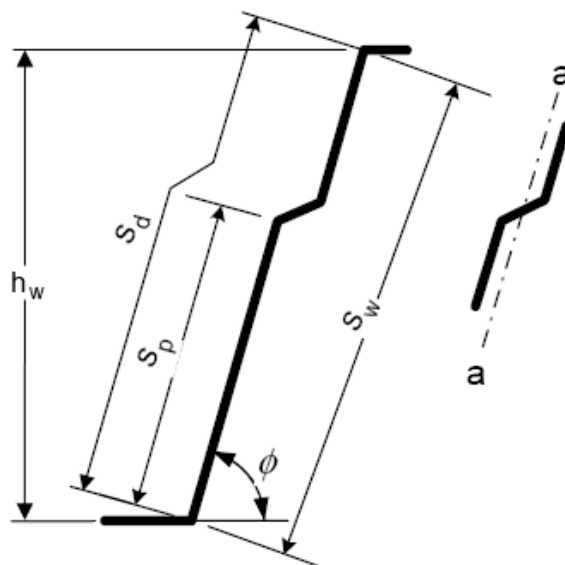


Рисунок 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Рисунок 5.2. К определению гибкости стенки с продольным элементом жесткости

где:

$$k_i = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3}$$

I_s – момент инерции отдельного продольного элемента жесткости относительно оси а-а, как показано на Рисунке 5.2

s_d – общая наклонная высота стенки, как показано на Рисунке 5.2

s_p – наклонная высота наибольшего плоского участка стенки, как показано на Рисунке 3.28

s_w – наклонная высота стенки между средними точками узлов, как показано на Рисунке 3.28

В первом приближении для стенок с продольными элементами жесткости допускается проверять несущую способность на сдвиг по величине гибкости стенки

$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$, а при невыполнении условий уточнять соответствующее значение.

5.1.1.3 Несущая способность по действию локальной поперечной нагрузки

Для исключения смятия, искривления и потери устойчивости стенки при действии опорных реакций или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, значение этой силы F_{Ed} должно удовлетворять условию:

$$F_{Ed} \leq R_{w,Rd}$$

где:

$R_{w,Rd}$ – несущая способность стенки на действие местной поперечной нагрузки, как показано на Рисунке 5.3

6.1.7.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

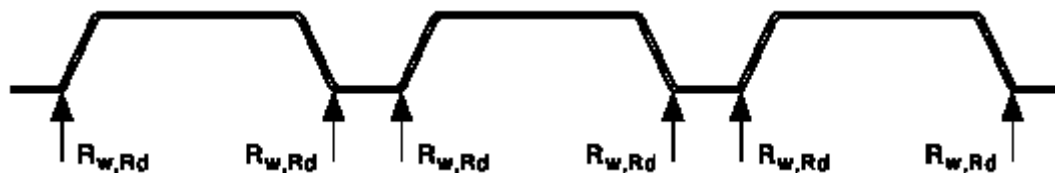


Рисунок 5.3. Приложение предельных локальных усилий на примере профилированных настилов

В поперечных сечениях с двумя и более стенками, включая профилированные настилы, величина несущей способности $R_{w,Rd}$ стенки без элементов жесткости при

локальной поперечной нагрузке определяется по формуле:

$$R_{w,Rd} = \frac{\alpha \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot E} \left(1 - 0,1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \left(0,5 + \sqrt{0,02 \cdot \frac{l_a}{t}}\right) \left(2,4 + \left(\frac{\phi}{90}\right)^2\right)}{\gamma_{M1}}$$

При этом должны выполняться условия:

$$c \geq 40 \text{ мм}$$

$$\frac{r}{t} \leq 10$$

$$\frac{h_w}{t} \leq 200 \cdot \sin\phi$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$$

где:

c – расстояние от нагруженного участка до свободного края, как показано в Таблице 5.2

h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок

r – внутренний радиус закругления углов

ϕ – внешний угол наклона стенки относительно полок (в градусах)

l_a – эффективная длина нагруженного участка для соответствующей категории

α – коэффициент для соответствующей категории

$\gamma_{M1} = 1,0$ – коэффициент надежности для проверок устойчивости согласно Еврокоду 3

Значение l_a не должно превышать 200 мм и определяется в зависимости от категории, согласно Таблице 5.2, следующим образом:

- для категории 1 $l_a = 10 \text{ мм}$

- для категории 2

при $\beta_V \leq 0,2$ $l_a = s_s$

при $\beta_V \geq 0,3$ $l_a = 10 \text{ мм}$

при $0,2 < \beta_V < 0,3$ с использованием метода линейной интерполяции между значениями l_a при $\beta_V = 0,2$ и $0,3$

Рисунок 6.8
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.7.3 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.7.3 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.7.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

где:

$$\beta_v = \frac{|V_{Ed,1}| - |V_{Ed,2}|}{|V_{Ed,1}| + |V_{Ed,2}|}$$

$|V_{Ed,1}|$ и $|V_{Ed,2}|$ – абсолютные значения поперечных сил на каждой стороне от местной нагрузки либо опорной реакции. При этом $|V_{Ed,1}| \geq |V_{Ed,2}|$.

При опирании настилов на холодноформованный профиль с одной стенкой либо круглую трубу, значение s_s должно приниматься равным 10 мм.

Значение коэффициента α для профилированных настилов также, в зависимости от категории, принимается равным:

- для категории 1 $\alpha = 0,075$
- для категории 2 $\alpha = 0,15$

Категории определяются согласно Таблице 5.2, информация в которой представлена в сокращенном виде для основных случаев, характерных для несущих профнастилов. Для остальных случаев см. Раздел 6.1.7.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

Таблица 5.2. Категории условий приложения локальных нагрузок (опорных реакций) к тонкостенным профилям с двумя или более стенками

	<p>Категория 1 реакция на крайней опоре приложена на расстоянии $c \leq 1,5 h_w$ от свободного края</p>
	<p>Категория 2 реакция на крайней опоре приложена на расстоянии $c > 1,5 h_w$ от свободного края</p>
	<p>Категория 2 реакция на промежуточной опоре</p>

В указанном выше расчете рассматриваются профилированные настилы без продольных элементов жесткости на стенках гофр. Наличие таких элементов, образованных двойным изгибом стенки в противоположные стороны относительно линии, соединяющей точки пересечения срединных линий стенки и полок, позволяет повысить расчетную несущую способность при условии, что:

Рисунок 6.9.
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.7.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Рисунок 6.10
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

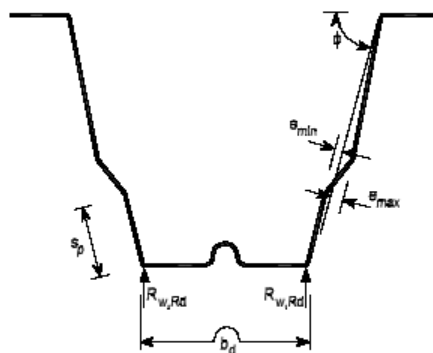


Рисунок 5.4. Геометрические параметры стенок с элементами жесткости при расчете на локальные нагрузки

$$2 < \frac{e_{max}}{t} < 12$$

где:

e_{max} – больший из эксцентриситетов точек изгиба стенки относительно прямой линии, соединяющей концы стенки, как показано на Рисунке 5.4.

6.1.7.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

Несущая способность стенки при действии локальных нагрузок в таком случае может быть определена умножением соответствующих значений для аналогичной стенки без элементов жесткости на коэффициент $k_{a,s}$:

$$k_{a,s} = 1,45 - 0,05 \cdot \frac{e_{max}}{t}, \text{ но } k_{a,s} \leq 0,95 + \frac{35000 \cdot t^2 \cdot e_{min}}{b_d^2 \cdot s_p}$$

где обозначения указаны на Рисунке 5.4:

b_d – ширина развертки нагруженной полки

e_{min} – меньший из эксцентриситетов точек сгиба относительно прямой линии, соединяющей концы стенки

s_p – наклонная высота плоского участка стенки, ближайшего к нагруженной полке

6.1.10 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

5.1.1.4 Совместное действие поперечного и осевого усилия с изгибающим моментом

Для поперечных усилий, при совместном действии осевого усилия N_{Ed} , изгибающего момента M_{Ed} и поперечного усилия V_{Ed} , влияние последнего не учитывается, если $V_{Ed} \leq 0,5 V_{w,Rd}$. В противном случае, если поперечное усилие превышает половину несущей способности стенки на сдвиг, должно выполняться условие:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$$

где:

N_{Rd} – несущая способность поперечного сечения при равномерном растяжении или сжатии

$M_{y,Rd}$ – несущая способность поперечного сечения при изгибе, согласно положениям Раздела 5.1.1.1

$V_{w,Rd}$ – несущая способность стенки на сдвиг, равная для профнастилов сумме несущих способностей всех стенок рассматриваемого сечения, согласно положениям Раздела 5.1.1.2

$M_{f,Rd}$ – несущая способность в пластической стадии при изгибе сечения, состоящего только из эффективных участков полок

$M_{pl,Rd}$ – несущая способность эффективного сечения в пластической стадии при изгибе

В подавляющем большинстве случаев, если не учитывается пространственная работа настила в качестве диафрагмы, в профнастиле перекрытий и покрытий не возникает существенных продольных усилий N_{Ed} , что исключает первый член формулы, оставляя выражение для комбинации изгиба и сдвига, превышающего по величине $0,5 \cdot V_{w,Rd}$.

5.1.1.5 Совместное действие изгибающего момента и локальной нагрузки (опорной реакции)

При совместном действии изгибающего момента M_{Ed} и поперечного усилия от местной нагрузки либо опорной реакции F_{Ed} , значение площади поперечного сечения должно удовлетворять условиям:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$$

где:

$M_{c,Rd}$ – предельный момент, согласно положениям Раздела 5.1.1.1

$R_{w,Rd}$ – несущая способность стенки на действие локальной поперечной нагрузки, согласно положениям Раздела 5.1.1.3

При совместном действии, значение изгибающего момента M_{Ed} может рассчитываться для сечения на краю опоры. Значение $R_{w,Rd}$ для профилированных настилов равно сумме несущих способностей отдельных стенок на рассматриваемой ширине.

5.1.2 РАСЧЕТ БАЛОК НАСТИЛА

Этап строительства для балок предусматривает переходную расчетную ситуацию для того момента, когда набор балок еще не представляет собой сталежелезобетонную конструкцию, так как до набора бетоном прочности сдвиговое соединение между стальным профилем и бетонной частью не является эффективным. В такой ситуации балка может рассматриваться только как стальная конструкция, которая до набора бетоном прочности должна воспринимать монтажные нагрузки, включая вес самой бетонной смеси.

Как следствие, базовым документом для расчета стальных балок настила на этапе строительства является Еврокод 3, Часть 1-1 («ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1») «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий и сооружений». В данном разделе содержатся основные положения расчета балок настила на этапе строительства по предельным состояниям несущей способности. В расширенном изложении, базовый курс расчета стальных конструкций приведен в публикации М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Наиболее неблагоприятным критерием среди предельных состояний по несущей способности для стальных элементов на этапе строительства, чаще всего, является критерий общей устойчивости конструкции и ее частей. В случае с балками, подобной наиболее характерной формой отказа является потеря устойчивости плоской формы изгиба.

На этапе эксплуатации бетонные плиты, входящие в состав сталежелезобетонного сечения балки, часто обеспечивают если не полное, то, по крайней мере, частичное ее раскрепление от потери устойчивости плоской формы изгиба. Поэтому одним из значительных преимуществ сталежелезобетонных перекрытий является применение жестких дисков плит, позволяющих сократить либо даже полностью исключить применение связей на этапе эксплуатации. Однако на этапе строительства балки не имеют столь жесткого раскрепления и по результатам расчета часто становится очевидной необходимость использования на этапе строительства дополнительных связей. Для обеспечения необходимого раскрепления балок настила на этапе эксплуатации учитывают два основных фактора:

- раскрепление балок настила диафрагмой настила, что для несущих стальных профнастилов более подробно описано в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».
- введение дополнительных связевых элементов.

Недостатком дополнительных связевых элементов, проставляемых по критерию устойчивости на этапе строительства, является то, что часто после затвердения бетона, когда сдвиговое соединение между плитой и балкой становится эффективным, функционирование указанных элементов в качестве элементов раскрепления более не требуется. Поэтому при постановке дополнительных связей их стремятся выполнить либо временными, либо многофункциональными. На примере Рисунка 5.5 показаны два случая использования временных связей балок сталежелезобе-

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

тонного перекрытия и связей, которые имеют двойную функцию и на этапе эксплуатации используются как лотки для установки элементов освещения.

В данном разделе не рассмотрены сечения Класса 4, предельные состояние, связанные с усталостными явлениями, а также критерии проверки балок при кручении, действии продольных усилий (N_{Ed}) и локальных нагрузок (F_{Ed}).

5.1.2.1 Несущая способность балки на изгиб

Как указано выше, несущую способность на изгиб балки сталежелезобетонного перекрытия на этапе строительства необходимо оценить согласно требованиям ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} для каждого сечения должно удовлетворять требованию:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетная несущая способность на изгиб относительно одной из главных осей сечения определяется следующим образом:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для сечений классов 1 или 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{для сечений Класса 3,}$$

где момент сопротивления $W_{el,min}$ соответствует расположению наиболее напряженных волокон сечения в упругой стадии.

Изгиб относительно двух осей нехарактерен для этапа строительства сталежелезобетонного перекрытия; поэтому данным учебнике он не рассматривается.

В растянутом поясе или в стенке стального сечения могут присутствовать отверстия для монтажа оборудования либо стыковки отправных марок. Отверстия для болтов в растянутой полке допускается не учитывать при условии, что выполняется неравенство:

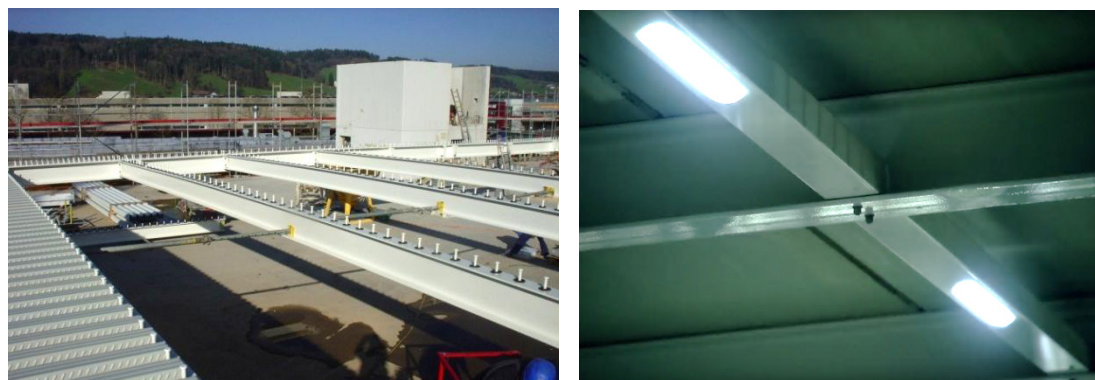


Рисунок 5.5. Временные и многофункциональные связи балок сталежелезобетонных перекрытий на этапе строительства

6.2.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.5 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$$

где A_f – площадь растянутого пояса.

Отверстия в растянутой части стенки можно не учитывать в том случае, если данное неравенство выполняется для всей растянутой зоны, включая растянутую полку и часть растянутой стенки.

Отверстия под крепеж, за исключением отверстий с большой чернотой и овальных отверстий, расположенных в сжатой зоне сечения, не учитываются, если в отверстиях установлены болты.

5.1.1.2 Несущая способность балки при действии поперечной силы

Расчетное значение поперечного усилия V_{Ed} в каждом сечении должно удовлетворять требованию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

где $V_{c,Rd}$ – расчетная несущая способность сечения на сдвиг, которая в пластической стадии принимает значение $V_{pl,Rd}$, а в упругой – $V_{c,Rd}$, исходя из упругого распределения касательных напряжений по формуле Журавского либо равномерного распределения по стенке для двутавров с соотношением площади одной полки к площади стенки $A_f / A_w \geq 0,6$.

Упругое распределение дает запас и используется только в тех случаях, когда пластическое распределение применить невозможно.

При отсутствии кручения расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии определяется выражением:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

где A_v – часть площади сечения, работающая на сдвиг.

Значение площади сдвига A_v может приниматься по следующим выражениям:

- для прокатных двутавровых профилей при действии нагрузки параллельно стенке:

$A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$, но для сталей класса прочности до S460 – не менее $1,2 \cdot h_w \cdot t_w$

- для прокатных швеллеров при действии нагрузки параллельно стенке:

$$A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$$

6.2.5 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.5 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

- для прокатных тавровых сечений при действии нагрузки параллельно стенке:

$$0,9 \cdot (A \cdot b \cdot t_f)$$

- для сварных двутавровых и коробчатых профилей при нагрузке, параллельной стенке:

$$1,2 \cdot \sum(h_w \cdot t_w) \text{ для сталей класса прочности до S460}$$

- для сварных двутавров, швеллеров и коробчатых сечений при действии нагрузки параллельно полкам:

$$A - \sum(h_w \cdot t_w)$$

- для прямоугольных замкнутых сечений (труб) из листового проката постоянной толщины:

$$A \cdot h / (b + h) \text{ – при нагрузке, параллельной высоте сечения}$$

$$A \cdot b / (b + h) \text{ – при нагрузке, параллельной ширине сечения}$$

- для круглых замкнутых сечений и труб из листового проката постоянной толщины:

$$2 \cdot A / \pi$$

где:

A – площадь сечения

b – общая ширина сечения

h – общая высота сечения

h_w – высота стенки

r – радиус скругления между стенкой и полкой

t_f – толщина полки

t_w – толщина стенки

Использование перечисленных профилей будет охватывать собой все основные случаи для балок сталежелезобетонных перекрытий, где наиболее распространенными являются сварные и прокатные двутавры. В отдельных случаях, как, например, при применении крайних балок перекрытий пониженной высоты, могут использоваться прямоугольные трубы, которые лучше работают на кручение и создают ровную поверхность по периметру для крепления фасада.

Местная устойчивость стенок при сдвиге считается обеспеченной без установки ребер в том случае, если выполняется условие $\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$, где, согласно Разделу 5

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 для сталей класса прочности до S460, $\eta = 1,2$ и требование принимает вид $\frac{h_w}{t_w} \leq 60\varepsilon$, но ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 допускает принимать $\eta = 1,0$, и тогда $\frac{h_w}{t_w} \leq 72\varepsilon$. Если условие не выполняется, должна быть осуществлена проверка

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

местной устойчивости при сдвиге и совместном действии усилий согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5. В таком случае проверка несущей способности на сдвиг принимает вид:

5.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ где несущая способность } V_{b,Rd} \text{ учитывает потерю стенки местной устойчи-}$$

вости согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5, о чем говорит подстрочный индекс b (buckling – потеря устойчивости).

Отверстия под крепежные изделия при проведении этой проверки не учитываются, за исключением выполнения расчетов на сдвиг соединений в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1991-1-8.

5.1.2.3 Несущая способность балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

6.2.8 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Если в сечении величина поперечной силы V_{Ed} не превышает половину несущей способности на сдвиг в пластической стадии ($V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$), ее влиянием на несущую способность на изгиб можно пренебречь, за исключением случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге снижает несущую способность поперечного сечения (при $\frac{h_w}{t_w} > 60\varepsilon$ или $\frac{h_w}{t_w} > 72\varepsilon$).

6.2.8 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

В остальных случаях, когда $V_{Ed} \geq 0,5 V_{pl,Rd}$, необходимо снизить несущую способность на изгиб путем применения пониженного значения предела текучести $(1-p) \cdot f_y$ для площади, работающей на сдвиг, где:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

где значение $V_{pl,Rd}$ определяется согласно Разделу 5.1.2.2.

6.2.8 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Пониженное значение несущей способности в пластической стадии при изгибе относительно главной оси с учетом сдвига может определяться для двутавров с одинаковыми полками по формуле:

$$M_{v,y,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ но } M_{v,y,Rd} \leq M_{c,y,Rd}$$

где:

значение $M_{c,y,Rd}$ определяется согласно Разделу 5.1.2.1.

$$A_w = h_w \cdot t_w - \text{площадь стенки.}$$

7.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

Когда необходимо учитывать снижение несущей способности в результате потери местной устойчивости от усилий сдвига (при $\frac{h_w}{t_w} > 60\varepsilon$ или $\frac{h_w}{t_w} > 72\varepsilon$), совместное действие в двутавровом сечении поперечной силы и момента оценивается выражением:

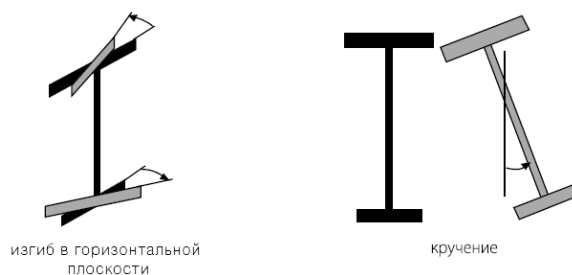


Рисунок 5.6. Характер деформации при потере устойчивости плоской формы изгиба

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$$

где $M_{f,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии сечения, состоящего только из эффективной площади поясов.

Данная проверка не обязательна при $\frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0,5$, когда допускается не учитывать

снижение несущей способности в результате действия касательных напряжений, и/или при $M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$, когда весь момент может быть воспринят поясами, а поперечное усилие – стенкой.

5.1.2.4 Несущая способность балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба

При бетонировании перекрытия с использованием монолитной плиты по профнастилу при условии достаточной жесткости и надлежащего крепления стального листа, последний будет способен обеспечить раскрепление балки в собственной горизонтальной плоскости.

Балки с достаточным раскреплением сжатого пояса не теряют устойчивости плоской формы изгиба, как и некоторые отдельные типы сечений в виде труб и коробчатых элементов.

Как следует из определения изгибно-крутильной формы потери устойчивости, точка, расположенная по длине балки, может считаться полностью раскрепленной от потери устойчивости плоской формы изгиба при исключении двух характерных деформаций: изгиба из плоскости и кручения, как показано на Рисунке 5.6.

Горизонтальная связь настила в балках высотой более 200 мм способна обеспечить раскрепление от изгиба из плоскости, но имеет достаточно ограниченное сопротивление деформации кручения.

Помимо этого, монолитные плиты по разборной опалубке, сборные железобетонные настилы и другие типы перекрытий без жестких несъемных элементов не выполняют функцию раскрепления на этапе строительства.

Для участков между точками раскрепления, расположенными по длине балки, должна производиться проверка по критерию устойчивости плоской формы изгиба.

6.3.2.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Элементы постоянного сечения, изгибаемые относительно главной оси и не раскрепленные из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на потерю устойчивости плоской формы изгиба по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

где:

M_{Ed} – расчетное значение изгибающего момента

$M_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба

Расчетная несущая способность по критерию потери устойчивости плоской формы изгиба не раскрепленной поперечно балки определяется выражением:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

где:

W_y – соответствующий момент сопротивления сечения, определяемый следующим образом:

$W_y = W_{pl,y}$ для поперечных сечений классов 1 и 2

$W_y = W_{el,y}$ для поперечных сечений Класса 3

χ_{LT} – понижающий коэффициент, который учитывает потерю устойчивости плоской формы изгиба.

Общий случай для элементов постоянного сечения

Данный метод применим для всех типов сечений и, в сравнении с методом для прокатных и эквивалентных сварных сечений, дает значения в запас.

Для изгибаемых элементов постоянного сечения значение χ_{LT} , соответствующее условной гибкости α_{LT} , определяется по формуле:

$$c_{LT} = \frac{1}{f_{LT} + \sqrt{f_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } c_{LT} \leq 1$$

где:

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} – коэффициент учета начальных несовершенств, который определяется в зависимости от типа кривой устойчивости сечения, согласно Таблицам 5.3 и 5.4.

$\bar{\lambda}_{LT}$ – условная гибкость, определяемая как $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$

W_y – соответствующий классификации сечения момент сопротивления

M_{cr} – критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии

6.3.2.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

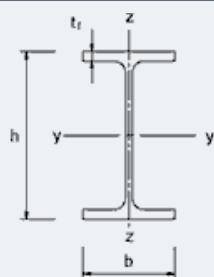
5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Таблица 5.3. Коэффициенты α_{LT} при потере устойчивости плоской формы изгиба и соответствующие начальные несовершенства

Кривая потери устойчивости	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
коэффициент несовершенств α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76
начальные несовершенства при упруго-пластической работе	L/600	L/380	L/270	L/180
начальные несовершенства при абсолютно упругой работе	L/400	L/250	L/200	L/150

Таблица 5.4. Рекомендации по выбору кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для общего случая

Поперечное сечение	Пределы	Тип кривой потери устойчивости
Прокатные двутавровые профили	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Сварные двутавровые профили	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Другие типы сечений	-	d



Если значение условной гибкости составляет $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$, либо $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2 = 0,16$, проверкой устойчивости плоской формы изгиба можно пренебречь.

Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных и эквивалентных сварных сечений

Прокатные профили включают себя как отечественный, так и обширный западноевропейский сортамент фасонного проката. В условиях ограниченной номенклатуры производства горячекатаных балок в Украине, их можно заменять эквивалентными сварными сечениями. В сталежелезобетонных балках настила основным профилем является двутавр, для которого указанный расчет позволяет, в сравнении с применением общего метода, повысить несущую способность по критерию устойчивости плоской формы изгиба.

Для изгибаемых элементов постоянного сечения из прокатных и эквивалентных профилей значения χ_{LT} , в зависимости от значения условной гибкости λ_{LT} , определяются по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

где

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Рекомендации по выбору кривых потери устойчивости приведены в Таблице 5.5.

Таблица 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

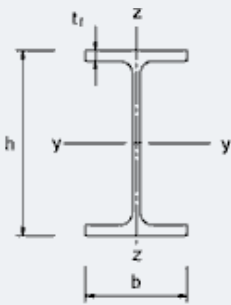
Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 5.5. Рекомендации по выбору кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных и эквивалентных сварных сечений

Поперечное сечение		Пределы	Тип кривой потери устойчивости
Прокатные двутавровые профили		$h/b \leq 2$	b
		$h/b > 2$	c
Сварные двутавровые профили		$h/b \leq 2$	c
		$h/b > 2$	d

6.3.2.3 [2]
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Дополнительно повысить несущую способность можно путем учета распределения изгибающего момента в балке между поперечными раскреплениями посредством корректировки значения понижающего коэффициента χ_{LT} согласно выражению:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}, \text{ но } \chi_{LT,mod} \leq 1,0$$

где:

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right], \text{ но } f \leq 1,0$$

Значения поправочных коэффициентов k_c приводятся в Таблице 5.6.

При применении метода для прокатных и эквивалентных сварных сечений с учетом модифицированного значения $\chi_{LT,mod}$ к обычному двутавру высотой 450 мм, было получено значение расчетной несущей способности примерно на 30% выше, чем при использовании общего метода.

Информацию о других упрощенных методах и нестандартных случаях см. в ДСТУ-Н Б EN1993-1-1.

Критический момент потери устойчивости в упругой стадии

В ДСТУ-Н Б EN1993-1-1 не приводится выражение для определения критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии M_{cr} .

Общая формула расчета M_{cr} для балки постоянного сечения, симметричной относительно оси меньшей жесткости, при ее изгибе относительно оси большей жесткости имеет вид:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + [C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j]^2} - [C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j] \right\}$$

где:

E и G – модуль упругости и модуль сдвига, соответственно




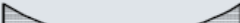
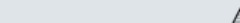
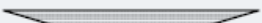
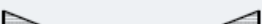
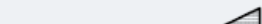
I_z, I_y, I_w – геометрические характеристики сечений

L – геометрическая длина элемента между раскреплениями

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Таблица 5.6. Поправочные коэффициенты k_c

Таблица 6.6
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Эпюра моментов	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

C_1, C_2, C_3 – коэффициенты, зависящие от условий нагружения и раскрепления, значения которых приведены в Таблицах 5.7 и 5.8.

k и k_w – коэффициенты расчетной длины

$z_g = z_a - z_s$ – координата точки приложения нагрузки относительно центра изгиба, как показано на примере симметричного двутавра на Рисунке 5.7

$$z_j = z_s - 0,5 \int_A (y^2 + z^2) \cdot z \cdot dA / I_y$$

z_a – координата точки приложения нагрузки

z_s – координата центра изгиба сечения

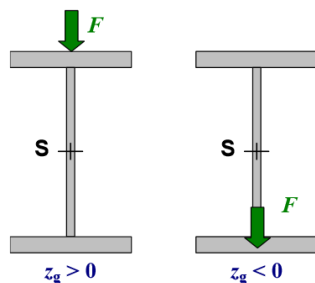


Рисунок 5.7. К определению координаты z_g

Для сечений с двумя осями симметрии $z_j = 0$, откуда:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + [C_2 \cdot z_g]^2} - C_2 \cdot z_g \right\}$$

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

В условиях действия только моментов на концах $C_2 = 0$ и приложения поперечного усилия в центре изгиба $z_g = 0$:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

При отсутствии закреплений концов от изгиба из плоскости и поворота $k = k_w = 1,0$:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Значения коэффициентов расчетной длины k и k_w лежат в диапазоне от 0,5 для случая полного закрепления по двум концам до 1,0 для случая использования шарнирных опор.

Коэффициент k описывает изгиб в горизонтальной плоскости. Он аналогичен коэффициенту расчетной длины для сжатых элементов.

Коэффициент k_w описывает деформацию кручения. В отсутствие более точных данных о жесткости закрепления от поворота относительно собственной оси допускается принимать значение $k_w = 1,0$.

Еще один упрощенный способ расчета и дополнительные данные для расчета критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии M_{cr} , включая дестабилизирующие нагрузки и консоли, можно найти в публикации М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

В случаях, когда упрощенные методы расчета не применимы, следует определять критический момент по конечно-элементной модели либо использовать другие методы проверки устойчивости плоской формы изгиба, включая натурные испытания.

Если проверка устойчивости плоской формы изгиба балки на этапе строительства дает негативный результат, осуществляют дополнительные конструктивные мероприятия:

- подкрепление или развитие верхнего пояса в направлении обеспечения устойчивости;
- замена открытых сечений на коробчатые;
- постановка временных или постоянных связей, раскрепляющих сжатый пояс.

Кроме вышеперечисленных проверок, для обеспечения конструктивной надежности, прочности и устойчивости каркаса на этапе строительства следует придерживаться следующей стратегии:

- избегать неравномерного нагружения перекрытий при монтаже и бетонировании;
- не допускать складирования материалов и других нагрузок на перекрытиях, не набравших необходимую прочность;
- учитывать конструктивную нелинейность и разрабатывать рекомендуемую последовательность монтажа, которая должна быть отображена в проекте производства работ, согласованном с проектной организацией.

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Таблица 5.7. Значения коэффициентов C_1, C_2 и C_3 в зависимости от значения коэффициента k при действии нагрузки в виде опорных моментов

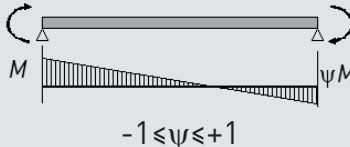
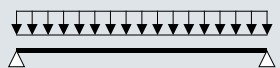

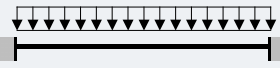





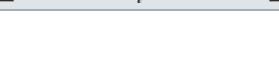
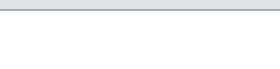
Условия нагружения	Соотношение моментов Ψ	Коэффициент расчетной длины k	Коэффициенты		
			C_1	C_2	C_3
 <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq +1$</p>	+1,0	1,0	1,000	-	1,000
		0,7	1,000		1,113
		0,5	1,000		1,144
	+0,75	1,0	1,141	-	0,998
		0,7	1,270		1,565
		0,5	1,305		2,283
	+0,5	1,0	1,323	-	0,992
		0,7	1,473		1,556
		0,5	1,514		2,271
	+0,25	1,0	1,563	-	0,997
		0,7	1,739		1,531
		0,5	1,788		2,235
	0	1,0	1,879	-	0,939
		0,7	2,092		1,473
		0,5	2,150		2,150
	-0,25	1,0	2,281	-	0,855
		0,7	2,538		1,340
		0,5	2,609		1,957
	-0,5	1,0	2,704	-	0,676
		0,7	3,009		1,059
		0,5	3,093		1,546
	-0,75	1,0	2,927	-	0,366
		0,7	3,009		0,575
		0,5	3,093		0,837
-1,0	1,0	2,752	-	0,000	
	0,7	3,063		0,000	
	0,5	3,149		0,000	

Таблица 5.8. Значения коэффициентов C_1, C_2 и C_3 в зависимости от значения коэффициента k при действии поперечной нагрузки в пролете

Условия нагружения	Соотношение моментов Ψ	Коэффициент расчетной длины k	Коэффициенты		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

5.2. РАСЧЕТ НА ЭТАПЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ

5.2.1. СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛИТЫ

9.1.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В настоящем разделе рассматриваются сталежелезобетонные плиты (включая консоли) при их работе только в направлении ребер. Раздел применяется при расчете строительных конструкций зданий преимущественно на статические воздействия, а также конструкций промышленных зданий, в которых перекрытия могут подвергаться подвижным нагрузкам.

9.1.1 (3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В конструкциях с циклическими и ударными нагрузками, вызывающими значительный динамический отклик, применение сталежелезобетонных плит допускается при условии детального обоснования допущения, что совместная работа компонентов плиты не будет ухудшаться со временем.

9.1.1 (4)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Применение сталежелезобетонных плит при сейсмических нагрузках должно предусматривать проведение соответствующего расчета для условий землетрясения, определенных специально для рассматриваемого объекта либо принятых согласно соответствующим Еврокодам.

В разделе рассмотрены плиты, соответствующие области применения, описанной в Разделе 1.1, в которых используются специальные типы настилов с механической связью, обеспечиваемой рифами, специальными анкерами вдоль гофров, либо фрикционной связью, обеспечиваемой обратным (закрытым) гофром.

Плиты по стандартным несущим профилированным настилам, не обеспеченные указанными специальными мероприятиями, не рассматриваются. Вклад таких настилов в работу плиты на этапе эксплуатации обычно не учитывается; однако проведение соответствующего учета возможно с использованием модели железобетонной плиты на упругом основании из профнастила либо (при наличии концевой анкеровки) с использованием условной расчетной схемы железобетонной арки со стальной затяжкой.

5.2.1.1. Несущая способность на изгиб

Расчетное сечение

6.2.1.2 (1)в
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчетное сечение состоит из профилированного настила, бетона заполнения и арматуры растянутой зоны на рассматриваемой ширине b . Сжатую арматуру можно не учитывать.

9.7.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При определении расчетной площади сечения профилированного настила A_{pe} размеры выпуклостей и вмятин в нем не учитывают, если только в процессе испытаний не было установлено, что расчетная площадь сечения имеет большее значение.

9.7.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Влияние местной потери устойчивости сжатых частей профилированного настила учитывают, используя в расчетах значения эффективной ширины, не превышающие

и
Таблица 5.2
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$66 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yp,d}}}$$

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Поскольку при отрицательном значении момента, когда профнастил находится в сжатой зоне, его присутствие обычно не учитывается, данное правило относится к случаю, когда при положительном моменте нейтральная ось плиты располагается на высоте профнастила.

При отрицательном моменте присутствие профнастила может учитываться в том случае, если на стадии возведения перераспределение моментов за счет пластических деформаций над опорами не применяется, и только в тех местах, где профнастил является неразрезным.

Расчет на изгиб при полном сдвиговом соединении

В случае полного сдвигового соединения профилированного настила и бетона, несущую способность по изгибающему моменту M_{Rd} на рассматриваемой ширине следует определять в предположении пластического характера работы, со следующими допущениями:

- между профилированным настилом, арматурой и бетоном обеспечивается полное взаимодействие;
- напряжения в эффективном сечении профилированного настила достигают предела текучести его материала $f_{yp,d}$ при растяжении или сжатии;
- напряжения в эффективном поперечном сечении продольной арматуры достигают своего расчетного предела текучести f_{sd} при растяжении или сжатии;
- напряжения в эффективном поперечном сечении сжатого бетона достигают значения $0,85 \cdot f_{cd}$ и принимаются постоянными по всей высоте между нейтральной осью в пластической стадии и наиболее сжатыми волокнами.

Прочность нормальных сечений плиты зависит от положения нейтральной оси в пластической стадии.

В стандарте ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для положительного значения момента рассматриваются два основных случая:

1. Нейтральная ось расположена над гофрами профилированного настила;
2. Нейтральная ось расположена в пределе гофров профилированного настила;

Величину несущей способности сечения при действии положительного изгибающего момента, нейтральная ось которого расположена над профилированным настилом, следует определять исходя из распределения напряжений в соответствии с Рисунком 5.8.

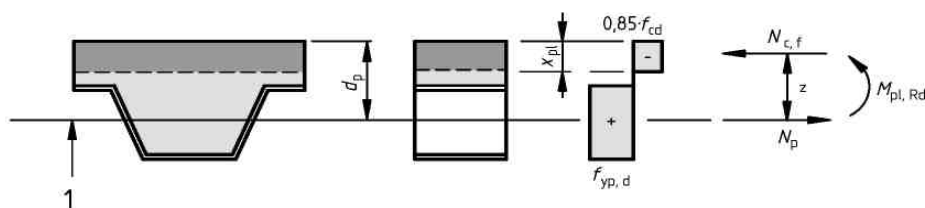


Рисунок 5.8. Распределение напряжений при действии положительного момента и расположении нейтральной оси над стальным профилированным настилом

9.7.2 (2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.2 (1) и
6.2.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 9.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Для такого случая принимается значение сжимающего усилия в бетоне $N_{c,f}$, равное значению растягивающего усилия в профилированном настиле N_p :

$$N_{c,f} = N_p = A_{pe} \cdot f_{yp,d}$$

где:

A_{pe} – эффективная площадь сечения стального профилированного настила на рассматриваемой ширине, исключая рифы и тиснения

$f_{yp,d}$ – расчетный предел текучести стали профилированного настила

Толщина сжатой зоны бетона, измеряемая от верхней поверхности плиты, и соответствующее положение нейтральной оси в пластической стадии определяется из условия равновесия с использованием следующего выражения:

$$x_{pl} = \frac{N_{c,f}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

где:

b – рассматриваемая ширина расчетного сечения

f_{cd} – расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие

Значение предельного изгибающего момента определяется выражением:

$$M_{Rd} = A_{pe} \cdot f_{yp,d} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_{pl})$$

где размер d_p принимается согласно Рисунку 5.8.

Для варианта расположения нейтральной оси в пределах высоты гофров профилированного настила, в стандарте ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 приводится упрощенный метод расчета, согласно которому бетон, располагающийся в гофрах, не учитывается, а значение предельного момента определяется путем аппроксимации.

Величину несущей способности сечения при действии положительного изгибающего момента, нейтральная ось которого расположена в пределах высоты профилированного настила, следует определять исходя из распределения напряжений согласно Рисунку 5.9.

1 – центральная ось стального профилированного настила;

2 – нейтральная ось стального профилированного настила в пластической стадии.

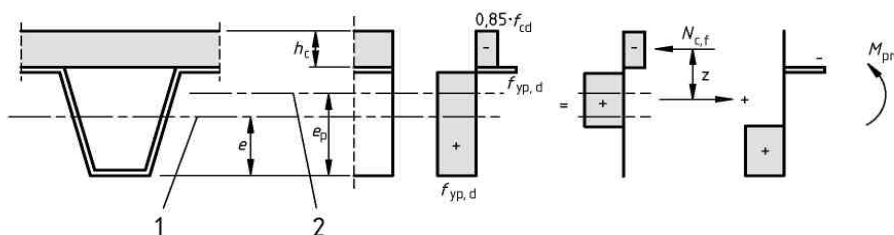


Рисунок 5.9. Распределение напряжений при действии положительного момента и расположении нейтральной оси в пределах высоты настила

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b$$

$$M_{Rd} = N_{c,f} \cdot z + M_{pr}$$

Плечо z изгибающего момента, соответствующего сжатой зоне бетона:

$$z = h - 0,5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{c,f}}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}$$

где:

e – расстояние от низа настила до центральной оси профилированного настила, согласно Рисунку 5.9

e_p – расстояние от низа настила до нейтральной оси эффективного сечения профилированного настила при изгибе в пластической стадии, согласно Рисунку 5.9

Значение изгибающего момента, соответствующего профилированному настилу:

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \left(1 - \frac{N_{c,f}}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa}$$

где:

M_{pa} – несущая способность эффективного сечения профилированного настила по изгибающему моменту в пластической стадии на рассматриваемой ширине.

Указанные выражения для определения значений z и M_{pr} получены аппроксимацией графиков, представленных на Рисунке 5.10. Основные точки на графиках получены для двух граничных случаев: 1 – несущая способность бетонной полки на сжатие $N_{c,f}$ равна несущей способности настила на растяжение $N_{p,a}$ ($N_{c,f} / N_{p,a} = 1,0$; $M_{pr} = 0$; $z = h_t - 0,5h_c - e$); 2 – бетонная полка отсутствует и рабочим считается только профнастил ($N_{c,f} = 0$; $M_{pr} = M_{pa}$; $z = h_t - 0,5h_c - e_p$).

Если стальной профилированный настил в расчетном сечении плиты не учитывает-

9.3.1.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

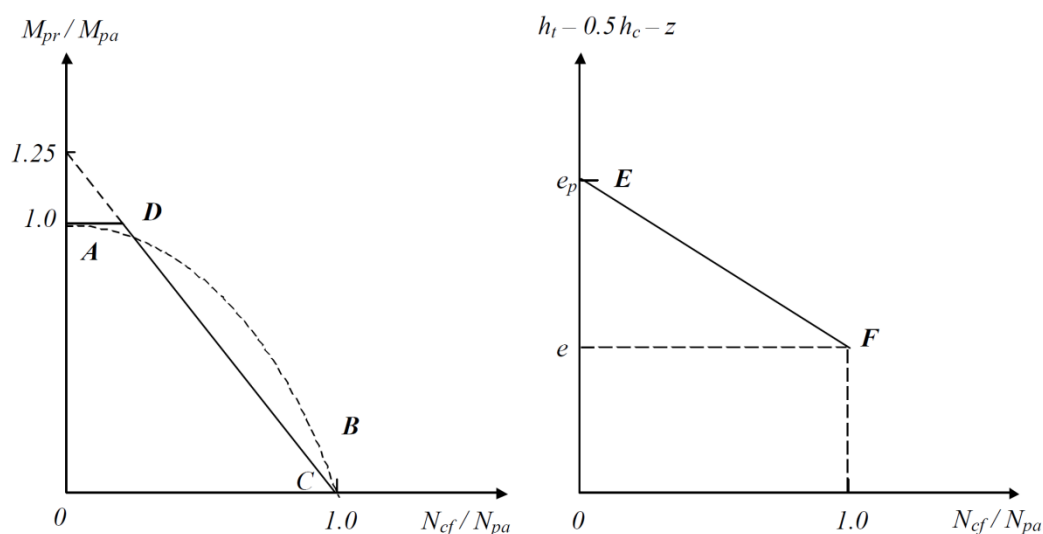


Рисунок 5.10. Графики, определяющие значения предельных моментов

Рисунок 9.7
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

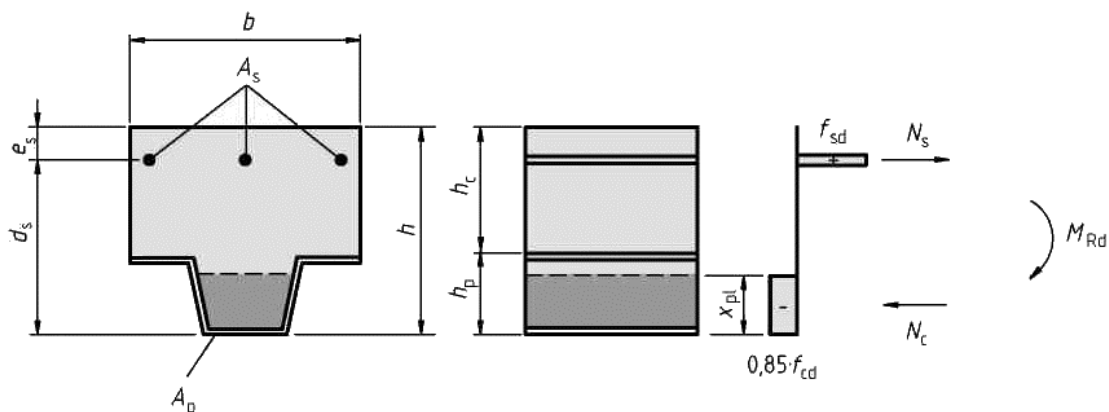


Рисунок 5.11. Распределение напряжений при действии отрицательного изгибающего момента

ся, то величину несущей способности поперечного сечения на действие отрицательного изгибающего момента следует определять из графика распределения напряжений согласно Рисунку 5.11.

При наличии частичного защемления плиты на опоре, не учитываемого в расчете, верхнее армирование должно рассчитываться не менее чем на 25% значения максимального момента в прилегающем пролете. На крайних опорах значение момента может быть уменьшено до 15% от максимального в смежном пролете.

Для типовых случаев применения специальных настилов с рифами либо обратными гофрами на участках с положительным моментом (профнастил в растянутой зоне) сталежелезобетонная конструкция плиты позволяет исключить рабочее продольное армирование растянутой зоны. Несущей способности на растяжение листового армирования, которую обеспечивает настил на этапе эксплуатации, как правило, достаточно для обеспечения требуемого предельного изгибающего момента без простановки дополнительной арматуры. Дополнительная продольная арматура в гофрах чаще проставляется из следующих соображений:

- на основании результатов расчета плиты для условий пожара при повышенных требованиях огнестойкости, когда настил быстро прогревается и исключается из работы – см. Раздел 9;
- для формирования усиления вокруг проемов значительных размеров – см. Раздел 8;
- для повышения несущей способности от усилий сдвига – см. Разделы 5.2.1.2 и 5.2.1.3.

Параметры армирования верхней зоны бетона монолитных перекрытий по профилированным настилам в типовых случаях определяются исходя из следующих критериев:

- параметры рабочего армирования растянутой зоны бетона согласно Рисунку 5.11;
- трещиностойкость – см. Раздел 6;

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

- эффективность передачи усилий продольного сдвига анкерными упорами сталежелезобетонных балок – см. Раздел 5.2.2.

Расчет на изгиб при частичном сдвиговом соединении

Концепция частичного обеспечения совместной работы в плитах имеет много общего с теорией частичного сдвигового соединения балок с плитами, однако их нельзя путать. Достоверные данные, описывающие продольный сдвиг в плитах, могут быть получены только по результатам испытаний.

Метод частичного сдвигового соединения применим только для расчета сталежелезобетонных плит с податливой работой сдвиговых связей.

Работу связей при продольном сдвиге можно считать податливой, если разрушающая нагрузка превышает более чем на 10% нагрузку, вызывающую деформацию сдвига величиной 0,1 мм по концам настила. Если при максимальной нагрузке в середине пролета достигается прогиб свыше $L/50$, то в качестве разрушающей принимается нагрузка, соответствующая прогибу $L/50$.

Поскольку при исчерпании несущей способности частичного сдвигового соединения армирующий профнастил не используется полностью, при дальнейшем нагружении за счет податливости соединения он сможет независимо от бетонной части воспринять дополнительный момент. Предельное значение несущей способности на изгиб будет соответствовать такому равновесному положению нейтральной оси в гофре, при котором будет одновременно достигнуто исчерпание несущей способности частичного сдвигового соединения и сжатой и растянутой зон армирующего профнастила.

Величину расчетной несущей способности M_{Rd} в случаях, когда дополнительное продольное армирование в гофрах не учитывается, следует определять аналогично случаю полного сдвигового соединения (Рисунок 5.9), но с заменой $N_{c,f}$ на:

$$N_c = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x \leq N_{c,f}$$

и подстановкой

$$z = h - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}$$

где:

$\tau_{u,Rd} = \frac{\tau_{u,Rk}}{\gamma_{Vs}}$ – расчетное сопротивление сдвигу по результатам испытаний плиты,

соответствующее основным требованиям метода частичного сдвигового соединения

$\gamma_{Vs} = 1,25$ – коэффициент надежности, принимаемый равным рекомендуемому значению согласно национальному приложению

L_x – расстояние от рассматриваемого поперечного сечения до ближайшей опоры.

$x_{pl} = \frac{N_c}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}$ – толщина условной сжатой зоны бетона, соответствующая исчер-

9.7.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.3 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

панию несущей способности частичного сдвигового соединения

Если N_c превышает $N_{c,f}$, это указывает на наличие полного сдвигового соединения; в таком случае должно приниматься $N_c = N_{c,f}$.

Значение N_c может быть повышено на μR_{Ed} за счет усиления сдвигового соединения в месте приложения опорной реакции при условии, что указанный эффект был вычтен из результатов испытаний. При выполнении указанного условия повышенное значение предельного усилия продольного сдвига составит:

$$\tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x + \mu \cdot R_{Ed}$$

где:

μ – номинальный коэффициент, значение которого принимается согласно национальному приложению, равным рекомендуемому $\mu = 0,5$

R_{Ed} – опорная реакция

При расчете по методу частичного сдвигового соединения допускается учитывать дополнительное нижнее армирование плиты.

В таком случае предельный момент можно разделить на три составляющие, согласно Рисунку 5.12:

$$M_{Rd} = N_p \cdot z_1 + M_{pr} + N_{as} \cdot z_2$$

1 – центральная ось стального профилированного настила;

2 – нейтральная ось стального профилированного настила в пластической стадии.

Усилие, соответствующее дополнительному растянутому армированию гофра:

$$N_{as} = A_s \cdot f_{sd}$$

Усилие, соответствующее предельному усилию продольного сдвига:

$$N_p = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x$$

Размер сжатой зоны бетона:

$$x_{pl} = \frac{N_p + N_{as}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

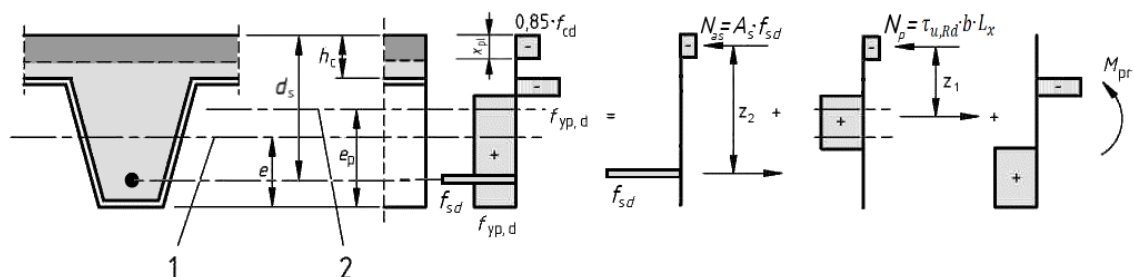


Рисунок 5.12. Напряжения при положительном моменте и нейтральной оси в пределах настила с учетом растянутой арматуры

9.7.3 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.3 (10)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

E.5
ENV 1994-1-1

Рисунок В.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Плечо изгибающего момента, соответствующее растянутой арматуре:

$$z_2 = d_s - 0,5 \cdot x_{pl}$$

Плечо изгибающего момента, соответствующее паре сил в сжатой зоне бетона и сдвиговом соединении:

$$z_1 = h - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_p}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}$$

Изгибающий момент, соответствующий профилированному настилу:

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \left(1 - \frac{N_p}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa}$$

Расчет по методу частичного сдвигового соединения изначально принимает во внимание предельное усилие продольного сдвига (используется значение $\tau_{u,Rd}$) и не требует последующей проверки усилия по контакту между бетоном и настилом.

Ниже рассмотрен эмпирический $m-k$ метод проверки продольного сдвига.

Наиболее распространенный в практике проектирования сталежелезобетонных плит (согласно Еврокоду 4) полуэмпирический расчет представляет собой альтернативу методу частичного сдвигового соединения. Указанный расчет основан на использовании констант m и k , определяемых по результатам испытаний согласно

Приложению В ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. Физический смысл констант m и k заключается в описании свойств механического сцепления и его части, обеспечиваемой адгезией и трением. Оба значения подтверждаются испытанием на разрушение под циклической нагрузкой. Основы метода обработки данных испытаний и получения значений констант m и k графически представлены на Рисунке 5.13, а схема и пример стандартного испытательного стенда – на Рисунке 5.14.

Большое преимущество $m-k$ метода состоит в возможности использовать его при неподатливой работе сдвигового соединения.

При использовании $m-k$ метода следует показать, что значение максимальной расчетной поперечной силы V_{Ed} для ширины плиты b не превышает величину расчетной несущей способности на сдвиг $V_{1,Rd}$, определяемую выражением:

$$V_{1,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_{Vs}} \left(\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right)$$

где:

d_p – расстояние от верхней бетонной грани плиты до центральной оси стального профилированного настила, как показано на Рисунках 5.8 и 5.13, мм

A_p – номинальная площадь поперечного сечения профилированного листа, мм²

Величина номинальной площади поперечного сечения A_p , как правило, используется при оценке результатов испытаний и определении коэффициентов m и k .

9.7.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

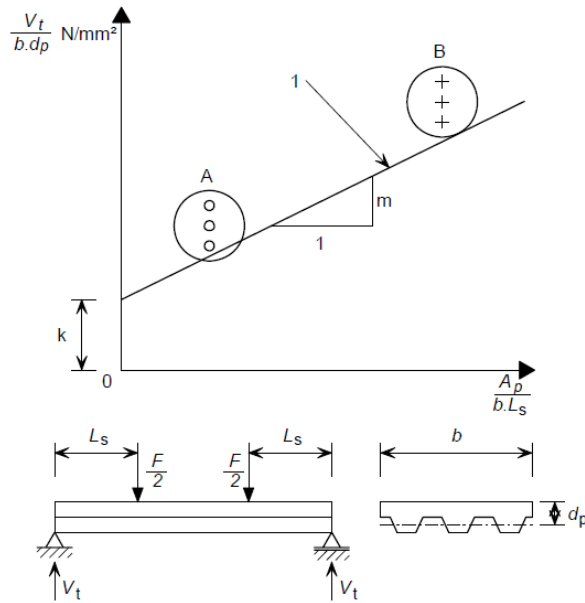


Рисунок 5.13. Расчетная зависимость для определения констант m и k

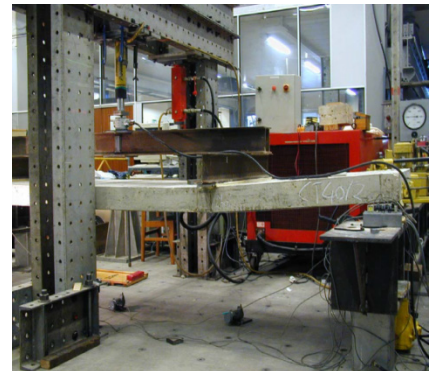
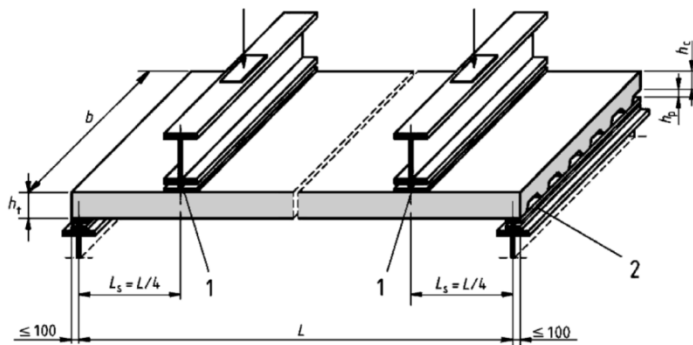


Рисунок 5.14. Схема испытательного стенда для сталежелезобетонных плит и фотография испытаний

m, k – расчетные значения эмпирических коэффициентов в Н/мм^2 , полученные при испытании плит

$\gamma_{Vs} = 1,25$ – частный коэффициент надежности для предельных состояний по несущей способности

L_s – длина участка сдвига, мм

В расчетах значение L_s принимается равным:

- $L/4$ при равномерной нагрузке по всей длине пролета;
- расстоянию между точкой приложения нагрузки и ближайшей опорой при двух равных и симметрично расположенных нагрузках;
- при другом расположении нагрузок, включая сочетание распределенных и асимметричных сосредоточенных нагрузок, оценку следует производить по результатам испытаний или с помощью приведенного ниже приближенного

Рисунок В.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

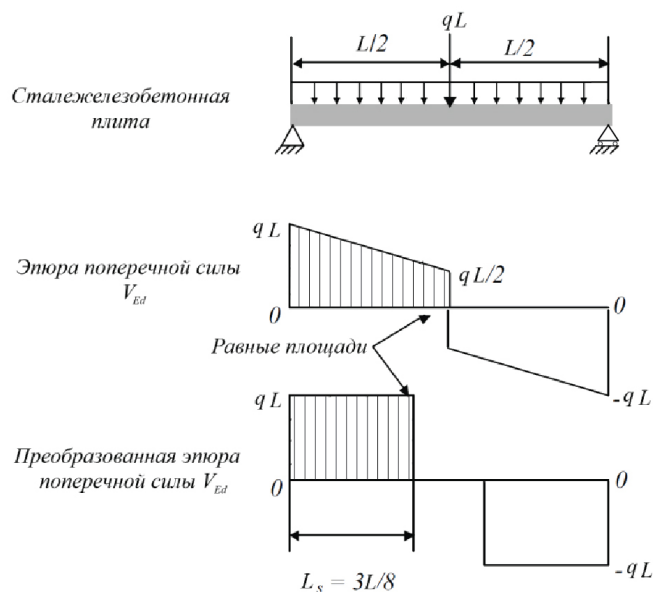


Рисунок 5.15. Пример определения длины участка сдвига L_s

расчета. Длину участка сдвига принимают равной значению максимального момента, разделенному на наибольшую поперечную силу, на опоре рассматриваемого пролета.

Суть приближенного расчета можно проиллюстрировать на примере, приведенном на Рисунке 5.15. Расчет заключается в приведении сложного распределения поперечных сил к прямоугольной эпюре, которая заложена в методике испытаний $m-k$ метода.

$$M_{max} = 3 \cdot q \cdot L^2 / 8; V_{R,max} = q \cdot L; L_s = M_{max} / V_{R,max} = 3 \cdot L / 8.$$

Если сталежелезобетонная плита рассчитывается как неразрезная, то для определения ее несущей способности на продольный сдвиг допускается использовать эквивалентный изостатический пролет. Длину пролета следует принимать равной:

$0,8 \cdot L$ — для внутренних пролетов;

$0,9 \cdot L$ — для крайних пролетов.

4.2.1.1.3. Концевая анкеровка

Несущую способность на продольный сдвиг в сталежелезобетонных плитах можно повысить, если в дополнение к механическому соединению посредством рифов либо фрикционному соединению настилов с обратным гофром обеспечить концевую анкеровку. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, анкеровка может быть выполнена путем постановки соединительных элементов (Рисунок 1.4, в) либо деформации гофров (Рисунок 1.4, г).

Если в результате испытаний влияние других деталей сдвига на несущую способность продольному сдвигу не установлено, концевую анкеровку деформацией гофров следует рассчитывать на восприятие растягивающего усилия в профилированном настиле, которое учитывается при расчете на несущую способность.

9.7.3 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.7.4 [3]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Данное указание соответствует расчетной модели условной железобетонной арки с затяжкой, которой служит профнастил без рифов либо обратных гофров, но с концевой анкерровкой. В Еврокоде 4 конкретной методики расчета несущей способности деформированных гофров не приводится, что затрудняет практическое применение без проведения специальных испытаний.

Расчетную несущую способность стад-болта с головкой $P_{pb,Rd}$, приваренного к балке через стальной лист и предназначенного для концевой анкерровки, принимают равной меньшему из следующих двух значений: расчетной несущей способности стад-болта на сдвиг, в соответствии с Разделом 5.2.2, или расчетной несущей способности листа, рассчитываемой по формуле:

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} \cdot d_{do} \cdot t \cdot f_{yp,d}$$

где:

$$k_{\varphi} = 1 + 0 / d_{do} \leq 6,0$$

d_{do} – диаметр кольцевого сварного шва, принимаемый равным 1,1 диаметра стержня стад-болта

a – расстояние от оси стад-болта до края профилированного настила, принимаемое не менее чем $1,5 \cdot d_{do}$

t – толщина профилированного настила

5.2.1.2. Несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости

Расчетное сечение

9.7.5 [1]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Несущую способность сталежелезобетонной плиты на сдвиг в вертикальной плоскости $V_{v,Rd}$ при ширине плиты, равной расстоянию между центрами гофров, следует определять согласно Разделу 6.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, как для железобетонных элементов, не требующих расчетной поперечной арматуры.

Расчетное сечение состоит из железобетонной части плиты на ширине между центрами гофров b_s , как показано на Рисунке 5.16.

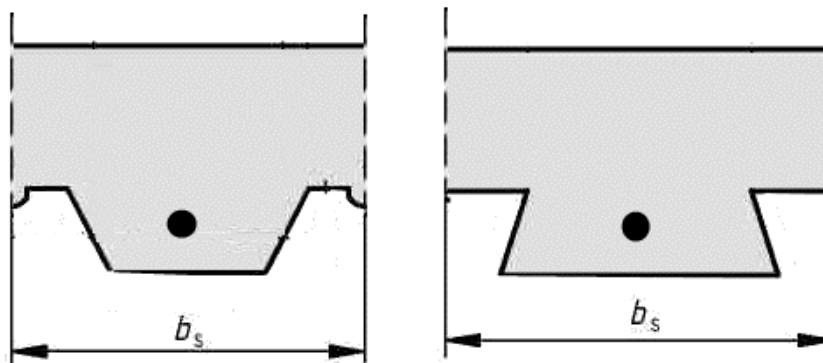


Рисунок 5.16. Расчетное сечение плит для случая вертикального сдвига

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Расчет на сдвиг в вертикальной плоскости

Расчетное значение несущей способности на сдвиг для обычных бетонов $V_{Rd,c}$ определяется в Ньютонах (Н) по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

но составляет не менее

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

где:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_f}$$

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ где значение d выражается в мм, согласно Рисунку 5.17

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

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в растянутой зоне, мм

A_{sl} – площадь участка растянутой арматуры, заходящего на длину не менее $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение согласно Рисунку 5.17, мм²

f_{ck} – характеристическая прочность бетона по цилиндрическому образцу, Н/мм²

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \text{ в Н/мм}^2$$

N_{Ed} – осевое продольное усилие в поперечном сечении от действия нагрузок либо предварительного напряжения ($N_{Ed} > 0$ при сжатии), в Ньютонах. Влиянием принудительных деформаций допускается пренебрегать.

A_c – площадь поперечного сечения бетона, мм²

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

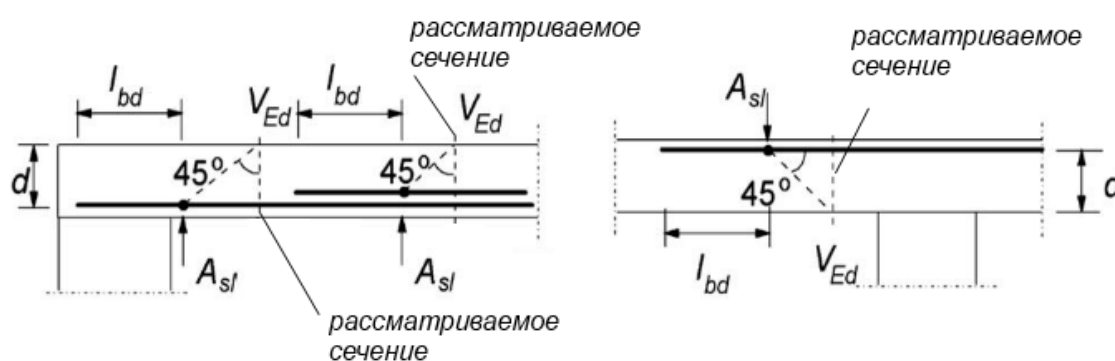


Рисунок 5.17. К определению площади растянутой арматуры A_{sl}

6.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

Рисунок 6.3
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

11.6.1 (1)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

Для бетонов на легких заполнителях значение $V_{Rd,c}$ определяется выражениями:

$$V_{IRd,c} = \left[C_{IRd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{lck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

но составляет не менее

$$V_{IRd,c} = (\eta_1 \cdot v_{l,min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

где:

$$C_{IRd,c} = \frac{0,15}{\gamma_f}$$

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho / 2200$$

f_{lck} – характеристическая прочность легкого бетона, Н/мм²

$$v_{l,min} = 0,028 \cdot k^{3/2} \cdot f_{lck}^{1/2}$$

Если условие $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ либо $V_{Ed} \leq V_{IRd,c}$ не соблюдается и несущая способность сечения на сдвиг в вертикальной площади недостаточна, следует повысить ее значение, используя материалы с иными характеристиками, предпринимая конструктивные меры либо вводя в конструкцию расчетную поперечную арматуру. При введении рабочей поперечной арматуры следует руководствоваться требованиями по расчету и конструированию, содержащимися в ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. Такой случай не характерен для неразрезных плит по настилам высотой до 85 мм, но более вероятен для разрезных плит по более высоким настилам, опертым в створе балок.

5.2.1.3. Несущая способность на действие локальных нагрузок

Расчетное сечение

Если сосредоточенные точечные или линейные нагрузки воспринимаются плитой, и если не производится более точный расчет, то указанные нагрузки можно считать распределенными по эффективной ширине.

Сосредоточенные точечные или линейные нагрузки, расположенные вдоль пролета плиты, следует рассматривать как распределенные по ширине b_m , измеряемой непосредственно над гофрами профилированного листа, согласно Рисунку 5.18 и формуле:

$$b_m = b_p + 2 (h_c + h_f)$$

1 – напольное покрытие; 2 – арматура

При определении значения b_m для сосредоточенных поперек пролета плиты линейных нагрузок в формулу следует подставлять значение b_p , равное длине участка приложения сосредоточенной линейной нагрузки.

Если величина отношения h_p / h не превышает 0,6 то значение ширины плиты, рассматриваемое как эффективное в статическом расчете и при определении несущей способности, можно в качестве упрощения определять по формулам:

9.4.3 [1]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.4.3 [2]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.4.3 [3]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.4.3 [4]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

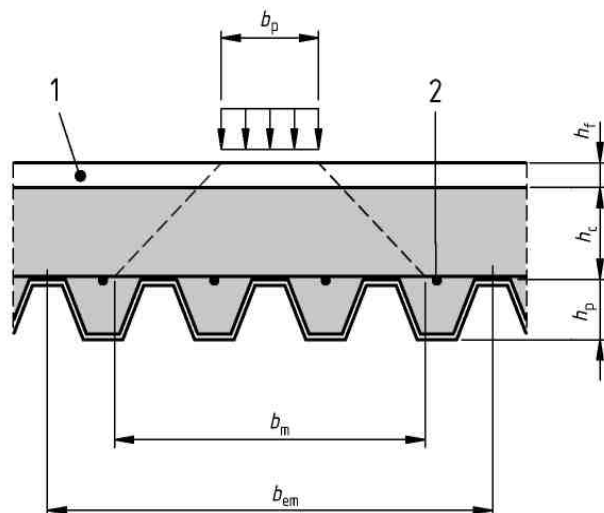


Рисунок 5.18. Распределение сосредоточенной нагрузки

Рисунок 9.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

а) при изгибе и продольном сдвиге:

– для шарнирно опертых плит и крайних пролетов неразрезных плит:

$$b_{em} = b_m + 2 \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right), \text{ но не более ширины плиты}$$

– для внутренних пролетов неразрезных плит:

$$b_{em} = b_m + 1,33 \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right), \text{ но не более ширины плиты}$$

б) при сдвиге в вертикальной плоскости:

$$b_{ev} = b_m + 2 \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right), \text{ но не более ширины плиты}$$

где:

L_p – расстояние от центра приложения нагрузки до ближайшей опоры

L – длина пролета.

Величину периметра продавливания следует определять так, как показано на Рисунке 5.19.

1 – периметр продавливания c_p ; 2 – площадь загрузки

Расчет на поперечный изгиб

Если нормативные значения приложенных нагрузок не превышают приведенных ниже, то параметры номинального поперечного армирования можно принимать без расчета:

7,5 кН — при сосредоточенной нагрузке;

5,0 кН/м² — при распределенной нагрузке.

9.4.3 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 9.8
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

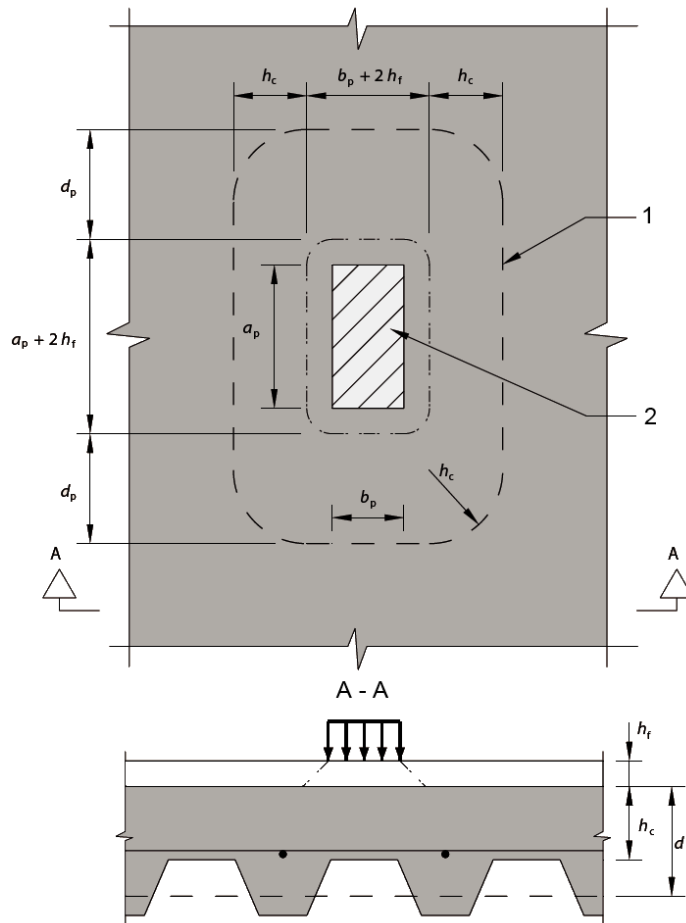


Рисунок 5.19. К определению периметра продавливания

9.4.3 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Номинальное поперечное армирование должно иметь площадь поперечного сечения не менее 0,2 % от площади сечения бетона над гофрами и должно распределяться по участку шириной не менее b_{5m} . Следует обеспечить минимальную длину анкеровки за пределами этой ширины в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. Армирование, предусмотренное для иных целей, может соответствовать данному правилу полностью или частично.

Если указанные условия не выполняются, следует определить характер распределения изгибающих моментов от действия сосредоточенных точечных или линейных нагрузок и предусмотреть соответствующее поперечное армирование.

Для однопролетной шарнирно опертой сталежелезобетонной плиты с длиной пролета L и сосредоточенной нагрузкой Q_{Ed} , значение погонного момента на единицу расчетной ширины плиты по линии AD , согласно Рисунку 5.20, составляет:

$$m_{Ed} = Q_{Ed} \cdot L_p \cdot \frac{1 - L_p / L}{b_{em}}$$

и является максимальным при $L_p = L / 2$.

Нагрузка считается равномерно распределенной по линии BC , в результате чего на

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

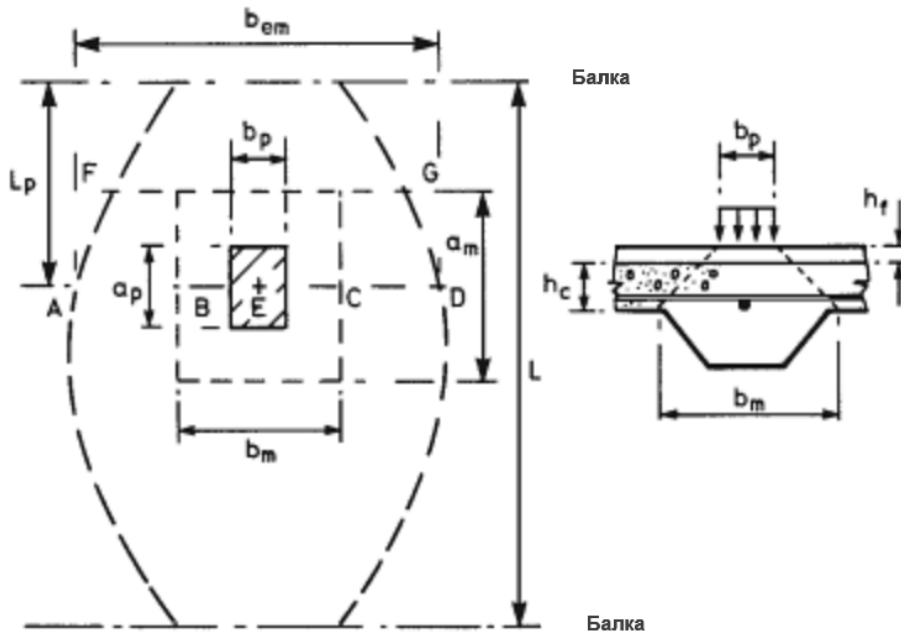


Рисунок 5.20. К определению поперечного изгиба

пролете AD возникают внутренние усилия, определяющие изгиб в поперечном направлении. Для рассматриваемого случая величину максимального изгиба в точке E можно определить по выражению:

$$M_{Ed} = Q_{Ed} \cdot \frac{b_{em} - b_m}{8}$$

Профнастил не участвует в работе в поперечном направлении, поскольку гофры допускают раскрытие. Таким образом, требуется армирование нижней растянутой зоны, определяющей несущую способность на изгиб в поперечном направлении:

$$M_{Rd} = A_{s,am} \cdot f_{sd} \cdot (d_s - 0,5 \cdot x_{pl})$$

где:

$A_{s,am}$ – площадь армирования на длине a_m

d_s – согласно Рисунку 5.21.

$$x_{pl} = \frac{A_{s,am} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot a_m}$$

Расчетное распределение напряжений приведено на Рисунке 5.21.

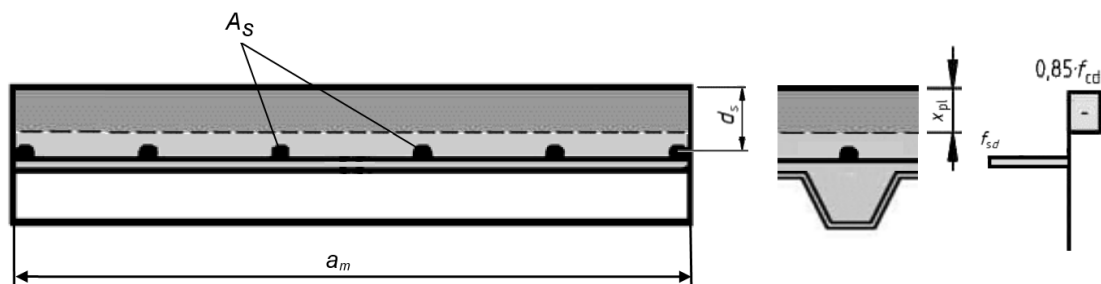


Рисунок 5.21. Распределение напряжений при изгибе в поперечном направлении

Расчет на продавливание

Величину несущей способности сталежелезобетонной плиты из обычных бетонов на продавливание $V_{p,Rd}$ при действии сосредоточенной нагрузки следует определять как для плиты без поперечного армирования согласно Разделу 6.4.4 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot A_p \cdot d$$

но принимать не меньшей чем

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot A_p \cdot d$$

где:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

ρ_{ly} и ρ_{lz} – соотношение площади растянутой арматуры к площади бетона, соответственно, в плоскостях по осям y и z .

Значения ρ_{ly} и ρ_{lz} вычисляются как средние значения для рассчитываемой плиты, равные размерам нагружения плюс $3d$ с каждой стороны.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \text{и} \quad \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}$ и $N_{Ed,z}$ – осевые продольные усилия в поперечных сечениях от действия нагрузок либо предварительного напряжения в Ньютонах ($N_{Ed} > 0$ при сжатии).

A_{cy} и A_{cz} – значения площади бетона, соответствующие значениям N_{Ed}

$$k_1 = 0,10$$

c_p – периметр продавливания, согласно Рисунку 5.19

Если сечение, аналогичное сечению FG (Рисунок 5.20), при заданном L_p соответ-

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

ствует опорному сечению над балкой, оно должно быть дополнительно проверено на сдвиг в вертикальной плоскости.

Для плит из бетонов на легких заполнителях аналогичное значение несущей способности составляет:

$$V_{Ird,c} = \left[C_{Ird,c} \cdot \eta_1 \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{lck})^{\frac{1}{3}} + k_2 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot A_p \cdot d$$

но не менее

$$V_{Rd,c} = (\eta_1 \cdot v_{l,min} + k_2 \cdot \sigma_{cp}) \cdot A_p \cdot d$$

где

$$k_2 = 0,08$$

При недостаточной величине несущей способности плиты, определенной исходя из условий сдвига при продавливании ($V_{Ed} > V_{Rd,c}$ либо $V_{Ed} > V_{Ird,c}$), следует посредством выбора материалов с иными характеристиками, принятия соответствующих конструктивных мер либо посредством локального усиления армирования повысить несущую способность по периметру продавливания, придерживаясь соответствующих правил расчета и конструирования, определенных в ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

5.2.2. СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ БАЛКИ

В общем случае, сталежелезобетонные балки на этапе эксплуатации необходимо проверять на:

- прочность критического поперечного сечения на изгиб и на сдвиг, а также их совместное действие (Разделы 6.2 и 6.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1);
- потерю устойчивости плоской формы изгиба (Раздел 6.4 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1);
- потерю устойчивости при сдвиге (Раздел 6.2.2.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1) и действии локальных усилий в стенке (Раздел 6.5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1);
- прочность при продольном сдвиге (Раздел 6.6 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1).

При расчете рассматриваются следующие критические поперечные сечения:

- сечения с максимальным изгибающим моментом;
- опорные сечения;
- сечения с сосредоточенными нагрузками или реакциями;
- места резкого изменения профиля поперечных сечений, кроме изменений, связанных с возможным образованием трещин в бетоне.

Места резкого изменения профиля поперечного сечения считаются критическими, если соотношение более высокой несущей способности к более низкой превышает 1,2.

Расчетную прочность на изгиб допускается определять с помощью жестко-пластической деформационной теории только в случаях, когда эффективное попереч-

11.6.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.1.1 (3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.1.1 (4)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.1.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1 .1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

ное сечение относится к Классу 1 или Классу 2 и не содержит элементов предварительного либо пост-напряжения.

6.2.1.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для всех классов поперечных сечений могут применяться упругая и нелинейная деформационные теории.

6.2.1.1 (4)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для упрощения расчетов и обеспечения запаса надежности сопротивлением бетона растяжению во всех расчетах пренебрегают.

5.2.2.1. Несущая способность балки на изгиб

Расчетное сечение

Главным фактором, определяющим геометрию расчетного сечения стандартной сталежелезобетонной балки, является воздействие эффекта сдвигового запаздывания, который определяет эффективный размер железобетонной полки. Значение фактической эффективной ширины полки является переменным по длине пролета и зависит от действующих усилий продольного сдвига, как показано на примере однопролетной балки (Рисунок 5.22). С целью упрощения, значение ширины участков при проведении расчета принимается постоянным.

Механизм возникновения эффекта сдвигового запаздывания проиллюстрирован на Рисунке 5.23.

При проведении статического расчета, в упругой стадии эффективную ширину можно принимать неизменной по всей длине каждого из пролетов. Соответствующее значение принимается равным $b_{eff,1}$ по среднему сечению для внутренних пролетов и $b_{eff,2}$ – по сечению на опоре для консолей.

5.4.1.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В сечении по середине пролета или на промежуточной опоре полное значение эффективной ширины b_{eff} , согласно Рисунку 5.24, определяется выражением:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

5.4.1.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

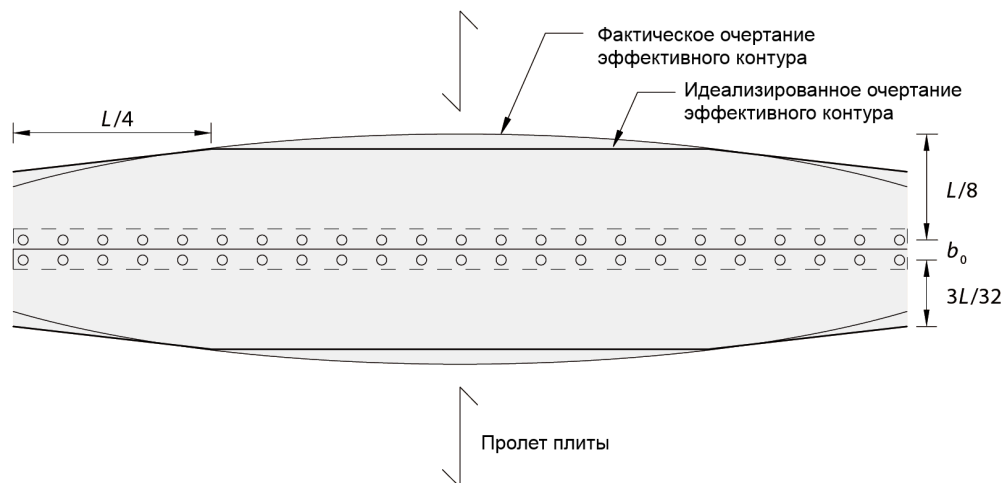


Рисунок 5.22. К определению эффективной ширины полки сталежелезобетонной балки

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

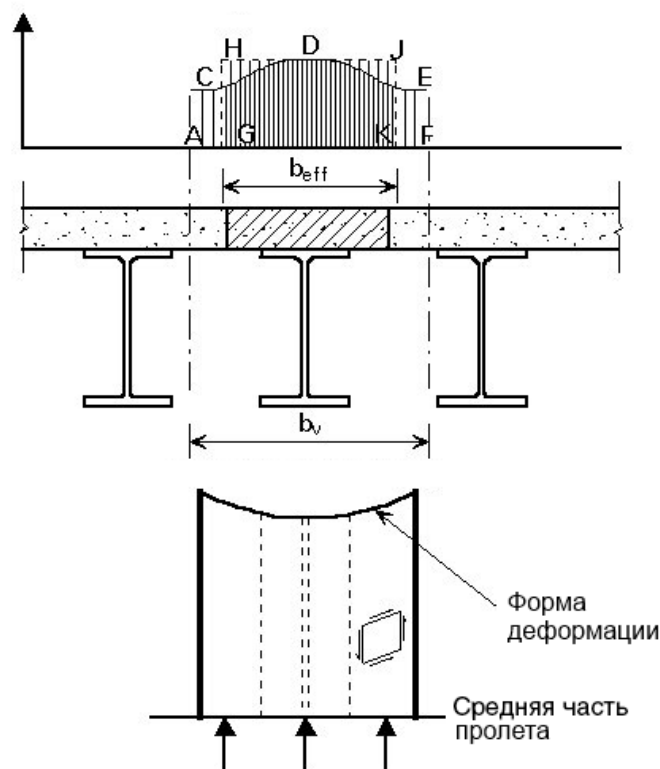


Рисунок 5.23. Эффект сдвигового запаздывания в бетонных полках сталежелезобетонных балок

где:

b_0 – расстояние между центрами выступающих соединительных элементов

b_{ei} – значение эффективной ширины бетонного пояса с каждой из сторон стенки

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8}, \text{ но не более } b_i$$

b_i – максимальное значение геометрической ширины, равное расстоянию от выступающего анкерного упора до середины расстояния между стенками смежных балок. Для крайних балок, ближайших к свесу плиты, значение b_i принимается равным расстоянию от соединительного элемента до края свеса (торца плиты).

L_e – длина, которая принимается равной соответствующему расстоянию между точками нулевых моментов. Для типовых неразрезных сталежелезобетонных балок, расчет которых определяется огибающей эпюрой изгибающих моментов от нагрузок с различным распределением, а также для консолей, значение L_e допускается принимать так, как это показано на Рисунке 5.24.

Согласно Рисунку 5.24, геометрические параметры принимают следующие значения:

- на участке 1: $L_e = 0,85 \cdot L_1$ для $b_{eff,1}$;
- на участке 2: $L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2)$ для $b_{eff,2}$;

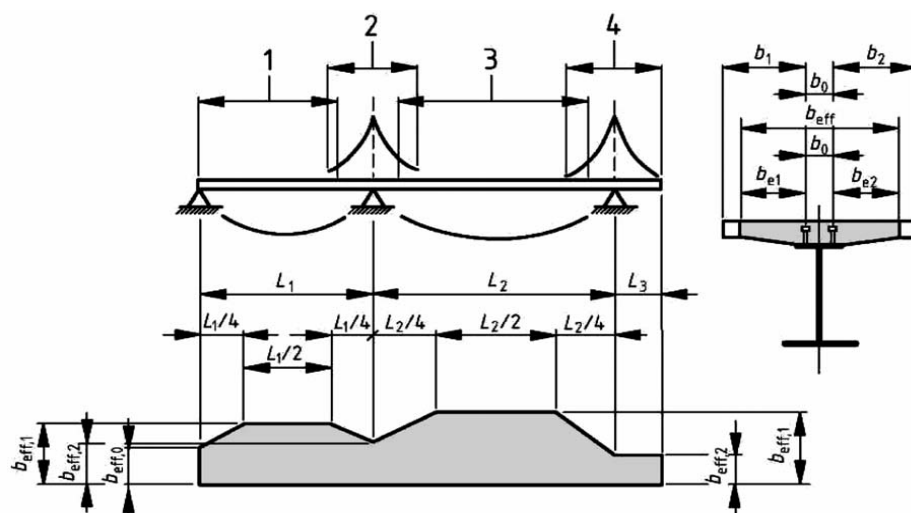


Рисунок 5.24. Эквивалентные пролеты для определения фактической ширины бетонной полки

- на участке 3: $L_e = 0,70 \cdot L_2$ для $b_{eff,1}$;
- на участке 4: $L_e = 2,00 \cdot L_3$ для $b_{eff,2}$.

Величину эффективной ширины железобетонной полки на крайней опоре следует определять согласно выражению:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$$

где:

$$\beta_v = \left(0,55 + \frac{0,025 \cdot L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$$

$b_{ei} = L_e / 8$ – эффективная ширина полки в среднем сечении крайнего пролета

$L_e = 0,85 \cdot L_1$ – эквивалентная длина крайнего пролета, согласно Рисунку 5.24

При расчете конструкций зданий значение b_0 можно принять равным нулю, а величину b_i отсчитывать от середины стенки.

Размер бетонной полки, воспринимающей сжатие в составе балки, определяется значением эффективной ширины b_{eff} . В случае монолитной плиты по профилированному настилу расчетная толщина плиты принимается равной толщине бетона над настилом при перпендикулярном расположении гофров и по очертанию настила при гофрах, расположенных параллельно балке; но в целях упрощения расчета сечение бетона в гофре может игнорироваться.

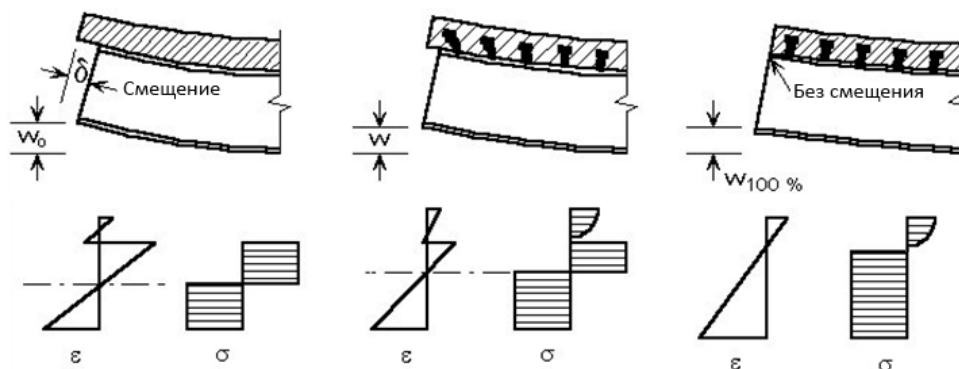
В зависимости от суммарной несущей способности анкерных упоров в составе конструкции, в Еврокоде 4 различаются степени сдвигового соединения бетонной и стальной составляющих сечения, что проиллюстрировано на Рисунке 5.25.

Рисунок 5.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.1.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.1.2 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ



без соединения (2) частичное соединение (3) полное соединение

Рисунок 5.25. Различные степени сдвигового соединения

5.2.2.1.2. Несущая способность на изгиб в пластической стадии с полным сдвиговым соединением

При определении величины несущей способности $M_{pl,Rd}$ сталежелезобетонного поперечного сечения на изгиб в пластической стадии, принимаются следующие расчетные предпосылки:

- между конструкционной сталью, арматурой и бетоном обеспечено полное взаимодействие;
- напряжения в эффективном поперечном сечении стального элемента при растяжении или сжатии достигают своего расчетного значения предела текучести f_{yd} ;
- напряжения в эффективном поперечном сечении продольной арматуры при растяжении и сжатии достигают своего расчетного значения предела текучести f_{sd} ;
- напряжения в эффективном поперечном сечении сжатого бетона достигают значения $0,85 \cdot f_{cd}$ и принимаются постоянными по всей высоте между нейтральной осью в пластической стадии и наиболее сжатыми фибрами бетона, где f_{cd} – расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие.

В целях упрощения расчета сжатую арматуру в бетонной плите можно не учитывать.

При проведении расчетов не учитываются профилированные настилы при сжатии, а любые растянутые профнастилы, которые включены в приведенное сечение, принимаются как достигающие напряжений расчетного предела текучести $f_{yp,d}$.

Характерные случаи распределения напряжений в пластической стадии показаны на Рисунке 5.26.

В зависимости от соотношения усилий, которые могут воспринять бетонная и стальная части, нейтральная ось классического комбинированного сечения с двутавровым стальным профилем в пластической стадии может занимать три основных положения: в бетонной полке, в полке стального профиля или в стенке стального профиля. Соответствующие случаи распределения напряжений при условии полного сдвигового соединения приведены на Рисунке 5.27.

6.2.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1.2 (4)Р
и (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

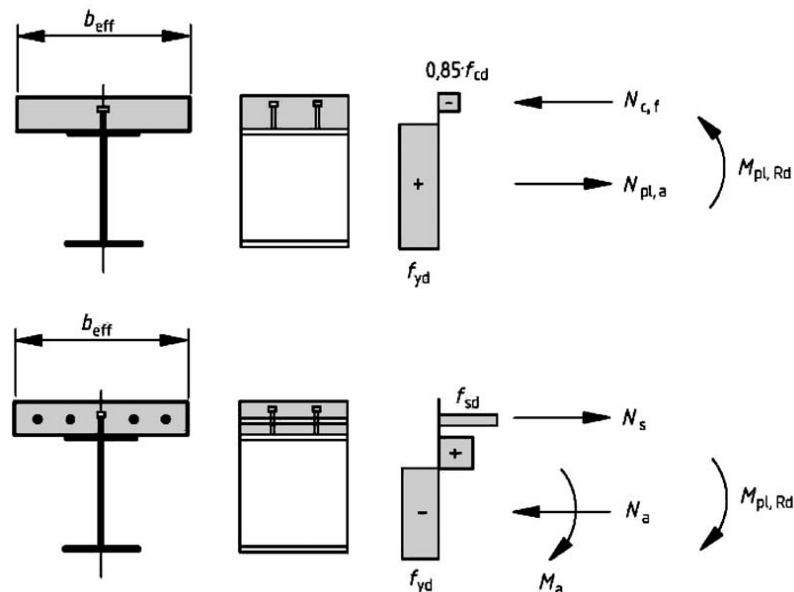


Рисунок 5.26. Распределения напряжений в пластической стадии на примере сталежелезобетонных балок со сплошными плитами

Для двутавров с двумя осями симметрии определение несущей способности на изгиб сталежелезобетонного сечения с полным сдвиговым соединением удобно вести по упрощенным выражениям:

- если нейтральная ось находится в бетонной полке сечения:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_s - \left[\frac{N_{pl,a}}{N_{c,f}} \cdot \frac{h_c}{2} \right] \right)$$

- если нейтральная ось находится в пределах полки стального двутавра:

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot \frac{h_a}{2} + N_{c,f} \left(\frac{h_c}{2} + h_d \right)$$

- если нейтральная ось находится в пределах стенки стального двутавра:

$$M_{pl,Rd} = M_{pl,a,Rd} + N_{c,f} \left(\frac{h_c + 2 \cdot h_d + h_a}{2} \right) - \left(\frac{N_{c,f}^2}{N_w} \cdot \frac{h_a}{4} \right)$$

где:

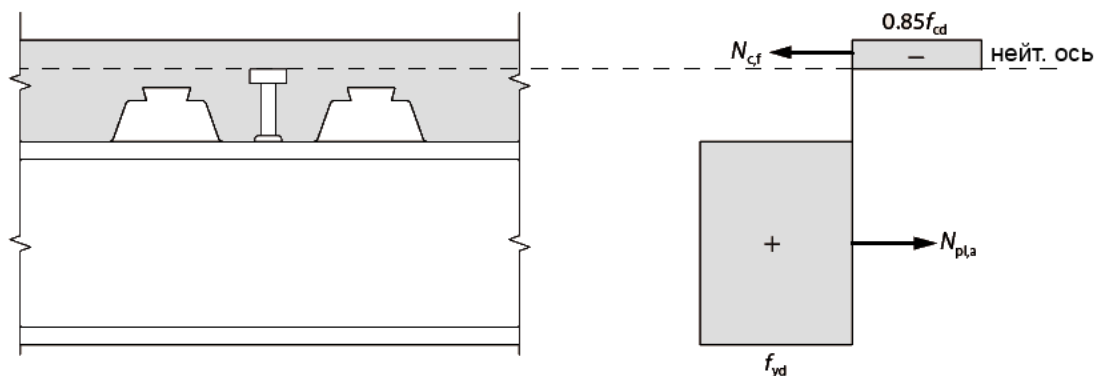
$N_{pl,a}$ – несущая способность стального сечения по прочности при действии продольной силы

$N_{c,f} = 0.85 f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_c$ – несущая способность на сжатие эффективного сечения бетонной полки, работающей совместно со стальным сечением

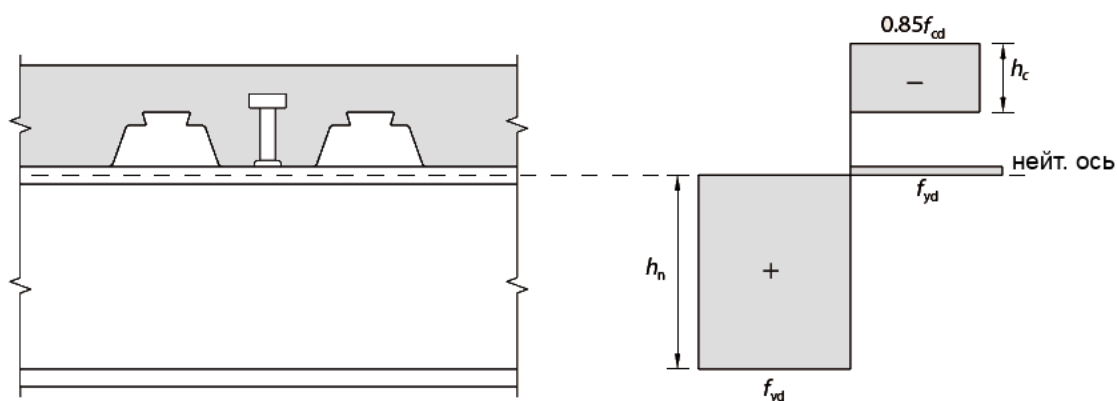
$N_w = f_{yd} \cdot t_w \cdot h_w$ – несущая способность стенки двутавра

$M_{pl,a,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}}$ – несущая способность стального профиля на изгиб (соответствует классам сечений 1 и 2)

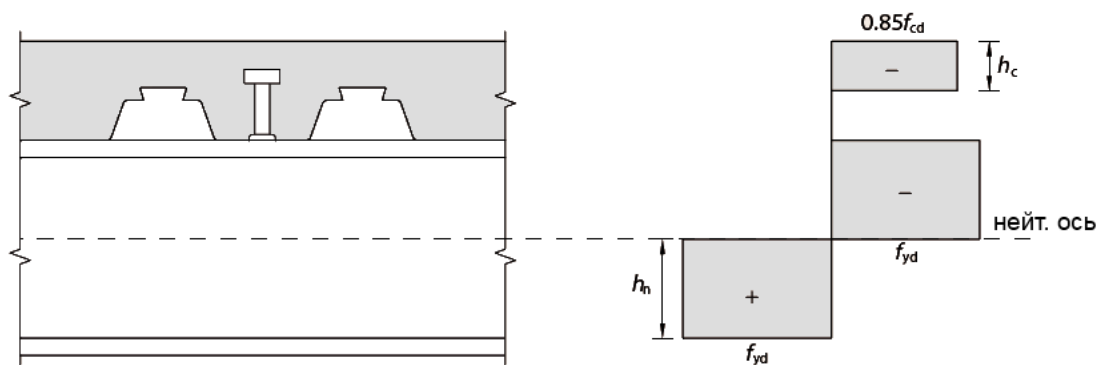
5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ



(1) $N_{cf} > N_{pla}$ нейтральная ось в пределах бетонной полки



(2) $N_{pla} > N_{cf}$ нейтральная ось в пределах полки стального профиля



(3) $N_{pla} > N_{cf}$ нейтральная ось в пределах стенки стального профиля

Рисунок 5.27. Примеры распределения напряжений в пластической стадии для классических сталежелезобетонных балок при условии полного сдвигового соединения

h_a – высота стального сечения

h_s – высота монолитной плиты по профилированному настилу

h_p – высота профнастила без учета внешних элементов жесткости при их наличии

h_d – общая высота профнастила с учетом внешних элементов жесткости при их наличии. В отсутствие внешних элементов жесткости $h_d = h_p$

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

$h_c = h_s - h_p$ – высота сечения бетона над профилированным настилом

$h_w = h_a - 2 \cdot t_f$ – высота стенки двутавра

t_f – толщина полки двутавра

Обозначения разъяснены на иллюстрациях, приведенных на Рисунке 5.28, где совмещены размеры и монолитной плиты по профнастилу, и стальной двутавровой балки.

В других случаях, например, при использовании моносимметричных двутавров либо частичного сдвигового соединения, следует определять несущую способность на изгиб в пластической стадии аналитическим способом. При пластическом распределении напряжений удобное упрощение привносится использованием эквивалентных компенсирующих эпюр, как показано на примерах, приведенных на Рисунке 5.29. Такой подход позволяет привести часть значений к простым величинам, таким как, например, несущая способность стального сечения при действии продольной силы ($N_{pl,a}$) либо изгибающего момента ($M_{pl,a,Rd}$).

Если расстояние x_{pl} между нейтральной осью сечения в пластической стадии и крайней сжатой фиброй бетонной плиты сталежелезобетонного поперечного сечения с применением конструкционной стали класса прочности S420 или S460 превышает 15% общей высоты h сечения элемента, то значение предельного расчетного момента M_{Rd} следует принимать равным:

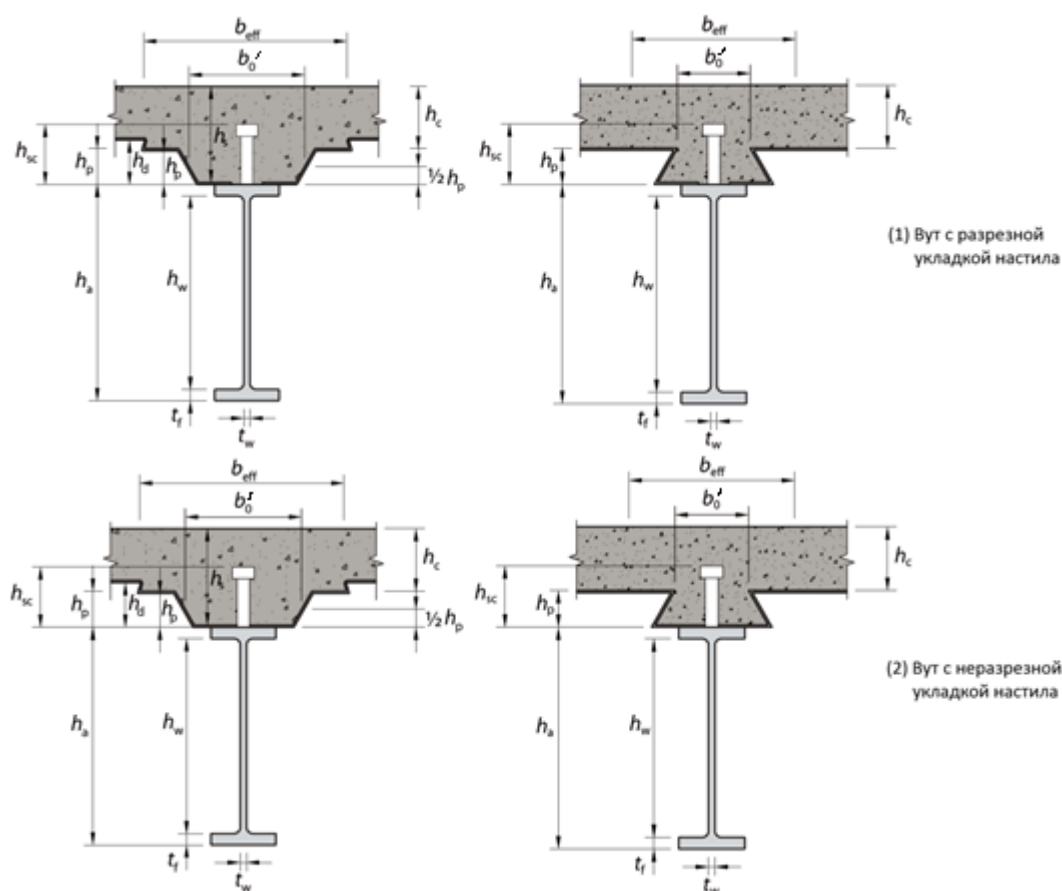


Рисунок 5.28. Обозначения, принятые при проведении расчетов сталежелезобетонных балок с плитами по профилированным настилам

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

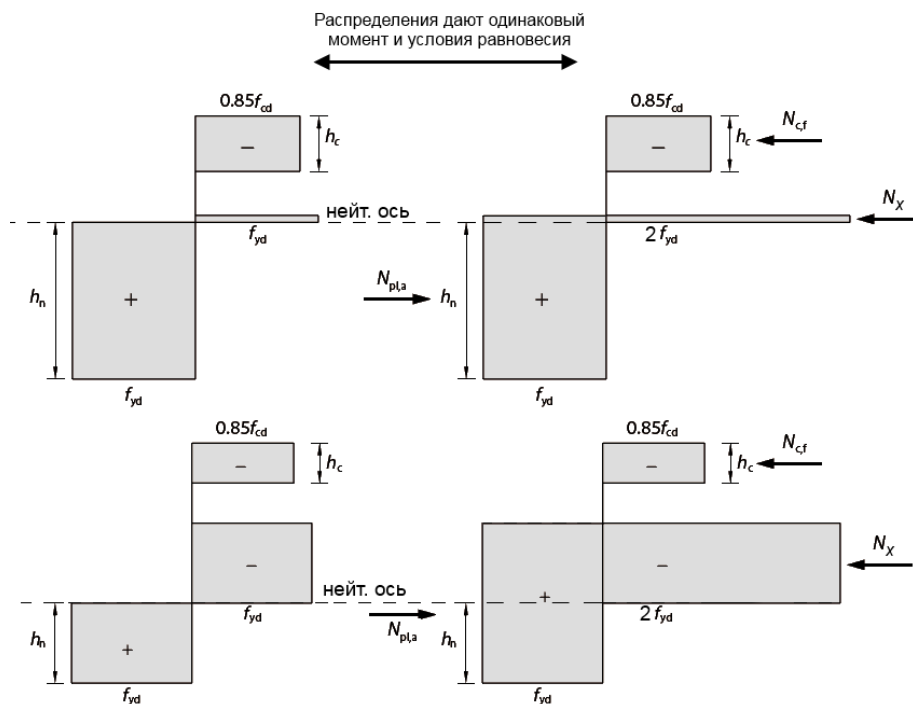


Рисунок 5.29. Примеры построения эквивалентных напряжений в сечении

$$M_{Rd} = \beta \cdot M_{pl,Rd},$$

где β – понижающий коэффициент, определяемый по графику на Рисунке 5.30.

Если значения x_{pl} / h , превышают 0,4, то величину прочности на изгиб следует определять согласно расчету с учетом нелинейных свойств материалов либо в упругой стадии работы.

Рассмотрим несущую способность на изгиб в пластической стадии с частичным сдвиговым соединением.

Если полного использования несущей способности эффективного сечения бетонной полки ($N_{c,f}$) для обеспечения необходимого предельного изгибающего момента сталежелезобетонного сечения не требуется, анкерные упоры на передачу полного усилия $N_{c,f}$ могут не проектироваться. Такая возможность важна и для случая, когда сами анкерные упоры имеют ограниченную несущую способность.

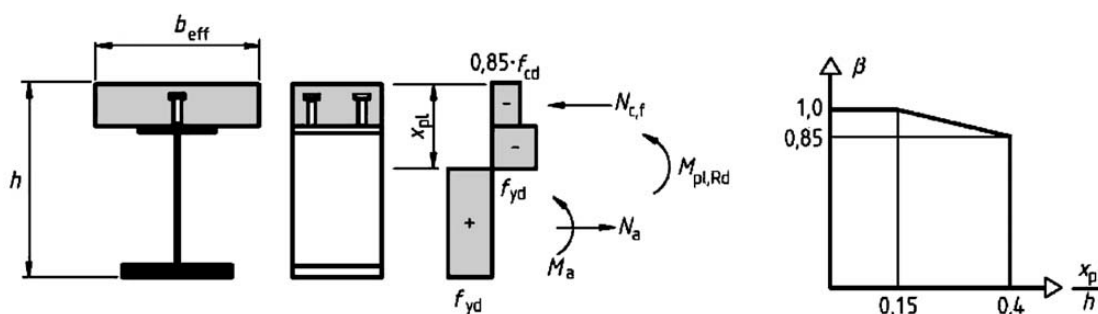


Рисунок 5.30. Определение понижающего коэффициента β для $M_{pl,Rd}$

Рисунок 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

6.2.1.3 (1),
6.6.1.1 (14)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Использовать частичное сдвиговое соединение в балках зданий допускается в зонах действия положительного момента в том случае, если все поперечные сечения относятся к классам 1 и 2. При этом количество соединительных элементов следует определять с учетом податливости соединения, на основании деформационной характеристики анкерных упоров.

6.2.1.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При условии использования гибких анкерных упоров значение предельного момента M_{Rd} в критическом поперечном сечении балки допускается определять с использованием жестко-пластической теории, рассмотренной ранее; однако при этом необходимо использовать пониженное сжимающее усилие N_c в бетонной полке взамен значения N_{cf} . Отношение $\eta = N_c / N_{cf}$ характеризует степень сдвигового соединения.

6.6.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При расчете с использованием теории частичного соединения стад-болты могут считаться гибкими анкерными упорами в том случае, если они расположены с равным шагом, их общая длина после приварки составляет не менее четырех значений диаметров, а номинальный диаметр составляет не менее 16 мм и не более 25 мм; в дополнение к этому должны соблюдаться следующие ограничения степени сдвигового соединения, определяемой соотношением $\eta = n / n_f$:

- для стальных сечений с равными поясами:

$$\text{при } L_e \leq 25\text{ м } \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (0.75 - 0.03 L_e), \text{ но } \eta \geq 0,4$$

$$\text{при } L_e > 25\text{ м } \eta \geq 1 \text{ (полное сдвиговое соединение)}$$

- для стальных сечений, у которых площадь нижнего пояса в три раза больше площади верхнего пояса:

$$\text{при } L_e \leq 20\text{ м } \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (0.30 - 0.015 L_e), \text{ но } \eta \geq 0,4$$

$$\text{при } L_e > 20\text{ м } \eta \geq 1 \text{ (полное сдвиговое соединение)}$$

где:

L_e – расстояние, которое измеряется в метрах на участках положительного изгибающего момента как расстояние между нулевыми значениями эпюры и для типовых неразрезных балок может приниматься по формулам согласно Рисунку 5.24

n_f – количество соединительных элементов, необходимое для обеспечения полного сдвигового соединения на рассматриваемом участке балки

n – количество соединительных элементов в пределах той же длины

В целях упрощения, на Рисунке 5.31 указанные формулы для сталей S235, S275 и S355 приводятся в виде графиков.

6.6.1.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для стальных моносимметричных сечений, площадь нижней полки которых превышает площадь верхней полки менее чем в 3 раза, минимальное значение η может определяться по указанным формулам методом линейной интерполяции.

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

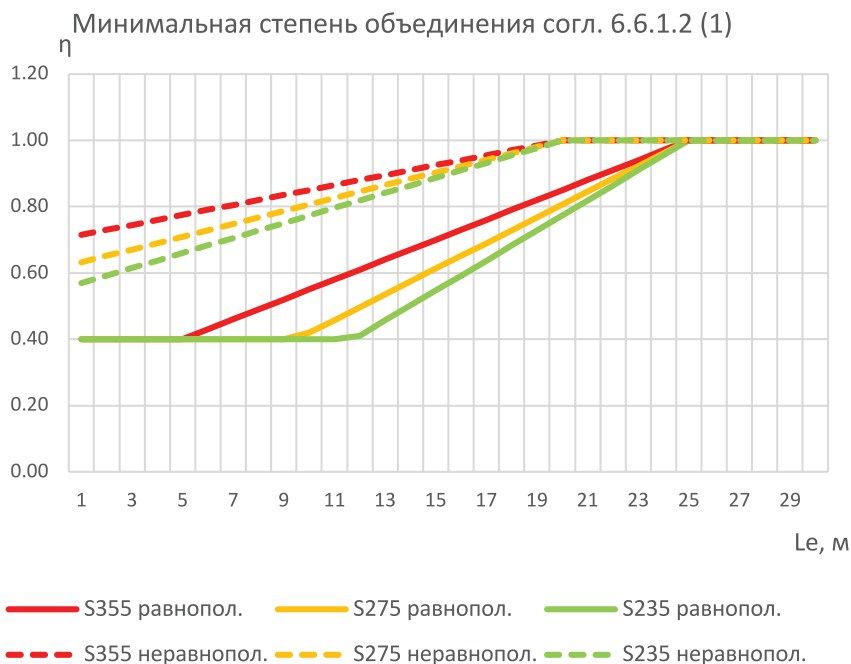


Рисунок 5.31. Графические зависимости минимального значения степени сдвигового соединения η от расчетной длины L_e , согласно Разделу 6.6.1.2 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

Формулы зависят от параметра f_y , поскольку, чем выше прочность стали, тем выше должна быть величина деформаций для обеспечения истинности предположения о пластическом характере работы сечения.

6.6.1.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Стад-болты могут рассматриваться в качестве гибких элементов и при значениях длин пролетов, выходящих за пределы указанного выше диапазона, в тех случаях, если:

- общая длина стад-болтов после приварки составляет не менее 76 мм, а номинальный диаметр их стержня равен 19 мм;
- стальное сечение является прокатным или сварным двутавром с равными полками;
- плита является сталежелезобетонной по профилированному настилу, ориентированному своими гофрами перпендикулярно балке, а бетонные ребра – неразрезными по длине;
- на один гофр профнастила приходится один стад-болт, расположенный в середине гофра либо попеременно с левой и с правой стороны гофра по всей длине пролета;
- геометрия профнастила находится в пределах значений $b'_0/h_p \geq 2$ и $h_p \leq 60$ мм, где обозначения соответствуют информации, приведенной на Рисунке 5.41.
- величина усилия N_c определяется по упрощенной методике, как показано на Рисунке 5.34.

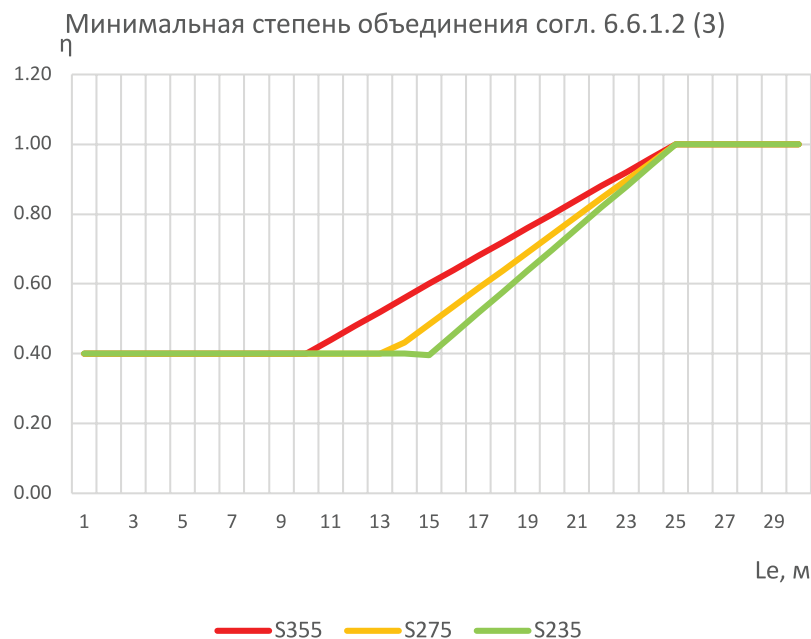


Рисунок 5.32. Графические зависимости минимального значения степени сдвигового соединения η от расчетной длины L_e , согласно Разделу 6.6.1.2 (3) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

При соблюдении указанных условий значение коэффициента η должно удовлетворять следующим требованиям:

$$\text{при } L_e \leq 25 \text{ м } \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (1.0 - 0.04 L_e), \text{ но } \eta \geq 0,4$$

$$\text{при } L_e > 25 \text{ м } \quad \eta \geq 1 \text{ (полное сдвиговое соединение)}$$

Соответствующие графики для сталей классов прочности S235, S275 и S355 приведены на Рисунке 5.32.

Характер расположения в плите нейтральной оси в пластической стадии следует определять при действии в сечении новой силы N_c , как показано на Рисунке 5.33. В сечении стального профиля располагается вторая пластическая нейтральная ось, которую необходимо использовать для классификации стенки.

Наиболее простой методикой определения несущей способности на изгиб сталежелезобетонного сечения с частичным сдвиговым соединением является линейная аппроксимация кривой взаимодействия. Согласно данному методу, значение M_{Rd} можно в запас прочности определить координатами расположения прямой AC , согласно Рисунку 5.34, по формуле:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \frac{N_c}{N_{cf}}$$

где:

$M_{pl,Rd}$ – несущая способность на изгиб в пластической стадии сталежелезобетонного сечения с полным сдвиговым соединением

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

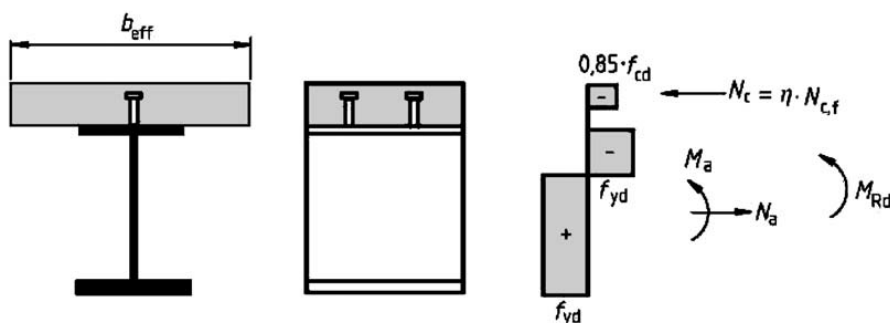


Рисунок 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.33. Пластическое распределение напряжений в сечении сталежелезобетонной балки с частичным сдвиговым соединением

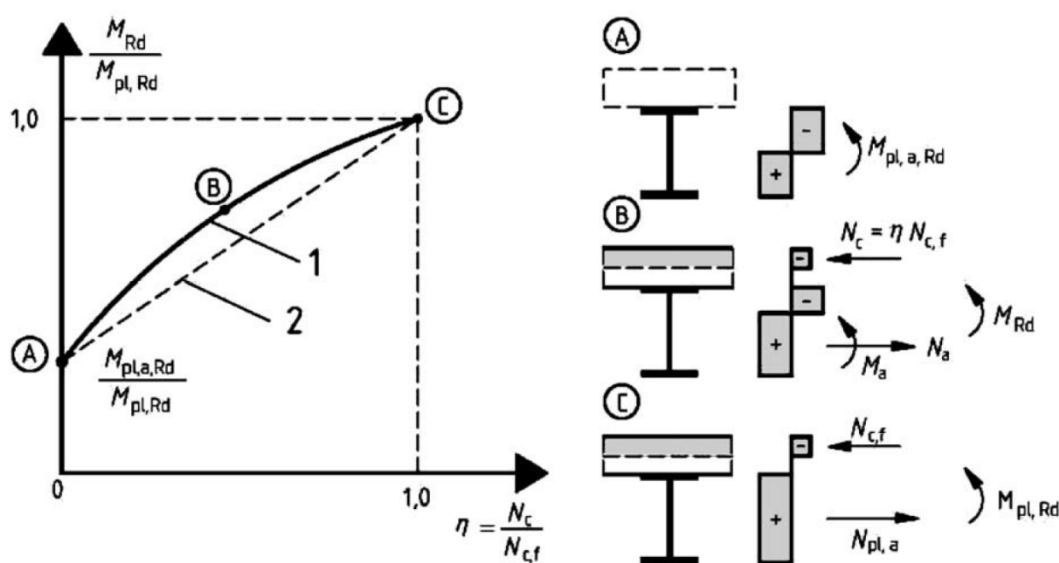


Рисунок 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.34. Кривая взаимодействия между M_{Rd} и N_c при условии надлежащей податливости анкерных упоров

$M_{pl,a,Rd}$ – несущая способность на изгиб в пластической стадии только стального профиля

При действии отрицательного изгибающего момента, когда бетонная полка располагается в растянутой зоне, величину несущей способности сечения следует определять исходя из полного сдвигового соединения, соответствующего достижению арматурой предела текучести.

Балки с обетонированием стенки

Для балок с обетонированием стенки должно обеспечиваться полное сдвиговое соединение с бетоном замоноличивания стенки, расположенным между поясами, посредством соединительных элементов.

В любой бетонной либо сталежелезобетонной плите, являющейся частью эффективного сечения, для восприятия сжимающего усилия допускается применять частичное сдвиговое соединение, которое учитывается сниженным значением сжимающего усилия N_c .

6.2.1.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.2 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

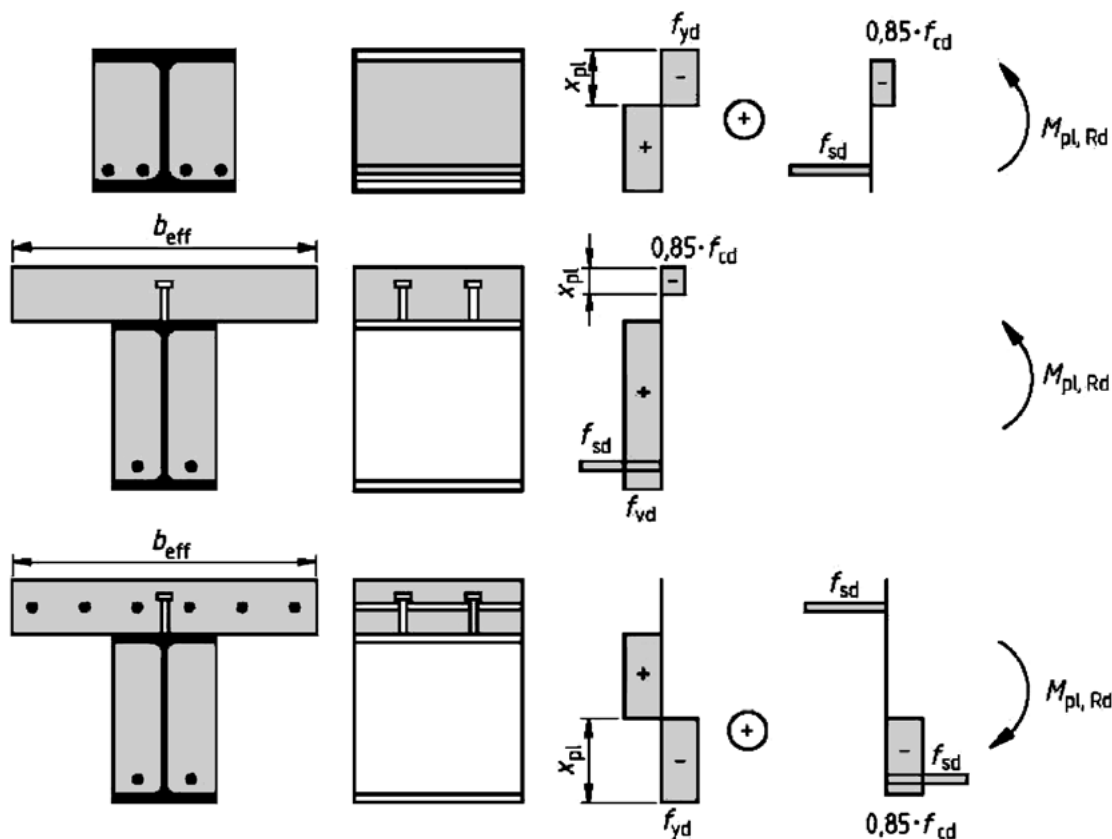


Рисунок 6.9
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.35. Примеры пластического распределения напряжений в сечении сталежелезобетонной балки с обетонированием стенки

6.3.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Величину расчетной несущей способности по изгибающему моменту можно определять в пластической стадии. Сжатую арматуру в обетонировании стенки допускается не учитывать. На Рисунке 5.35 приведены некоторые примеры типичного распределения напряжений в пластической стадии.

Несущая способность на изгиб с учетом физической нелинейности материалов

6.2.1.4 (1)Р
и (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Нелинейный расчет предусматривает учет изменения зависимостей типа «напряжения-деформации» для материалов. При этом допускается, что сталежелезобетонные поперечные сечения остаются плоскими, и величины деформаций в растянутой или сжатой арматуре равны средним величинам деформаций окружающего ее бетона.

При этом значения напряжений следует получать следующим образом:

- в сжатом бетоне – по кривой типа «напряжения-деформации» согласно Разделу 3.1.7 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1;
- в арматуре – по билинейным диаграммам согласно Разделу 3.2.7 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1;

- в конструкционной стали при сжатии или растяжении – по билинейной диаграмме согласно Пункту 5.4.3 (4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, с учетом влияния метода возведения (например, с использованием временных опор или без них).

6.2.1.4 (3), (4),
(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Несущая способность на изгиб в упругой стадии

Напряжения определяются по методам теории упругости, с использованием значения эффективной ширины бетонной полки.

При определении несущей способности эффективного поперечного сечения по изгибающему моменту в упругой стадии, значения предельных напряжений принимают равными:

- f_{cd} в сжатом бетоне;
- f_{yd} в конструкционной стали при растяжении или сжатии;
- f_{sd} в арматуре при растяжении или сжатии.

Напряжения от воздействий, приложенных к стальной конструкции, следует складывать с напряжениями, возникающими в ней от воздействий, приложенных к сталежелезобетонной конструкции.

Если не используется более точный метод, то влияние ползучести следует учитывать путем использования модульного коэффициента приведения. Для сечений, где бетонная часть растянута и допустимо возникновение трещин, напряжениями от влияния начальной (изостатической) усадки можно пренебречь.

Данный учебник акцентирует внимание на применении сечений классов 1 и 2, в том числе с эффективной стенкой, поэтому процедуры расчета по нелинейному методу и расчета в упругой стадии подробно в ней не рассматриваются.

5.2.2.2. Несущая способность балки на сдвиг

Расчетное сечение

Несущую способность сталежелезобетонного сечения балки на сдвиг в вертикальной плоскости в пластической стадии $V_{pl,Rd}$ следует принимать равной несущей способности стального сечения $V_{pl,a,Rd}$, если величина вклада в несущую способность железобетонной части сечения не была установлена по результатам испытаний.

Для балок с обетонированием стенки влияние бетонного заполнения можно учесть в том случае, если сечение предусматривает арматурные хомуты и соединительные элементы. Незамкнутые хомуты должны привариваться к стенке равнопрочным швом. В противном случае влияние поперечной арматуры на несущую способность не учитывают.

Если не используется более точный расчет, то принимается, что поперечная сила V_{Ed} делится на составляющие $V_{a,Ed}$ и $V_{s,Ed}$ между сталью и железобетоном в той же пропорции, что и изгибающий момент $M_{pl,Rd}$.

Расчет на сдвиг

Расчет сталежелезобетонной балки на сдвиг в условиях этапа эксплуатации ведется аналогично этапу строительства согласно Разделу 5.1.2.2, но с использованием соответствующих сочетаний усилий. Критерием проверки является условие:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

6.2.1.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1.5 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.1.5 (4) и (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

6.2.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для необетонированных стенок также требуется проверять критерии устойчивости стенки и соответствующие значения несущей способности на сдвиг $V_{b,Rd}$.

6.2.2.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Влиянием бетонной полки следует пренебрегать, если не применяется более точный метод расчета и сдвиговое соединение не рассчитано на соответствующие вертикальные усилия.

5.2.2.3. Несущая способность балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

6.2.2.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если выполняется условие $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{Rd}$, когда значение поперечной силы V_{Ed} превышает половину несущей способности на сдвиг V_{Rd} , равной меньшему из значений $V_{pl,Rd}$ или $V_{b,Rd}$ согласно Разделу 5.2.2.2, следует учесть влияние поперечной силы на предельный изгибающий момент.

6.2.2.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для поперечных сечений классов 1 или 2 влияние сдвига в вертикальной плоскости на несущую способность по изгибающему моменту следует учитывать путем снижения расчетного сопротивления стали, согласно Рисунку 5.36, до значений:

$$(1 - \rho) \cdot f_{yd}$$

где:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

6.2.2.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

V_{Rd} – соответственно, меньшее из значений $V_{pl,Rd}$ или $V_{b,Rd}$

Для сечений классов 3 и 4 следует использовать формулу с учетом потери устойчивости, согласно Разделу 5.1.2.3.

6.3.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Действие стандарта ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 распространяется на балки с обетонированием стенки сечений классов 1 и 2, для которых проверка параметров совместного действия ведется по принципу снижения расчетного сопротивления стали, но с учетом следующей подстановки:

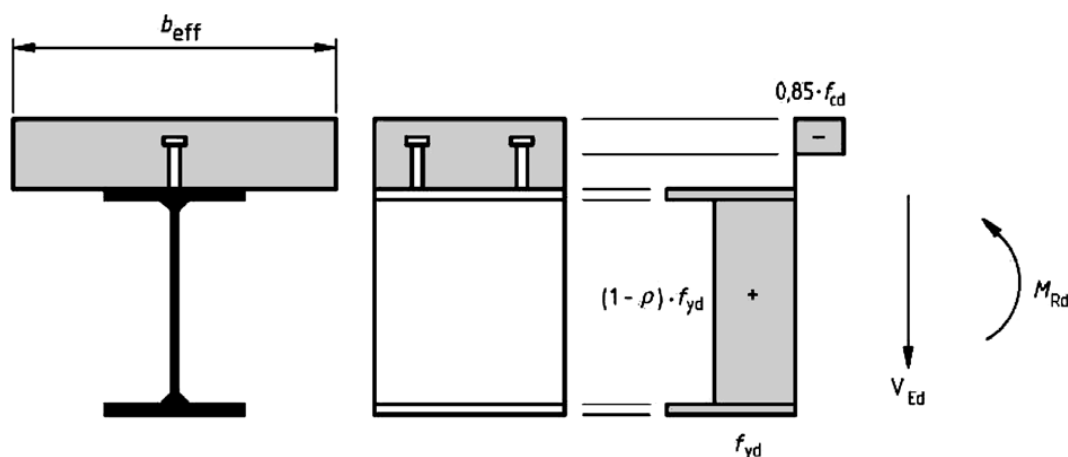


Рисунок 6.7
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.36. Распределение напряжений в пластической стадии с учетом влияния сдвига в вертикальной плоскости

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{a, Ed}}{V_{pl, a, Rd}} - 1 \right)^2$$

где:

$V_{a, Ed}$ – часть вертикального усилия, действующего на стальное сечение

$V_{pl, a, Rd}$ – несущая способность стального сечения на сдвиг

5.2.2.4. Несущая способность балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба

Стальная полка балки, прикрепленная к бетонной или сталежелезобетонной плите посредством сдвигового соединения, может считаться поперечно раскрепленной при условии, что бетонная плита также устойчива к такому смещению.

Балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивости плоской формы изгиба. Также балки определенного типа поперечного сечения, например, квадратные либо круглые замкнутые сечения из листового проката постоянной толщины, сварные круглые трубы или прямоугольные коробчатые сечения, не подвержены потере устойчивости плоской формы изгиба.

Во всех других случаях сжатые стальные полки следует проверять на устойчивость из плоскости изгиба.

Следовательно, для общего случая разрезных шарнирно-опертых сталежелезобетонных балок с раскреплением плитой в уровне верхнего сжатого пояса, проведения проверки устойчивости плоской формы изгиба на этапе эксплуатации не требуется. Исключения составляют простые разрезные балки, испытывающие кручение либо нагруженные из плоскости (особенно в уровне нижнего пояса); также к исключениям рекомендуется относить балки со значительной высотой сечения, расчет которых можно произвести численными методами с учетом поперечного раскрепления верхнего пояса.

Основными случаями, требующими проверки устойчивости плоской формы изгиба, являются случаи применения консолей и присутствия участков на опорах неразрезных балок, на которых плита располагается в растянутой зоне, а сжатый пояс не имеет непрерывного раскрепления. Такие случаи могут потребовать дополнительного раскрепления нижнего сжатого пояса, как показано на примерах, приведенных на Рисунке 5.37.

Для стальных профилей могут использоваться общие и упрощенные методы расчета ДСТУ-Н Б EN1993-1-1, которые включены в Раздел 5.1.2.4, с использованием усилий, действующих на сталежелезобетонное сечение. Раскрепление в уровне сдвигового соединения следует моделировать через поперечные и упруго-крутильные связи.

Если плита одновременно соединена с несколькими опорными стальными элементами (которые располагаются приблизительно параллельно сталежелезобетонной балке), то верхняя полка прикреплена сдвиговыми соединениями к железобетонной либо сталежелезобетонной плите, на каждой опоре нижняя полка имеет поперечное раскрепление, а стенка подкреплена ребром жесткости, то для определения критического момента потери устойчивости в упругой стадии может использоваться модель «неразрезной перевернутой U-образной рамы».

6.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.4.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.4.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.4.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

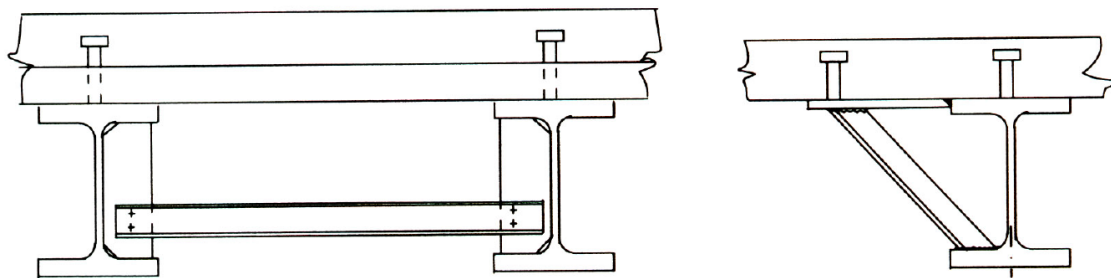


Рисунок 5.37. Примеры связей сталежелезобетонных балок в уровне нижнего сжатого пояса

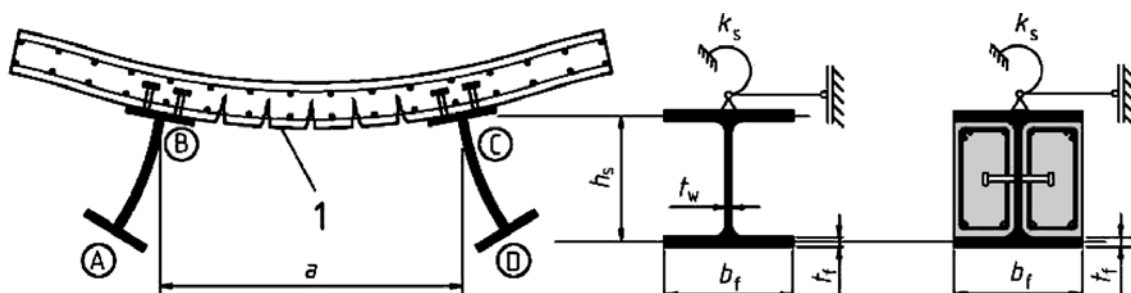


Рисунок 5.38. Перевернутая U-образная рама ABCD, воспринимающая эффекты потери устойчивости плоской формы изгиба

Как показано на Рисунке 5.38, этот метод учитывает поперечное перемещение нижней полки, приводящее к изгибу стенки и повороту верхней полки, сдерживаемой плитой.

Упрощенная проверка элементов зданий без непосредственных вычислений

Упрощенная методика предполагает конструктивное достижение таких параметров элементов, при которых устойчивость плоской формы изгиба является обеспеченной, без проведения прямого расчета. Применение конструктивных методов обеспечения устойчивости плоской формы изгиба является, в целом, оправданным, поскольку повышает общую связность, надежность и живучесть строительных систем.

Неразрезные сталежелезобетонные балки (или балки каркасов, являющиеся сталежелезобетонными по всей длине) с сечениями классов 1, 2 или 3 допускается проектировать без дополнительного раскрепления из плоскости при обеспечении выполнения следующих условий:

- длина смежных пролетов отличается не более чем на 20 % от длины более короткого пролета. Вылет консоли не должен превышать длину прилегающего пролета более чем на 15 %;
- нагрузки в каждом пролете распределены равномерно, а значение расчетной постоянной нагрузки составляет более 40 % от значения общей расчетной нагрузки;

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

- верхняя полка стального элемента прикреплена к железобетонной или стале-железобетонной плите перекрытия сдвиговым соединением;
- железобетонная или сталежелезобетонная плита настила соединена с другим опорным элементом, располагающимся приблизительно параллельно стале-железобетонной балке, которая рассматривается в качестве элемента, образующего перевернутую U-образную раму, как это показано на Рисунке 5.38;
- если плита является сталежелезобетонной, то рассматривается ее пролет между двумя опорными элементами перевернутой U-образной рамы;
- нижняя полка стального элемента на каждой опоре закреплена из плоскости изгиба, а стенка в этом месте подкреплена ребрами жесткости. В других местах подкрепления стенки ребрами может не быть;
- если стальной элемент является нормальным (IPE) или широкополочным (HE) двутавром без обетонирования стенки, то его высота h не должна превышать значений, установленных в Таблице 5.9

Таблица 5.9. Максимальная высота h , мм, стальных элементов без обетонирования стенки, для которых устойчивость плоской формы изгиба обеспечена конструктивно

Стальной элемент	Номинальный класс стали			
	S235	S275	S355	S420 и S460
IPE/балочные двутавры	600	550	400	270
HE/широкополочные двутавры	800	700	650	500

- если стальной элемент частично обетонирован и бетон механически связан с профилем согласно конструктивным требованиям, изложенным в Разделе 4.5, то его высота h не должна превышать значений, установленных в Таблице 5.9, более чем на 200 мм – для балок из сталей классов до S355, и на 150 мм – из сталей классов S420 и S460.

Если изложенные условия не выполняются хотя бы частично, устойчивость плоской формы изгиба необходимо проверить с использованием упрощенных расчетных методов либо уточненных численных моделей.

Проверка для сечений неразрезных балок классов 1, 2 и 3 с использованием модели U-образной рамы

Расчетную несущую способность по устойчивости плоской формы изгиба нераскрепленной из плоскости неразрезной сталежелезобетонной балки (или балки, являющейся сталежелезобетонной по всей длине) с постоянными по длине поперечными сечениями классов 1, 2 или 3 следует определять по формуле:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd}$$

где:

χ_{LT} – понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба, значение которого зависит от величины условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$

Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

M_{Rd} – расчетная несущая способность сечения на изгиб в зависимости от его класса при отрицательном изгибающем моменте, действующем на рассматриваемой промежуточной опоре или в узле сопряжения балки с колонной.

Значение коэффициента χ_{LT} может в запас рассчитываться согласно положениям Раздела 5.1.2.4 как для стального элемента, поскольку бетон растянутой зоны считается исключенным из работы сечения.

Значение условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ допускается определять согласно выражению:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}}$$

где:

M_{Rk} – предельный момент, определенный по характеристическим показателям материалов

M_{cr} – предельный момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии работы на промежуточной опоре

Если выполняются условия для применения модели U-образной рамы, а также если:

- пролет балки является неразрезным на одной либо двух опорах;
- стальное сечение является прокатным либо сварным двутавром;
- площадь сечения постоянна по длине рассматриваемого пролета;
- специальных требований по раскреплению от кручения либо изгиба нижнего стального пояса в его плоскости не выдвигается;
- влияние работы в составе U-образной рамы на несущую способность сдвигового соединения отдельно не учитывается, величину продольного шага анкерных упоров или их рядов следует ограничить неравенством:

$$\frac{s}{b} \leq \frac{0,4 \cdot f_u \cdot d^2 (1 - \chi_{LT} \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)}{k_s \cdot \chi_{LT} \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}$$

где:

d – диаметр стад-болтов

f_u – временное сопротивление стали стад-болта

k_s – погонная жесткость упруго-крутильной связи

- продольный шаг анкерных упоров, отличных от стад-болтов, должен обеспечивать несущую способность на изгиб из плоскости не ниже чем при использовании стад-болтов.

При выполнении перечисленных условий, значение предельного момента M_{cr} потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии работы на промежуточной опоре допускается определять по формуле:

6.4.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В.1.2 (1), (2)
и (3)
ENV 1994-1-1

В.1.2 (6)
ENV 1994-1-1

В.1.2 (7)
ENV 1994-1-1

В.1.2 (4)
ENV 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

$$M_{cr} = \frac{k_C \cdot C_4}{L} \sqrt{\left(G \cdot I_{a,t} + \frac{k_S \cdot L^2}{\pi^2} \right) \cdot E_a \cdot I_{afz}}$$

где:

L – длина балки между точками раскрепления нижнего пояса стального сечения из плоскости

C_4 – характеристика распределения изгибающих моментов на длине L согласно данным Таблиц 5.10, 5.11 и 5.12. Если опорные моменты не равны, значение C_4 определяют для опоры с большим отрицательным моментом. Значение изгибающего момента M_0 в Таблицах 5.10 и 5.12 соответствует середине отдельно взятого пролета длиной L .

E_a и G – модуль упругости и модуль сдвига стали

$I_{a,t}$ – момент инерции стального сечения при свободном кручении

I_{afz} – момент инерции нижнего пояса балки из плоскости изгиба

Таблица 5.10. Значения коэффициента C_4 для пролетов с поперечными нагрузками

Условия загрузки и опирания	Эпюра изгибающих моментов	C_4								
		$\Psi=0,50$	$\Psi=0,75$	$\Psi=1,00$	$\Psi=1,25$	$\Psi=1,50$	$\Psi=1,75$	$\Psi=2,00$	$\Psi=2,25$	$\Psi=2,50$
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0	17,5	16,5	15,7	15,2
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0	12,0	11,4	10,9	10,6
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6	10,0	9,5	9,1	8,9
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8	8,3	8,0	7,8	7,6
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6	14,8	14,2	13,8	13,5
		12,7	9,8	8,6	8,0	7,7	7,4	7,2	7,1	7,0

Таблица В.1
ENV 1994-1-1

Таблица 5.11. Значения коэффициента C_4 для пролетов с опорными моментами

Условия загрузки и опирания	Эпюра изгибающих моментов	C_4				
		$\Psi=0,00$	$\Psi=0,25$	$\Psi=0,50$	$\Psi=0,75$	$\Psi=1,00$
		11,1	9,5	8,2	7,1	6,2
		11,1	12,8	14,6	16,3	18,1

Таблица В.2
ENV 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Таблица В.3
ENV 1994-1-1

Таблица 5.12. Значения коэффициента C_4 для крайних опор пролетов с консольным свесом

Условия загрузки и опирания	Эюра изгибающих моментов	L_e / L	C_4			
			$\Psi=0,00$	$\Psi=0,50$	$\Psi=0,75$	$\Psi=1,00$
		0,25	47,6	33,8	26,6	22,1
		0,50	12,5	11,0	10,2	9,3
		0,75	9,2	8,8	8,6	8,4
		1,00	7,9	7,8	7,7	7,6

6.4.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Величина погонной вращательной жесткости k_s упругой связи в уровне верхней полки, при помощи которой моделируется ограничение кручения плитой в составе U-образной рамы, как показано на Рисунке 5.38, может быть определена по выражению:

$$k_s = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}$$

где:

k_1 – изгибная жесткость бетонной или сталежелезобетонной плиты с трещинами в направлении поперек стальной балки, величину которую можно принять равной:

$$k_1 = \frac{\alpha \cdot (EI)_2}{a}$$

$\alpha = 2$ – для крайних балок с консольным свесом плиты или без него

$\alpha = 3$ – для промежуточных балок

$\alpha = 4$ – при четырех (и более) однотипных промежуточных балках

a – расстояние между смежными балками

$(EI)_2$ – изгибная жесткость на единицу ширины бетонной или сталежелезобетонной плиты с трещинами, значение которой принимается равным наименьшему из значений жесткости в середине пролета при положительном моменте и равным значению жесткости на опоре при отрицательном моменте

k_2 – изгибная жесткость стальной стенки балки без обетонирования стенки:

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot (1 - \nu_a^2) \cdot h_s}$$

ν_a – коэффициент Пуассона для стали

h_s – расстояние между осями полок стального профиля, как показано на Рисунке 5.38

t_w – толщина стенки стального профиля, как показано на Рисунке 5.38

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

При определении значения изгибной жесткости k_2 для стальной балки с обетонированием стенки, когда бетон механически связан с профилем согласно конструктивным требованиям Раздела 4.5, влияние бетона заполнения может быть учтено с использованием следующей формулы:

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w \cdot b_c^2}{16 \cdot h_s \cdot (1 + 4 \cdot n \cdot t_w / b_c)}$$

где:

n – коэффициент приведения при длительных воздействиях

b_c – ширина бетона замоноличивания согласно иллюстрациям Таблицы 4.8

Для стальных профилей с двумя осями симметрии значение коэффициента k_C определяется по следующей формуле:

$$k_C = \frac{h_S \cdot I_y / I_{a,y}}{\frac{h_S^2 / 4 + i_x^2}{e} + h_S}$$

где:

$$e = \frac{A \cdot I_{ay}}{A_a \cdot z_C \cdot (A - A_a)}$$

A – площадь эквивалентного сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали, без учета растянутого бетона

A_a – площадь стального профиля

z_C – расстояние между центром тяжести стального профиля и серединой плиты

I_y – момент инерции относительно оси большей жесткости сечения, соответствующего площади A

$$i_x^2 = \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}$$

I_{ay} и I_{az} – моменты инерции стального сечения относительно его центральных осей

Для неравнополочных стальных сечений значение коэффициента k_C может быть определено по формуле:

$$k_C = \frac{h_S \cdot I_y / I_{a,y}}{\frac{(z_f - z_s)^2 + i_x^2}{e} + 2 \cdot (z_f - z_j)}$$

6.4.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

B.1.3
ENV 1994-1-1

B.1.4
ENV 1994-1-1

где:

$$z_f = h_s \cdot \frac{I_{afz}}{I_{az}}$$

$$z_j = z_s - \int_{A_a} \frac{z (y^2 + z^2) \cdot dA}{2 \cdot I_{ay}}$$

и может приниматься по выражению $z_j = 0,4 \cdot h_s \cdot (2 \cdot I_{afz} / I_{az} - 1)$ при условии, что $I_{afz} > 0,5 \cdot I_{az}$

z_s – расстояние от центра тяжести стального сечения до его центра изгиба, принимаемое положительным в том случае, если центр изгиба и сжатая полка располагаются по одну сторону от центра тяжести

Введение в выражение M_{cr} в запас надежности ряда соотношений и подстановок для необетонированных сечений классов 1 или 2 с двумя осями симметрии позволяет получить упрощенное выражение для условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$, которое имеет вид:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 5.0 \cdot \left[1 + \frac{t_w \cdot h_s}{4 \cdot b_f \cdot t_f} \right] \left[\left(\frac{f_y}{E_a \cdot C_4} \right)^2 \left(\frac{h_s}{t_w} \right)^3 \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{1/4}$$

5.2.2.5. Несущая способность стенки балки при действии локальных поперечных нагрузок

При действии на стальную полку сталежелезобетонной балки, не соединенную с плитой, и соответствующий участок стенки локальных поперечных нагрузок применимы правила расчета, приведенные в Разделе 6 ДСТУ-Н Б EN1993-1-5 – для случая независимого действия, и в Разделе 7.2 – для случая совместного действия с изгибающим моментом и осевым усилием. Более подробную информацию можно найти в публикации М. Бреттл, Д. Браун, Н.А. Беляев, А.С. Билык «Расчет стальных конструкций зданий в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

В зданиях, на внутренней опоре балки, рассчитанной исходя из параметров сечений с эффективной стенкой класса 2, следует устанавливать поперечные ребра жесткости, если расчетом не было подтверждено, что неподкрепленная стенка имеет достаточное сопротивление выпучиванию и достаточную местную устойчивость.

Для исключения потери сжатым поясом устойчивости в направлении стенки с ее искривлением, должно выполняться следующее условие:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

где:

A_w – площадь поперечного сечения стенки

A_{fc} – эффективная площадь поперечного сечения сжатого пояса

h_w – высота стенки

В.1.1
ENV 1994-1-1

6.5.1 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.5.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

8 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

t_w – толщина стенки

$k = 0,3$ при работе в пластической стадии

$k = 0,4$ при работе в упруго-пластической стадии

$k = 0,55$ при работе в упругой стадии

Для сталежелезобетонных балок значение A_{fc} принимается соответствующим меньшему из следующих двух значений: значения площади полки, не соединенной с плитой, или значения площади сталежелезобетонной полки, приведенного к соответствующему значению для стали с использованием коэффициента приведения для случая действия кратковременной нагрузки.

5.2.2.6. Анкерные упоры

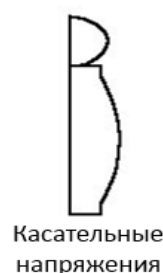
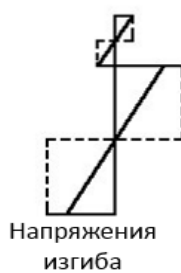
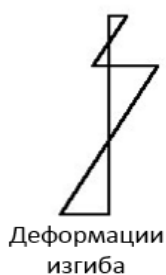
Для передачи продольного сдвигающего усилия, между бетоном и стальным элементом следует предусматривать сдвиговое соединение и поперечное армирование без учета сцепления и трения между ними.

Сдвиговые соединения рассчитываются на этапе эксплуатации, когда они включаются в работу в порядке, проиллюстрированном на Рисунке 5.39.

Для предотвращения отрыва плиты, соединительные элементы следует рассчитывать на восприятие номинального предельного растягивающего усилия, действующего перпендикулярно плоскости стального пояса и равного, по меньшей мере, 0,1 значения предельной несущей способности упора на сдвиг. При необходимости, соединительные элементы могут дополнительно анкериться.

Анкерные упоры разделяются на гибкие и жесткие. Различия в характере работы упоров показаны на Рисунке 5.40.

(1) без объединения



(2) с полным объединением

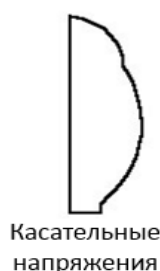
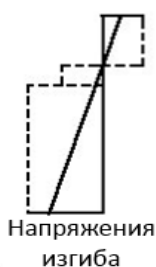
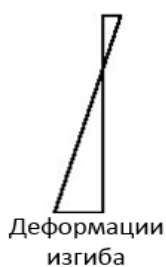
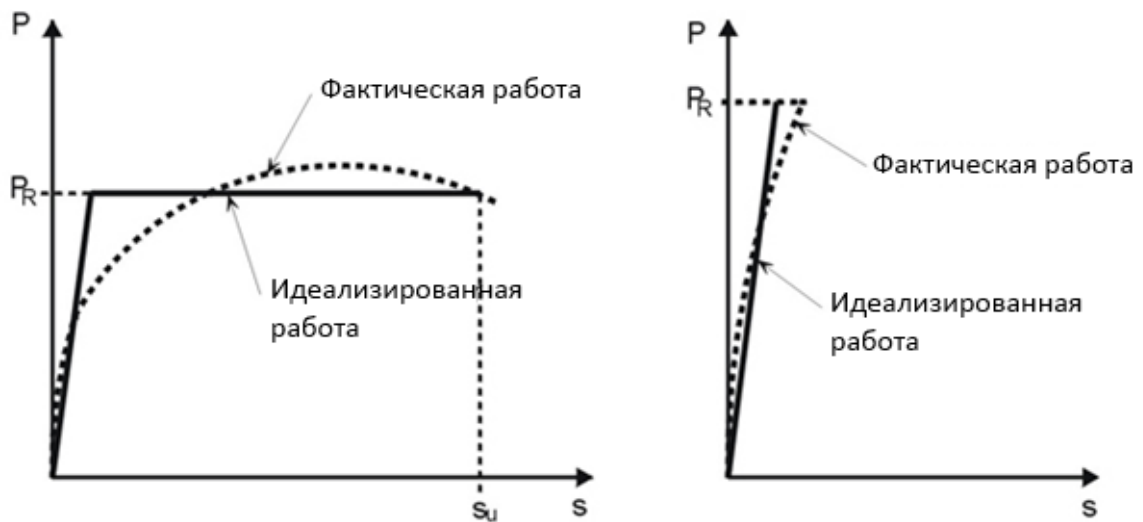


Рисунок 5.39. Деформации, нормальные и касательные напряжения на примере балки

6.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.1.1 (2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.1.1 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



(1) гибкий анкерный упор

(2) жесткий анкерный упор

Рисунок 5.40. Фактическая и идеализированная работа анкерных упоров

Стад-болты

Значение расчетной несущей способности на сдвиг одного стад-болта, привариваемого автоматической сваркой согласно ДСТУ ISO 14555, в плите сплошного сечения следует принимать равным меньшему из следующих значений:

из условия разрыва стад-болта
$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_V}$$

или

из условия выкалывания бетона
$$P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V}$$

где:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ для } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \text{ для } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$\gamma_V = 1,25$ – частный коэффициент надежности для стад-болтов

d – заданный диаметр стержня стад-болта $16 \text{ мм} \leq d \leq 25 \text{ мм}$

f_u – временное сопротивление стали упора на растяжение

f_{ck} – характеристическое значение цилиндрической прочности бетона на сжатие в рассматриваемом возрасте плотностью не менее 1750 кг/м^3

h_{sc} – общая номинальная высота стад-болта

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Если на стад-болты воздействует усилие непосредственного отрыва, таким усилием можно пренебречь при условии, что значение усилия для одного стад-болта F_{ten}

удовлетворяет условию $F_{ten} \leq 0,1 \cdot P_{Rd}$. Значения в диапазоне $F_{ten} > 0,1 \cdot P_{Rd}$ выходят за

область применения ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и данного учебника, так как, требуют проведения специального расчета и не характерны для типовых случаев перекрытий зданий.

Если стад-болты располагаются в вутах монолитных плит по профилированным настилам с гофрами, расположенными параллельно балке, расчетную несущую способность стад-болта на сдвиг следует определять путем понижения значения для сплошных плит посредством умножения на коэффициент k_t , значение которого равно:

$$k_t = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0$$

где:

b_0 – ширина вута, принимаемая в зависимости от типа настила и его укладки на опоре согласно Рисунку 5.28

h_p – высота вута, принимаемая равной общей высоте профилированного настила без учета выштамповок, как показано на Рисунке 5.28

h_{sc} – общая высота стад-болта, как показано на Рисунке 5.28

Если стад-болты располагаются в гофрах монолитных плит по профилированным настилам, перпендикулярным балке, расчетную несущую способность стад-болта на сдвиг следует определять путем понижения значения для сплошных плит посредством умножения на коэффициент k_t , значение которого равно:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b'_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

где:

n_r – количество стад-болтов в одном гофре на его пересечении с балкой (не более двух)

Значения ширины вута b'_0 , высоты вута h_p и общей высоты стад-болта h_{sc} принимаются согласно обозначениям, приведенным на Рисунке 5.41

Значение коэффициента k_t не должно превышать значения $k_{t,max}$, приведенные в Таблице 5.13.

6.6.3.2 (1), (2)
и (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Рисунок 6.13
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

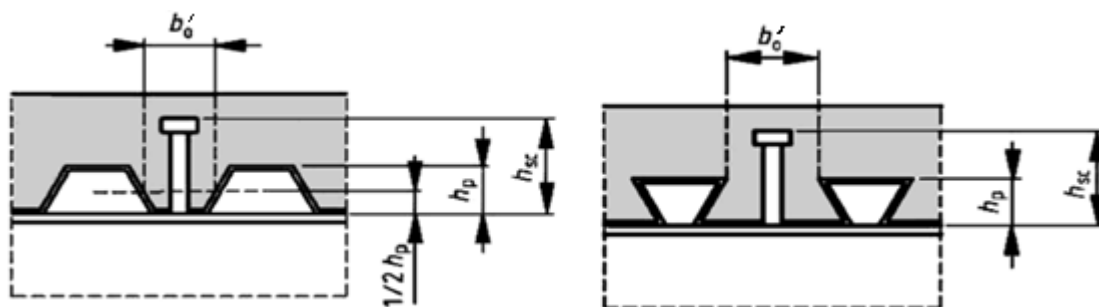


Рисунок 5.41. Балки с поперечной раскладкой профилированного настила

Таблица 6.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 5.13. Верхние пределы значений $k_{t,max}$ для понижающего коэффициента k_t

Количество упоров одним гофре	Толщина t профилированного настила, мм	Стад-болты с диаметром стержня не более 20 мм, привариваемые сквозь профнастил	Стад-болты с диаметром стержня 19 мм или 22 мм, устанавливаемые через отверстия в настиле
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,85	0,6
	$> 1,0$	0,8	0,6

6.6.4.2 [3]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Коэффициенты k_t имеют ограниченную область применения, что сильно отражается на традиционных конструкциях сталежелезобетонных перекрытий с опиранием плиты сверху. Коэффициенты k_t могут применяться при выполнении следующих условий:

- стад-болты расположены в гофрах высотой h_p не более 85 мм, и $b_0 \geq h_p$
- при приварке сквозь настил используются стад-болты с диаметром стержня не более 20 мм;
- при установке через отверстия в настиле используются стад-болты с диаметром стержня не более 22 мм;

6.6.4.3 [1]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если анкерные упоры одновременно обеспечивают передачу усилий продольного сдвига и в составе балки, и в составе плиты, то для комбинации усилий, действующих на стад-болт, должно выполняться следующее условие:

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} \leq 1,0$$

где:

F_l – расчетное продольное усилие, являющееся результатом совместной работы в составе балки

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

F_t – расчетное поперечное усилие, являющееся результатом совместной работы в составе плиты

$P_{l,Rd}$ и $P_{t,Rd}$ – несущая способность стад-болта в соответствующем направлении

Анкерные упоры Hilti X-HVB

Физико-механические параметры работы рассматриваемых упоров приведены согласно данным и методике производителя.

Значения предельных сдвигающих усилий, действующих на анкеры X-HVB 80, и усилий всех остальных типов принимаются равными, соответственно, $R_{d,ss} = 16 \text{ кН}$ и $R_{d,ss} = 22 \text{ кН}$, согласно Еврокоду 4, с учетом упругого характера работы анкеров.

Величина допустимого усилия сдвига, приходящегося на упор, определяется по формуле:

$$P_{Rd} = R_{d,ss} \cdot k_t$$

где K_t – коэффициент запаса, значение которого принимается в диапазоне от 0,5 до 1,0.

При расположении упоров в трапецевидных гофрах настила поперек балок, значение понижающего коэффициента принимается по аналогии со случаем для стад-болтов:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b'_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

где:

$n_r = 1$, если в каждом гофре установлено по одному анкерному упору

$n_r = 2$, если в каждом гофре установлено 2 или 3 анкерных упора

Значения геометрических параметров b'_0 , h_p и h_{sc} принимаются аналогично случаю для стад-болтов, как показано на Рисунке 5.42.

При расположении анкерного упора в гофрах настила, располагающихся параллельно балке и образующих вут, выражение для расчета несущей способности упора принимает вид:

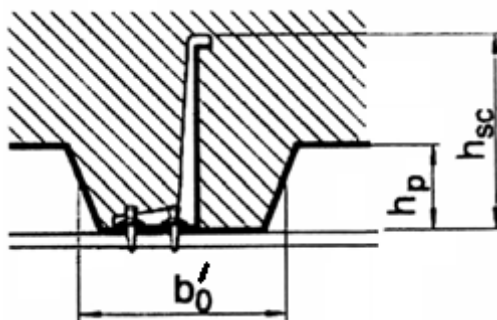


Рисунок 5.42. Расположение анкерного упора вдоль оси балки

$$P_{Rd} = R_{d,ss} \cdot k_p$$

Формула вводит понижающий коэффициент k_p , аналогично случаю для стад-болтов:

$$k_p = 0,6 \cdot \frac{b'_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

Значение k_p ограничивается диапазоном $0,5 \leq k_p \leq 1,0$ и принимается равным $k_p = 1,0$ при $\frac{b'_0}{h_p} \geq 18$.

Гибкие упоры в виде прокатных швеллеров без подкрепляющих ребер

Для гибких упоров в виде прокатных швеллеров без подкрепляющих ребер, как показано на Рисунке 5.43, величина несущей способности, согласно справочным методикам канадских норм (CAN/CSA-S16-2001), может определяться по выражению, которое в обозначениях Еврокода 4 принимает вид:

$$P_{Rd} = 36,5 \cdot \phi_{sc} \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

где:

ϕ_{sc} – коэффициент несущей способности сдвигового соединения, принимаемый равным 0,8

t_f – толщина пояса швеллера, в мм

t_w – толщина стенки швеллера, в мм

L_c – длина швеллера, в мм

f_{cd} – прочность бетона на сжатие, в МПа

Согласно рекомендациям Американского Института Стального Строительства (AISC), аналогичная формула имеет вид:

$$P_{Rd} = 0,3 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot E_{cm}}$$



Рисунок 5.43. Примеры гибких упоров в виде прокатных швеллеров без подкрепляющих ребер

где:

t_f – толщина пояса швеллера, в дюймах

t_w – толщина стенки, в дюймах

L_c – длина швеллера, в дюймах

f_{cd} – прочность бетона на сжатие, в ksi (килофунт на м², 1 МПа = 0,145 ksi)

E_{cm} – модуль упругости бетона, в ksi

Согласно СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы», используется следующая формула:

$$P_{Rd} = 0,55 \cdot (t_{fr} + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{10 \cdot f_{cd}}$$

где:

t_{fr} – сумма значений радиуса закругления и наибольшей толщины полки прокатного профиля, в см

t_w – толщина стенки прокатного профиля, в см

L_c – ширина площади смятия бетона упором, в см

f_{cd} – прочность бетона на сжатие, в МПа

Как видно из формы их записи, указанные формулы имеют близкий физический смысл, но отличаются используемыми единицами измерения (метрическая и английская системы измерений, сантиметры и миллиметры и т. д.).

Данные формулы не изменяются в зависимости от высоты швеллера и применимы к расчету упоров невысокого профиля. Например, структура формул, используемых в канадских и американских нормах, отражает, преимущественно, результаты испытаний анкеров высотой 102 мм и длиной 152 мм, а также небольших серий испытаний профилей высотой 76 мм и 127 мм.

Угловые упоры с арматурным анкером в сплошных плитах

Величина расчетной несущей способности углового упора, приваренного к стальной балке, как показано на Рисунке 5.44, может быть определена по формуле:

$$P_{Rd} = \frac{10 \cdot b \cdot h^{3/4} \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_V}$$

где:

b – длина уголка в мм, как показано на Рисунке 5.44

h – высота выступающей полки уголка в мм, как показано на Рисунке 5.44

При расчете по предельным состояниям несущей способности значение частного коэффициента надежности γ_V может быть принято равным 1,25.

Сварное соединение, посредством которого уголок крепится к балке, должно быть рассчитано, согласно Еврокоду 3, на усилие сдвига $1,2 \cdot P_{Rd}$, прилагаемое с эксцентриситетом $h/4$.

Рисунок 6.8
ENV 1994-1-1

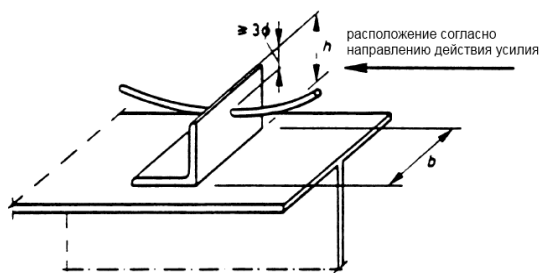


Рисунок 5.44. Угловой упор с арматурным анкером: схема работы и пример использования в перекрытии здания в г. Киев

Арматурный анкер, предотвращающий отрыв, должен удовлетворять требованию:

$$\frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s} \geq 0.1 \cdot P_{Rd}$$

где A_s – это площадь сечения арматурного стержня.

Высота выступающего из уголка участка полки соединительного элемента не должна превышать 150 мм и 10-ти значений ее толщины.

Если несущая способность соединительных элементов, образованных уголком, не подтверждена результатами испытаний, длина элементов не должна превышать 300 мм.

Наклонные и петлевые анкеры в сплошных плитах

Наклонные анкеры и петли применяются, преимущественно, для предотвращения отрыва плит от стальных балок, но также могут воспринимать и сдвиговые усилия. Примеры таких соединительных элементов приведены на Рисунке 5.45.

Значение расчетной несущей способности на продольный сдвиг для каждого наклонного анкера или одной ветви петлевого анкера, согласно ENV 1994-1-1, определяется по выражению:

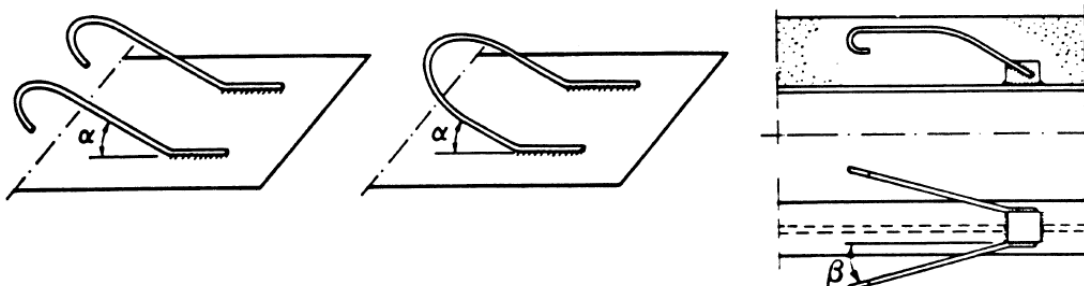


Рисунок 5.45. Примеры анкеров с загибами и петлями

6.4.6
ENV 1994-1-1

6.3.5
ENV 1994-1-1

Рисунок 6.6
ENV 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

$$P_{Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{1 + \sin^2 \alpha}} \cdot \cos \beta$$

где:

A_s – площадь поперечного сечения анкера или петли

α – угол между стержнем анкера либо петель и плоскостью полки балки, к которой они приварены, как показано на Рисунке 5.45

β – угол между горизонтальной проекцией анкера и направлением действия усилия сдвига, как показано на Рисунке 5.45 для анкеров, расходящихся в стороны

f_{yd} – расчетное сопротивление материала стержня, которое принимается равным f_y / γ_{M0} или f_{sk} / γ_S в зависимости от типа проката, используемого для анкера

γ_{M0} и γ_S – частные коэффициенты надежности для конструкционной стали и арматуры, соответственно, согласно Разделу 2.

Альтернативная методика, описанная в частности, в СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы», ограничивает значение усилия, приходящегося на один наклонный анкер из арматурной стали круглого сечения (гладкого или периодического профиля) или одну ветвь петлевого анкера, двумя условиями, которые в приведении к обозначениям Еврокода 4 имеют вид:

$$0,1 \cdot A_s \cdot m \cdot f_{yd} \cdot \cos \alpha \cdot \cos \beta + d_s^2 \cdot \sqrt{10 \cdot f_{cd}}$$

$$P_{Rd} = 0,1 \cdot A_s \cdot m \cdot f_{yd} \cdot (\cos \alpha \cdot \cos \beta + 0,8 \cdot \sin \alpha)$$

где:

m – коэффициент условий работы конструкции, значение которого для общего случая может быть принято равным 0,9

d_s – диаметр стержня наклонного анкера или петли

Жесткие упоры с гибкими наклонными либо петлевыми анкерами в сплошных плитах

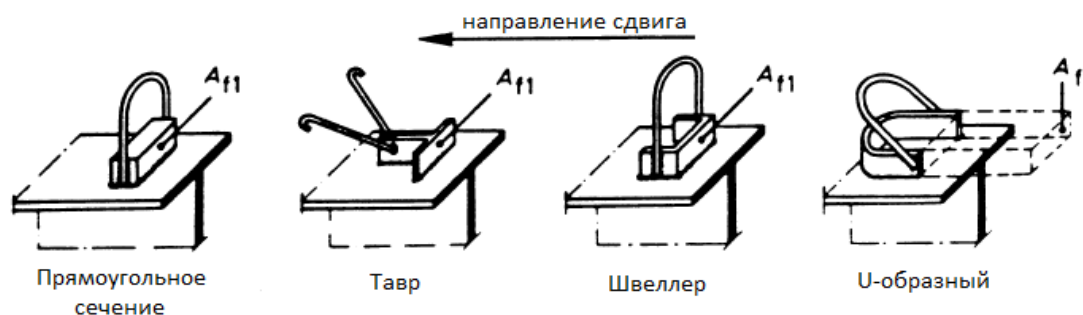


Рисунок 5.46. Примеры жестких упоров с наклонными и петлевыми анкерами

Приложение
Я СП
35.13330.2010

Рисунок 6.4
ENV 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Жесткие упоры не входят в сферу действия стандарта ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. Они могут использоваться в отдельных случаях, с подтверждением посредством проведения натуральных испытаний. Примеры жестких упоров с гибкими наклонными и петлевыми анкерами показаны на Рисунке 5.46.

Упор может считаться жестким в том случае, если его торцевая поверхность не заострена и уместно предположить, что в процессе разрушения напряжения по ней распределяются равномерно.

Несущая способность на сдвиг жесткого компонента подобного соединительного элемента определяется выражением:

$$P_{Rd} = \eta \cdot A_{f1} \cdot f_{cd}$$

где:

A_{f1} – площадь лобовой поверхности соединительного элемента, как показано на Рисунке 5.47

$\eta = \sqrt{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}}$, но не выше 2,5 для тяжелых бетонов и 2,0 – для бетонов с легкими заполнителями

A_{f2} – площадь проекции поверхности соединительного элемента с уклоном 1:5 в пределах расположения бетона на поверхность смежного соединительного элемента, как показано на Рисунке 5.47.

При использовании комбинации жесткого упора с петлями либо наклонными анкерами значение суммарной несущей способности можно упрощенно определить по выражениям:

$$P_{Rd,Amb} = P_{Rd,block} + 0,5 \cdot P_{Rd,an} \text{ – для наклонных анкеров}$$

$$P_{Rd,Amb} = P_{Rd,block} + 0,5 \cdot P_{Rd,hoop} \text{ – для петель}$$

где:

$P_{Rd,block}$ – несущая способность на сдвиг жесткого элемента

$P_{Rd,an}$ – несущая способность на сдвиг наклонного анкера

$P_{Rd,hoop}$ – несущая способность на сдвиг петли

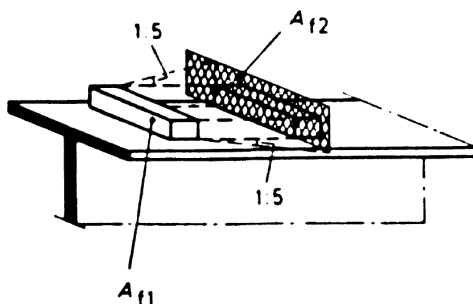


Рисунок 5.47. Определение расчетных значений площади для жесткого компонента соединительного элемента

6.3.4
ENV 1994-1-1

6.3.6
ENV 1994-1-1

Рисунок 6.5
ENV 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Сварные швы, крепящие жесткие элементы с петлями либо наклонными анкерами к балке, должны быть рассчитаны на сумму усилий $1,2 \cdot P_{Rd,block}$ и P_{Rd} для каждого анкера или петли.

При расчете сварных швов, крепящих жесткий упор, должна учитываться величина номинального эксцентриситета приложения усилия.

Не допускается использовать жесткие упоры без анкеров, способных воспринять усилие величиной не менее $0,1 \cdot P_{Rd}$.

Высота жесткого элемента прямоугольного сечения, согласно Рисунку 5.46, не должна превышать его толщину более чем в 4 раза.

Тавровый жесткий элемент, согласно Рисунку 5.46, должен изготавливаться из фасонного проката и характеризоваться значением соотношения ширины к толщине полки, не превышающим 10. Высота таврового упора не должна превышать 150 мм и 10-ти значений толщины его полки.

Жесткий элемент из швеллера, согласно Рисунку 5.46, должен изготавливаться из фасонного проката и характеризоваться значением соотношения высоты к толщине стенки, не превышающим 25. Высота швеллера не должна превышать 150 мм и 15-ти значений толщины его стенки.

Высота U-образного жесткого элемента, согласно Рисунку 5.46, не должна превышать 150 мм и 20-ти значений толщины его профиля.

Длина анкеровки и параметры защитного слоя петель и наклонных анкеров должны соответствовать требованиям ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Считать, что петля имеет достаточную анкеровку, допускается при выполнении следующих требований: $r \geq 7,5d$, $l \geq 4r$ и толщина защитного слоя более $3d$, где обозначения соответствуют Рисунку 5.48.

Петли и наклонные анкера должны ориентироваться в направлении сдвига. В местах с возможным изменением направления усилий продольного сдвига должны предусматриваться наклонные анкера и петли, ориентированные в обоих направлениях.

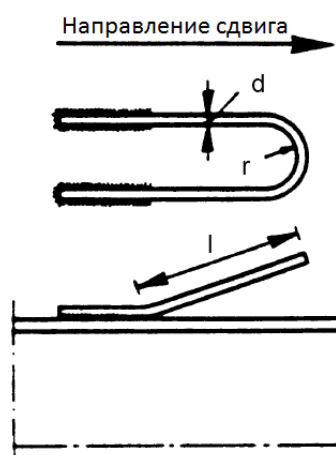


Рисунок 5.48. К конструированию петлевых анкеров

6.4.4
ENV 1994-1-1

6.4.5
ENV 1994-1-1

Рисунок 6.10
ENV 1994-1-1

5.2.2.7. Расчет на продольный сдвиг

Расчетное сечение

6.6.1.1 (10)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Следует предотвращать разрушение при продольном сдвиге и раскалывание бетонной плиты, обусловленные воздействием сосредоточенных сил, передаваемых анкерными упорами.

Для расчета используется ферменная модель передачи усилий, которая состоит из условных сжатых бетонных раскосов и растянутой поперечной арматуры, как показано на Рисунке 5.49.

Чтобы исключить сдвиг в продольном направлении, значения расчетные касательные напряжения v_{Ed} в плите по любой потенциальной поверхности разрушения не

6.2.4
ДСТУ
EN 19

6.6.6
ДСТУ
EN 19

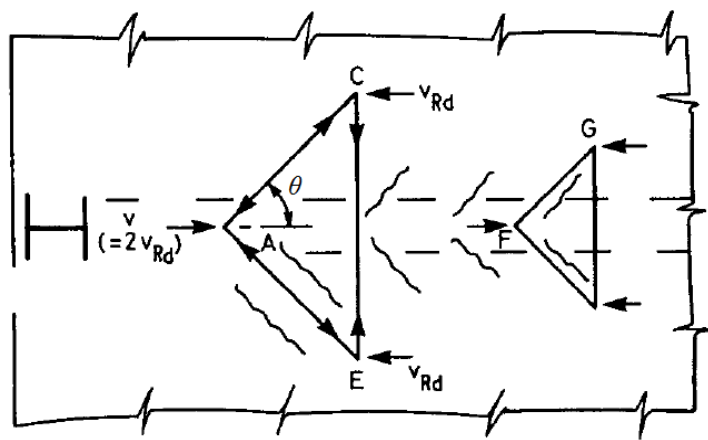


Рисунок 6.15
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.49. Ферменная модель передачи усилий продольного сдвига от анкерных упоров на плиту (вид в плане)

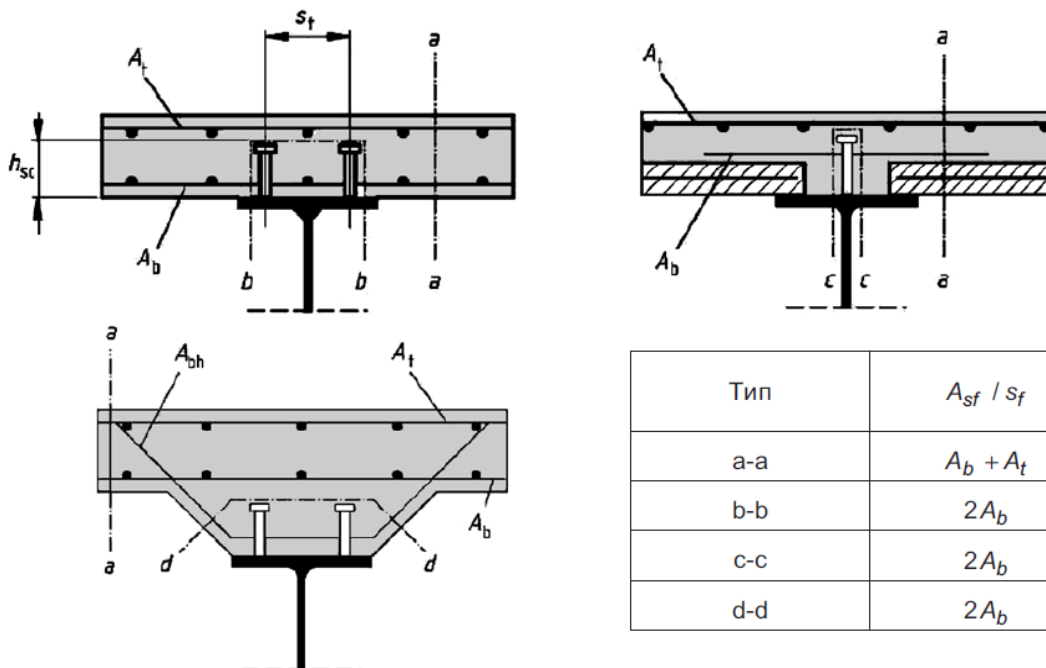


Рисунок 6.16
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.50. Типовые потенциальные поверхности разрушения при продольном сдвиге в сплошных плитах с вутами либо без них

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

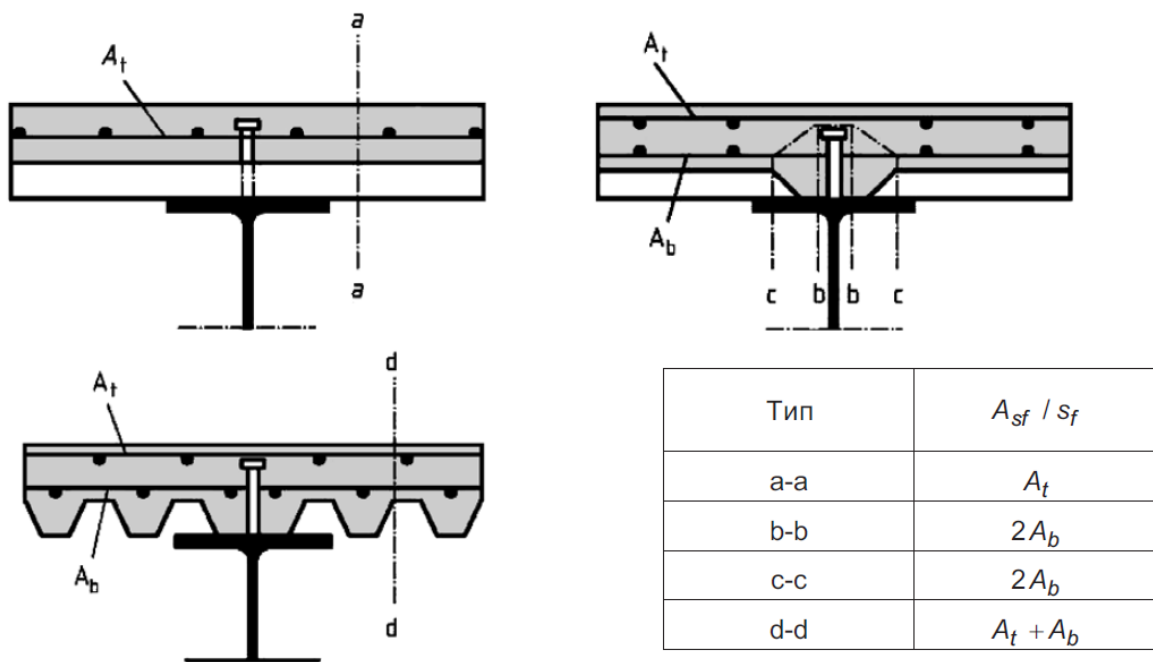


Рисунок 5.51. Типовые потенциальные поверхности разрушения при продольном сдвиге в монолитных плитах по профилированным настилам

должны превышать соответствующую несущую способность.

Рассматриваемые поверхности и соответствующее поперечное армирование для наиболее распространенных типов сплошных плит и плит по профилированным настилам в составе сталежелезобетонных балок показаны соответственно на Рисунках 5.50 и 5.51.

Если используется стальной профилированный настил и поверхность потенциального разрушения пересекает толщину плиты (например, поверхность сдвига a-a на Рисунке 5.51), то расчетную высоту h_f принимают равным толщине бетона над гофрами профнастила.

Для поверхности сдвига типа c-c на Рисунке 5.51, величину высоты профнастила не следует включать в h_f если возможность включения не подтверждена результатами испытаний.

Если используется плита по стальному профилированному настилу с укладкой гофрами поперек балки и используются стад-болты, расчетная несущая способность которых определена с учетом понижающего коэффициента k_t согласно п. 6.6.4.2

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и Разделу 5.2.2.6, поверхности сдвига типа b-b (Рисунок 5.51) рассматривать не требуется.

Длину поверхности сдвига типа b-b, согласно Рисунку 5.50, следует принимать равной значению $2h_{sc}$ плюс диаметр головки стад-болта – при однорядном или двухрядном шахматном расположении стад-болтов, или же равной $(2h_{sc} + s_t)$ плюс диаметр головки стад-болта – при расположении стад-болтов в два ряда, где h_{sc} – высота стад-болта после приварки, а s_t – шаг между осями стад-болтов в поперечном направлении, как показано на Рисунке 5.50.

6.6.6.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.6.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.6.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.6.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Длину h_f подобных поверхностей потенциального разрушения можно повысить путем увеличения высоты стад-болтов в плите.

Для балок с плитами по профилированным настилам, уложенным гофрами вдоль балок, критической может оказаться более короткая поверхность сдвига с-с, показанная на Рисунке 5.51, а для сплошных плит с вутами – поверхность d-d (Рисунок 5.50). В данных случаях важно обеспечить взаимное соответствие фактической геометрии вута, раскладки и геометрии настила.

При использовании сборных железобетонных элементов (например, филигранных плит) в сочетании с монолитным бетоном, несущую способность на продольный сдвиг следует дополнительно проверять согласно Разделу 6.2.5 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, что подробно в данном пособии не рассматривается.

Определение касательных напряжений от усилий продольного сдвига

Для каждой рассматриваемой поверхности потенциального разрушения расчетные касательные напряжения v_{Ed} должны определяться по расчетному усилию продольного сдвига на единицу длины балки с учетом количества и длины поверхностей сдвига.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, значения касательных напряжений v_{Ed} от продольного сдвига с одной стороны в месте примыкания полки к балке определяются посредством изменения номинального продольного усилия в рассматриваемой части полки, согласно выражению:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x}$$

где:

h_f – толщина полки в месте соединения, как показано на Рисунке 5.52, которая, согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, для сталежелезобетонных конструкций заменяется понятием длины расчетной поверхности сдвига

Δx – рассматриваемая длина, как показано на Рисунке 5.52

ΔF_d – изменение номинального усилия в полке на длине Δx , как показано на Рисунке 5.52

A – условный сжатый подкос; B – продольный стержень, анкеровка которого заводится за эту проекцию точки

Учитывая специфику сталежелезобетонных конструкций, значение h_f определяется конфигурацией поверхности потенциального разрушения, а общее значение усилия продольного сдвига по контакту бетона и стали на метр балки определяется как сумма усилий, передающихся анкерными упорами на рассматриваемом участке. Упрощенно оно может приниматься равным сумме несущих способностей анкерных упоров на соответствующей единице длины и должно сочетаться с процедурой расчета самих соединительных элементов.

6.6.6.1 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

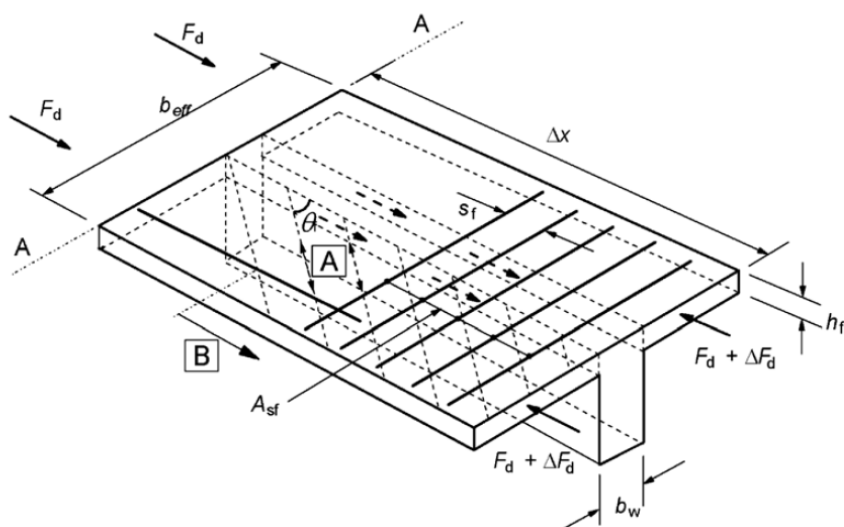


Рисунок 6.7
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 5.52. К определению касательных напряжений от продольного сдвига

Также необходимо обратить внимание на то, что на Рисунке 5.52 параметр ΔF_d соответствует раздельно каждой примыкающей стороне плиты. Сдвиговое усилие необязательно распределяется поровну между двумя сторонами. При несимметричной бетонной полке, характерной для крайних балок в торцах перекрытия либо в местах проемов, усилия продольного сдвига с каждой стороны будут распределяться пропорционально площади, отсекаемой поверхностью потенциального разрушения, что может быть особенно важным в тех случаях, когда критическим параметром для расчета на продольный сдвиг является прочность бетона.

С учетом перечисленных особенностей, формула для расчета касательного напряжения для сталежелезобетонных балок может быть переписана в следующем виде:

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{h_f \cdot \Delta x} \frac{A_{c1,eff}}{A_{c,eff}}$$

где:

$V_{L,Ed}$ – расчетное усилие, передаваемое сдвиговым соединением на рассматриваемой длине балки, как показано на Рисунке 5.53

$$V_{L,Ed} = \min(N_{pl,a}; N_c; \sum P_{Rd})$$

$A_{c1,eff}$ – часть площади расчетного (эффективного) сечения бетонной полки, отсекаемая поверхностью сдвига, как показано на Рисунке 5.53

$A_{c,eff}$ – площадь расчетного (эффективного) сечения бетонной полки

Расчет условных сжатых бетонных подкосов

Чтобы предотвратить разрушение условных сжатых подкосов, необходимо обеспечить для полки выполнение следующего условия:

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f$$

6.2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

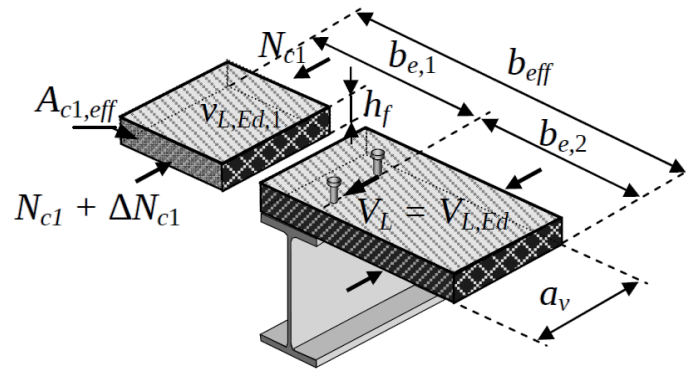


Рисунок 5.53. К уточненному выражению для определения касательных напряжений от продольного сдвига в сталежелезобетонных балках

где:

v – коэффициент снижения прочности бетона с трещинами в условиях сдвига

$$v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \text{ с } f_{ck} \text{ в МПа}$$

θ_f – угол между условным сжатым бетонным подкосом плиты и осью балки (угол потенциального образования трещин), как показано на Рисунках 5.49 и 5.52

Значение угла θ_f при сжатых полках допускается принимать в пределах от $26,5^\circ$ до 45° . При этом, чем больше значение угла θ_f , тем выше несущая способность условных бетонных подкосов, но одновременно и выше количество требуемого поперечного армирования. Чтобы не зависеть расход арматуры и при этом обеспечить необходимую несущую способность, рекомендуется решить обратную задачу, приравняв:

$$v_{Ed} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta_f \cdot \cos\theta_f$$

откуда:

$$v_{Ed} = v \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{2} \sin 2\theta_f$$

$$\sin 2\theta_f = \frac{2 \cdot v_{Ed}}{v \cdot f_{cd}}$$

$$2\theta_f = \arcsin \left(\frac{2 \cdot v_{Ed}}{v \cdot f_{cd}} \right)$$

$$\theta_f = \frac{\arcsin \left(\frac{2 \cdot v_{Ed}}{v \cdot f_{cd}} \right)}{2}$$

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Фактически, это выражение позволяет определить значение потенциального угла образования трещин от усилий продольного сдвига, передаваемых анкерными упорами в сталежелезобетонных балках. Полученное значение необходимо ограничивать диапазоном $26,5^\circ \dots 45^\circ$. При значениях угла менее $26,5^\circ$ в дальнейшем расчете поперечного армирования следует принимать $\theta_f = 26,5^\circ$. Значения $\theta_f > 45^\circ$ говорят о том, что прочность условных бетонных подкосов недостаточна и необходимо увеличить расчетное сечение бетонной полки (h_f) либо применить более высокий класс бетона.

Расчет поперечной арматуры

Параметры поперечного армирования на единицу длины A_{sf} / s_f можно определить согласно выражению:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}$$

Если плита является сталежелезобетонной и используется в сочетании со специальным профнастилом с механической либо фрикционной связью и укладкой по неразрезной схеме гофрами поперек стальной балки, то вклад профнастила в характеристики поперечного армирования для поверхности сдвига типа а-а, согласно Рисунку 5.51, может учитываться путем следующего уточнения расчетной формулы:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} + A_{pe} \cdot f_{yp,d} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}$$

где:

A_{pe} – эффективная площадь поперечного сечения профнастила на единицу длины балки, которая для настилов с отверстиями должна приниматься равной площади нетто

$f_{yp,d}$ – расчетное значение предела текучести профнастила

Если профнастил, расположенный гофрами поперек балки, укладывается на верхний пояс стальной балки по разрезной схеме, но с сохранением приварки стад-болтов к стальному профилю непосредственно через профнастил, выражение $A_{pe} \cdot f_{yp,d}$ в формуле выше следует заменить на $P_{pb,Rd} / s$, но соответствующее значение не должно превышать $A_{pe} \cdot f_{yp,d}$:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} + \frac{P_{pb,Rd}}{s} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f}, \text{ но } P_{pb,Rd} / s \leq A_{pe} \cdot f_{yp,d}$$

где:

$P_{pb,Rd}$ – расчетная несущая способность стад-болта, приваренного сквозь профнастил в соответствии с рекомендациями Раздела 5.2.2.6

6.2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.6.6.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.6.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

s – расстояние в продольном направлении между осями стад-болтов, эффективно крепящими профнастил.

Вклад в поперечное армирование профнастилов, расположенных гофрами вдоль балок, не учитывается даже в том случае, если стад-болты эффективно крепят его сквозной приваркой. С учетом такой ориентации листов, по эффективной ширине полки, скорее всего, будут располагаться боковые перехлесты профнастила, что нарушит непрерывность передачи профнастилом усилий. Крепеж в стыке не обеспечивает достаточной несущей способности на продольный сдвиг. Дополнительная несущая способность не учитывается и в том случае, если проект исключает боковые перехлесты в пределах эффективной ширины бетонной полки.

Данную уточненную процедуру расчета следует применять осторожно, потому что ее использование порождает дополнительные неопределенные факторы и риски, степень которых во многом определяется качеством выполнения работ (раскладкой профнастила, приваркой анкеров и т. д.).

В общем случае, сталежелезобетонная плита будет устраиваться по профнастилу и армироваться, как минимум, конструктивной сеткой из соображений трещиностойкости. Если существующего армирования в месте опирания плиты на балку для передачи усилий продольного сдвига не достаточно, необходимо выполнять локальное усиление поперечного армирования над балкой. Дополнительное армирование не обязательно должно укладываться на всю эффективную ширину бетонной полки. Оно может обрываться согласно кривой уменьшения касательных напряжений от максимума в месте опирания на балку до нуля на краю эффективной ширины, но должно иметь достаточную длину для обеспечения анкеровки усилия, действующего в расчетном сечении потенциальной поверхности разрушения. Анкеровка может улучшаться за счет отгибов по концам дополнительной поперечной арматуры.

5.2.3. Сталежелезобетонные колонны

Данный раздел применяют при проектировании сталежелезобетонных колонн и сжатых элементов из стальных профилей, полностью либо частично обетонированных, включая круглые, квадратные и прямоугольные трубы, заполненные бетоном. Примеры наиболее распространенных типов сечений показаны на Рисунке 5.54.

Рассматриваемые сталежелезобетонные колонны могут как являться отдельными элементами, так и входить в состав каркасов, где остальные элементы являются сталежелезобетонными либо стальными.

Ниже рассмотрены два метода расчета:

- общий метод, область применения которого включает элементы с несимметричными или переменными по длине колонн поперечными сечениями;
- упрощенный метод для элементов с постоянными по длине и имеющими две оси симметрии поперечными сечениями.

При расчете сталежелезобетонных колонн или сжатых элементов любого поперечного сечения следует проверять:

6.7.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

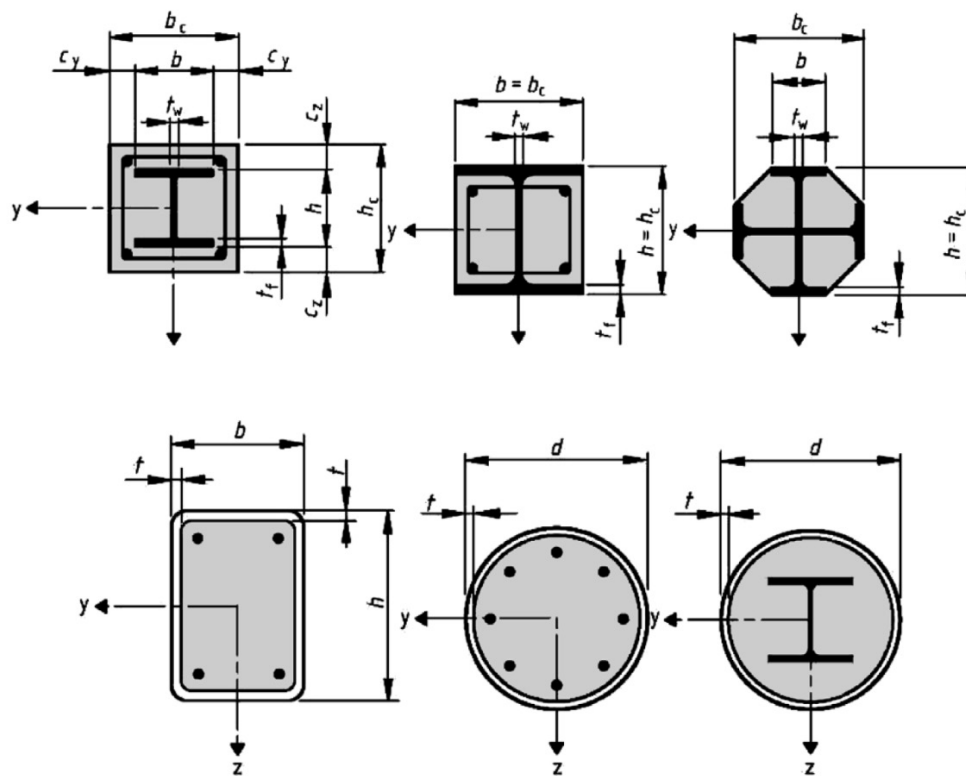


Рисунок 6.17
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.54. Наиболее распространенные типы сечений сталежелезобетонных колонн

- несущую способность элемента;
- местную устойчивость;
- характер передачи усилий в зоне приложения нагрузки;
- несущую способность на сдвиг вне зоны приложения нагрузки.

5.2.3.1. Общий метод расчета

Соответствующий раздел ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 содержит общие принципы проектирования сталежелезобетонных сжатых и сжато-изогнутых элементов, которые описывают расчетные предпосылки универсального метода, применимого к различным по конфигурации конструктивам, например, элементам с переменным либо несимметричным сечением.

Общий метод расчета не содержит конкретного алгоритма; взамен этого, он описывает ряд эффектов и воздействий, которые должны быть учтены. Введение большого количества факторов указывает на необходимость применения комплексного программного обеспечения для численного решения задачи.

В расчете, согласно общему методу, должно учитываться следующее:

- геометрические несовершенства во всех неблагоприятных направлениях;
- остаточные напряжения;

6.7.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

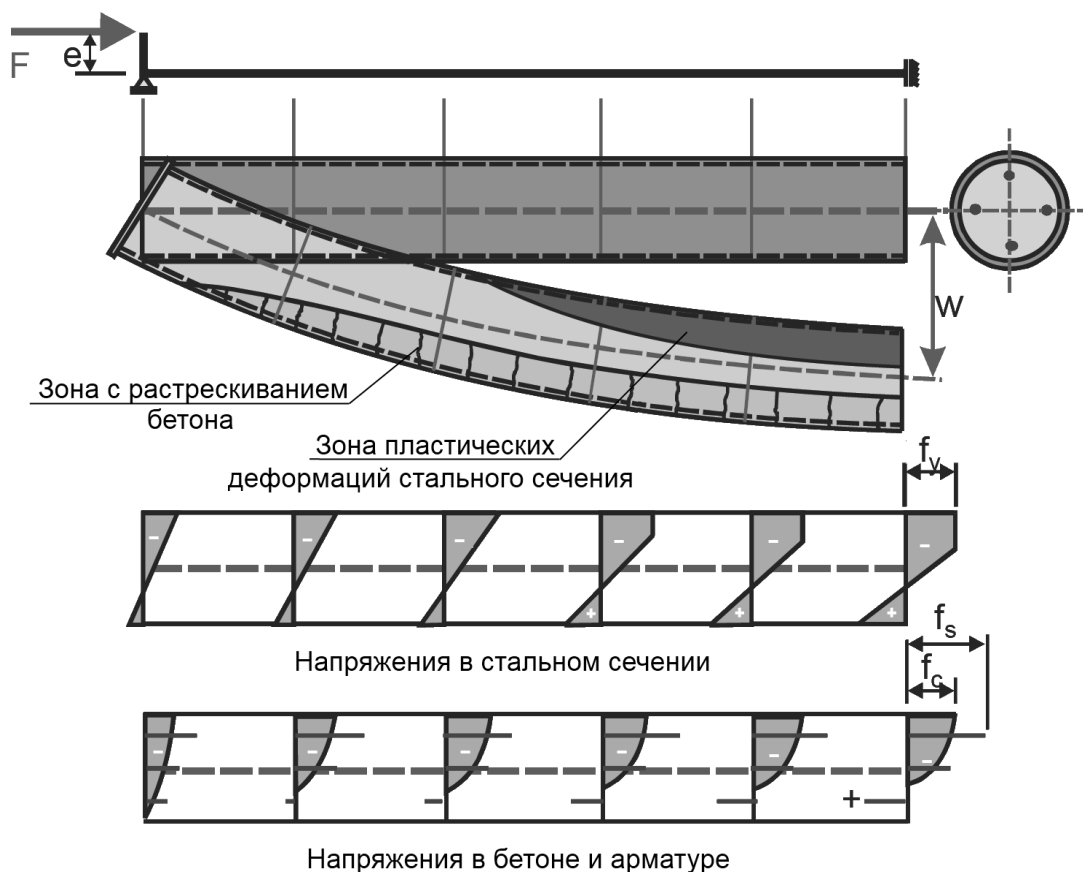


Рисунок 5.55. Иллюстрация к основному принципу расчета сталежелезобетонных колонн с использованием общего метода

- местная потеря устойчивости;
- процесс образования трещин в бетоне с исключением из работы растянутой зоны;
- ползучесть и усадка бетона при условии, что они могут существенно снизить устойчивость конструкции;
- текучесть арматуры и стального профиля.

Значения внутренних усилий следует определять при помощи нелинейного упруго-пластического расчета, основанного на зависимостях типа «напряжение-деформация» либо «момент-кривизна», описывающих линейно-упругую часть процесса, а за ней – пластическую работу с упрочнением или без него, как показано на Рисунке 5.55. Для общего метода остается применимой гипотеза плоских сечений; считается, что поперечные сечения остаются плоскими, а совместная работа отдельных компонентов сечения сохраняется вплоть до разрушения. Поскольку в работе сталежелезобетонного сечения участвуют разнородные материалы с различными нелинейными зависимостями, в результате мы получаем сложную нелинейную задачу.

Учитывая всю сложность практического применения общего метода расчета без использования специального программного обеспечения, при проектировании сталежелезобетонных колонн понятно стремление проектировщиков обеспечить выполнение условий упрощенного метода расчета, рассмотренного далее.

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Тут и в дальнейшем общий метод расчета сталежелезобетонных колонн не рассматривается; вместо этого, внимание концентрируется на практическом использовании упрощенного метода (включая соответствующие численные примеры в Разделе 7).

5.2.3.2. Упрощенный метод расчета

Классификация

Расчет сталежелезобетонной колонны, как по общему, так и по упрощенному методу следует начать с проверки того, может ли сечение в принципе классифицироваться как сталежелезобетонное и рассчитываться согласно Еврокоду 4.

Классификация сталежелезобетонных колонн определяется величиной коэффициента влияния стали δ , характеризующего долю усилия, воспринимаемого стальным сечением. Согласно ДСТУ-Н Б EN1994-1-1, колонна здания может считаться сталежелезобетонной в том случае, если значение коэффициента влияния стали δ составляет:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

Соответственно, при δ менее 0,2 колонну следует считать железобетонной и применять к ней положения Еврокода 2, а при значениях δ свыше 0,9 – рассматривать как стальную и руководствоваться Еврокодом 3.

Согласно упрощенному методу расчета сталежелезобетонных колонн, значение коэффициента влияния стали δ определяется следующим образом:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

где:

A_a – площадь поперечного сечения стального профиля

f_{yd} – расчетный предел текучести конструкционной стали $f_{yd} = f_{yk} = f_y$

$N_{pl,Rd}$ – несущая способность на сжатие всего сечения в пластической стадии, величина которой равна:

- для полностью либо частично обетонированных сечений:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

- для замкнутых сечений, заполненных бетоном:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

A_c – площадь бетонного заполнения сечения

f_{cd} – расчетная прочность бетона на сжатие $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

A_s – суммарная площадь сечений элементов продольного армирования

f_{sd} – расчетная прочность бетона на сжатие $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$

6.7.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

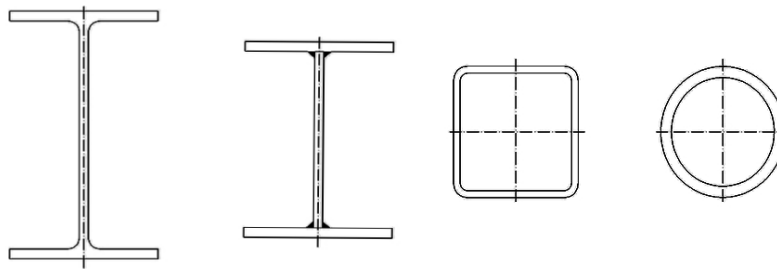


Рисунок 5.56 Примеры стальных профилей, соответствующих требованиям упрощенного метода расчета

Область применения упрощенного метода

Первым критерием применения упрощенного метода является проведение указанной выше классификации, согласно которой выбранное сечение должно определяться как сталежелезобетонное.

Область применения упрощенного метода ограничена пределами гибкости элемента и параметрами сечения.

Основные ограничения параметров сечения, некоторые из которых проиллюстрированы на Рисунках 5.56 и 5.57, включают в себя следующие:

- применяемый стальной профиль должен являться катаным, холодноформованным (подразумеваются трубы) либо сварным;
- сечение должно являться цельным и не должно состоять из двух или более несвязанных профилей;
- сечение должно иметь две оси симметрии;
- элемент должен иметь постоянное по длине сечение;
- значение отношения высоты сечения к его ширине должно составлять от 0,2 до 5,0;

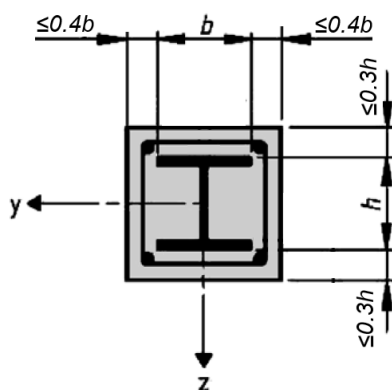


Рисунок 5.57 Максимальные значения толщины защитных слоев для полностью обетонированных сечений, соответствующие требованиям упрощенного метода расчета

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

- максимальные значения толщины защитных слоев, принятые в расчете для полностью обетонированных сечений, не должны превышать следующих: $\max c_z = 0,3h$ и $\max c_y = 0,4b$;
- отношение площади принятого в расчете продольного армирования A_s к площади бетонного заполнения A_c не должно превышать 6%

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100\% \leq 6\%$$

Коэффициент ρ_s для круглых труб с армированным стержнями железобетонным ядром дополнительно учитывается при определении эквивалентных геометрических несовершенств согласно Таблице 4.3 и кривым потери устойчивости, приведенным в Таблице 5.16.

Величина условной гибкости колонны должна удовлетворять следующему условию:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0$$

Величину условной гибкости $\bar{\lambda}$ в рассматриваемой плоскости, согласно упрощенному методу, следует определять по формуле:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

где:

$N_{pl,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности на сжатие в пластической стадии, аналогичное указанным выше расчетным значениям, но с подстановкой характеристических параметров прочности f_{yk} , f_{ck} , f_{sk} взамен расчетных:

- для полностью либо частично обетонированных сечений

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

- для замкнутых сечений, заполненных бетоном

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

N_{cr} – критическое осевое усилие в упругой стадии для соответствующей формы потери устойчивости, величина которого вычисляется с использованием значения эффективной изгибной жесткости $(EI)_{eff}$

Для определения величины условной гибкости $\bar{\lambda}$ и критического усилия в упругой стадии N_{cr} , характеристическое значение эффективной изгибной жесткости $(EI)_{eff}$ поперечного сечения сталежелезобетонной колонны следует вычислять по формуле:

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_e \cdot E_{cm} \cdot I_c$$

где:

K_e – поправочный коэффициент, значение которого следует принимать равным 0,6;
 E_a , E_s , E_c – модули упругости, соответственно, стального профиля, арматурной стали и бетона заполнения

6.7.3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 [4]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

I_a , I_s , I_c – соответственно, моменты инерции стального сечения, продольного армирования и бетонного заполнения относительно рассматриваемой оси

Следует также учесть влияние долговременных эффектов на эффективную изгибную жесткость в упругой стадии. Значение модуля упругости бетона E_{cm} следует уменьшить

до величины $E_{A,eff}$ согласно формуле:

$$E_{A,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t}$$

где:

φ_t – коэффициент ползучести, согласно Разделу 4.4.1.1

N_{Ed} – суммарное расчетное продольное усилие

$N_{G,Ed}$ – часть продольного усилия, которая действует постоянно

Учитывая все указанные подстановки, значение условной гибкости определяется исходя из величины эффективной изгибной жесткости, равной:

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,6 \cdot E_{c,eff} \cdot I_c$$

Для каждой плоскости следует определять свое значение критического усилия N_{cr} и соответствующую величину условной гибкости $\bar{\lambda}$.

Для отдельно рассматриваемых стержней с известными условиями опирания, величину критического усилия N_{cr} можно определить по формуле Эйлера:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

где L принимается равным расчетной длине.

Для рассматриваемой проверки с учетом подстановки $(EI)_{eff}$, выражение для расчета N_{cr} преобразуется следующим образом:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2}$$

Расчетное сечение

При определении внутренних усилий расчетное значение эффективной изгибной жесткости $(EI)_{eff,II}$ следует определять относительно каждой из осей по формуле:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_{e,II} \cdot E_{cm} \cdot I_c)$$

где:

K_0 – калибровочный коэффициент, значение которого принимается равным 0,9

$K_{e,II}$ – поправочный коэффициент, значение которого принимается равным 0,5

6.7.3.4 [2]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Как и проведении расчета величины условной гибкости, следует учитывать долговременные эффекты путем введения пониженного значения модуля упругости бетона $E_{c,eff}$. С учетом всех подстановок, формула определения величины изгибной жесткости для расчета внутренних усилий принимает вид:

$$(EI)_{eff,II} = 0,9 (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,5 \cdot E_{c,eff} \cdot I_c)$$

В процессе составления численного описания сталежелезобетонного сечения может потребоваться определить величину жесткости на сжатие. Еврокод 4 не определяет указанное значение, но аналитически его можно рассчитать следующим образом:

$$(EA)_{eff} = E_a \cdot A_a + E_s \cdot A_s + E_{c,eff} \cdot A_c$$

Метод конечных элементов для стержневых конструкций допускает не учитывать параметр сдвиговой жесткости, за исключением коротких стержней. Еврокод 4 допускает в работе на сдвиг учитывать только стальное сечение.

Местная потеря устойчивости

Не учитывать в расчете эффекты от местной потери стальным сечением устойчивости допускается при выполнении конструктивных требований, указанных в Таблице 5.14.

В противном случае фактор снижения несущей способности, обусловленного местной потерей устойчивости стального профиля, необходимо учитывать. Последствия подобной формы отказа показаны на Рисунке 5.58.

Несущая способность по прочности сечения на сжатие

Величину несущей способности сталежелезобетонного поперечного сечения на сжатие в пластической стадии $N_{pl,Rd}$ следует определять путем суммирования величин несущих способностей компонентов сечения в пластической стадии:

- для полностью либо частично обетонированных сечений:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$



Рисунок 5.58. Примеры местной и затем общей потери устойчивости стальных профилей в составе сталебетонных и сталежелезобетонных колонн

6.7.1 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

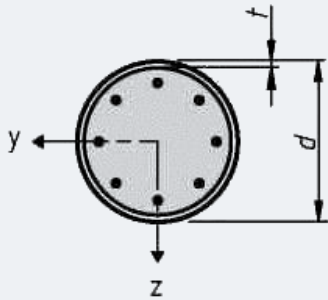
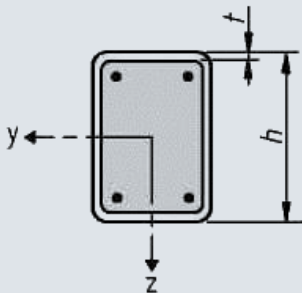
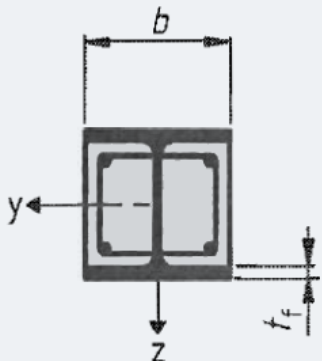
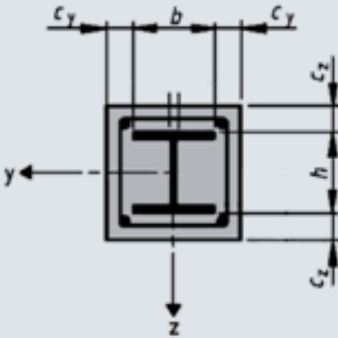
6.7.1 (8)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Таблица 6.3 и
6.7.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 5.14. Конструктивные требования для исключения фактора местной потери устойчивости из расчета

Поперечное сечение	Условие
<p style="text-align: center;">Круглая труба</p> 	$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_y}$
<p style="text-align: center;">Прямоугольная труба</p> 	$\frac{h}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<p style="text-align: center;">Двутавр с частичным обетонированием</p> 	$\frac{b}{t_f} \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<p style="text-align: center;">Двутавр с полным обетонированием</p> 	$c_z \geq 40 \text{ мм}$ <p style="text-align: center;">и</p> $c_z \geq \frac{b}{6}$

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

- для замкнутых сечений, заполненных бетоном:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

При расчете заполненных бетоном труб круглого сечения может быть учтен фактор упрочнения бетона вследствие его обжатия стальной трубой при условии, что величина гибкости $\bar{\lambda}$ не превышает 0,5 и $e/d < 0,1$, где e – эксцентриситет приложения нагрузки, определяемый из отношения M_{Ed}/N_{Ed} , а d – наружный диаметр колонны. Величину несущей способности на сжатие в пластической стадии можно определить по следующей формуле:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \left(1 + \eta_A \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sd}$$

где:

- при отсутствии эксцентриситета ($e = 0$):

$$\eta_a = \eta_{a0} = 0,75 + 0,5 \cdot \bar{\lambda}, \text{ но не более } 1,0$$

$$\eta_A = \eta_{A0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \text{ но не менее } 0$$

- при совместном действии сжатия с изгибом ($0 < e/d \leq 0,1$):

$$\eta_a = \eta_{a0} + 10 \cdot (1 - \eta_{a0}) \cdot \frac{e}{d}$$

$$\eta_A = \eta_{A0} \cdot \left(1 - 10 \cdot \frac{e}{d} \right)$$

что, с учетом подстановки, преобразовывается в:

$$\eta_a = 0,75 + 0,5 \cdot \bar{\lambda} + 2,5 \cdot \frac{e}{d} - 5 \cdot \bar{\lambda} \cdot \frac{e}{d}$$

$$\eta_A = (4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2) \left(1 - 10 \cdot \frac{e}{d} \right)$$

- при $e/d > 0,1$:

$$\eta_a = 1,0; \eta_A = 0.$$

Величина $N_{pl,Rd}$ и значения коэффициентов η_a и η_A указывают на снижение несущей способности трубы и повышение несущей способности бетонного заполнения. Для напряжений, превышающих $0,8 \cdot f_{ck}$, значение для бетона коэффициента Пуассона, характеризующего поперечные деформации, превышает аналогичное значение для стали. Как результат, бетон пытается распереть трубу, но она удерживает его, начиная работать как растянутое кольцо. Возникающему сложному напряженному состоянию стального сечения соответствует условие прочности, выражаемое через эквивалентные напряжения:

$$\sigma_{a,Rd}^2 + \sigma_{a,\varphi}^2 - \sigma_{a,Rd} \cdot \sigma_{a,\varphi} = f_{yd}^2$$

6.7.3.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

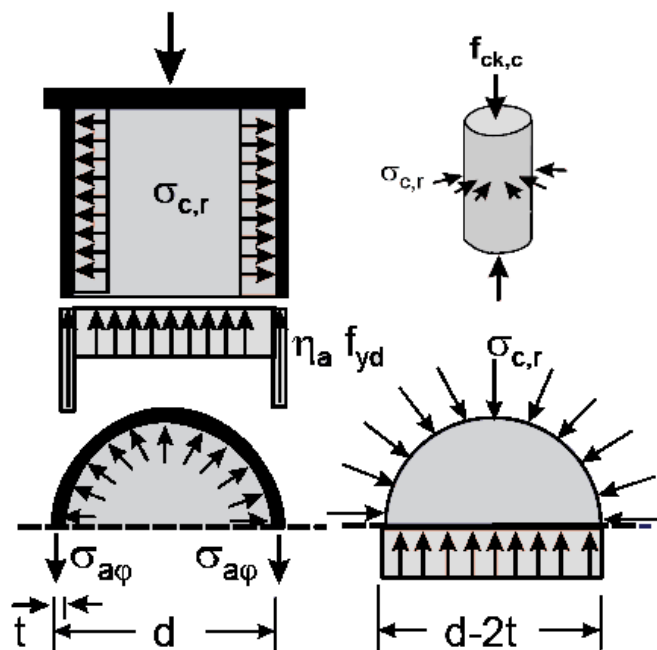


Рисунок 5.59. Иллюстрация эффекта от обжатия бетона в заполненных бетоном круглых трубах

Дополнительные кольцевые напряжения снижают величину предельных продольных напряжений в сечении трубы:

$$\sigma_{a,Rd} = \eta_a f_{yd}$$

Обжатие трубой бетона приводит к возникновению в нем дополнительных радиальных сжимающих напряжений $\sigma_{c,r}$, которые, напротив, дают положительный эффект от усилий распора, сдерживающих поперечное расширение. Помимо этого, возникающие радиальные напряжения повышают уровень трения между трубой и бетоном заполнения, увеличивая несущую способность на продольный сдвиг.

Несущая способность по устойчивости элемента при центральном сжатии

Расчет центрально-сжатых сталежелезобетонных элементов, согласно Разделу 4.3, при $\alpha_{cr} < 10$ и $\bar{\lambda} > 0,5 \cdot \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}}$ потребует учета локальных несовершенств элемента, что может быть реализовано с использованием одного из двух подходов:

1. введение эквивалентного геометрического несовершенства;
2. проведение проверки с применением кривых потери устойчивости, автоматически учитывающей локальные несовершенства элемента.

Первый механизм приводит колонну в сжато-изогнутое состояние, что, в результате, означает необходимость использования более сложного алгоритма расчета. Рекомендовать такой подход можно при использовании компьютерных методов расчета и необходимости изыскания резервов несущей способности колонны, поскольку использование кривых потери устойчивости, как правило, дает более консервативный результат.

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

В общем случае, для центрально-сжатых элементов рекомендуется использовать второй метод учета локальных несовершенств. При условии, что элемент классифицируется как сталежелезобетонный и соответствует требованиям упрощенного метода, можно вести вычисления по упрощенной условно центрально-сжатой расчетной схеме с проверкой устойчивости стержня по формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

где:

$N_{pl,Rd}$ – величина несущей способности сталежелезобетонного сечения в пластической стадии, определенная по f_{vd} с применением частного коэффициента безопасности γ_{M1} для предельных состояний по устойчивости, согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Национальное приложение указанного стандарта принимает рекомендуемое значение $\gamma_{M1} = 1,0$, которое никак не влияет на значение $N_{pl,Rd}$.

χ – понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости, согласно Разделу 6.3.1.2. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Указанный раздел определяет χ в зависимости от величины условной гибкости $\bar{\lambda}$ с использованием соответствующей кривой потери устойчивости, которая численно описывается формулой:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1,0$$

где:

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\bar{\lambda}$ – условная гибкость, величина которой определяется для жесткости $(EI)_{eff}$ на этапе проверки соответствия сжатого элемента критериям упрощенного метода расчета

α – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства согласно Таблице 5.15.

Таблица 5.15. Значения коэффициента начальных несовершенств в зависимости от параметров кривой потери устойчивости при центральном сжатии

Кривая потери устойчивости	a	b	c
Коэффициент начальных несовершенств α	0,21	0,34	0,49

Хотя методика расчета значения понижающего коэффициента χ и взята из Еврокода 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1), выбор кривых потери устойчивости сталежелезобетонных сжатых элементов определяется положениями Еврокода 4 (ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1), согласно указаниям, приведенным в Таблице 5.16.

6.7.3.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

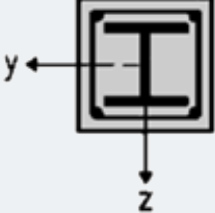
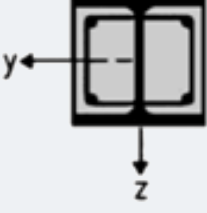
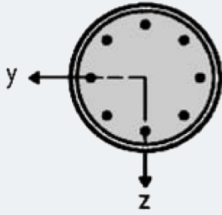
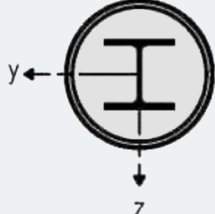
Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

При определенном параметре α , значение понижающего коэффициента χ зависит только от величины условной гибкости $\bar{\lambda}$, что может быть представлено в виде графиков (кривых потери устойчивости), показанных на Рисунке 5.60, либо в виде данных, помещенных в Таблице 5.17.

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 5.16. Кривые потери устойчивости для сталежелезобетонных колонн

Поперечное сечение	Пределы	Относительно оси	Кривая потери устойчивости
Полностью обетонированное сечение 	-	$y-y$	b
		$z-z$	c
Частично обетонированное сечение 	-	$y-y$	b
		$z-z$	c
Круглое либо прямоугольное трубобетонное сечение 	$\rho_s \leq 3\%$	любой	a
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	любой	b
Круглое трубобетонное сечение с дополнительным двутавром 	-	любой	b

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

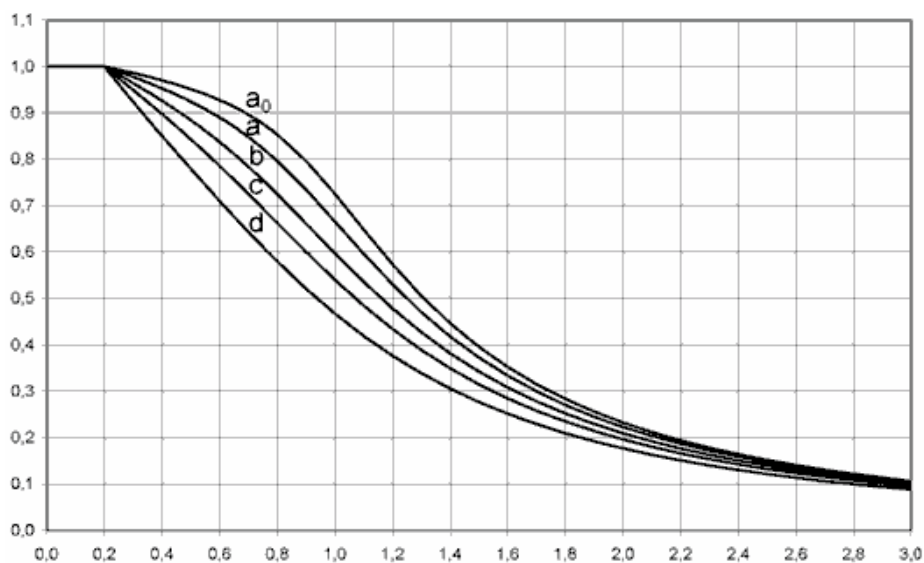


Рисунок 5.60. Кривые потери устойчивости

Рисунок 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

<p>Частично обетонированное крестообразное сечение из двутавров</p> 	-	любой	<i>b</i>
ρ_s – отношение A_s / A_A площади продольного армирования к площади бетонного заполнения			

Проверка несущей способности сжато-изогнутого элемента

Ранее указывалось, что элемент может рассчитываться согласно сжато-изогнутой модели не только при непосредственном возникновении в нем изгибающих моментов по результатам общего статического расчета, но и при введении в центрально-сжатый элемент эквивалентных локальных геометрических отклонений с целью учета локальных несовершенств. Хотя использование такого подхода в отсутствие специализированного программного обеспечения и не рекомендуется, однако соответствующая возможность должна учитываться, особенно при необходимости изыскания резервов несущей способности.

В основе расчета сжато-изогнутых сталежелезобетонных элементов, согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, лежит использование кривой взаимодействия, которая является функцией предельного изгибающего момента при заданном продольном усилии.

Далее рассмотрено построение кривой взаимодействия на примере частично обетонированного двутаврового сечения. Для этого сечение делится на три участка возможного нахождения нейтральной оси в зависимости от действующих усилий, и на примере участка 3 определяется уравнение взаимодействия – см. Рисунок 5.61.

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Таблица 5.17. Понижающий коэффициент χ для кривых потери устойчивости a, b, c

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Кривая потери устойчивости		
	a	b	c
0,20	1,00	1,00	1,00
0,25	0,99	0,98	0,97
0,30	0,98	0,96	0,95
0,35	0,97	0,95	0,92
0,40	0,95	0,93	0,90
0,45	0,94	0,91	0,87
0,50	0,92	0,88	0,84
0,55	0,91	0,86	0,81
0,60	0,89	0,84	0,79
0,65	0,87	0,81	0,76
0,70	0,85	0,78	0,72
0,75	0,82	0,75	0,69
0,80	0,80	0,72	0,66
0,85	0,77	0,69	0,63
0,90	0,73	0,66	0,60
0,95	0,70	0,63	0,57
1,00	0,67	0,60	0,54
1,05	0,63	0,57	0,51
1,10	0,60	0,54	0,48
1,15	0,56	0,51	0,46
1,20	0,53	0,48	0,43
1,25	0,50	0,45	0,41
1,30	0,47	0,43	0,39
1,35	0,44	0,40	0,37
1,40	0,42	0,38	0,35
1,45	0,39	0,36	0,33
1,50	0,37	0,34	0,31
1,60	0,33	0,31	0,28
1,70	0,30	0,28	0,26
1,80	0,27	0,25	0,23
1,90	0,24	0,23	0,21
2,00	0,22	0,21	0,20

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

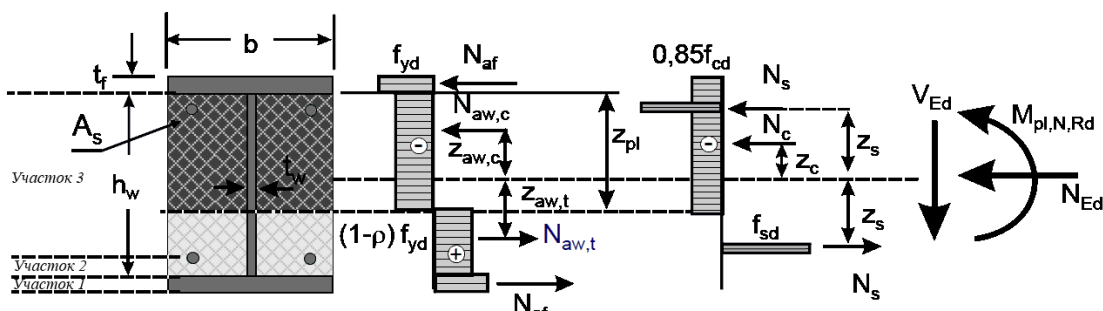


Рисунок 6.18
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.61. Пример построения кривой взаимодействия при расположении пластической нейтральной оси в пределах участка 3

Положение нейтральной оси определяется исходя из уравнения равновесия продольных усилий в сечении:

$$N_A + N_{aw,A} + N_{aw,t} = N_{Ed}$$

где:

N_A – усилие в сжатой зоне бетона

$N_{aw,A}$ – усилие в сжатом участке стенки

$N_{aw,t}$ – усилие в растянутом участке стенки

$$(b - t_w) \cdot z_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + t_w \cdot z_{pl} \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd} + t_w \cdot (h_w - z_{pl}) \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd} = N_{Ed}$$

Выражение $(1 - \rho)$ введено в уравнение в предположении необходимости учета влияния поперечного сдвигающего усилия (справедливо при $V_{Ed} > 0,5V_{Rd}$).

Из полученного равенства можно найти выражение для координаты расположения пластической нейтральной оси относительно полки z_{pl} :

$$z_{pl} = \frac{N_{Ed} + h_w \cdot t_w \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd}}{(b - t_w) \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd}}$$

Зная z_{pl} , можно определить составляющие продольных усилий:

$$N_{aw,A} = z_{pl} \cdot t_w \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd}$$

$$N_{aw,t} = t_w \cdot (h_w - z_{pl}) \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd}$$

$$N_{af} = b \cdot t_f \cdot f_{yd}$$

$$N_c = (b - t_w) \cdot z_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$$

$$N_s = 2 \cdot z_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$$

Рисунок 6.19
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

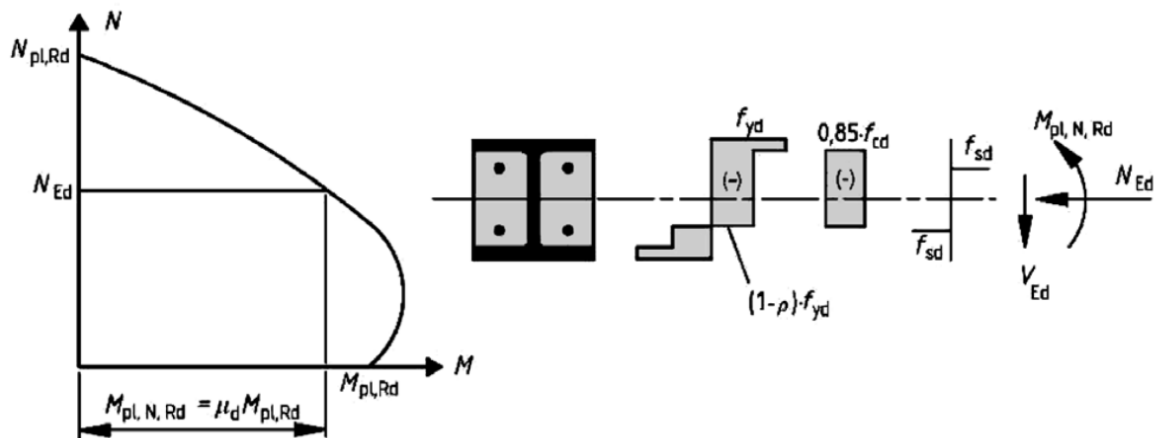


Рисунок 5.62. Кривая взаимодействия при совместном действии сжатия и плоского изгиба

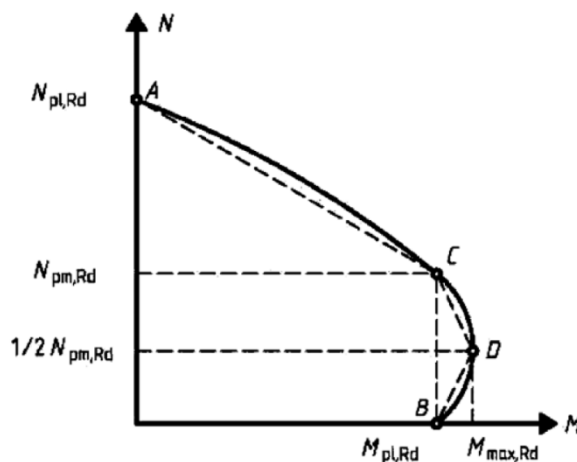


Рисунок 5.63. Упрощенная кривая (ломаная) взаимодействия

Выражение для определения величины предельного изгибающего момента при известном продольном усилии $M_{pl,N,Rd}$ для расположения нейтральной оси в пределах участка 3 будет иметь следующий вид:

$$M_{pl,N,Rd} = N_c \cdot z_c + N_{av,A} \cdot z_{av,c} + N_{av,t} \cdot z_{av,t} + N_{af} \cdot (h_w + t_f) + 2 \cdot N_s \cdot z_s$$

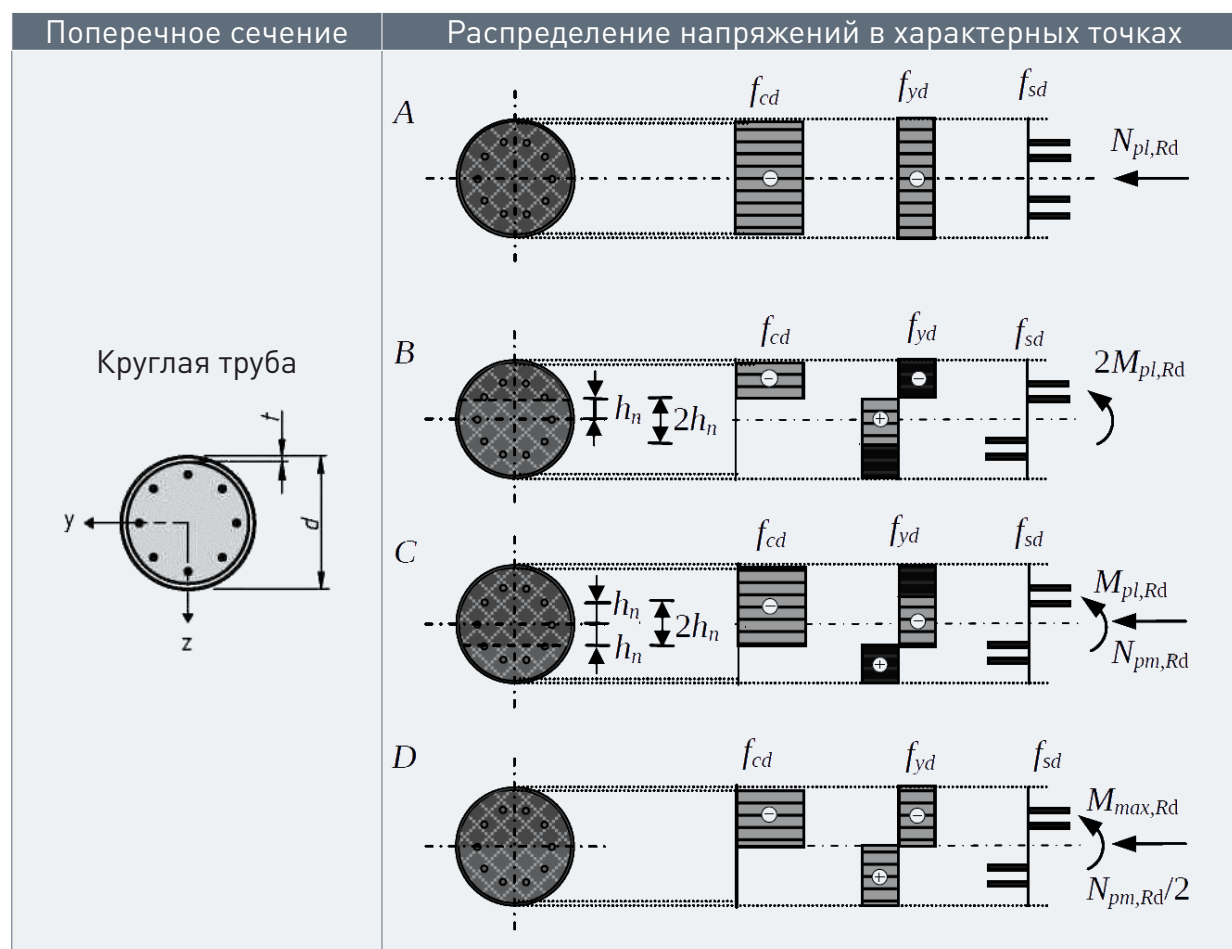
Величина составляющих продольных усилий зависит от значения z_{pl} , геометрии и характеристик материалов сечений. Координаты z_c также можно выразить через z_{pl} и параметры геометрии сечения. Учитывая выражение для z_{pl} , с учетом всех подстановок можно получить выражение для $M_{pl,N,Rd}$ как функции от N_{Ed} , которая, при отображении ее в виде графика, и является кривой взаимодействия для участка 3. Аналогичные аналитические выражения могут быть получены для участков 1 и 2. Все три выражения при известной геометрии и характеристиках материалов сечения позволяют построить кривую взаимодействия $M_{pl,N,Rd} = f(N_{Ed})$, как показано на Рисунке 5.62.

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

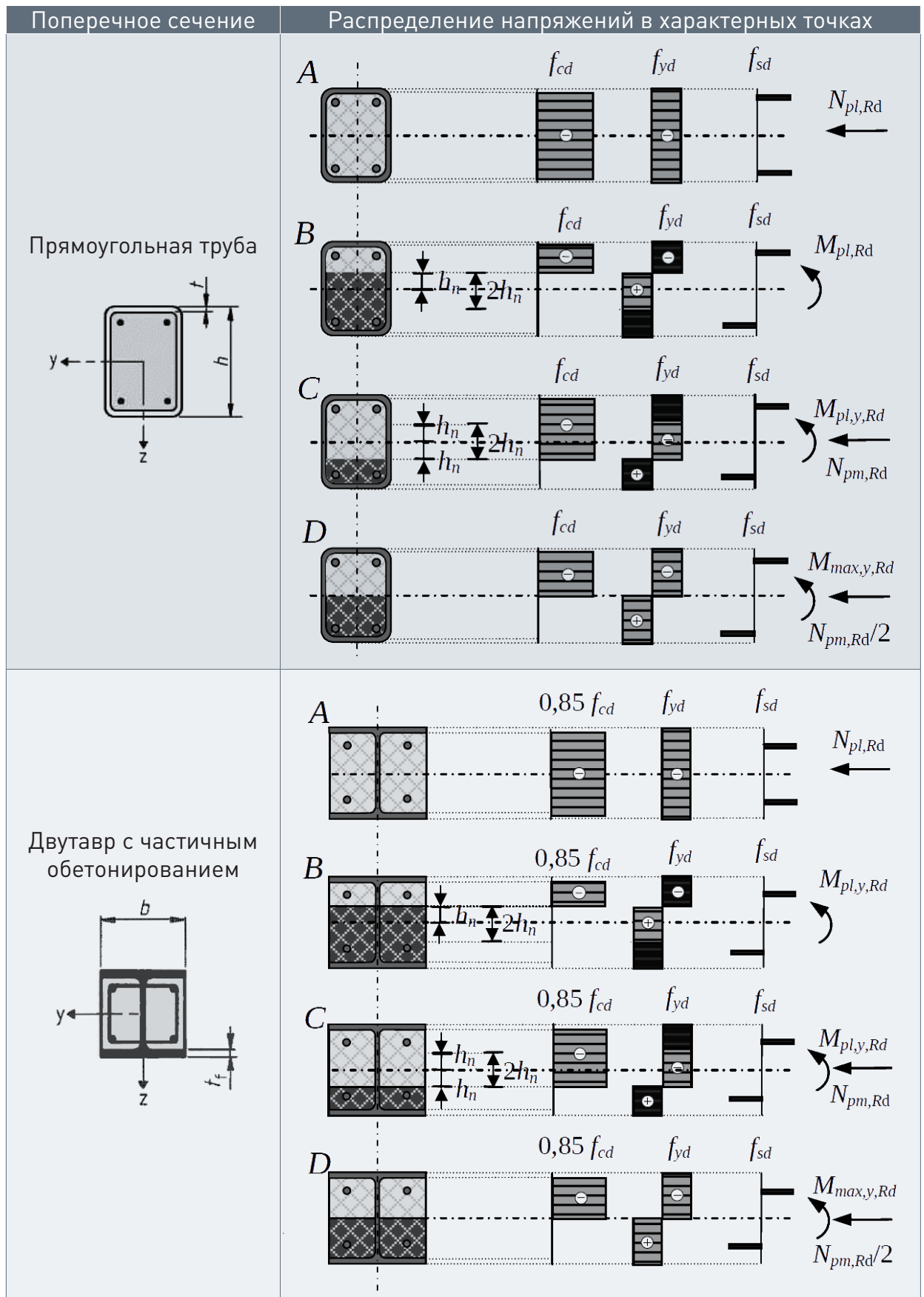
Поскольку такой подход является достаточно трудоемким, на практике кривая взаимодействия чаще заменяется упрощенной ломаной $ABCD$, построенной по 4-м характерным точкам, как показано на Рисунке 5.63.

Примеры распределения напряжений в пластической стадии для характерных точек ломаной взаимодействия $ABCD$ для наиболее распространенных типов сечений сведены в Таблицу 5.18 для изгиба в плоскости и в Таблицу 5.19 – для изгиба из плоскости.

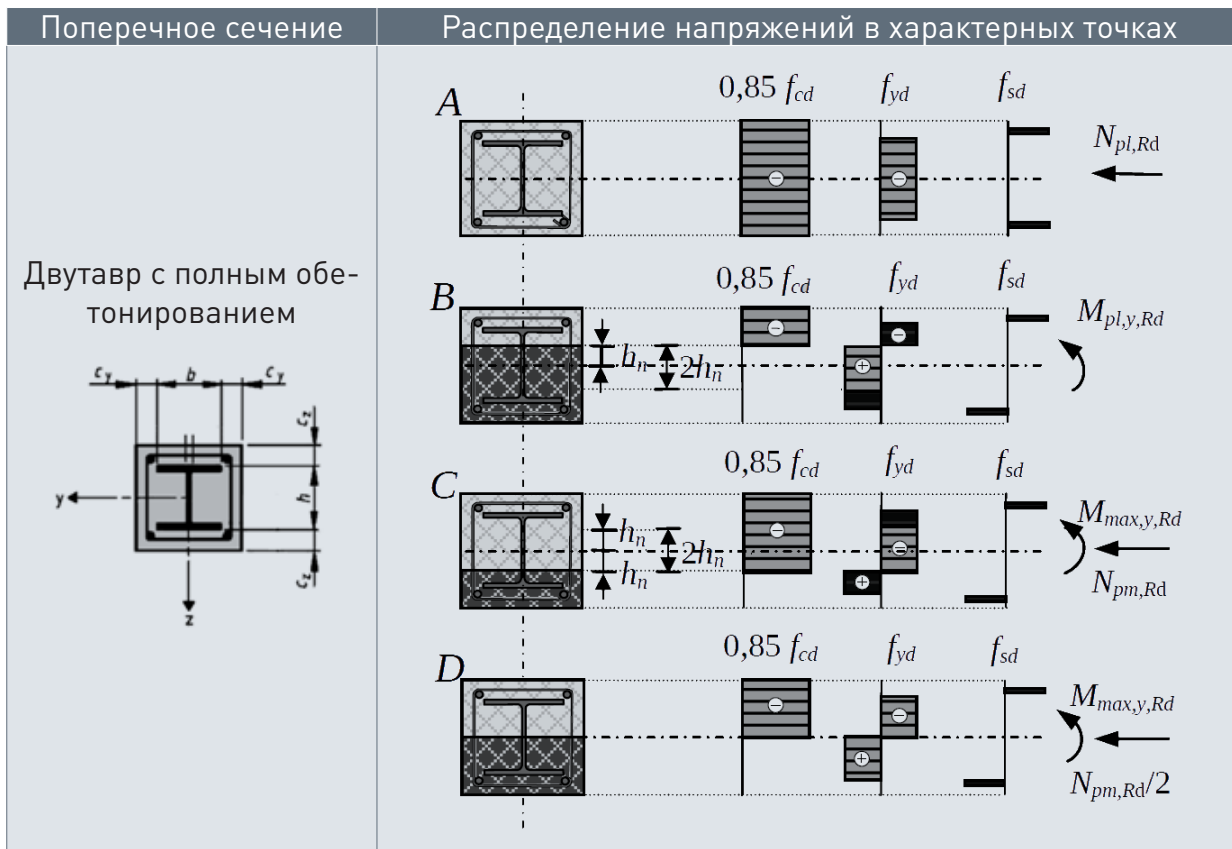
Таблица 5.18. Распределение напряжений в характерных точках $ABCD$ ломаной взаимодействия для изгиба в плоскости



5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ



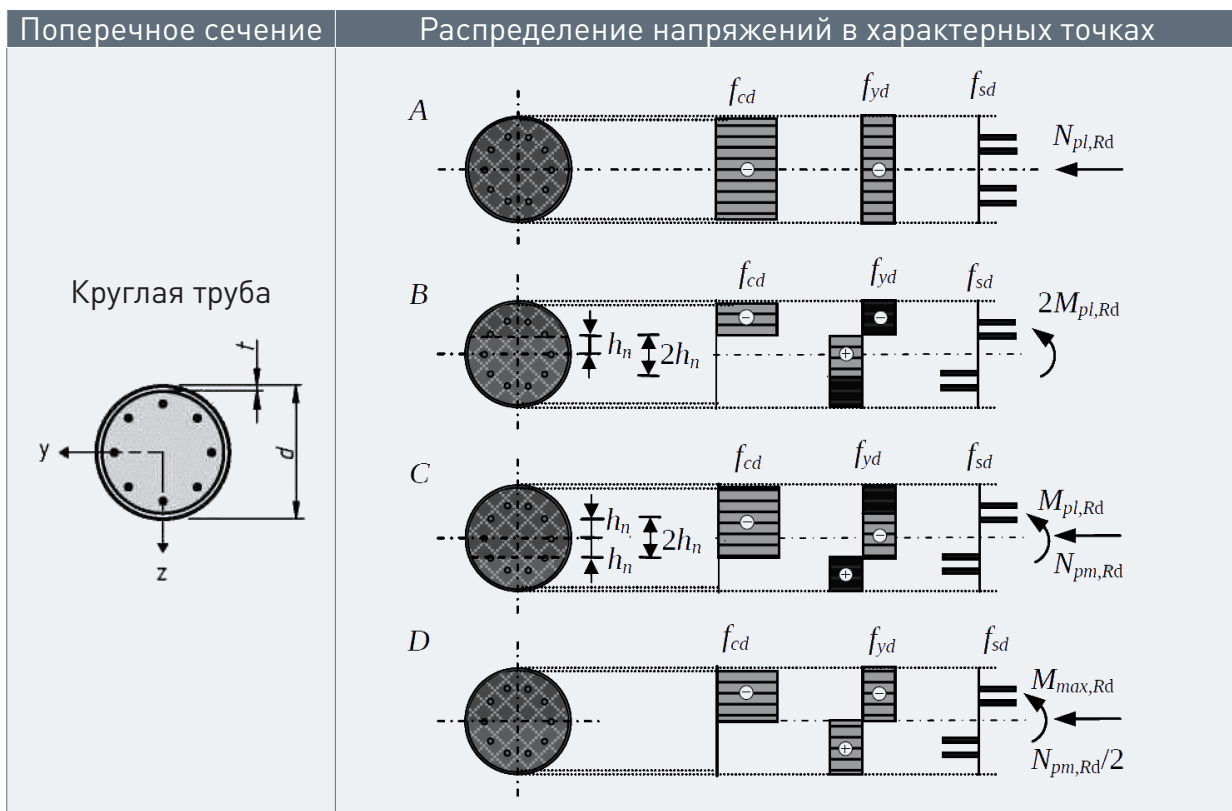
5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ



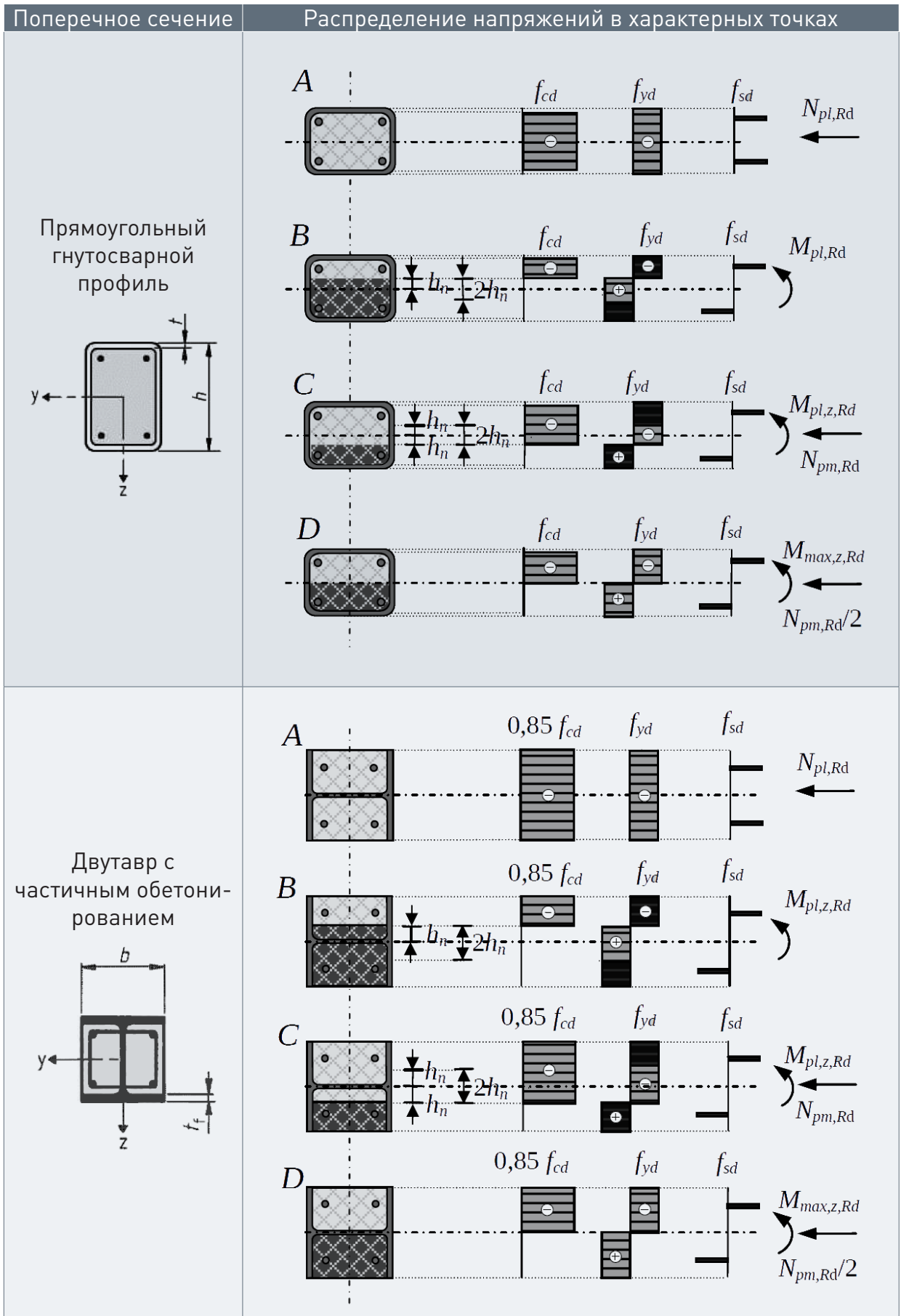
$N_{pm,Rd}$ – несущая способность бетона заполнения

h_n – координата нейтральной оси при нулевом значении осевого усилия

Таблица 5.19. Распределение напряжений в характерных точках *ABCD* ломаной взаимодействия для изгиба из плоскости



5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ



5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

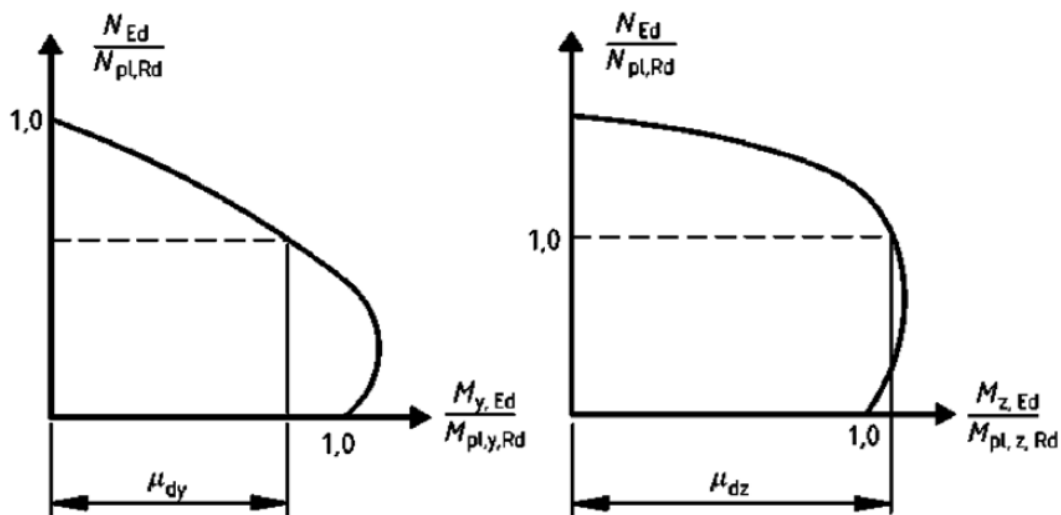
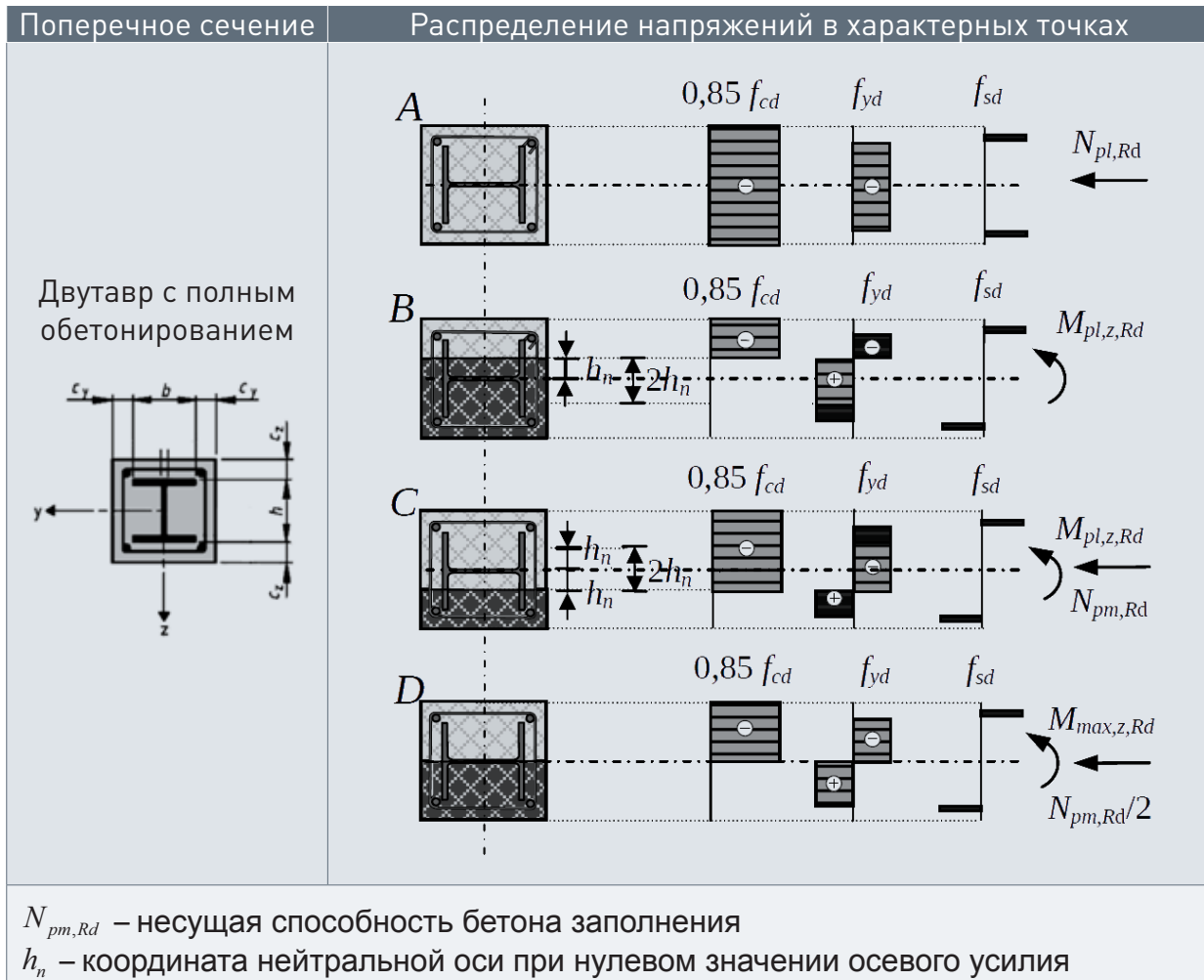


Рисунок 5.64. Кривые взаимодействия в различных плоскостях

Рисунок 6.20
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

6.7.3.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Величина несущей способности элементов при совместном действии сжатия и плоского изгиба считается достаточной при выполнении следующего неравенства, основанного на кривой взаимодействия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

где:

M_{Ed} – наибольшее значение, выбираемое среди значений опорных моментов, либо (при его превышении указанных) значение максимального изгибающего момента по длине колонны, в котором, при необходимости, должны быть учтены факторы несовершенства и геометрической нелинейности

$M_{pl,N,Rd}$ – несущая способность по изгибающему моменту в пластической стадии с учетом продольной силы N_{Ed} , которую можно заменить произведением $\mu_d \cdot M_{pl,Rd}$, как показано на Рисунке 5.64

$M_{pl,Rd}$ – предельный изгибающий момент в пластической стадии, соответствующий характерной точке B на ломаной взаимодействия

$\alpha_M = 0,9$ – для классов стали с S235 по S355

$\alpha_M = 0,8$ – для классов стали с S420 по S460

6.7.3.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Величина $\mu_d = \mu_{dy}$ или μ_{dz} в зависимости от несущей способности по изгибающему моменту в пластической стадии $M_{pl,Rd}$ в рассматриваемой плоскости изгиба выбирается, как показано на Рисунке 5.64.

6.7.3.7 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Значения μ_d , превышающие единицу, используют только в тех случаях, когда изгибающий момент M_{Ed} непосредственно зависит от продольной силы N_{Ed} – например, если момент M_{Ed} вызван эксцентриситетом приложения N_{Ed} . В других случаях, когда в сталежелезобетонных элементах возникает комбинация изгиба и сжатия от независимых воздействий, которая приводит к повышению несущей способности, указанные внутренние усилия следует уменьшить на 20% посредством использования частного коэффициента надежности γ_F .

6.7.3.6 (2) и
6.7.1 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для сталежелезобетонных колонн, находящихся под действием косоугольного изгиба, значения μ_{dy} и μ_{dz} допускается вычислять отдельно для каждой оси. Несовершенства рассматриваются только в той плоскости, в которой предполагается разрушение. Если не очевидно, какая из плоскостей является критической, необходимо осуществлять проверку для обеих плоскостей.

6.7.3.7 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Несущая способность элементов при совместном действии сжатия и косоугольного изгиба считается достаточной тогда, когда для сечений по длине и концам колонны выполняются следующие условия:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}; \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z};$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

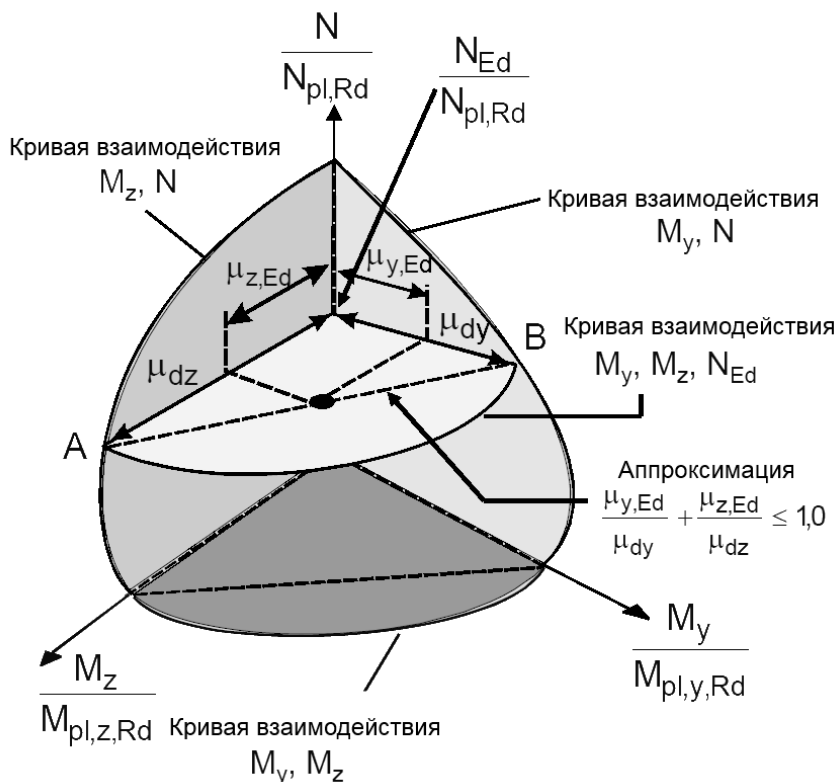


Рисунок 5.65. Область решений для проверки несущей способности сталежелезобетонной колонны при косом изгибе

где:

$M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ – расчетный изгибающий момент с учетом, при необходимости, геометрической нелинейности и несовершенств.

$M_{pl,y,Rd}$ и $M_{pl,z,Rd}$ – предельный изгибающий момент в пластической стадии для рассматриваемой плоскости изгиба.

μ_{dy} и μ_{dz} – коэффициенты приведения к предельному изгибающему моменту согласно кривым взаимодействия для соответствующей плоскости, как показано на Рисунке 5.64.

$\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = \alpha_M = 0,9$ – для стали классов с S235 по S355

$\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = \alpha_M = 0,8$ – для стали классов с S420 по S460

Графически проверки при сжатии с косым изгибом можно проиллюстрировать областью решений, как это показано на Рисунке 5.65.

Усилия сдвига и их влияние на кривую взаимодействия

В целях упрощения можно считать, что поперечная сила V_{Ed} действует только на стальное сечение:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,a,Rd}} \leq 1,0$$

При отсутствии кручения расчетное значение несущей способности стального профиля на сдвиг в пластической стадии определяется выражением:

6.7.3.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
6.2.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

6.7.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Величина площади A_v , работающей на сдвиг, принимается в зависимости от типа сечения и условий приложения нагрузок, согласно выражениям, приведенным в Разделе 5.1.2.2.

При определении параметров кривой взаимодействия следует рассматривать влияние поперечных сдвигающих усилий на несущую способность по моменту и осевой силе, если величина поперечной силы $V_{a,Ed}$ в стальном сечении превышает 50% значения расчетной несущей способности стального сечения на сдвиг $V_{pl,a,Ed}$.

6.7.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

При $V_{a,Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,a,Ed}$ влияние поперечной силы на несущую способность при совместном действии сжатия и плоского изгиба следует учитывать путем уменьшения расчетного сопротивления стали для площади A_v , работающей на сдвиг, до значения:

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

где:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,0,Rd}} - 1 \right)^2$$

6.7.3.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если упрощение не используется и считается, что поперечная сила воспринимается и стальным профилем и бетоном, значение поперечной силы V_{Ed} может быть разделено между $V_{a,Ed}$, воспринимаемым сталью, и $V_{A,Ed}$, действующей на бетон, пропорционально:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}$$

где:

$M_{pl,a,Rd}$ – несущая способность стального сечения по изгибающему моменту в пластической стадии

$M_{pl,Rd}$ – несущая способность сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии

6.7.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Величина поперечной силы $V_{a,Ed}$ не должна превышать несущей способности стального сечения на сдвиг. Несущую способность железобетонной части на сдвиг $V_{c,Ed}$ проверяют в соответствии с Разделом 6.2, ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Если несущая способность на поперечный сдвиг принимается равной не только несущей способности конструкционной стали, элементы необходимой поперечной арматуры, воспринимающей усилие сдвига $V_{A,Ed}$, следует приваривать к стенке либо пропускать сквозь нее.

Сдвиговое соединение и приложение нагрузки

Для обеспечения расчетных предпосылок совместной работы стальной и железобетонной частей сечения сталежелезобетонных колонн, как и в случае с другими композитными элементами, требуется наличие достаточного для передачи и перераспределения усилий сдвигового соединения. Для колонн, где нагрузки, как правило, передаются локально в уровне опорных узлов, необходимо рассматривать два случая:

1. сдвиговое соединение, располагающееся в зонах приложения нагрузок;
2. сдвиговое соединение, располагающееся за пределами зон приложения нагрузок.

При рассмотрении несущей способности на сдвиг по контакту между сталью и бетоном в местах приложения нагрузки, следует предусматривать достаточные мероприятия для передачи и перераспределения опорных усилий и моментов элементов, присоединяемых в концах и по длине колонны. Чтобы исключить по этому контакту деформации сдвига, нарушающие принятые при расчете допущения, следует четко определить траекторию передачи нагрузок.

Если в сталежелезобетонных колоннах либо сжатых элементах дополнительно действуют значительные сдвиговые усилия в результате присутствия, например, локальных поперечных нагрузок либо опорных моментов, следует обеспечивать передачу соответствующих продольных касательных напряжений между сталью и бетоном по всей длине элемента.

Для центрально-сжатых элементов и колонн допускается не учитывать продольный сдвиг за пределами зоны приложения нагрузки, поскольку значительные сдвиговые усилия и соответствующие продольные касательные напряжения в них отсутствуют.

Сдвиговое соединение в зонах приложения нагрузки

Если в местах приложения нагрузок продольные касательные напряжения превышают предельные значения τ_{Rd} , обеспечиваемые трением между сталью и бетоном, то в этих местах следует предусматривать дополнительные сдвиговые соединения. Сдвиговые усилия определяются разницей внутренних сил в пределах длины приложения нагрузки.

Усилие в анкерном упоре может достигать значения его несущей способности на сдвиг еще до того, как величина смещения приблизится к показателю 1 мм, что не является значительным для модели распределения нагрузок в пластической стадии. Однако увеличение длины сдвигового соединения в месте передачи нагрузки увеличивает величину смещения, что следует контролировать путем ограничения продольного размера данного участка.

В отсутствие более точного метода, значение длины передачи нагрузки L_E должно находиться в следующих пределах:

$$L_E \leq 2 \cdot d$$

и

$$L_E \leq L/3$$

6.7.4.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.1 (2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

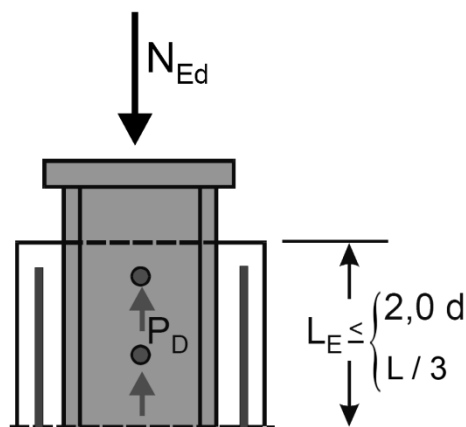


Рисунок 5.66. Ограничение длины передачи нагрузки

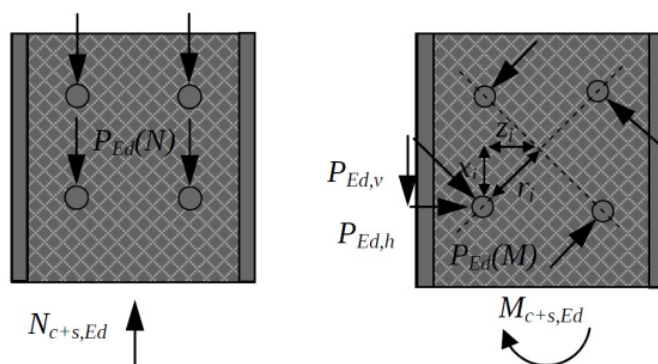


Рисунок 5.67. Упругое распределение усилий в анкерных упорах

где:

d – минимальный поперечный размер колонны

L – геометрическая длина колонны

Указанные требования проиллюстрированы на Рисунке 5.66.

В случаях, когда нагрузка передается только на бетонную часть сечения, расчет сдвигового соединения должен основываться на расчете, выполняемом для упругой стадии с учетом эффектов ползучести и усадки. В других случаях значения усилий по контакту бетона и стали должны определяться наиболее неблагоприятными, исходя из упругой либо пластической теории.

Распределение усилий в стад-болтах для расчета в упругой стадии показано на Рисунке 5.67. В таком случае максимальное сдвиговое усилие в упоре определяется векторной суммой вертикальных и горизонтальных составляющих:

$$\max(P_{Ed}) = \sqrt{\left[\frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed}}{\sum r_i^2} \cdot \max(x_i) \right]^2 + \left[\frac{M_{c+s,Ed}}{\sum r_i^2} \cdot \max(z_i) \right]^2}$$

где:

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

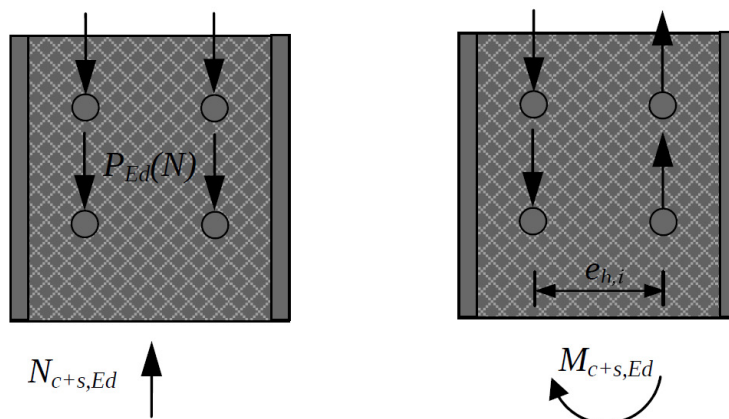


Рисунок 5.68. Пластическое распределение усилий в анкерных упорах

$N_{c+s,Ed}$ – суммарное продольное усилие, воспринимаемое бетоном и продольным армированием

$M_{c+s,Ed}$ – суммарный момент, воспринимаемый бетоном и продольным армированием

n – количество анкерных упоров

В расчете, выполняемом в предположении пластического характера работы, используется более простое распределение, показанное на Рисунке 5.68.:

$$\max(P_{Ed}) = \frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed} \cdot m}{n \cdot \sum e_{h,i}}$$

где:

m – количество упоров в горизонтальном ряду

$e_{h,i}$ – расстояние (плечо момента) между парами вертикальных рядов упоров, симметричных относительно оси сдвигового соединения

Альтернативно, для упругого распределения усилий может использоваться упрощенное выражение, дающее значения в запас и рекомендуемое к использованию при относительно большом количестве горизонтальных рядов в соединении:

$$\max(P_{Ed}) = \frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed} \cdot m \cdot e_{h,max}}{n \cdot \sum e_{h,i}^2}$$

$e_{h,max}$ – максимальное расстояние (плечо момента) между парами вертикальных рядов упоров, симметричных относительно оси сдвигового соединения

Для сталежелезобетонных колонн и сжатых элементов при передаче нагрузок торцевыми пластинами наличия сдвигового соединения не требуется в том случае, если по всей площади контакта бетонного сечения с торцевой пластиной имеет место сжатие и при этом учтены факторы ползучести и усадки. Обеспечению выполнения указанного требования следует уделять особое внимание, поскольку технологически этого достаточно сложно добиться без применения преднапряжения и поддомкрачивающих устройств.

6.7.4.2 [3]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

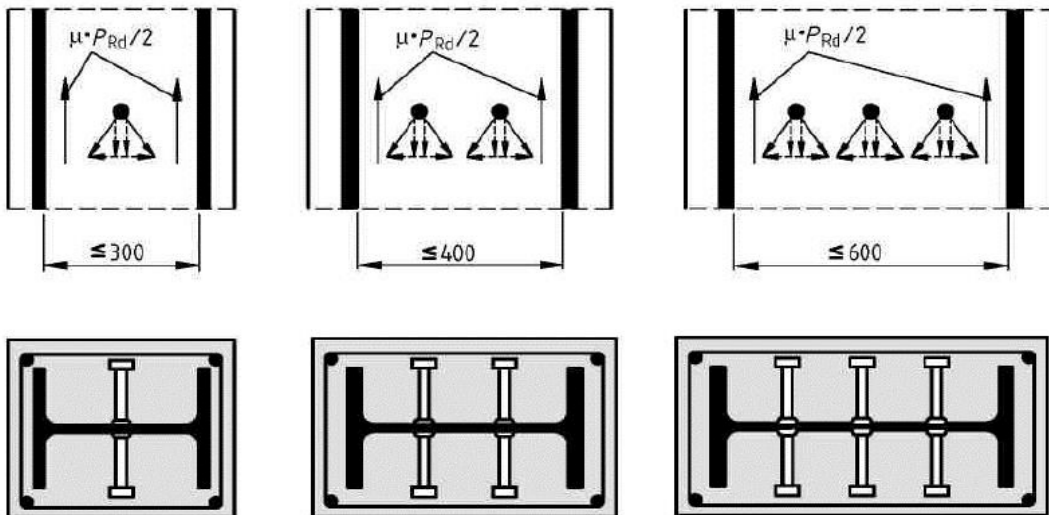


Рисунок 6.21
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 5.69. Дополнительные силы трения в сталежелезобетонных колоннах при наличии стад-болтов на стенке стального сечения

6.7.4.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если стад-болты присоединены к стенке полностью или частично обетонированного стального двутаврового или аналогичного сечения, можно учитывать силы трения от сдерживания бокового расширения бетона смежными стальными полками. Величину несущей способности прилегающих к граням упоров допускается повышать на значение соответствующего дополнительного усилия. Величину дополнительной несущей способности для каждой полки и каждого горизонтального ряда стад-болтов можно принять равной:

$$\frac{\mu \cdot P_{Rd}}{2}$$

где:

μ – коэффициент трения, значение которого для неокрашенных стальных сечений может приниматься равным 0,5

P_{Rd} – несущая способность стад-болта

В отсутствие более точной информации, полученной по результатам испытаний, дополнительную несущую способность допускается учитывать при расстояниях на просвет между полками, не превышающих указанных на Рисунке 5.69.

6.6.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В колоннах несущая способность стад-болтов на сдвиг определяется, аналогично балочным конструкциям, по меньшему из следующих значений:

- несущей способности стад-болта по прочности на сдвиг

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_V}$$

- несущей способности стад-болта по смятию бетона

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V}$$

где:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ при } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4.$$

$$\alpha = 1 \text{ при } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

$\gamma_V = 1,25$ – частный коэффициент надежности, принятый, согласно национальному приложению, равным рекомендуемому значению

d – диаметр стержня стад-болта, ограниченный диапазоном 16-25 мм

f_u – временное сопротивление стали упора на растяжение, ограниченное диапазоном до 500 Н/мм², которое в наиболее распространенном случае равно 450 Н/мм²

f_{ck} – характеристическое значение цилиндрической прочности на сжатие бетона плотностью не менее 1750 кг/м³ в рассматриваемом возрасте

Если усилие на бетон заполнения круглой либо квадратной трубы передается, например, при помощи приваренных к профилю фасонки либо ребер жесткости не по всей площади его сечения, следует ограничивать напряжения от действующих усилий в бетоне под опорным элементом предельным значением по формуле:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{cl} \cdot \frac{t}{a} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \begin{cases} \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1} \\ f_{yd} \end{cases}$$

где:

t – толщина стенки стальной трубы

a – диаметр трубы или ширина квадратного сечения

A_c – площадь поперечного сечения бетонного заполнения

A_1 – грузовая площадь под фасонкой

$\eta_{cl} = 4,9$ для круглых труб

$\eta_{cl} = 3,5$ для квадратных труб

Область применения данного расчета ограничена круглыми и квадратными трубами с отношением площади бетона к грузовой площади опорного элемента $A_c / A_1 \leq 20$, согласно Рисунку 5.70.

Как показано на Рисунке 5.70, при наличии под опорным ребром торцевой пластины толщиной t_e , грузовую площадь ребер следует увеличить с использованием полос

6.7.4.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

шириной $2,5t_e$ с каждой стороны ребра.

Для других типов сечений при равномерно распределенной по площади A_{c0} нагрузке предельное сосредоточенное усилие должно определяться по выражению:

$$F_{Rdu} = f_{cd} \cdot A_{c0} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}$$

где:

A_{c0} – грузовая площадь

A_{c1} – максимальная расчетная площадь распределения, аналогичная по форме A_{c0}

На примере опорного узла, согласно Рисунку 5.71, кратко рассмотрена проверка предельного напряжения $\sigma_{c,Rd}$ под ребром.

Приняты величины вертикальных реакций балок $V_{Ed,1} = 500$ кН и $V_{Ed,2} = 700$ кН.

Стальной профиль – труба 406,4x10 из стали S355 ($A_a = 124,5$ см², $f_y = 355$ Н/мм²)

Бетонное заполнение – С40/50 ($f_{ck} = 40$ Н/мм²)

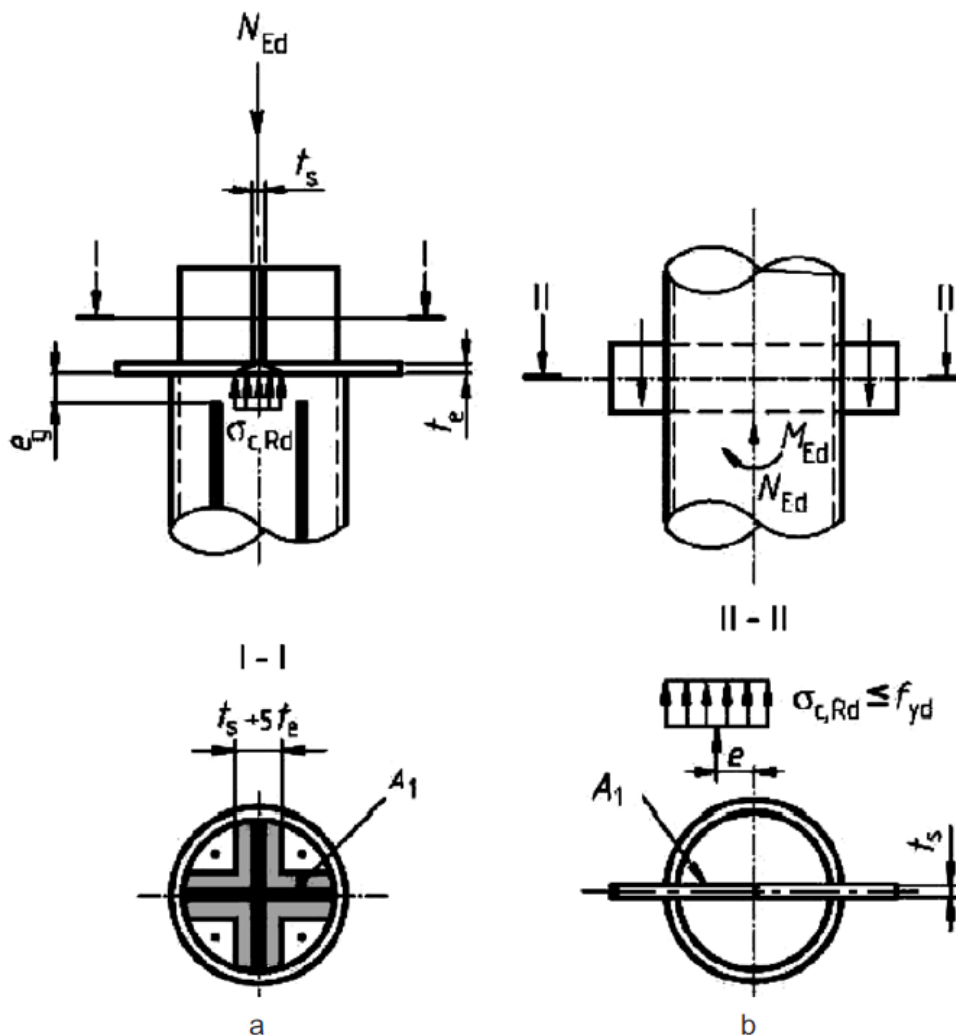


Рисунок 5.70. Частично нагруженное круглое замкнутое сечение с бетонным заполнением

6.7 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 6.22
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Продольное армирование – $10 \times \varnothing 16$, S500 ($A_s = 20,1 \text{ см}^2$, $f_{sk} = 500 \text{ Н/мм}^2$)

Площадь сечения бетонного заполнения:

$$A_c = \pi (d - 2 \cdot t)^2 \cdot \frac{1}{4} - A_s$$

$$A_c = 3,14 (40,64 - 2 \cdot 1,00)^2 \cdot \frac{1}{4} - 20,10 = 1153 \text{ см}^2$$

Расчетная прочность бетона на сжатие:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,7 \text{ Н/мм}^2$$

При эксцентриситете $e_1 = 0,3 \text{ м}$, как показано на Рисунке 5.71, величины суммарных усилий, передаваемых фасонкой в уровне перекрытия, равны:

$$M_{Ed} = V_{Ed,2} \cdot e_1 - V_{Ed,1} \cdot e_1 = 700 \cdot 0,3 - 500 \cdot 0,3 = 60 \text{ кНм}$$

$$N_{Ed} = V_{Ed,2} + V_{Ed,1} = 700 + 500 = 1200 \text{ кН}$$

Эксцентриситет приложения нагрузки e относительно оси колонны:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{6000}{1200} = 5,0 \text{ см}$$

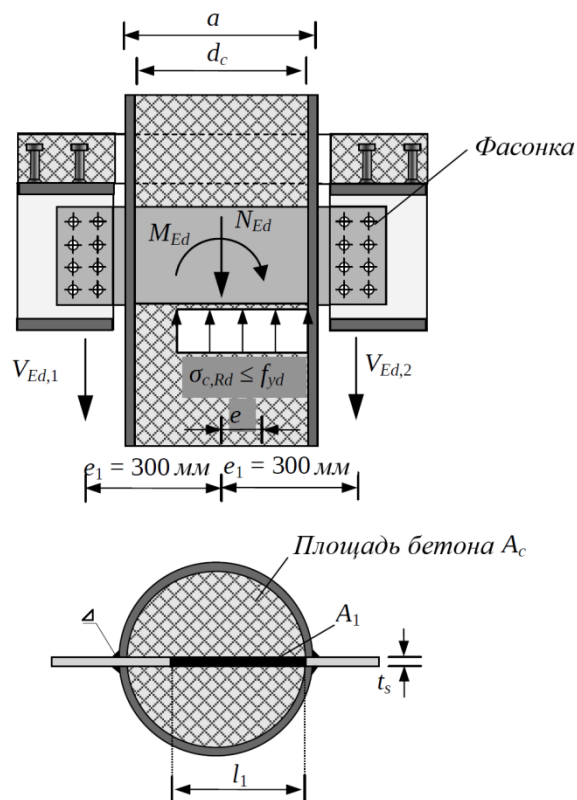


Рисунок 5.71. Пример передачи усилий по неполной плоскости бетона

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Длина приложения нагрузки:

$$l_1 = 2 \left(\frac{a}{2} - t - e \right) = 2 \cdot \left(\frac{40,64}{2} - 1,0 - 5,0 \right) = 28,6 \text{ см}$$

Минимально требуемую толщину фасонки t_s можно определить, исходя из требования $A_c / A_1 \leq 20$:

$$t_s = \frac{A_c}{20 \cdot l_1} = \frac{1153}{20 \cdot 28,6} = 2,02 \text{ см}$$

Принимается толщина фасонки $t_s = 22 \text{ мм}$.

Площадь опирания под фасонкой составляет:

$$A_1 = l_1 \cdot t_s = 2,2 \cdot 28,6 = 62,9 \text{ см}^2$$

Величина расчетного сжимающего напряжения под пластиной составляет:

$$\sigma_{c,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_1} = \frac{1200}{62,9} = 19,1 \text{ кН/см}^2$$

Величина предельного локального напряжения в бетоне $\sigma_{c,Rd}$ под фасонкой определяется выражением:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \begin{cases} \frac{A_c}{A_1} f_{cd} \\ f_{yd} \end{cases}$$

$$\sigma_{c,Rd} = 2,67 \cdot \left(1 + 4,9 \cdot \frac{1,0}{40,64} \cdot \frac{35,5}{4,0} \right) \cdot \sqrt{\frac{1153}{62,9}} = 23,7 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{c,Rd} = 23,7 \text{ кН/см}^2 < \frac{A_c}{A_1} f_{cd} = \frac{1153}{62,9} \cdot 2,67 = 48,9 \text{ кН/см}^2$$

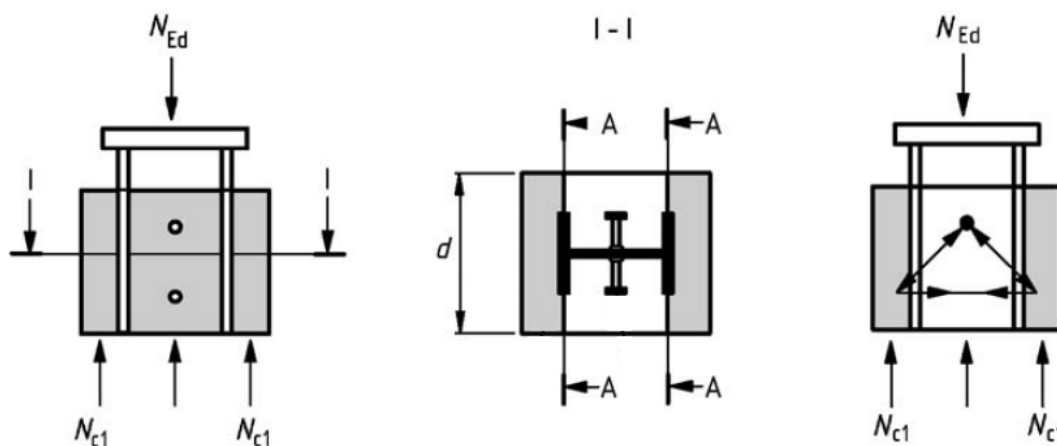


Рисунок 5.72. Непосредственно прикрепленные и некрепленные части бетонного сечения при расчете поперечного армирования

6.7.4.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 6.23
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

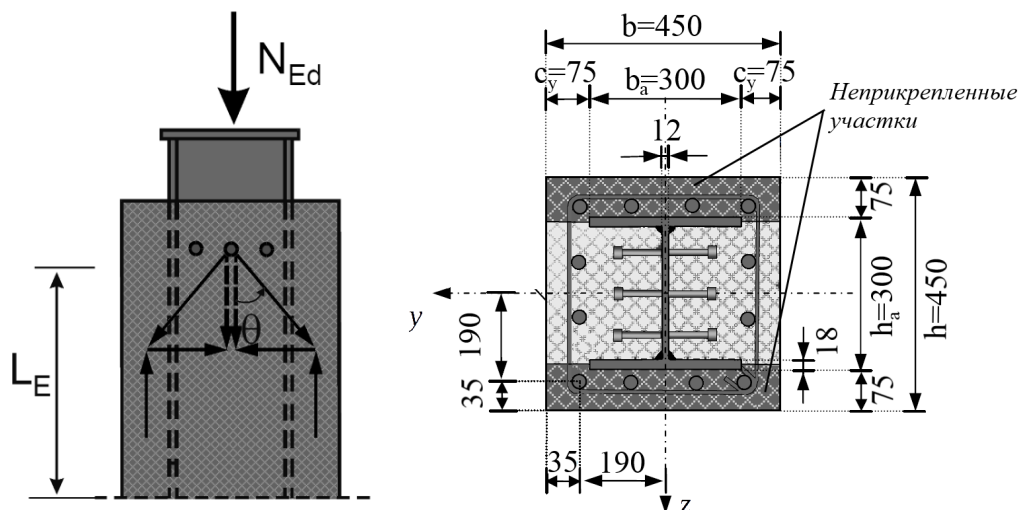


Рисунок 5.73. Пример расчета поперечного армирования из условия передачи усилий продольного сдвига в оголовке колонны

$$\sigma_{c,Rd} = 23,7 \text{ кН/см}^2 < f_{yd} = 35,5 \text{ кН/см}^2$$

Условие $\sigma_{c,Ed} = 19,1 \text{ кН/см}^2 < \sigma_{c,Rd} = 23,7 \text{ кН/см}^2$ выполняется.

Другой особый случай возникает для полностью обетонированных стальных сечений при приложении нагрузки только к стальной либо только к бетонной части. В таком случае поперечное армирование должно быть рассчитано на продольный сдвиг, возникающий в результате передачи продольной силы N_{c1} (Рисунок 5.72) от частей бетона, непосредственно прикрепленных с помощью соединительных элементов, частям бетона, не имеющим такого прикрепления. Для расчета и конструирования поперечного армирования следует принимать ферменную модель, где предполагается, что угол между условными бетонными распорками и осью элемента составляет 45° .

На Рисунке 5.72 расчетное сечение обозначено как $A-A$, а тонированные участки за пределами полков не считаются непосредственно прикрепленными.

Далее на примере Рисунка 5.73 рассмотрено построение ферменной модели и проверка полностью обетонированного сечения сталежелезобетонной колонны в зоне оголовка.

Принята колонна геометрической длиной 4,5 м и вертикальным усилием $N_{Ed} = 7000 \text{ кН}$

Стальной профиль – сварной двутавр с полками 300x18 мм и стенкой 264x12 мм из стали S355 ($A_a = 139,7 \text{ см}^2$, $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$)

Обетонирование – 450x450 мм бетоном C40/50 ($f_{ck} = 40 \text{ Н/мм}^2$)

Продольное армирование – 12x \varnothing 16, S500 ($A_s = 24,1 \text{ см}^2$, $f_{sk} = 500 \text{ Н/мм}^2$)

Поперечное армирование – \varnothing 12, S500 ($A_{sw} = 1,13 \text{ см}^2$, $f_{sk} = 500 \text{ Н/мм}^2$)

Площадь сечения бетонного заполнения:

$$A_c = 45 \cdot 45 - 139,7 - 24,1 = 1861,2 \text{ см}^2$$

6.7.4.2 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Расчетная прочность бетона на сжатие:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,7 \text{ Н/мм}^2$$

Расчетный предел текучести арматуры:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Н/мм}^2$$

Несущая способность сечения в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 1861,2 \cdot 2,67 + 24,1 \cdot 43,5 = 10232 \text{ кН}$$

Несущая способность стального профиля в пластической стадии:

$$N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yd} = 139,7 \cdot 35,5 = 4959 \text{ кН}$$

Площадь армирования в неприкрепленных участках (8xØ16):

$$A_{s1} = 8 \cdot 2,01 = 16,1 \text{ см}^2$$

Площадь бетона в неприкрепленных участках:

$$A_{c1} = (h - h_a) \cdot b + (b - b_a) \cdot t_f - A_{s1} = (45 - 30) \cdot 45 + (45 - 30) \cdot 1,8 - 16,1 = 685,9 \text{ см}^2$$

Суммарное усилие продольного сдвига в неприкрепленных участках принимается пропорционально несущей способности:

$$V_{L,Ed} = N_{Ed} \cdot \left[1 - \frac{N_{pl,a}}{N_{pl,Rd}} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot A_{c1} \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot f_{sd}}{0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}}$$

$$V_{L,Ed} = 7000 \cdot \left[1 - \frac{4959}{10232} \right] \cdot \frac{0,85 \cdot 685,9 \cdot 2,67 + 16,1 \cdot 43,5}{0,85 \cdot 1861,2 \cdot 2,67 + 24,1 \cdot 43,5} = 1544 \text{ кН}$$

Несущая способность по условным сжатым бетонным подкосам:

$$V_{L,Rd,c} = 4 \cdot \frac{c_y \cdot v \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \cdot L_E$$

Исходя из геометрии сечения:

$$c_y = \frac{b - b_a}{2} = \frac{45 - 30}{2} = 7,5 \text{ см}$$

Согласно указаниям ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, значение угла между условными сжатыми бетонными подкосами и осью элемента принимается равным $\theta = 45^\circ$.

Коэффициент снижения прочности бетона с трещинами при сдвиге:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{40}{250} \right) = 0,504$$

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

В рамках примера, значение длины передачи усилия принимается максимально допустимым по меньшему из следующих значений:

$$L_E = 2 \cdot d = 2 \cdot 45 = 90 \text{ см}$$

$$L_E = L / 3 = 450 / 3 = 150 \text{ см}$$

Следовательно, в дальнейшем расчете принимается $L_E = 90 \text{ см}$. С учетом подстановок, величина несущей способности по условным сжатым подкосам составляет:

$$V_{L,Rd,c} = 4 \cdot \frac{7,5 \cdot 0,54 \cdot 0,85 \cdot 2,67}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} \cdot 90 = 1654$$

Исходя из несущей способности поперечного армирования, определяется минимально необходимый шаг хомутов $s_{w,min}$:

$$V_{L,Rd,sw} = 4 \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{swd} \cdot \cot \theta \cdot L_E$$

Отсюда:

$$s_{w,min} = 4 \cdot \frac{A_{sw}}{V_{L,Ed}} \cdot f_{swd} \cdot \cot \theta \cdot L_E = 4 \cdot \frac{1,13}{1544} \cdot 43,5 \cdot \cot 45^\circ \cdot 90 = 11,5 \text{ мм}$$

Согласно расчету, на участке приложения нагрузки длиной $L_E = 900 \text{ мм}$ принимаются хомуты из арматуры $\varnothing 12$ и стали S500 с шагом 100 мм.

Сдвиговое соединение за пределами зон приложения нагрузки

Вне участков приложения нагрузок усилия продольного сдвига, требующие проверки, могут возникать при наличии поперечных усилий и опорных моментов. Предусматривать сдвиговые упоры следует с учетом распределения продольных касательных напряжений на участках, где величины этих напряжений превышают предельные значения τ_{Rd} .

В отсутствие более точного метода для определения усилия сдвига по контакту компонентов сечения, можно использовать расчет в упругой стадии с учетом долговременных эффектов и процесса трещинообразования в бетоне.

Если поверхность стального сечения, контактирующая с бетоном, не окрашена, обезжирена и не имеет окалин или ржавчины, значение τ_{Rd} допускается принимать согласно Таблице 5.20.

Приведенные в Таблице 5.20 значения τ_{Rd} для полностью обетонированных стальных профилей допускается применять для сечений с толщиной защитного слоя не менее 40 мм и при наличии продольного и поперечного армирования, соответствующего конструктивным требованиям Раздела 8.6.

При большей толщине защитного слоя бетона с соответствующим армированием допускается повышать значение τ_{Rd} . Без дополнительного подтверждения испытаниями для полностью обетонированных стальных профилей могут применяться повышенные значения $\beta_A \cdot \tau_{Rd}$, где β_A следует определять по формуле:

6.7.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

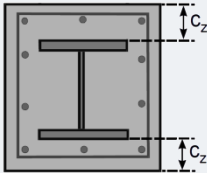

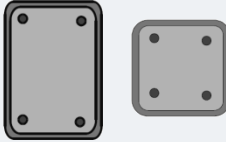
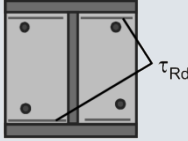
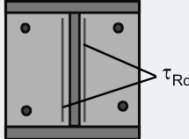
6.7.4.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Таблица 6.6
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 5.20. Расчетное сопротивление сдвигу τ_{Rd}

Тип поперечного сечения	Эскиз	$\tau_{Rd, \dagger} / \llcorner \llcorner^2$
Полностью обетонированные поперечные сечения		0,30
Заполненные бетоном круглые трубы		0,55
Заполненные бетоном прямоугольные трубы		0,40
Полки частично обетонированных сечений		0,20
Стенки частично обетонированных сечений		0,00

$$\beta_A = 1 + 0,02 \cdot c_z \cdot \left(1 - \frac{c_{z, \min}}{c_z} \right) \leq 2,5$$

где:

c_z – номинальная толщина защитного слоя бетона, мм (см. эскиз в Таблице 5.20)

$c_{z, \min} = 40 \text{ мм}$ – минимальная толщина защитного слоя бетона

Поскольку стенка частично обетонированных двутавровых сечений касательных напряжений ($\tau_{Rd} = 0,00$) не передает, для таких колонн при действии поперечных усилий либо опорных моментов из плоскости всегда следует предусматривать соединительные элементы.

6.7.4.3 [5]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Проверка эксплуатационной пригодности заключается в контроле выполнения неравенства:

$$E_d \leq C_d$$

где:

E_d – расчетная величина результата воздействий по критерию эксплуатационной пригодности, определенная на основании соответствующей комбинации нагрузок

C_d – предельное расчетное значение для рассматриваемого критерия эксплуатационной пригодности

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности должны оцениваться с использованием следующих групп критериев:

- деформации – сказываются на самочувствии людей, внешнем виде несущей конструкции либо ее функции, включая работу машин и оборудования, приводят к повреждению облицовок, покрытий и ненесущих элементов конструкций;
- колебания – снижают уровень комфорта людей либо ограничивают функциональность несущей конструкции;
- повреждения – негативно влияют на внешний вид, долговечность и функциональность несущей конструкции.

Основными показателями деформаций для сталежелезобетонных конструкций являются вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения.

Параметр эксплуатационной пригодности относительно допустимых прогибов и перемещений формулируется, исходя из следующих критериев:

- технологических (обеспечение нормальных условий эксплуатации оборудования и приборов);
- конструктивных (обеспечение целостности конструкций и узлов, сохранение заданных уклонов);
- физиологических (обеспечение комфорта людей и надлежащих условий работы при колебаниях);
- эстетико-психологических (обеспечение надлежащего внешнего вида конструкции и предотвращение чувства опасности).

Предельные значения вертикальных прогибов следует принимать согласно Таблице 6.1, если обоснованно не заданы более жесткие требования.

6.5.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.4 (3) ДСТУ-Н
Б
EN 1990

НБ.2.10 (1)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

НБ.2.10 (2)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Таблица НБ.2.6
национального
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Таблица 6.1. Предельные вертикальные прогибы элементов конструкций

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Предельные вертикальные прогибы f_u
1. Балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов):		
а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете, м:	Эстетико-психологические	
$L \leq 1$		$L / 120$
$L = 3$		$L / 150$
$L = 6$		$L / 200$
$L = 24 (12)$		$L / 250$
$L \geq 36 (24)$		$L / 300$
б) покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними	Конструктивные	$L / 300$
в) покрытий и перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов, перегородок)	Конструктивные	$L / 150$
г) покрытий и перекрытий при наличии тельферов (талей), подвесных кранов, управляемых: – с пола – из кабины	Технологические Физиологические	$L / 300$ или $a / 150$ (меньшее из двух) $L / 400$ или $a / 2000$ (меньшее из двух)

НБ.2.10 (3)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Величины предельных прогибов элементов перекрытий (балок, ригелей, плит), лестниц, балконов, лоджий, помещений жилых и гражданских зданий, а также бытовых помещений производственных зданий, исходя из физиологических требований, следует определять по формуле:

$$f_u = \frac{g(p + p_1 + q)}{30n^2(bp + p_1 + q)},$$

где:

g – ускорение свободного падения

p – эксплуатационная величина удельной нагрузки от людей, которые создают колебания (принимается по Таблице 6.2)

p_1 – удельная нагрузка на перекрытие

q – эксплуатационная величина удельной нагрузки от веса рассчитываемого элемента и конструкций, которые на него опираются, кПа

n – частота приложения нагрузки при ходьбе человека (принимается по Таблице 6.2)

b – коэффициент (значение принимается по Таблице 6.2).

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Предельные вертикальные прогибы
д) перекрытий, подверженных действию: – нагрузок от перемещаемых грузов, материалов, узлов и элементов оборудования и других подвижных нагрузок (в том числе при наличии безрельсового напольного транспорта) – нагрузок от рельсового транспорта: – узкоколейного – ширококолейного	Физиологические и технологические	$L / 350$ $L / 400$ $L / 500$
2. Элементы лестниц (марши, площадки, косоуры), балконов, лоджий	Эстетико-психологические	То же, что и в поз. 1,а
3. Плиты перекрытий, лестничные марши и площадки, прогибу которых не препятствуют смежные элементы	Физиологические	0,7 мм от нагрузки 1 кН в середине пролета
4. Перемычки и навесные стеновые панели над оконными и дверными проемами (ригели и прогоны остекления)	Конструктивные	$L / 200$
	Эстетико-психологические	То же, что и для поз. 1,а
<p>Обозначения, принятые в таблице:</p> <p>L – расчетный пролет элемента конструкции; a – шаг балок или ферм, к которым крепятся подвесные крановые пути.</p> <p>Примечание 1. Для консолей следует вместо значения принимать величину, равную удвоенному их вылету.</p> <p>Примечание 2. Для промежуточных значений в поз. 2,а предельные значения следует принимать с использованием метода линейной интерполяции.</p> <p>Примечание 3. В поз. 1,а значения, данные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно.</p> <p>Примечание 4. Величины прогибов стропильных конструкций при наличии подвесных крановых путей (поз. 1,г) следует принимать равными разности значений прогибов смежных стропильных конструкций.</p>		

Кроме нормативных величин прогибов, на практике заказчиком или архитектором нередко устанавливаются дополнительные требования. Характерным примером такого требования может быть ограничение величины допустимого прогиба фасадных балок, на которые навешивается остекление и которые при этом воспринимают полезную нагрузку. Для таких балок величины максимальных прогибов от полезной нагрузки часто ограничиваются жесткими требованиями в 7-10 мм.

Предельные величины горизонтальных перемещений каркасных зданий, которые задаются исходя из конструктивных требований (обеспечение целостности заполнения стен, перегородок, оконных проемов и дверных элементов), следует принимать в соответствии с Таблицей 6.3, если не указаны более жесткие требования.

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Таблица 6.2. Параметры нагрузок от людей

Категория помещения	p , кПа	$p_{\text{н}}$, кПа	n , Гц	b
Категории А, В (кроме классных и бытовых помещений) Категория Н (помещения, которые не используются для отдыха)	0,25	Принимается по ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha p a L}}$
Категория В – классные и бытовые помещения; Категории С и D (кроме танцевальных залов) Категория Н (помещения с возможным скоплением людей)	0,5	Принимается по ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1	1,5	$125 \sqrt{\frac{Q}{\alpha p a L}}$
Танцевальные залы	1,5	0,2	2,0	50

Обозначения, принятые в таблице:

Q – вес одного человека, который принимается равным 0,8 кН (80 кгс);

a – коэффициент, значение которого принимается равным 1,0 для элементов, рассчитываемых по балочной схеме;

=0,5 – для других случаев (например, при опирании плит по трем или четырем сторонам);

a – шаг балок, ригелей, ширина плит (настилов), м;

L – расчетный пролет элемента конструкции, м.

Величины предельных горизонтальных перемещений стоек и ригелей фахверка, а также навесных стеновых панелей от ветровой нагрузки, ограничиваемых из конструктивных соображений, следует принимать равными $L/200$, где L – длина расчетного пролета стоек или панелей.

Величины предельных горизонтальных перемещений колонн и стоек каркасных зданий от температурных, климатических и усадочных воздействий следует принимать равными:

$h_s/150$ – при стенах и перегородках из кирпича, гипсобетона, железобетона и навесных панелей;

$h_s/200$ – при стенах, облицованных естественным камнем, керамическими блоками либо стеклом (витражи)

Здесь h_s – это высота этажа, а для одноэтажных зданий с мостовыми кранами – высота от верха фундамента до низа балок кранового пути.

Состояние эксплуатационной пригодности по критерию колебаний может достигаться путем контроля собственных частот несущей конструкции или ее частей, величины которых не должны превышать установленных пределов, определяемых назначением здания и характером источников вибрации, по согласованию с заказчиком и/или компетентным органом. Если значения частот собственных колебаний ниже величин установленных пределов, следует проводить более точный динамический расчет, включая рассмотрение мероприятий по демпфированию. Более подробные указания приводятся в ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4 и ISO 10137.

Таблица НБ.2.7
национального
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1990

НБ.2.10 (5)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

А.1.4.4 (2) и (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Таблица 6.3 Пределные горизонтальные перемещения

Здания, стены и перегородки	Крепление стен и перегородок к каркасу здания	Пределное перемещение f_u
1. Многоэтажные здания	Любое	$h/500$
2. Один этаж многоэтажных зданий:	Податливое	$h_s / 300$
а) стены и перегородки из кирпича, гипсокартона, железобетонных панелей	Жесткое	$h_s / 500$
б) стены, облицованные естественным камнем, керамическими блоками, стеклом (фасадные системы)	Жесткое	$h_s / 700$
3. Одноэтажные здания (с самонесущими стенами) с высотой этажа h_s , м:	Податливое	
$h_s \leq 6$		$h_s / 150$
$h_s = 15$		$h_s / 200$
$h_s \geq 30$		$h_s / 300$

Обозначения, принятые в таблице:

h – высота многоэтажных зданий, значение которой принимается равным расстоянию от верха фундамента до оси ригеля покрытия;

h_s – высота этажа в одноэтажных зданиях, значение которой принимается равным расстоянию от верха фундамента до низа стропильных конструкций; в многоэтажных зданиях: для нижнего этажа – значение высоты равно расстоянию от верха фундамента до оси ригеля перекрытия; для остальных этажей – значение высоты равно расстоянию между осями смежных ригелей.

Примечание 1. Для промежуточных значений h_s (поз. 3) величины горизонтальных предельных перемещений следует определять по методу линейной интерполяции.

Примечание 2. К податливым креплениям относятся крепления стен или перегородок к каркасу, не препятствующие смещению каркаса (без передачи на стены или перегородки усилий, способных вызвать повреждения конструктивных элементов); к жестким – крепления, препятствующие взаимным смещениям каркаса, стен и перегородок.

Возможными источниками колебаний, которые необходимо учитывать, являются передвижение людей (включая синхронное), вибрации от оборудования и подземного транспорта, а также ветровые нагрузки. Эти и другие возможные источники колебаний должны указываться для каждого проекта и согласовываться с заказчиком.

На практике наиболее часто встречаются два вида ограничений: ограничение частот собственных колебаний перекрытий и контроль по критерию коэффициента отклика конструкции, который определяет максимальную величину ускорения перекрытия от принудительных колебаний. В гражданских зданиях источником принудительных колебаний, как правило, является движение людей, а в промышленных – работа тех-

Таблица НБ.2.8
национального
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1990

А.1.4.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

нологического оборудования.

Для промышленных объектов единых критериев не существует; необходимые требования должны определяться технологами и поставщиками оборудования индивидуально в каждом случае.

Для гражданских зданий чаще всего заказчики требуют обеспечить значения собственной частоты колебаний перекрытий на уровне не ниже 3-3,5 Гц. Значения частот колебаний до 2,5 Гц соответствуют ходьбе, до 4 Гц – бегу. Более высокие требования в виде наличия локальных зон (участков перекрытий) могут предъявляться к помещениям с возможным синхронным перемещением или скоплением людей. Для них требования, как правило, локально повышаются до уровня 6-8 Гц.

В случаях наличия еще более строгих требований может вводиться понятие критерия коэффициента отклика от принудительных колебаний. Характерным примером таких ситуаций является строительство лабораторий и других помещений, в которых будет размещаться чувствительное оборудование. Для них значение коэффициента отклика в вертикальном направлении устанавливается на уровне 1, что соответствует ускорению в 0,005 м/с². Например, для обычных офисных помещений или школ аналогичное значение коэффициента может составлять 4, что будет соответствовать ускорению в 0,020 м/с².

Нерассудительное завышение требований к собственным частотам колебаний или значениям коэффициента отклика может привести к значительному повышению ресурсоемкости конструкции. Так, повышение требований к нижнему предельному значению частоты колебаний с 4 до 6 Гц может увеличить ресурсоемкость в два и более раза. Поэтому при зонировании следует руководствоваться требованиями стандарта ISO 10137.

7.3.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Характерным ограничиваемым видом повреждений в сталежелезобетонных конструкциях являются трещины. Образование трещин должно быть ограничено до уровней, при которых они не будут ухудшать эксплуатационные параметры и снижать долговечность конструкции, а также негативно сказываться на ее внешнем виде.

7.3.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Образование трещин является естественным явлением в железобетонных конструкциях, внутри которых действуют усилия изгиба, сдвига, кручения и растяжения, обусловленные непосредственным нагружением, возникновением усилий в раскреплениях или же принудительными перемещениями.

7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Трещины могут возникать также и по другим причинам, например, в силу пластической усадки либо протекания активных химических реакций при отвердении бетона. Магнитуда таких трещин может превышать допустимые пределы; однако данный вопрос не является предметом рассмотрения настоящего учебника.

7.3.1 (5) и (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Должны устанавливаться ограничения по параметру ширины раскрытия трещин w_{max} с учетом назначения и типа конструкции, а также величины затрат, необходимых на ограничение раскрытия трещин.

При отсутствии особых требований соблюдение предельных значений, указанных в Таблице 6.4, при квазистатической комбинации нагрузок считается достаточным в соответствии с критериями внешнего вида и долговечности для железобетонных элементов без предварительного напряжения. Для элементов с только несцепленной напряженной арматурой применяются те же ограничения.

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Таблица 6.4. Рекомендуемые ограничения ширины раскрытия трещин w_{max}

Класс условий эксплуатации по Таблице 2.13	Элементы с обычным армированием и предварительно напряженным армированием без сцепления
	Квазистатическая комбинация нагрузок
X0, XC1	0,4 ¹⁾
XC2, XC3, XC4	0,3
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	

¹⁾ Для условий эксплуатации классов X0, XC1 ширина раскрытия трещин не влияет на параметр долговечности, а соответствующее ограничение установлено для гарантирования приемлемого внешнего вида. Если требования к внешнему виду отсутствуют, то указанное ограничение может ослабляться.

Для элементов, находящихся в условиях эксплуатации, соответствующих классу XD3, может понадобиться обеспечение специальных мероприятий. Выбор таких мероприятий определяется природой действующих агрессивных веществ.

Необходимо учитывать возможность образования больших трещин в сечениях с резким изменением напряжений, например, в следующих случаях:

- при изменении вида сечения;
- вблизи сосредоточенных нагрузок;
- в местах обрыва арматурных стержней;
- в зонах высоких напряжений сцепления, особенно на концах перехлестов.

На такие места следует обращать особое внимание; следует предусматривать соответствующие мероприятия для максимального снижения или исключения перепадов напряжений. Соблюдения в таких точках требований к конструированию арматуры, изложенных в Еврокоде 2 (ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1), как правило, будет достаточно для контроля трещинообразования.

Критерии эксплуатационной пригодности должны определяться для каждого проекта и утверждаться заказчиком.

6.1.1. РАСЧЕТ НА ЭТАПЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

6.1.1.1. Расчет настила

Расчетное сечение

В случае расчета холодноформованных элементов и профилированных настилов по эксплуатационной пригодности (второй группе предельных состояний) действуют принципы, изложенные в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, – аналогично расчету других типов металлоконструкций, но с использованием геометрических характеристик эффективного поперечного сечения.

Момент инерции эффективного сечения I_{eff} (или I_{fic}) может быть принят переменным вдоль пролета либо постоянным, исходя из значения максимального абсолютного момента в пролете от характеристической нагрузки.

7.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

A.1.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

7.1 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

7.1 (4) ДСТУ-Н
Б
EN 1993-1-3

7.1 (3) ДСТУ-Н
Б
EN 1993-1-3

Альтернативно, значение момента инерции сечения может быть рассчитано с использованием интерполяции сечения брутто и эффективного сечения по формуле:

$$I_{\text{fic}} = I_{\text{gr}} - \frac{\sigma_{\text{gr}}}{\sigma} (I_{\text{gr}} - I(\sigma)_{\text{eff}})$$

где:

I_{gr} – момент инерции поперечного сечения брутто

σ_{gr} – максимальное напряжение сжатия от изгиба при расчете по эксплуатационной пригодности с геометрическими характеристиками поперечного сечения брутто

$I(\sigma)_{\text{eff}}$ – момент инерции эффективного поперечного сечения, рассчитанный для максимального напряжения $\sigma \geq \sigma_{\text{gr}}$

Максимальным напряжением является наибольшее по абсолютному значению напряжение в пределах рассматриваемой расчетной длины элемента.

Использование постоянного наиболее редуцированного сечения настила с наименьшей изгибной жесткостью приводит к завышению величины реальных прогибов, однако значительно упрощает методику расчета. При превышении допустимых прогибов можно изыскать дополнительные резервы посредством учета изменения площади сечения по длине.

Определение прогибов

9.6 (2) ДСТУ-Н
Б
EN 1994-1-1

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и его национальному приложению, величина прогиба профилированного настила на этапе строительства под действием собственного веса и веса не затвердевшей бетонной смеси без учета строительно-монтажных нагрузок не должна превышать $L/200$, где L – расчетная длина пролета между опорами, включая временные.

9.3.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

С целью исключения эффекта запруживания и соответствующего увеличения нагрузок, величина прогиба дополнительно может ограничиваться значением $h/10$, где h – толщина плиты.

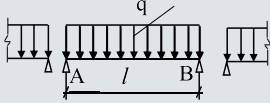
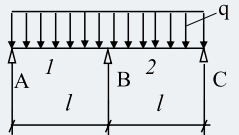
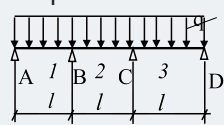
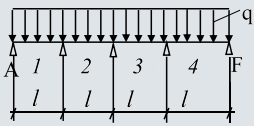
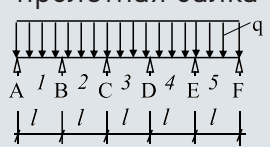
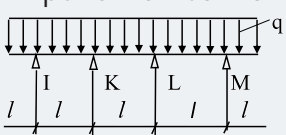
7.3 (1) ДСТУ-Н
Б
EN 1993-1-3

Прогиб от строительно-монтажных нагрузок не учитывается, потому что при надлежащем выполнении работ вес людей и оборудования не будет воздействовать на профнастил постоянно до затвердения бетонной смеси и не должен влиять на величину фактического остаточного прогиба. Величина прогиба может определяться в предположении упругой работы стали. Поскольку нагрузка от уложенной бетонной смеси является равномерно распределенной по всей поверхности, в общем случае удобно принять постоянную по длине площадь сечения и использовать готовые расчетные формулы прогибов согласно Таблице 6.5.

Дополнительные справочные данные и более подробное изложение методики расчета профилированных настилов можно найти в публикации “Беляев Н.А. ‘Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины’”.

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Таблица 6.5. Результаты воздействий в неразрезных балочных элементах постоянного сечения

Схема с обозначениями	Момент		Поперечное усилие		Опорная реакция		Величина относительного прогиба от равномерно распределенной нагрузки, $\frac{ql^4}{EI}$
	Обозначение	Значение множителя, ql^2	Обозначение	Значение множителя, ql	Обозначение	Значение множителя, ql	
<p>Однопролетная схема</p> 	M_{Ed}	0,125	$Q_{A,Ed}$	0,5	R_A	0,5	0,013
<p>Неразрезная двухпролетная балка</p> 	$M_{1,Ed}$	0,070	$Q_{A,Ed}$	0,375	R_A	0,375	0,0052
	$M_{B,Ed}$	-0,125	$Q_{1B,Ed}$	-0,625	R_B	1,250	
<p>Неразрезная трехпролетная балка</p> 	$M_{1,Ed}$	0,080	$Q_{A,Ed}$	0,400	R_A	0,400	0,00677
	$M_{B,Ed}$	-0,100	$Q_{1B,Ed}$	-0,600	R_B	1,100	0,00052
	$M_{2,Ed}$	0,025	$Q_{2B,Ed}$	0,500			
<p>Неразрезная четырехпролетная балка</p> 	$M_{1,Ed}$	0,077	$Q_{A,Ed}$	0,393	R_A	0,393	0,0063
	$M_{B,Ed}$	-0,107	$Q_{1B,Ed}$	-0,607	R_B	1,143	0,0019
	$M_{2,Ed}$	0,037	$Q_{2B,Ed}$	0,536	R_C	0,926	
	$M_{C,Ed}$	-0,071	$Q_{2C,Ed}$	-0,464			
<p>Неразрезная пятипролетная балка</p> 	$M_{1,Ed}$	0,078	$Q_{A,Ed}$	0,395	R_A	0,393	0,00646
	$M_{B,Ed}$	-0,105	$Q_{1B,Ed}$	-0,605	R_B	1,132	
	$M_{2,Ed}$	0,033	$Q_{2B,Ed}$	0,526	R_C	0,974	0,0015
	$M_{C,Ed}$	-0,079	$Q_{2C,Ed}$	-0,474			
	$M_{3,Ed}$	0,046	$Q_{3C,Ed}$	0,500			
<p>Неразрезная многопролетная балка</p> 	$M_{span1,Ed}$	0,078			$R_I =$		0,0078
	$M_{span,Ed}$	0,042	$Q_{sup,Ed}$	0,500	$= R_K =$	1,000	0,00264
	$M_{sup,Ed}$	-0,083			$= R_L =$		
					$= R_M =$		

6.1.1.2. Расчет балок настила

Расчетное сечение

В балках на этапе строительства еще не обеспечена совместная работа стали и бетона, поэтому расчетное сечение представлено исключительно той частью сечения, которая до затвердения бетона способна нести нагрузку, а именно, стальным профилем.

Важно учитывать и указывать в общих данных те расчетные предпосылки, которые приняты для стальных балок на этапе строительства. В частности, расчетная схема должна отражать фактическую жесткость узлов, грузовую площадь, условия опирания и раскрепления на этапе строительства, которые могут значительно отличаться от аналогичных условий на этапе эксплуатации.

Прогиб на этапе строительства можно уменьшить подкреплением временными подпорками либо приданием конструкции строительного подъема.

Определение вертикальных перемещений

На этапе строительства балки настила работают как стальные элементы, воспринимающие нагрузки от собственного веса конструкции и бетонной смеси. При этом, в процессе определения величины прогиба, как правило, не рассматриваются временные нагрузки от людей и оборудования, поскольку они не воздействуют на конструкцию постоянно и не должны повлиять на величину фактического прогиба после затвердения бетона. После же затвердения бетона нагрузки будут воздействовать уже на значительно более жесткое сечение.

При приложении нагрузок только к стальным элементам величину прогибов следует определять согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Величина прогибов стальных элементов, как правило, определяется в упругой стадии; при этом пластические деформации не учитываются.

Если для проверки предельных состояний по несущей способности используется процедура статического расчета с учетом пластических деформаций, то при оценке предельного состояния по эксплуатационной пригодности необходимо учитывать перераспределение сил и моментов.

Если в нормальных условиях возможно возникновение неупругих деформаций, то исключается возможность рассмотрения прогибов как обратимых предельных состояний с расчетом по частой комбинации нагрузок; при этом требуется проведение расчета по характеристическому их сочетанию.

В целях упрощения, в Таблицах 6.6 и 6.7 приводятся выражения для определения прогибов простых однопролетных балок постоянного сечения с различными условиями опирания и нагружения. Балки настила, чаще всего, будут загружены равномерно распределенной нагрузкой, а главные балки, в свою очередь, будут воспринимать их опорные реакции в виде сосредоточенных усилий.

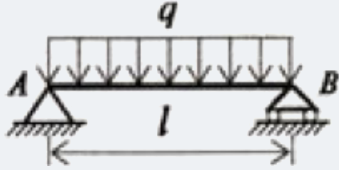
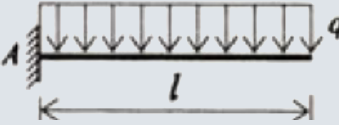
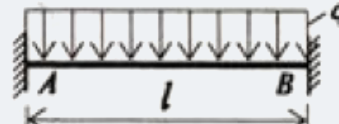
7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.1 (4) ДСТУ-Н
Б
EN 1993-1-1

7.1 (4) ДСТУ-Н
Б
EN 1993-1-1

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

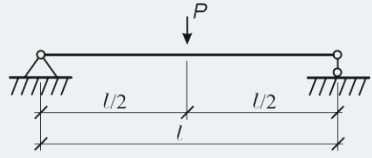
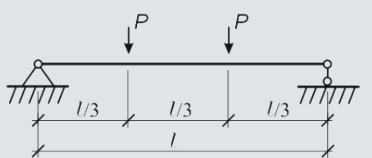
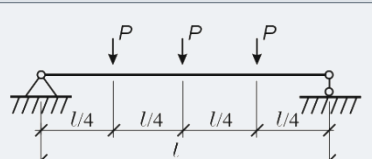
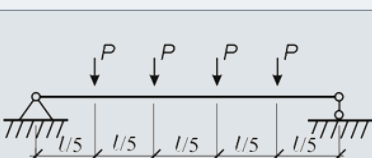
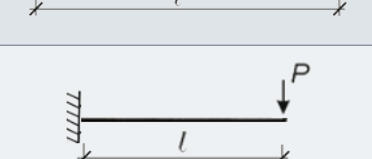
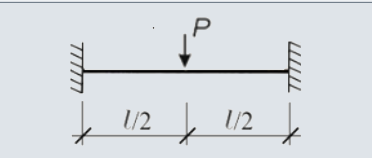
Таблица 6.6. Усилия и прогибы для однопролетных балок с распределенной нагрузкой

№	Схема нагружения	Внутренние усилия	Максимальная величина прогиба и значение множителя $f = k \frac{ql^4}{EI}$
1		$M_{\max} = ql^2 / 8$ $Q_{\max} = ql / 2$	$k = 0,013$
2		$M_{\max} = -ql^2 / 2$ $Q_{\max} = ql$	$k = 0,125$
3		$M_{\max} = -ql^2 / 12$ $Q_{\max} = ql / 2$	$k = 0,0026$

Хотя, как правило, предпочтение отдается однопролетным шарнирно опертым балкам, в отдельных случаях используются и неразрезные схемы. Для таких балок с равномерно распределенной нагрузкой выражения для усилий и прогибов сведены в Таблицу 6.5.

Не стоит забывать о том, что для неразрезных балок при определении как усилий, так и величин прогибов следует рассматривать возможные вариации временных нагрузок. Стандартные схемы включают в себя схемы нагружения через пролет и схемы нагружения смежных пролетов. Не все временные нагрузки обязательно должны быть приложены через пролет, т.к. Еврокоды предписывают учитывать возможные сочетания нагрузок. Например, временная нагрузка от людей и оборудования может располагаться через пролет, а снег через пролет не выпадет. Поэтому на этапе строительства хотя и необходимо учитывать технологию выполнения работ, но в общем случае может приниматься равномерно распределенный по всем пролетам характер нагрузки от бетонной смеси; схемы же с поочередным нагружением более актуальны для полезных нагрузок этапа эксплуатации.

Таблица 6.7. Усилия и прогибы для однопролетных балок с сосредоточенными нагрузками

№	Схема нагружения	Внутренние усилия	Максимальная величина прогиба и значение множителя $f = k \frac{Pl^3}{EI}$
1		$M_{\max} = Pl / 4$ $Q_{\max} = P / 2$	$k = 0,021$
2		$M_{\max} = Pl / 3$ $Q_{\max} = P$	$k = 0,031$
3		$M_{\max} = Pl / 2$ $Q_{\max} = 1,5P$	$k = 0,049$
4		$M_{\max} = 3Pl / 5$ $Q_{\max} = 2P$	$k = 0,051$
5		$M_{\max} = Pl$ $Q_{\max} = P$	$k = 0,333$
6		$M_{\max} = \pm Pl / 8$ $Q_{\max} = 0,5P$	$k = 0,0052$

6.1.2. РАСЧЕТ НА ЭТАПЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ

6.1.2.1. Расчет сталежелезобетонных плит

Расчетное сечение

Сечение плиты на этапе эксплуатации рассчитывается как сталежелезобетонное только при обеспечении совместной работы бетона и настила. В противном случае на этапе эксплуатации плита рассчитывается как железобетонное ребристое перекрытие, согласно Еврокоду 2 (ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1).

Геометрические характеристики композитных сечений из стали и бетона определяются приведением площадей разнородных материалов к значению площади

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

одного из них, с сохранением исходного положения осей каждого компонента. Данная операция выполняется посредством использования коэффициентов приведения, которые представляют собой соотношения модулей упругости соответствующих материалов. Поскольку для бетона характерно изменение модуля упругости со временем, значения коэффициентов приведения также зависят от характера и длительности рассматриваемого воздействия, что описано в Разделах 4.4.1.1 и 6.1.2.2.

Проверка эксплуатационной пригодности сталежелезобетонной плиты после включения настила в совместную работу с бетоном выполняется для комбинированного сечения на рассматриваемой ширине с учетом следующих основных факторов:

- последовательности возведения;
- эффектов ползучести и усадки бетона;
- интенсивности трещинообразования в бетоне;
- неполного характера взаимодействия компонентов сечения и наличия неупругих деформаций.

Величины прогибов сталежелезобетонной плиты следует определять при помощи процедуры упругого расчета без учета усадки бетона.

Усадку рекомендуется учитывать для плит с длинными пролетами. Упрощенно, величина прогиба сталежелезобетонной плиты по профилированному настилу от усадки может быть определена по формуле:

$$\delta_{sh} = \frac{\varepsilon_s \cdot h_c \cdot (y_c - 0.5 \cdot h_c)}{8 \cdot n_A \cdot I_c}$$

где:

ε_s – деформация от усадки бетона, согласно Разделу 4.4.1.1.

h_c – толщина слоя бетона выше профилированного настила

y_c – расстояние от верхней грани плиты до нейтральной оси сталежелезобетонной плиты в упругой стадии

I_c – момент инерции сталежелезобетонной плиты, величина которого рассчитывается исходя из значения коэффициента приведения n_A для длительного воздействия усадки

n_A – коэффициент приведения для длительного воздействия усадки

Прогибы внутренних пролетов неразрезных плит при сдвиговом соединении за счет рифов, тиснений, обратных гофров и дополнительной анкеровки допускается выполнять с использованием следующих приближений:

- момент инерции сечения принимают равным среднему из значений для ситуаций с трещинами и без:

$$I_c = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$$

9.8.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.8.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- для бетона допускается использовать среднее значение коэффициента приведения для случаев долговременных и кратковременных воздействий.

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{E_a}{\frac{1}{2}(E_0 + E_p)}$$

где:

E_0 – начальный модуль упругости бетона ($n_L = n_0 = E_a / E_{cm}$)

E_p – приведенный модуль упругости бетона для долговременного нагружения ($t_0; \infty$)

9.8.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В крайних пролетах деформации сдвига на концах могут значительно влиять на прогиб. Исключать влияние концевых деформаций сдвига по контакту типа «сталь-бетон» при определении прогибов плиты в крайних пролетах допускается, если начальная сдвигающая нагрузка при испытаниях, определяемая как нагрузка, вызывающая концевую деформацию сдвига в 0,5 мм, превышает значение расчетной эксплуатационной нагрузки в 1,2 раза.

9.8.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если при нагрузке, не превышающей значение расчетной эксплуатационной нагрузки в 1,2 раза, величина концевой деформации сдвига составляет более 0,5 мм, следует устанавливать концевые анкеры. Альтернативно, прогибы можно определять с учетом влияния концевых деформаций сдвига.

9.8.2 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если при наличии концевой анкерки экспериментальные данные о сдвиговом соединении по контакту настила и бетона отсутствуют, расчет следует упростить и рассматривать сталежелезобетонное перекрытие как арку с затяжкой. При расчете такой модели удлинение и укорочение ее элементов приводит к прогибу, который следует учитывать при определении суммарного значения.

Определение вертикальных перемещений

9.8.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Прогибы сталежелезобетонных плит допускается не проверять при выполнении следующих условий:

- если при незначительных напряжениях в бетоне отношение длины пролета к высоте конструкции не превышает предельных значений;
- если исключается влияние концевого сдвига.

7.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Предельные значения отношения типа «пролет/высота» с последующим умножением на поправочные коэффициенты для учета типа армирования и без учета строительного подъема, согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, рассчитываются по следующим формулам:

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

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

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

где:

l/d – предельное отношение типа «пролет/высота»

K – коэффициент, учитывающий наличие различных конструктивных систем

$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$ – базовый процент армирования

ρ – необходимый процент армирования растянутой арматуры в середине пролета для восприятия момента от расчетных нагрузок (для консолей – на опоре)

ρ' – необходимый процент армирования сжатой арматуры в середине пролета для восприятия момента от расчетных нагрузок (для консолей – на опоре)

f_{ck} – характеристическое значение прочности бетона по цилиндрическому образцу, Н/мм²

Выражения приведены в предположении, что величина напряжений в арматуре σ_s при нагрузках, соответствующих проверкам эксплуатационной пригодности в сечении с трещинами в середине пролета балки либо на опоре консоли, составляет 310 Н/мм² (что приблизительно соответствует $f_{sk} = 500$ Н/мм²).

Если учитывается другой уровень напряжений, то полученные по выражениям значения необходимо умножить на $310/\sigma_s$. В запас, как правило, принимают:

$$310/\sigma_s = 500/(f_{sk} \cdot A_{s,req} / A_{s,prov})$$

где:

$A_{s,req}$ – значение площади арматуры, необходимое по расчетам несущей способности

$A_{s,prov}$ – фактическая площадь арматуры в рассматриваемом сечении

Для конструкций из бетонов на легких заполнителях, при отсутствии в них осевого сжатия, величины базовых отношений типа «пролет/фактическая высота», необходимо уменьшать путем умножения на коэффициент

$$\left(\frac{\rho}{2200} \right)^{0,3}$$

где:

ρ – плотность легкого бетона

Принимая в качестве исходных данных марку бетона С30/37, величину напряжений в бетоне $\sigma_s = 310$ Н/мм² и значение коэффициента армирования $\rho = 0,5\%$, что соответствует незначительным напряжениям в бетоне, получаем значения, указанные в Таблице 6.8 (взято из ДСТУ-Н Б EN1992-1-1; определяется параметрами конструктивной схемы).

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

на основании
Таблицы 7.4N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 6.8. Базовые отношения типа «пролет/номинальная высота» для сталежелезобетонных элементов без осевого сжатия

Конструктивная схема	K	Обычные бетоны при незначительном уровне напряжений	Легкий бетон ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$) при незначительном уровне напряжений
Плита, шарнирно опертая в одном или двух направлениях	1,0	20	18,8
Крайний пролет неразрезной опертой в одном направлении плиты либо плиты, опертой в двух направлениях и являющейся неразрезной вдоль более длинной стороны	1,3	26	24,5
Внутренний пролет плиты, опертой в одном либо двух направлениях	1,5	30	28,3

Для типовых неразрезных сталежелезобетонных плит перекрытий, согласно Таблице 6.9, величина суммарного прогиба будет составлять:

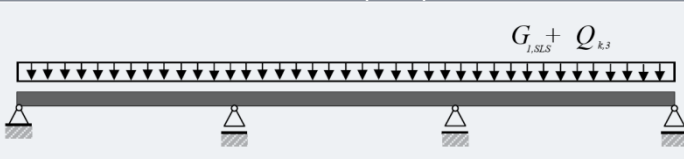
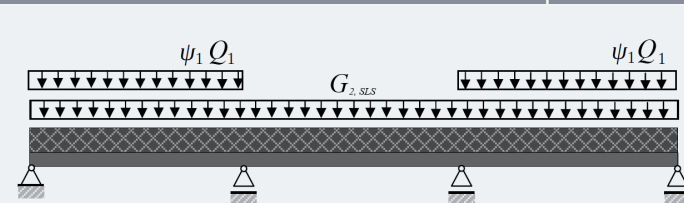
$$\delta_{total} = \delta_0 + \delta$$

где:

δ_0 – прогиб настила от характеристической комбинации веса профнастила, армирования и незатвердевшей бетонной смеси, согласно положениям Разделов 6.1.1.1 и 3.2 (необратимый прогиб)

δ – прогиб сталежелезобетонного сечения от частой комбинации временных нагрузок, веса финишных покрытий и других постоянных нагрузок сверх учтенных на этапе строительства (обратимый прогиб)

Таблица 6.9. Последовательность расчета суммарного прогиба типовой неразрезной сталежелезобетонной плиты

Вес настила, армирования и незатвердевшей бетонной смеси		
	Рассчитывается только профнастил, без учета совместной работы	δ_0
Наиболее неблагоприятная частая комбинация		
	Средние значения момента инерции (учитывает образование трещин) и коэффициента приведения (учитывает ползучесть)	δ

Для сталежелезобетонных плит, уложенных по однопролетной схеме, которые чаще всего представлены длиннопролетными системами по наиболее высоким профнастилам, используются те же принципы и алгоритмы, которые приводятся в Разделе 6.1.2.2 для типовых однопролетных балок.

Контроль вибраций

Получение достаточно точных результатов по критериям собственных частот колебаний и коэффициента отклика возможно только при рассмотрении всей конструкции перекрытия. Обобщенная методика для сталежелезобетонных перекрытий приводится далее в Разделе 6.1.2.2.

Трещиностойкость

Если неразрезные сталежелезобетонные плиты рассчитывают в качестве нескольких однопролетных плит, что допускается Еврокодом 4, то площадь сечения арматуры, располагаемой над гофрами и препятствующей трещинообразованию, должна составлять не менее:

- 0,2% площади поперечного сечения бетона над гофрами для плит, возводимых без временных опор;
- 0,4% для плит, возводимых с временными опорами.

Данное армирование в виде сетки по всей площади плиты, как правило, присутствует всегда.

Если в армированных обычной или преднапряженной арматурой плитах зданий действует изгиб без значительного осевого растяжения, допускается не предусматривать специальных мероприятий для ограничения трещиностойкости при условии, что общая толщина плит не превышает 200 мм и выполняются конструктивные требования Еврокода 2.

Однако в сталежелезобетонных перекрытиях плиты одновременно выполняют собственную функцию и являются частью балок. Поэтому контроль раскрытия трещин плит как независимого элемента охватывает только одно из возможных направлений действия усилий. Второй потенциальной областью образования трещин является область надопорных зон неразрезных сталежелезобетонных балок, методика контроля трещиностойкости которых приводится в Разделе 6.1.2.2. Процедура контроля образования трещин в обоих случаях подчиняется одним и тем же принципам, и при необходимости проведения проверки трещиностойкости плит как независимых элементов, такая проверка может быть выполнена согласно расчетной методике, приведенной в Разделе 6.1.2.2.

Расчет сталежелезобетонных балок

Расчетное сечение

Сталежелезобетонное сечение предполагает расчет на этапе эксплуатации после затвердения бетона, когда бетонное заполнение вступает в совместную работу со стальным сечением.

9.8.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Как и при проведении расчета по предельным состояниям несущей способности, определяющим фактором геометрии сечения является эффект запаздывания сдвига, который учитывается аналогично и влияние которого определяет размер эффективной ширины бетонной полки, как описано в Разделе 5.2.2.1.

При приложении нагрузок к сталежелезобетонным элементам величину прогибов следует определять путем проведения расчета в упругой стадии, согласно Разделу 5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 (соответствующие пояснения приведены в Разделе 4 данного пособия).

Процедура расчета прогибов в упругой стадии требует определения момента инерции композитного сечения из стали и бетона. Причем, в зависимости от значения коэффициента ползучести бетона, величина жесткости сечения будет меняться со временем.

Ползучесть – это длительный эффект, вызванный неупругими деформациями бетона. Вначале ползучесть может проявляться достаточно активно; однако данный эффект имеет склонность к угасанию со временем. Действие эффекта ползучести, в результате, может превысить действие эффекта упругих деформаций в несколько раз. Наиболее существенным фактором ползучести оказывается возраст бетона в момент приложения той или иной нагрузки. Для элементов с временными подпорками на этапе строительства, моментом приложения основных нагрузок может считаться момент их демонтажа.

Чтобы рассчитать момент инерции неоднородного сечения, используют коэффициенты приведения согласно Разделу 4.4.1.1, а для учета ползучести в них вводится коэффициент ползучести, величина которого оказывает влияние на модуль упругости бетона. Таким образом, параметры сечения из двух материалов теоретически приводятся к одному материалу, а все остальные вычисления геометрических характеристик осуществляются с использованием стандартных приемов науки о сопротивлении материалов. В итоге, выражение для момента инерции сечения без трещин типовой сталежелезобетонной балки с расположением плиты поверх балок, приведенного к стали, принимает вид:

$$EI_L = E_a \cdot I_a + E_A \cdot I_c + \frac{E_a \cdot A_a \cdot E_A \cdot A_c}{E_a \cdot A_a + E_A \cdot A_c} \cdot a^2$$

где:

E_a – модуль упругости стали

I_a – момент инерции стального сечения относительно собственной оси

A_a – площадь стального сечения

E_A – модуль упругости бетона, приведенный к стали с учетом характера и длительности действия нагрузки

I_c – момент инерции эффективного бетонного сечения

A_c – площадь эффективного бетонного сечения

a – расстояние между центральными осями стальной и бетонной составляющих сечения

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Модуль упругости E_A в данной формуле принимает различные значения в зависимости от рассматриваемого случая загрузки. Для кратковременных нагрузок:

$$\psi_L = 0 \qquad E_0 = \frac{E_{cm}}{n_c} = \frac{E_{cm}}{1 + 0 \cdot \varphi(t, t_0)} = E_{cm}$$

Для постоянных нагрузок, неизменных во времени:

$$\psi_L = \psi_P = 1,10 \qquad E_P = \frac{E_{cm}}{n_c} = \frac{E_{cm}}{1 + 1,10 \cdot \varphi(t, t_0)}$$

Для эффектов от усадки бетона:

$$\psi_L = \psi_S = 0,55 \qquad E_S = \frac{E_{cm}}{n_c} = \frac{E_{cm}}{1 + 0,55 \cdot \varphi(t, t_0)}$$

Для перекрытий, не предназначенных для длительного складирования с учетом дополнительных требований Раздела 4.4.1.1, допускается не выполнять такое подробное разделение, а принимать для кратковременных и длительных нагружений значение номинального коэффициента приведения $n_L = 2 \cdot n_0$.

Если нейтральная ось сечения в упругой стадии располагается в пределах плиты, растянутый бетон ниже ее уровня следует исключать из расчета. Тогда на первом этапе определяют положение нейтральной оси для данного коэффициента приведения, а на втором – рассчитывают жесткость без учета растянутой зоны бетона.

Определение вертикальных перемещений

При определении прогибов сталежелезобетонных балок следует учитывать влияние следующих эффектов и факторов:

- запаздывание сдвига;
- ползучесть и усадка бетона;
- трещинообразование в бетоне и влияние растянутого бетона;
- последовательность возведения;
- увеличение прогиба в результате неполного взаимодействия компонентов сечения, обусловленного деформацией сдвигового соединения;
- неупругая работа стали и арматуры, если это имеет место;
- стесненное или свободное кручение, если это имеет место.

Сдвиговое запаздывание учитывается путем ограничения эффективной ширины плиты, а ползучесть – посредством использования коэффициентов приведения, как описано выше.

Еще одним нелинейным эффектом, увеличивающим прогиб сталежелезобетонной конструкции, является усадка. Эффекты усадки могут оказывать существенное влияние на прогибы балок.

5.4.2.2 (11)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.3.1 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если заказчиком не установлено особых требований, влиянием кривизны от усадки обычных бетонов можно пренебречь, если отношение длины пролета к общей высоте балки не превышает 20.

В остальных случаях усадка может рассматриваться как отдельное длительное нагружение изгибающим моментом M_{cs} , согласно Разделу 4.4.1.1. В данной расчетной ситуации для определения геометрических характеристик принимается значение коэффициента приведения n_c соответствующее длительному воздействию усадки на конструкцию, как описано выше.

Упрощенно, кривизну от усадки допускается определять по выражению:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \cdot n_c \cdot \frac{S}{I}$$

где:

$1/r_{cs}$ – кривизна вследствие усадки

ε_{cs} – деформация полной свободной усадки, согласно Разделу 4.4.1.1

S – статический момент стальной составляющей относительно центральных осей сечения

I – момент инерции сечения

n_c – коэффициент приведения, значение которого соответствует длительному воздействию усадки

Для классической композитной балки со сталежелезобетонной плитой поверх стального профиля упрощенная формула принимает вид:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a) A_a}{2 \cdot (1 + n_c \cdot r) \cdot I_0}$$

где:

h_c – высота бетонного заполнения над гофрами настила

h_p – высота гофров настила

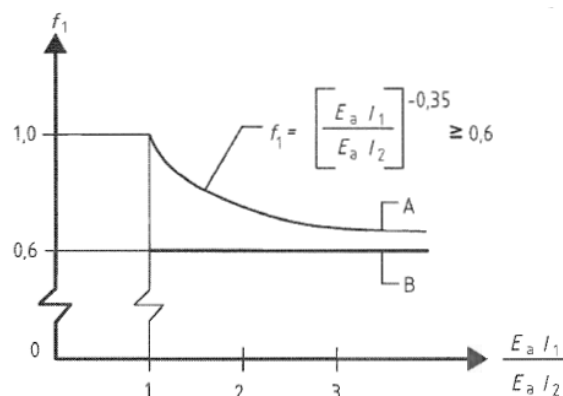


Рисунок 6.1. Понижающий коэффициент для изгибающего момента на опорах

Рисунок 7.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

h_a – высота стального сечения

A_a – площадь сечения стального профиля

r – отношение площади стального профиля к площади сечения бетона

I_0 – момент инерции сталежелезобетонного сечения балки, исходя из расчета, выполняемого для условия отсутствия трещин

Величина прогиба однопролетной балки от усадки в таком случае составляет:

$$\delta_s = 0.125 \cdot \frac{1}{r_{cs}} \cdot L^2$$

где L – это длина пролета балки.

Также величины прогибов неразрезных балок изменяются вследствие влияния растрескивания в зоне действия негативного изгибающего момента. Это может быть учтено путем вычисления значения момента инерции в зоне действия негативного изгибающего момента без учета растянутого бетона.

Влияние трещинообразования в бетоне в местах воздействия отрицательного изгибающего момента на прогибы следует учитывать с использованием методов расчета, приведенных в Разделе 5.4.2.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, которому соответствует Раздел 4.4.1.2.

Для расчета балок с критическими сечениями классов 1, 2 или 3 допускается использовать описанный ниже упрощенный метод. На каждой промежуточной опоре, где величина растягивающего напряжения в бетоне σ_{ct} превышает $1,5f_{ctm}$ или $1,5f_{lctm}$, в зависимости от обстоятельств, величину изгибающего момента, определяемую при расчете согласно методике Раздела 4.4.1.2 без учета трещинообразования, умножают на понижающий коэффициент f_1 согласно Рисунку 6.1, а величины изгибающих моментов в смежных пролетах соответствующим образом увеличивают. Кривую А можно применять только к внутренним пролетам, если погонная нагрузка во всех пролетах одинакова и пролеты отличаются по длине не более чем на 25%. В противном случае принимается приближенное нижнее значение $f_1 = 0,6$ (линия В).

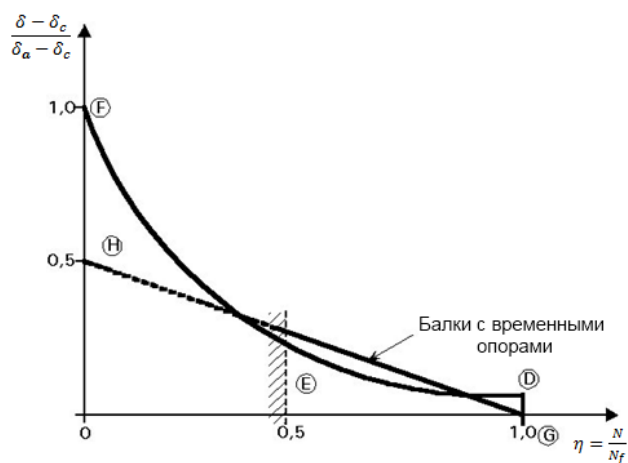


Рисунок 6.2. Влияние частичного сдвигового соединения на прогибы

7.3.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.3.1 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Альтернативно, допускается использовать более точную методику с введением в расчетную схему понятия «сечения с трещинами» на базе глобального упругого анализа всей конструктивной системы, с целью вычисления значения негативного изгибающего момента напрямую. В таком случае понижающие коэффициенты не применяются.

Влиянием неполного взаимодействия компонентов сечения можно пренебречь, если обеспечено полное сдвиговое соединение или же если:

- а) сдвиговое соединение рассчитано согласно требованиям ДСТУ-Н Б EN1994-1-1;
- б) количество соединительных элементов составляет не менее половины от количества, необходимого для обеспечения полного объединения ($\eta = \frac{N}{N_f} \geq 0,5$), либо же

усилия, определенные путем расчета в упругой стадии и действующие на соединительные элементы в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности, не превышают несущей способности элементов P_{Rd} ;

- в) в плитах с ребрами, расположенными поперек балки, высота ребер не превышает 80 мм.

Для сталежелезобетонных балок с частичным сдвиговым соединением, при заданной нагрузке характер зависимости величины прогиба от количества анкерных упоров показан на Рисунке 6.2.

Практически, нормы ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 не допускают использования сдвиговых соединений со степенью ниже 0,4. Поэтому если указанные условия не выполняются и при этом $\eta > 0,4$, то в отсутствие более точных данных и результатов испытаний эффект увеличения прогибов от неполного взаимодействия может быть достигнут с учетом использования следующей аппроксимации:

- для конструкций с временными опорами:

$$\delta = \delta_A \left[1 + 0.5 \cdot (1 - \eta) \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right) \right]$$

- для конструкций без временных опор:

$$\delta = \delta_A \left[1 + 0.3 \cdot (1 - \eta) \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right) \right]$$

где:

$\eta = \frac{N}{N_f}$ – степень сдвигового соединения

δ_A – прогиб сталежелезобетонной балки при полном сдвиговом соединении

δ_a – прогиб только стальной балки при тех же нагрузках

Еще одним фактором, влияющим на прогибы неразрезных балок, является возможность возникновения текучести в зоне действия негативного изгибающего момента.

При определении прогиба балок без временных опор можно учесть влияние местной текучести в опорной зоне стального элемента путем умножения значения изгибающего момента на опоре на следующие дополнительные понижающие коэффициенты:

$f_2 = 0,5$ – при достижении предела текучести f_y до момента затвердения бетонной плиты;

$f_2 = 0,7$ – при достижении предела текучести f_y после момента затвердения бетонной плиты.

Это правило применяют для определения величины максимального прогиба, но не для определения величины строительного подъема.

Величина прогиба в середине пролета неразрезной балки, с учетом влияния перераспределения моментов на опорные зоны, может быть вычислена по формуле:

$$\delta = \delta_0 \cdot \left(1 - C \cdot \frac{M_1 + M_2}{M_0} \right)$$

где:

$C = 0,6$ для равномерно распределенной нагрузки, и $0,5$ – для сосредоточенной.

δ_0 и M_0 – соответственно, прогиб и изгибающий момент в эквивалентной однопролетной шарнирно-опертой балке

M_1 и M_2 – отрицательные моменты на опорах (для аналогичных условий нагружения), значение которых было уменьшено с учетом факторов растрескивания и текучести, по методике, описанной выше.

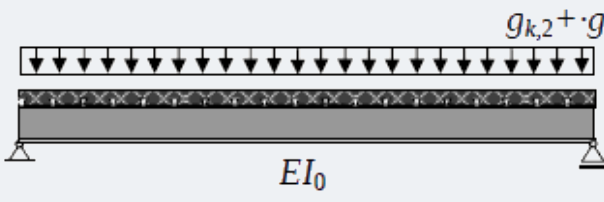
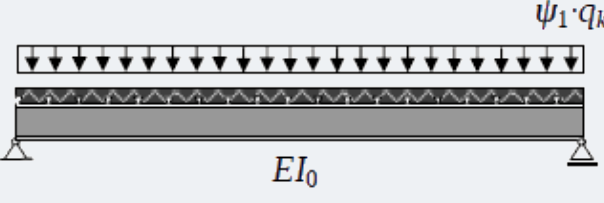
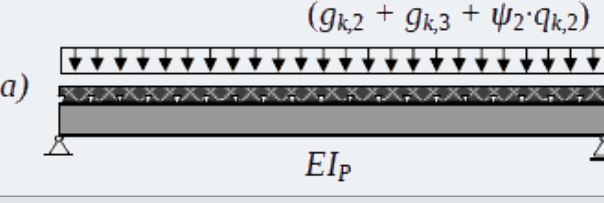
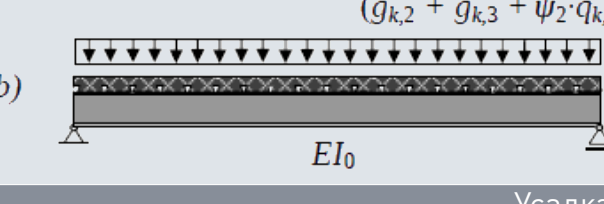
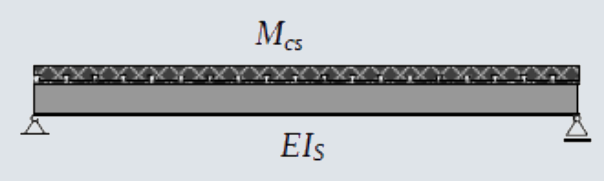
В качестве упрощения, при равной длине соседних пролетов и равномерно распределенной нагрузке, для неразрезных сталежелезобетонных балок может быть принято значение аппроксимирующего коэффициента прогибов $k = 3/384$ – для средних пролетов, и $k = 4/384$ – для крайних. Значение момента инерции при этом вычисляется на основе геометрических характеристик сечения без трещин.

Величины нагрузок и их комбинаций на этапе эксплуатации принимаются согласно Разделу 3.3. Одна из сложностей расчета прогибов сталежелезобетонных балок состоит в необходимости использования характеристических, частых и квазипостоянных комбинаций в зависимости от характера и длительности воздействий.

При условии что деформации не вызывают таких необратимых последствий как растрескивание напольных покрытий либо повреждение перегородок, предельное состояние по эксплуатационной пригодности может считаться обратимым. В таких случаях при определении величины прогибов сталежелезобетонных балок может использоваться частое сочетание постоянных (G) и переменных (Q) нагрузок. Если же рассматривается категория «конструктивных» критериев эксплуатационной пригодности (обеспечение целостности конструкций и узлов, сохранение заданных уклонов), то расчет следует вести по характеристическому сочетанию нагрузок.

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Таблица 6.10. Последовательность расчета обратимого прогиба типовой однопролетной сталежелезобетонной балки, полностью подкрепленной на этапе строительства

Постоянная нагрузка		
	$t=0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	δ_1
Частое воздействие переменной нагрузки (частое сочетание)		
	$t=0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	$\delta_{2,1}$
Увеличение прогиба в результате ползучести (квазипостоянное сочетание нагрузок) $\delta_{2,2} = (a) - (b)$		
<p>a)</p> 	$t = \infty \rightarrow$ характеристики сечения для длительного нагружения ($t_0 = 28$ суток)	$\delta_{2,2}$
<p>b)</p> 	$t=0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	
Усадка		
	$t = \infty \rightarrow$ характеристики сечения для длительного нагружения ($t_0 = 1$ сутки)	$\delta_{2,3}$

Квазипостоянную комбинацию используют для расчета увеличения прогиба в результате ползучести.

Начальным уровнем, относительно которого ведется отсчет вертикального прогиба балок без временных опор, является верх сталежелезобетонной балки. В качестве начального уровня низ балки принимают только в том случае, если в результате прогиба может ухудшиться внешний вид здания.

Если стальной элемент полностью укреплен временными подпорками на этапе строительства, то суммарная величина прогиба сталежелезобетонной балки для обратимого предельного состояния, согласно Таблице 6.10, будет равна:

$$\delta_{total} = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3}$$

где:

δ_1 – прогиб от постоянных нагрузок (нагрузка прикладывается в возрасте $t_0 = 28$ суток)

$\delta_{2,1}$ – прогиб от частого воздействия переменных нагрузок в момент первого приложения нагрузки

$\delta_{2,2}$ – прогиб в результате ползучести от воздействия квазипостоянной комбинации нагрузок в момент $t = \infty$

$\delta_{2,3}$ – прогиб от усадки

Для сталежелезобетонных балок без временных подпорок на этапе строительства суммарная величина прогиба для обратимого предельного состояния, согласно Таблице 6.11, рассчитывается по формуле:

$$\delta_{total} = \delta_{1,1} + \delta_{1,2} + \delta_{2,1} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3}$$

где:

$\delta_{1,1}$ – прогиб от постоянных нагрузок непосредственно после укладки бетонной смеси (совместная работа отсутствует)

$\delta_{1,2}$ – прогиб от веса напольных покрытий, стен и перегородок в момент первого приложения этих нагрузок

$\delta_{2,1}$ – прогиб от частого воздействия переменных нагрузок в момент первого приложения нагрузки

$\delta_{2,2}$ – прогиб вследствие ползучести от воздействия квазипостоянной комбинации нагрузок в момент $t = \infty$

$\delta_{2,3}$ – прогиб от усадки.

Контроль напряжений

В отдельных случаях требуется дополнительно ограничивать напряжения в сталежелезобетонных элементах. Предельные состояния по эксплуатационной пригодности рассчитываются, преимущественно, для упругой стадии, поэтому проверки напряжений призваны исключить переход в пластическое состояние и другие нелинейные эффекты.

Величины напряжений сжатия в бетоне должны ограничиваться для предотвращения образования продольных трещин, микротрещин или высоких уровней ползучести, если указанные факторы могут негативно сказаться на функционировании конструкции.

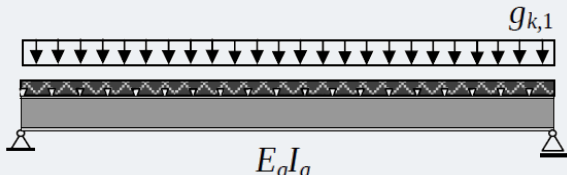
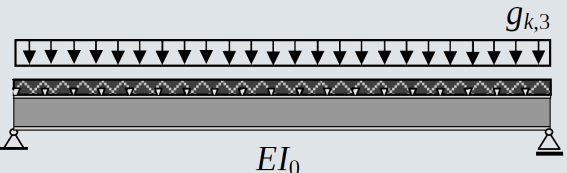
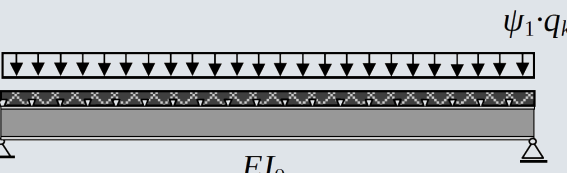
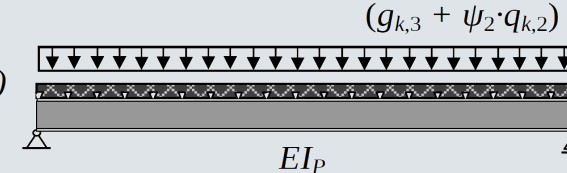
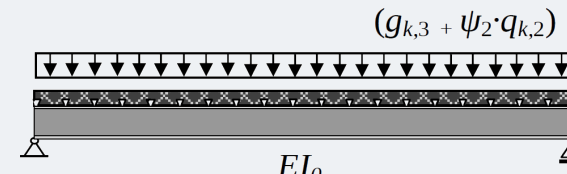
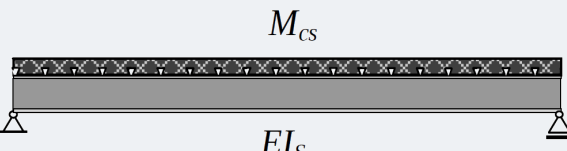
Для балок ограничения напряжений не требуется, если, основываясь на анализе предельных состояний несущей способности, можно утверждать, что необходимость

7.2 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Таблица 6.11. Последовательность расчета обратимого прогиба типовой однопролетной сталежелезобетонной балки без временных опор на этапе строительства

Постоянные нагрузки		
	Непосредственно после укладки смеси (стальное сечение без учета совместной работы)	$\delta_{1,1}$
	$t = 0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	$\delta_{1,2}$
Частое воздействие переменной нагрузки (частое сочетание)		
	$t = 0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	$\delta_{2,1}$
Увеличение прогиба вследствие ползучести (квазипостоянное сочетание нагрузок)		
$\delta_{2,2} = (a) - (b)$		
<p>a)</p> 	$t = \infty \rightarrow$ характеристики сечения для длительного нагружения ($t_0 = 28$ суток)	$\delta_{2,2}$
<p>b)</p> 	$t = 0 \rightarrow$ характеристики сечения для кратковременной нагрузки	
Усадка		
	$t = \infty \rightarrow$ характеристики сечения для длительного нагружения ($t_0 = 1$ сутки)	$\delta_{2,3}$

в проверке выносливости отсутствует, а также отсутствует предварительное напряжение, что было достигнуто с помощью использования преднапряженных элементов либо путем приложения контролируемых деформаций (например, при натяжении элементов на опоры).

Для сталежелезобетонных колонн зданий, в общем случае, ограничения напряжений не требуется.

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Продольные трещины могут возникать в том случае, если уровень напряжений при характеристической комбинации превышает критическое значение. Такие трещины могут снижать долговечность. В случае отсутствия других мероприятий, таких как увеличение защитного слоя для арматуры в сжатой зоне или установка поперечной арматуры, следует ограничивать напряжения сжатия значением $0,6f_{ck}$ в зонах со средами, относящимися к классам условий эксплуатации XD, XF и XS (воздействие хлоридов, морской воды или попеременного замораживания, согласно Таблице 2.13).

Если величины напряжений в бетоне при квазипостоянных нагрузках не превышают $0,45f_{ck}$, в расчетах можно принимать ползучесть линейного типа. При превышении уровня напряжений в бетоне $0,45f_{ck}$ необходимо учитывать нелинейный характер ползучести.

Напряжения растяжения в арматуре следует ограничивать для предотвращения возникновения нелинейных эффектов, недопустимых трещин или деформаций.

Недопустимые трещины и деформации могут считаться исключенными, если при характеристической комбинации нагрузок величины растягивающих напряжений в арматуре не превышают $0,8f_{ck}$. Если напряжения вызваны приложением контролируемых деформаций, величины растягивающих напряжений не должны превышать f_{ck} . Средняя величина напряжений в предварительно напряженной арматуре не должна превышать $0,75f_{ck}$.

Напряжения, как и прогибы, определяются отдельно для длительных и кратковременных нагрузок по соответствующим геометрическим характеристикам и коэффициентам приведения.

Для типовой балки, полностью подкрепленной временными опорами на этапе строительства, величина напряжений в стальном профиле равна сумме:

$$\sigma_a = \sigma_{Gk,2+3,a} + \sigma_{Qk,2,a}$$

где:

$\sigma_{Gk,2+3,a}$ – напряжения в стальном профиле от суммарных постоянных нагрузок, действующих на сталежелезобетонное сечение на этапе эксплуатации

$\sigma_{Qk,2,a}$ – напряжения в стальном профиле от переменных нагрузок, действующих на сталежелезобетонное сечение на этапе эксплуатации

Соответствующая величина напряжений в бетонной части сечения равна:

$$\sigma_A = \sigma_{Gk,2+3,A} + \sigma_{Qk,2,A}$$

где:

$\sigma_{Gk,2+3,A}$ – напряжения в бетонной части сечения от суммарных постоянных нагрузок на этапе эксплуатации

$\sigma_{Qk,2,A}$ – напряжения в бетонной части сечения профиля от переменных нагрузок на этапе эксплуатации

7.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7.2 (4)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Для типовой балки, не подкрепленной временными опорами на этапе строительства, величина напряжений в стальном сечении определяется по формуле:

$$\sigma_a = \sigma_{Gk,1,a} + \sigma_{Gk,3,a} + \sigma_{Qk,2,a}$$

где:

$\sigma_{Gk,1,a}$ – напряжения в стальной балке от постоянных нагрузок на этапе строительства (совместная работа отсутствует).

$\sigma_{Gk,3,a}$ – напряжения в стальной части сечения от постоянных нагрузок на этапе эксплуатации, за исключением уже учтенных на этапе строительства (значение $\sigma_{Gk,1,a}$).

Коэффициенты сочетаний при этом применяются согласно указаниям, приведенным выше.

Величина напряжений в железобетонной части сечения для аналогичной балки равна сумме:

$$\sigma_A = \sigma_{Gk,3,A} + \sigma_{Qk,2,A}$$

где:

$\sigma_{Gk,3,A}$ – напряжения в железобетонной части сечения от постоянных нагрузок на этапе эксплуатации без учета нагрузок, которые на этапе строительства воспринимаются стальной балкой.

Контроль вибраций

Проблема вибраций в сталежелезобетонных конструкциях возникает преимущественно в случае использования облегченных конструкций или длиннопролетных элементов.

Определяющей для параметра динамического отклика является жесткость более длиннопролетного (гибкого) элемента ячейки перекрытия. Например, для перекрытия с балками настила с длиной пролета 17 м, шаг которых составляет 3 м, определяющим фактором будет жесткость балки. Увеличение жесткости плиты в таком случае также будет вносить свой вклад – как за счет поперечной жесткости плиты, так и за счет того, что сама плита является частью эффективного сечения балки.

В сталежелезобетонных перекрытиях влияние эффекта демпфирования на частоты собственных колебаний является достаточно незначительным. Для однопролетной балки постоянного сечения (с равномерным распределением веса) величина основной (по первой форме) собственной частоты упругих колебаний без учета демпфирования может быть определена по формуле:

$$f_1 = \frac{K}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

где:

$K = \pi / 2$ – для шарнирно опертой балки

$= 3,56$ – для балки с жестким защемлением с обеих сторон

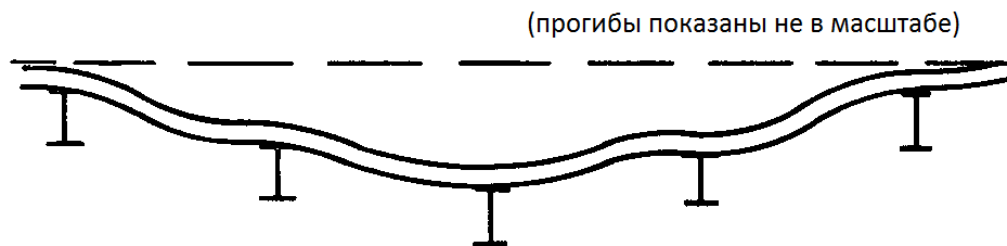


Рисунок 6.3. Сечение перекрытия, демонстрирующее типичную основную форму колебаний

$= 2,47$ – для балки с жестким защемлением с одной стороны и шарнирной опорой с другой

$= 0,56$ – для консоли с жесткой заделкой на опоре

EI – изгибная жесткость элемента

m – приведенная погонная масса элемента

l – пролет элемента

При выполнении расчетов на динамические воздействия рекомендуется использовать динамический модуль упругости бетона до значения:

$$E_{c,dyn} = 1,1 \cdot E_{cm}$$

Кроме веса балки, в расчет часто включают 10% характеристического значения переменной нагрузки.

В наиболее простом случае, шарнирно опертой балки удобно привести выражение для расчета собственной частоты по первой форме колебаний к зависимости прогиба δ_m в середине пролета от веса m :

$$\delta_m = \frac{5 \cdot m \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot EI}$$

При подстановке в исходную формулу, получим:

$$f_1 = \frac{17,8}{\sqrt{\delta_m}}$$

где δ_m – величина прогиба в миллиметрах.

Данное выражение удобно применять для расчета балок и плит, работающих в одном направлении и рассматриваемых отдельно. Однако в общем случае сталежелезобетонное перекрытие представляет собой систему из балок настила, размещающихся с определенным шагом, и неразрезной плиты, помещенной поверх них. В таком случае величина общего прогиба δ будет равна сумме величин прогибов δ_s плиты относительно балок и δ_b балок относительно опор. Для такого случая оценить основную частоту колебаний можно по формуле:

$$f_1 = \frac{17.8}{\sqrt{\delta}}$$

Отсюда:

$$\frac{1}{f_1^2} = \frac{1}{f_{1s}^2} + \frac{1}{f_{1b}^2}$$

где f_{1s} и f_{1b} – соответственно, значения собственных частот колебаний плиты и балки, рассмотренных отдельно. Данное выражение может использоваться не только для шарнирно опертых элементов.

Для наиболее тривиальной схемы с шарнирно опертыми балками и неразрезной сталежелезобетонной плитой, расположенной поверх и работающей в одном поперечном направлении, характерная форма колебаний показана на Рисунке 6.3.

Рассмотрев отдельно шарнирно опертую балку и условно защемленную по концам плиту, можно более точно оценить частоты собственных колебаний всего перекрытия:

- для балок:

$$f_{1,b} = \frac{\pi}{2} \frac{EI_b}{l_b^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_b}{m}}$$

- для плиты:

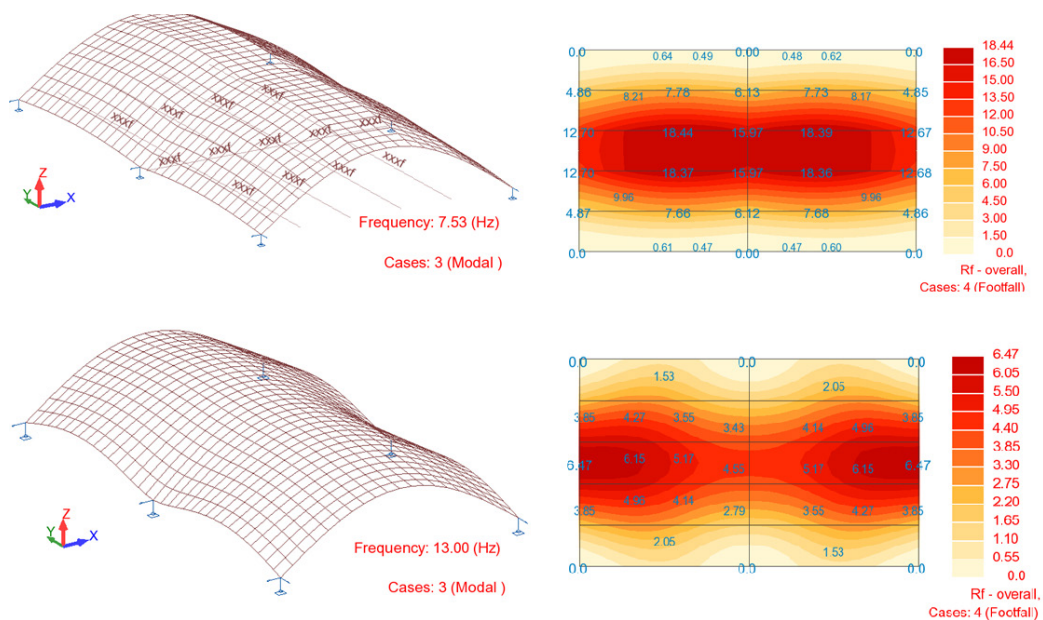


Рисунок 6.4. Пример изменения величины динамического отклика пониженного перекрытия из сборных элементов при введении линейных шарниров в плитах (нижняя схема)

$$f_{1,s} = \frac{3.56}{l_s^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_s}{m}}$$

где подстрочные индексы b и s , соответственно, обозначают балку и плиту.

В виду сложности ручного расчета значения среднеквадратического ускорения a_{rms} перекрытия от принудительных колебаний при передвижении людей и соответствующего коэффициента отклика R , на практике чаще всего используют расчет по конечно-элементной модели. В расчетной схеме особое внимание следует уделить соответствию жесткостей, условий опирания и нагрузок, формирующих модальные массы, фактическим условиям эксплуатации. На Рисунке 6.4, на примере изменения условий опирания плит в пониженном перекрытии из сборных элементов, продемонстрировано, насколько существенно может влиять на величину динамического отклика изменение всего одного параметра расчетной схемы.

Трещиностойкость

При использовании разрезных схем опирания балок настила, в которых отсутствует растяжение в открытых поверхностях бетона и теоретически отсутствует необходимость контроля ширины раскрытия трещин даже несмотря на факт неразрезности плит, площадь армирования в пределах эффективной ширины должна составлять не менее:

- 0,4% площади сечения бетона конструкций, возводимых с применением временных опор;
- 0,2% площади сечения бетона конструкций, возводимых без применения временных опор.

Трещины в плитах сталежелезобетонных перекрытий образуются вследствие воздействия двух основных факторов:

- растяжение от сдерживания принудительных деформаций (например, в результате сдерживания стальной балкой усадки в плите);
- растяжение от непосредственного воздействия нагрузок.

Ширина раскрытия трещин контролируется двумя способами:

1. Использование расчетного метода согласно Еврокоду 2;
2. Использование конструктивного метода без непосредственных расчетов, включающего:
 - определение минимального объема армирования с ограничением максимального диаметра арматурного стержня (методика контроля образования трещин в результате принудительных деформаций);
 - контроль трещинообразования, обусловленного прямым воздействием нагрузок, посредством обеспечения минимального объема армирования с ограничением максимального диаметра либо максимального шага расположения арматурных стержней в зависимости от напряжений в арматуре.

7.3.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7.4.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.4.1 (2) и (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если не используется более точный расчет минимального объема армирования согласно Разделу 7.3.2(1) ДСТУ-Н Б EN1992-1-1, во всех сечениях без предварительно напряженной арматуры, в которых возникает значительное растяжение, обусловленное ограничением принудительных деформаций в комбинации с непосредственным нагружением или без него, минимальная площадь армирования плит на эффективной ширине, включенной в работу с балкой, определяется выражением:

$$A_s = \frac{k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

$f_{ct,eff}$ – величина средней прочности бетона на растяжение, достигнутая в момент появления первых трещин. Допускается значение $f_{ct,eff}$ принимать равным значению

f_{ctm} по Таблице 2.11 для тяжелых бетонов и значению f_{lctm} – по Таблице 2.12 для бетонов на легких заполнителях, принимая во внимание класс прочности, обеспечиваемый на предполагаемый момент возникновения трещин. Если возраст бетона на момент возникновения трещин установить не представляется возможным, но он составляет менее 28 суток, допускается принять значение минимальной прочности 3 Н/мм².

$k = 0,8$ – коэффициент, учитывающий влияние неравномерных самоуравновешенных напряжений

$k_s = 0,9$ – коэффициент, учитывающий уменьшение нормальных усилий в бетоне плиты при появлении трещин и локальном проскальзывании сдвигового соединения

k_c – коэффициент, учитывающий распределение напряжений в сечении непосредственно перед появлением трещин, значение которого рассчитывается следующим образом:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 z_0)} + 0,3 \leq 1,0$$

h_c – толщина бетонной полки без учета вутов или ребер

z_0 – расстояние между центрами тяжести бетонного пояса без трещин и сталежелезобетонного сечения без трещин в вертикальной плоскости, определяемое с помощью коэффициента приведения n_0 при кратковременном нагружении

σ_s – максимальное напряжение, допускаемое в арматуре непосредственно после образования трещин. Его величина может приниматься равной характеристическому пределу текучести арматуры f_{sk} , поскольку напряжения в арматуре не превысят его согласно расчетам по прочности. Однако для обеспечения соответствия требованиям по ширине раскрытия трещин может потребоваться понижение значения в зависимости от диаметра арматурного стержня, согласно Таблице 6.12.

A_{ct} – площадь растянутой зоны бетона (существование которой обусловлено приложением нагрузки и присутствием первичных эффектов усадки) поперечного сечения непосредственно перед образованием трещин. В целях упрощения, здесь

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

может приниматься значение площади бетонного сечения в пределах эффективной ширины.

Для зданий минимальный объем нижнего армирования бетонного заполнения обетонированных двутавровых сечений рассчитывается аналогично, с использованием значений коэффициентов $k_c = 0,6$ и $k = 0,8$.

На втором этапе контроля трещин в результате сдерживания принудительных деформаций вводится ограничение максимального диаметра стержня, что выражается в использовании стержней меньшего диаметра с уменьшенным шагом.

Максимальный диаметр стержня при минимальном армировании может быть уточнен до значения ϕ , которое определяется выражением:

$$\phi = \phi^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}}$$

где:

ϕ^* – максимальный диаметр стержня по Таблице 6.12

$f_{ct,0}$ – начальное сопротивление бетона растяжению, величина которого составляет 2,9 Н/мм².

Таблица 6.12. Максимальный диаметр ребристых арматурных стержней

Напряжения в арматуре σ_s , Н/мм ²	Максимальный диаметр стержня ϕ^* , мм		
	$w_k = 0,4$	$w_k = 0,3$	$w_k = 0,2$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Контроль трещинообразования, обусловленного непосредственным приложением нагрузок в отличие от принудительных деформаций, требует проведения статического расчета с определением усилий в рассматриваемом сечении и соответствующих напряжений в растянутом армировании.

Для элементов зданий без преднапряжения канатами определение напряжений σ_s в арматуре, как правило, ведется с использованием квазипостоянного сочетания воздействий.

Внутренние усилия следует определять с использованием расчета в упругой стадии, учитывая процесс трещинообразования в бетоне. Величины напряжений в арматуре следует определять с учетом эффектов упрочнения растянутого бетона между трещинами.

7.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 7.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.4.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.4.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Эффект упрочнения заключается в том, что в сечениях между трещинами часть растянутого бетона вокруг арматурных стержней продолжает воспринимать усилия и вносит свой вклад в жесткость элемента.

В сечениях сталежелезобетонных балок, где предполагается образование трещин и отсутствует преднапряжение канатами, эффект упрочнения растянутого бетона в пространстве между трещинами приводит к увеличению напряжений в арматуре по сравнению со значениями, получаемыми в процессе проведения аналогичного расчета, выполняемого без учета растянутого бетона. Величины напряжений σ_s в растянутой арматуре, обусловленных непосредственным приложением нагрузки, могут быть определены по формуле:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \sigma_s$$

где:

$$\sigma_s = \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s}$$

$$\alpha_{st} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a}$$

$\sigma_{s,0}$ – напряжение в арматуре от внутренних усилий, действующих в сталежелезобетонном сечении, значение которого вычисляется без учета факта растягивания бетона

$f_{ctm} = f_{ctm}$ – для тяжелых бетонов

$f_{ctm} = f_{lctm}$ – для бетонов на легких заполнителях

$\rho_s = \frac{A_s}{A_{ct}}$ – коэффициент армирования

A_{ct} – эффективная площадь бетонной полки в пределах растянутой зоны, которая для упрощения может приниматься равной площади бетонного сечения в пределах эффективной ширины

A_s – общая площадь всей продольной арматуры в пределах эффективной площади A_{ct}

A, I – соответственно, площадь и момент инерции эффективного сталежелезобетонного сечения без учета растянутого бетона и профилированного листа

A_a, I_a – соответствующие характеристики только стального сечения

Если обеспечено армирование в минимальном объеме, то, в общем случае, требование относительно ширины раскрытия трещин от непосредственного приложения нагрузок может быть выполнено посредством ограничения шага или диаметра стержней. Максимальные значения диаметра и шага стержней зависят от величин напряжений σ_s и от расчетной ширины раскрытия трещин. Максимальные значения диаметров стержней приведены в Таблице 6.12, а шаг стержней – в Таблице 6.13.

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

Таблица 6.13. Максимальный шаг ребристых арматурных стержней

Напряжения в арматуре σ_s , Н/мм ²	Максимальный диаметр стержня ϕ^* , мм		
	$w_k = 0,4$	$w_k = 0,3$	$w_k = 0,2$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Обе Таблицы 6.12 и 6.13 четко указывают на необходимость использования именно ребристой арматуры, что также является составной частью мероприятий по обеспечению трещиностойкости. Хорошее сцепление стержней сдерживает процесс раскрытия трещин в бетоне.

Расчетный метод контроля трещиностойкости, согласно Еврокоду 2, основан на непосредственном определении ширины раскрытия трещин и сравнении полученного значения с допустимым пределом.

Ширина раскрытия трещин w_k может быть определена по формуле:

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

где:

$s_{r,max}$ – максимальное расстояние между трещинами

ε_{sm} – средние деформации арматуры при действии соответствующей комбинации нагрузок (в общем случае, для элементов без предварительного напряжения – квазипостоянная комбинация) и включая эффекты от принудительных деформаций и упрочнения растянутого бетона

ε_{cm} – средние деформации бетона между трещинами

Разность $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ можно определить по выражению:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

где:

σ_s – напряжения в арматуре, исходя из расчета сечения с трещинами и с учетом эффекта упрочнения растянутого бетона, как описано выше

α_e – соотношение E_s / E_{cm}

$\rho_{p,eff}$ – для элементов без армирования с предварительным натяжением либо натяжением на упоры $A_s / A_{c,eff}$

Таблица 7.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7.3.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7.3.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

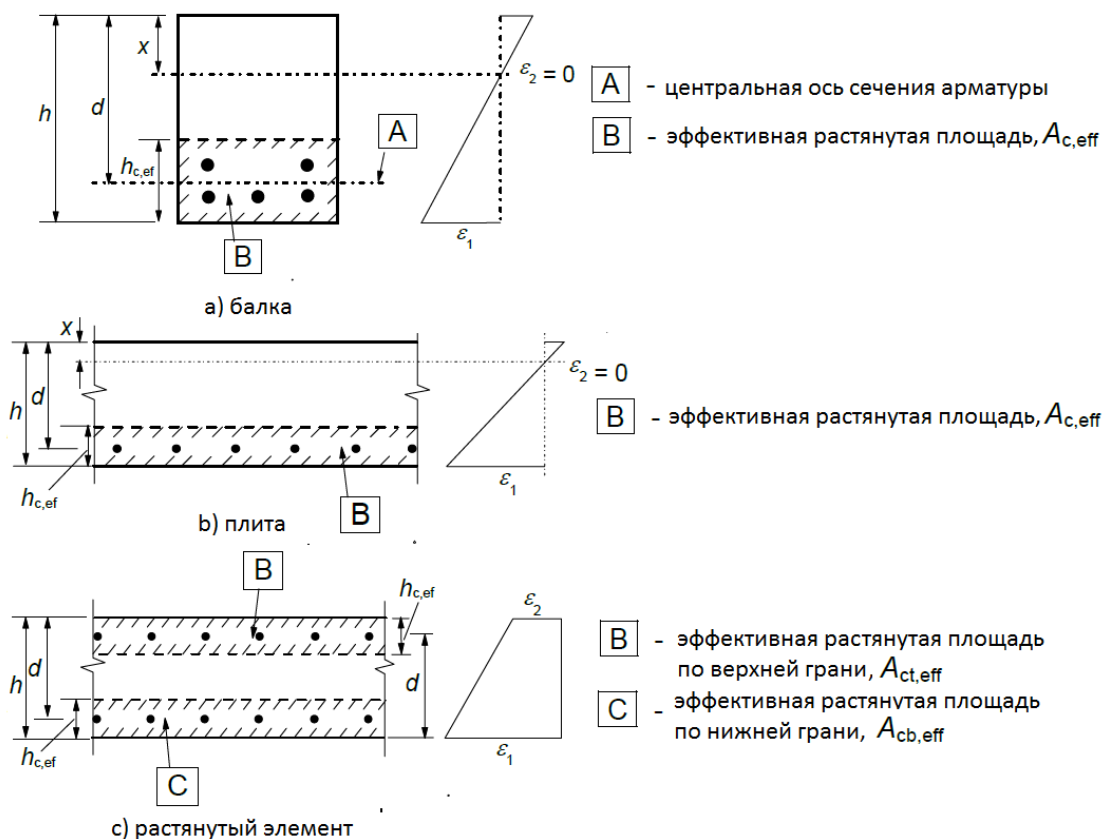


Рисунок 6.5. К определению эффективной площади растянутой зоны для наиболее распространенных случаев

Рисунок 7.1
 ДСТУ-Н Б
 EN 1992-1-1

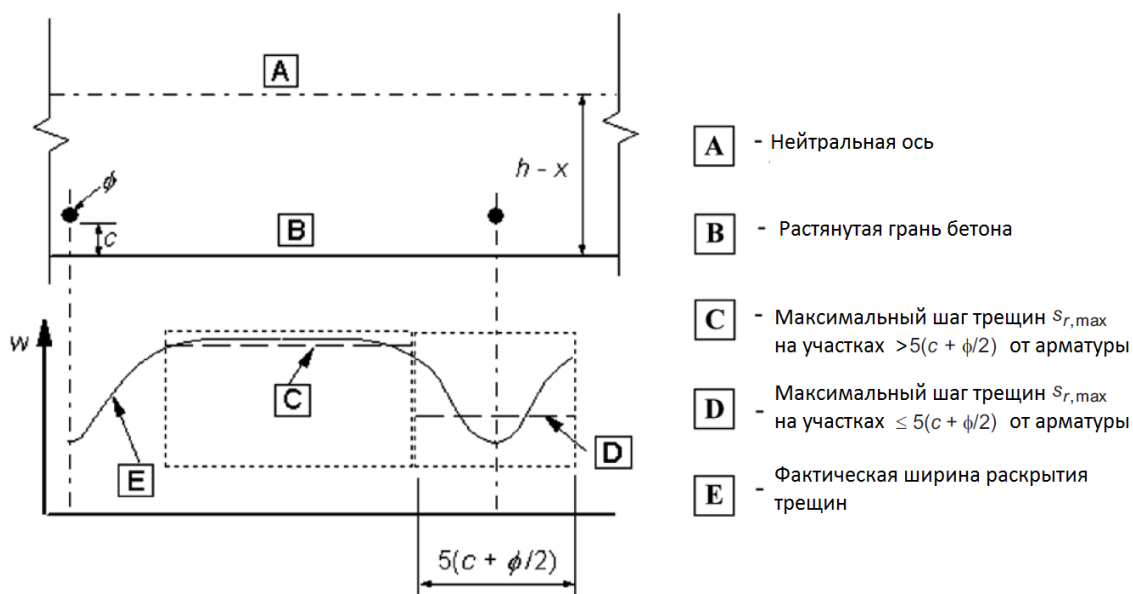


Рисунок 6.6. Ширина раскрытия трещин w на поверхности бетона в зависимости от расстояния между стержнями

Рисунок 7.2
 ДСТУ-Н Б
 EN 1992-1-1

6. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны бетона вокруг арматуры высотой $h_{c,ef}$

$h_{c,ef} = \min \{ 2,5 \cdot (h - d); (h - x) / 3; h / 2 \}$ – как показано на Рисунке 6.5

k_t – коэффициент, значение которого принимается, в зависимости от длительности воздействия нагрузки, равным: 0,6 – для кратковременного нагружения; 0,4 – для длительного нагружения

В случаях когда арматура, обеспечивающая сцепление с бетоном, в растянутой зоне расположена с достаточно малым шагом (не более $5 \cdot (A + \varnothing / 2)$), максимальное конечное расстояние между трещинами может быть определено согласно приведенному ниже выражению, пояснения к которому приводятся на Рисунке 6.6:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{p,eff}$$

где:

\varnothing – диаметр арматуры, который при использовании стержней различных диаметров принимается равным эквивалентному значению \varnothing_{eq}

Для сечения со стержнями диаметром \varnothing_1 в количестве n_1 и стержнями диаметром \varnothing_2 в количестве n_2 , следует использовать следующую формулу:

$$\varnothing_{eq} = \frac{n_1 \cdot \varnothing_1^2 + n_2 \cdot \varnothing_2^2}{n_1 \cdot \varnothing_1 + n_2 \cdot \varnothing_2}$$

c – толщина защитного слоя продольного армирования

k_1 – коэффициент, учитывающий характеристики по контакту бетона и сцепленной арматуры, значение которого равно: 0,8 – для арматуры с высоким сцеплением с бетоном; 1,6 – для стержней с эффективным сцеплением через гладкую поверхность (например, преднапряженных канатов)

k_2 – коэффициент, учитывающий характер распределения деформаций, значение которого равно: 0,5 – для изгиба; 1,0 – для чистого растяжения.

В случаях внецентренного растяжения и для локальных зон следует определять промежуточные значения k_2 по выражению:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \cdot \varepsilon_1}$$

где ε_1 соответствует наибольшему значению деформации в пределах рассматриваемого сечения, исходя из расчета, выполняемого с учетом трещин, а ε_2 – наименьшему

Значения k_3 и k_4 принимаются, в соответствии с требованиями национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, равными рекомендуемым значениям 3,4 и 0,425 соответственно.

7.3.4 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7.3.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

В случаях когда, согласно Рисунку 6.6, величина шага сцепленной арматуры превышает $5 (A + \varnothing / 2)$, либо когда в растянутой зоне не предусмотрено стержней,

обеспечивающих сцепление с бетоном, наибольшее значение ширины раскрытия трещин допускается определять, исходя из максимальной величины шага трещин, равной:

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x)$$

В случаях когда в элементах с армированием в двух взаимно перпендикулярных направлениях значение угла между направлениями главных напряжений и арматуры значительно ($> 15^\circ$), величина максимального шага трещин $s_{r,max}$ определяется по выражению:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin\theta}{s_{r,max,z}}}$$

где:

θ – угол между стержнями арматуры, ориентированными в направлении y и направлении главного растягивающего напряжения

$s_{r,max,y}$ и $s_{r,max,z}$ – величина максимального шага трещин, рассчитанная для направлений y и z , соответственно

Рисунок А.1.2
ДСТУ-Н Б
EN 1990

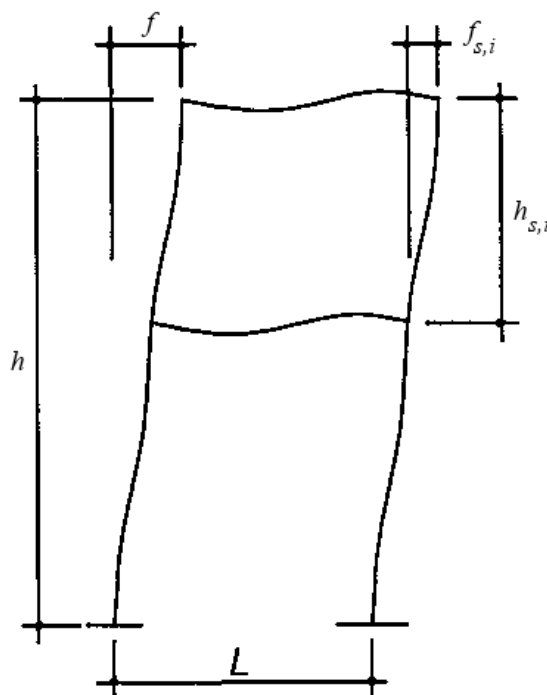


Рисунок 6.7. Определение горизонтальных перемещений

6.1.2.3. Расчет сталежелезобетонных колонн

Для сталежелезобетонных колонн и каркасов величины горизонтальных перемещений не должны превышать предельных значений, выбранных согласно Таблице 6.3.

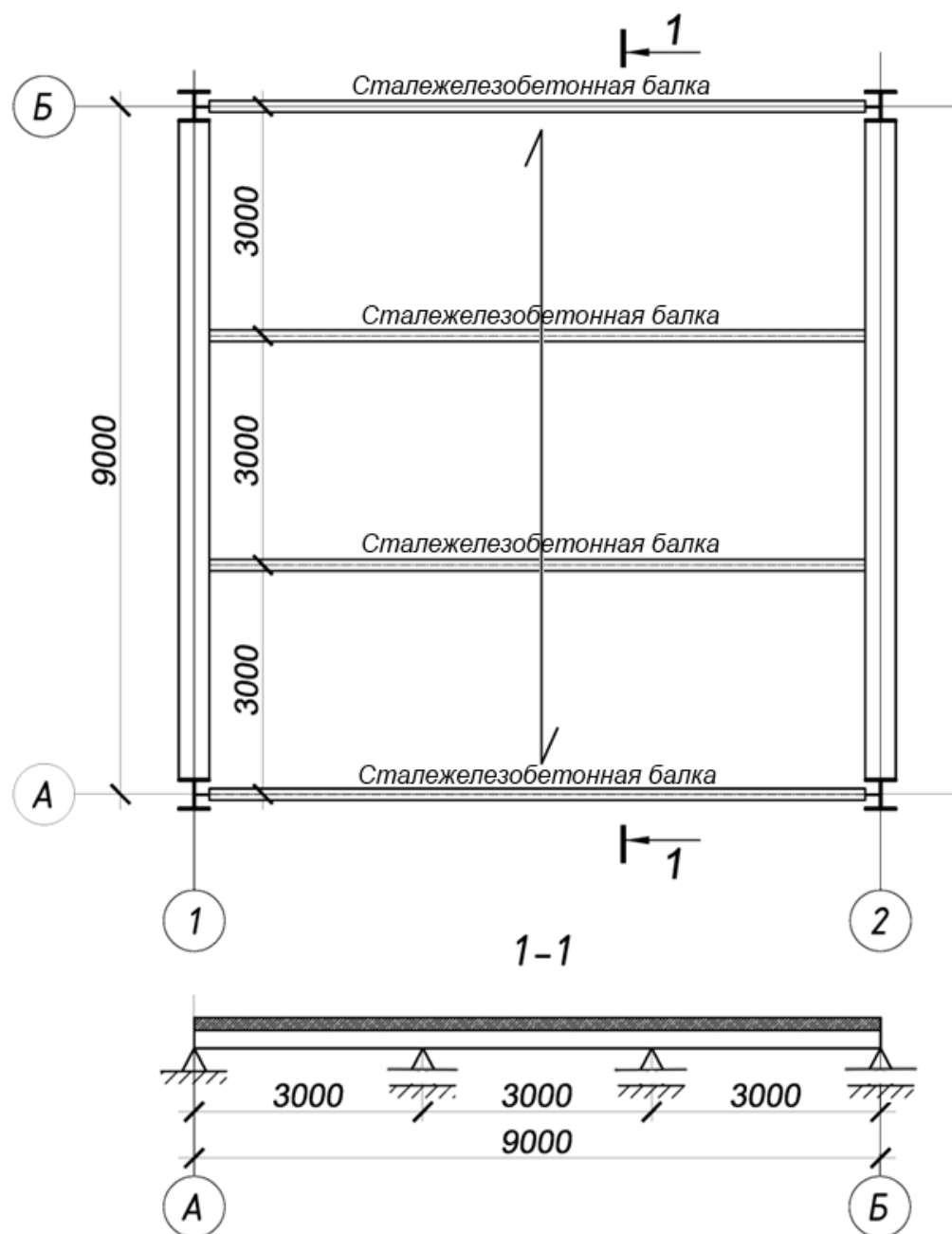
Горизонтальные перемещения схематически показаны на Рисунке 6.7.

f – общее горизонтальное перемещение относительно высоты здания h ,

а $f_{s,i}$ – относительно высоты этажа $h_{s,i}$

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

7.1 МОНОЛИТНАЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ ПЛИТА ПО ПРОФИЛИРОВАННОМУ НАСТИЛУ



Расчетная схема

Исходные данные

Общие данные:Шаг опор плиты $L = 3,0$ м;Толщина плиты $h = 140$ мм;Толщина бетона над настилом $h_c = 58$ мм.**Бетон:**

Класс бетона – С25/30;

Прочность цилиндрическая
 $f_{ck} = 25$ Н/мм²;Прочность кубическая
 $f_{ck, cube} = 30$ Н/мм²;Модуль упругости $E_{cm} = 31\,000$ Н/мм².**Стальная арматура:**Предел текучести $f_{sk} = 500$ Н/мм².**Профилированный настил:**

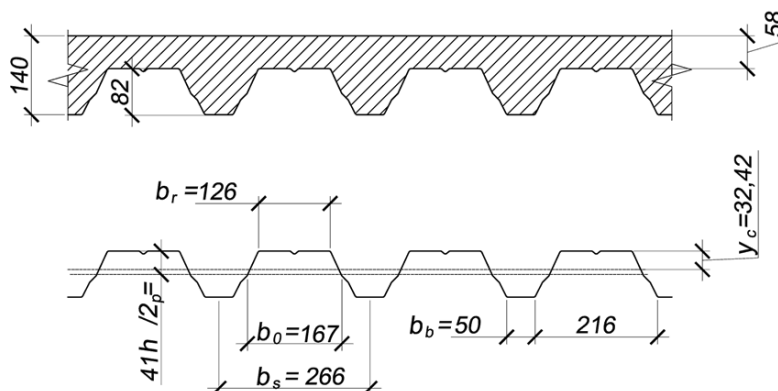
Настил – ТП-85-1,0;

Сталь – S320, $f_{yb} = 320$ Н/мм²;Толщина настила $t = 1$ мм;Высота профиля $h_p = 82$ мм;

Эффективная площадь поперечного сечения

 $A_{pe} = 14,62$ см²;Расстояние от узкой полки до центра тяжести $y_c = 49,59$ мм;Момент инерции при сжатых узких полках
 $= 136,74$ см⁴;Эффективный момент сопротивления при сжатых узких полках
 $W_{x1, min} = 27,568$ см⁴;Момент инерции при сжатых широких полках
 $I_p = 134,53$ см⁴;

Эффективный момент сопротивления при сжатых широких полках

 $W_{x1, min} = 25,891$ см⁴;Расчетные значения эмпирических коэффициентов в Н/мм², полученные при испытании плит и соответствующие основным требованиям m-k метода: $M = 192,2$ Н/мм²; $K = 0,44$ Н/мм².

Частные коэффициенты для определения несущей способности

Профилированный настил:

$$\gamma_{MO} = 1,00$$

$$\gamma_{MI} = 1,00$$

$$\gamma_M^2 = 1,25.$$

Соединительные элементы:

$$\gamma_{vc} = 1,25.$$

Бетон:

$$\gamma_c = 1,5.$$

Арматура:

$$\gamma_s = 1,15.$$

Сбор нагрузок на плиту

Приведенная толщина бетонной плиты

Определяем приведенную толщину бетонной плиты:

$$h_g = h - \left(\frac{b_1 + b_r}{2} \cdot \frac{h_p}{b_s} \right);$$

$$h_g = 140 - \left(\frac{216 + 126}{2} \cdot \frac{82}{266} \right) = 87 \text{ мм.}$$

Объем бетона плиты на 1 м²:

$$h_g \cdot 1 \text{ м}^2 = 0,087 \cdot 1 = 0,087 \text{ м}^3.$$

Этап строительства

Постоянные нагрузки:

Суммарные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций плиты на 1 м² приведены в таблице ниже.

Составляющие конструкции пола	Характеристическое значение нагрузки g_k , кН/м ²
Вес арматуры (предварительно принято значение 1 кН на 1 м ³ бетона)	0,087
Принятый профнастил – ТП-85-1,0 ($t = 1$ мм), по сортаменту	0,11
Всего	$g_k = 0,20$

Переменные нагрузки:

Нагрузка на 1 м² перекрытия за пределами рабочей зоны составляет:

$$q_{k,1} = 0,75 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка на 1 м² перекрытия в пределах рабочей зоны 3x3 м составляет:

$$q_{k,2} = 1,5 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка при возведении на 1 м² перекрытия от веса незатвердевшей бетонной смеси составляет ($h_g = 87$ мм, для свежего бетона $\rho = 24 + 1 \text{ кН/м}^3$):

$$q_{k,3} = 0,087 \cdot 25 = 2,17 \text{ кН/м}^2.$$

Этап эксплуатации

Постоянные нагрузки:

Суммарные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций плиты на участок площадью 1 м² приведены в таблице ниже.

Составляющие конструкции пола	Характеристическое значение нагрузки g_k , кН/м ²
Бетон плиты ($h_g = 87$ мм, для затвердевшего бетона $\rho = 24 \text{ кН/м}^3$)	2,09
Вес арматуры (предварительно принято значение 1 кН на 1 м ³ бетона)	0,087
Принятый профлист – ТП-85-1,0 ($t = 1$ мм), по сортаменту	0,11
Покрытие пола ($t = 25$ мм)	0,50
Подвесной потолок и коммуникации	0,50
Всего	$g_k = 3,29$

Переменные нагрузки:

Переменная нагрузка для общественного здания категории С2 составляет:

$$q_{k,1} = 4,00 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка от временных перегородок и стен, собственный вес которых не превышает 2,0 кН/м.п., составляет:

$$q_{k,2} = 0,80 \text{ кН/м}^2.$$

Предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний)

При расчете элементов конструкции по предельным состояниям несущей способности по прочности и устойчивости (STR), частные коэффициенты надежности по нагрузкам γ_F принимаются согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990. Частный коэффициент надежности для постоянных воздействий равен:

$$\gamma_G = 1,35.$$

Таблица 4.2
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

Таблица
НБ2.1 и
НБ2.2
националь-
ного
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Таблица
НБ2.4
националь-
ного
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1990

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

а частный коэффициент надежности для переменных воздействий:

$$\gamma_Q = 1,5.$$

Понижающий коэффициент:

$$\xi = 0,85.$$

На этапе строительства для монтажных нагрузок вводится коэффициент сочетания , а на этапе эксплуатации коэффициенты сочетаний принимаются согласно Таблице 3.5.

Расчет опорных реакций, изгибающих моментов и поперечных сил

Этап строительства

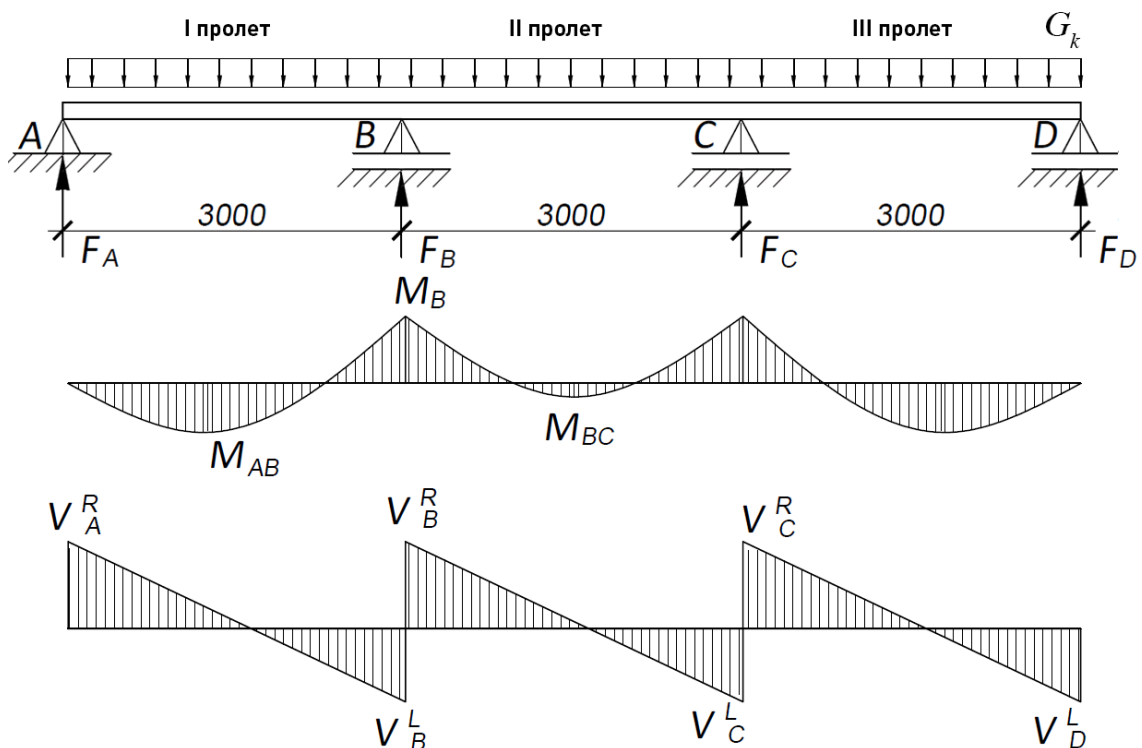
На этапе строительства несущим элементом плиты является только профнастил, который можно представить как трехпролетную балку шириной 1 м. Используя принцип суперпозиции, строим четыре эпюры моментов и поперечных сил: от постоянной нагрузки во всех пролетах, от нагрузок рабочей зоны только в первом пролете, от рабочих с легким инструментом в третьем пролете и от переменной нагрузки в I и II пролете.

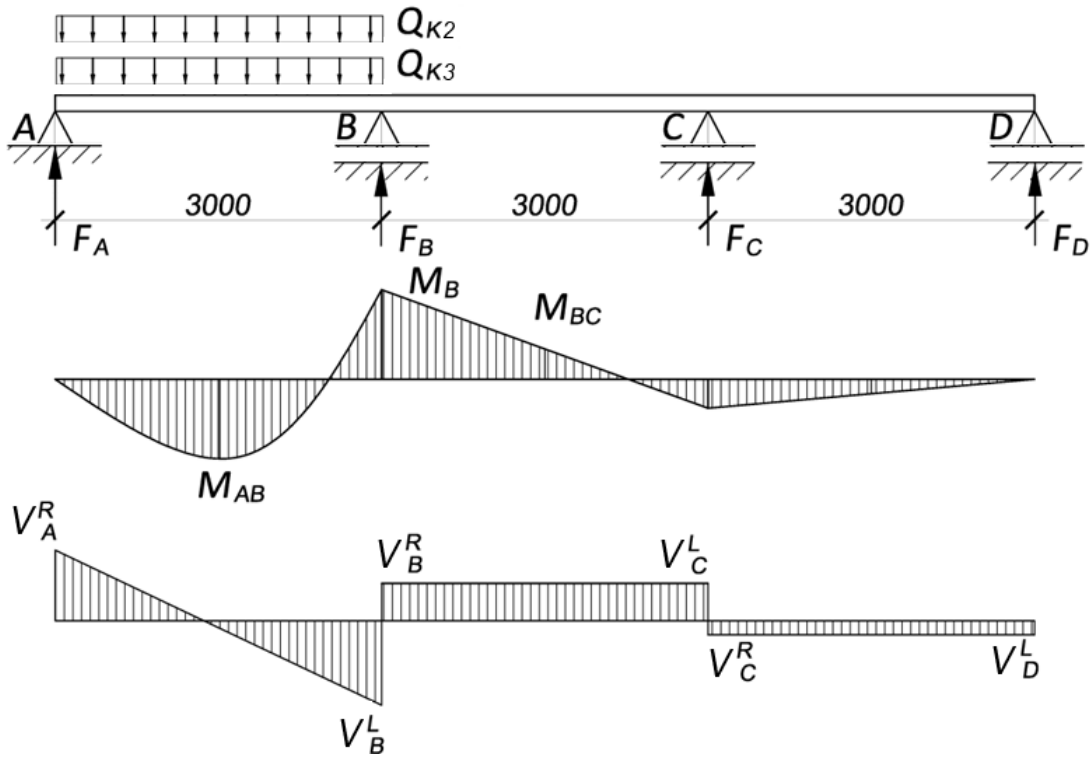
Постоянная нагрузка

$$M_{AB} = 0,144 \text{ кНм}$$

$$M_B = -0,18 \text{ кНм}$$

$$M_{BC} = 0,045 \text{ кНм}$$



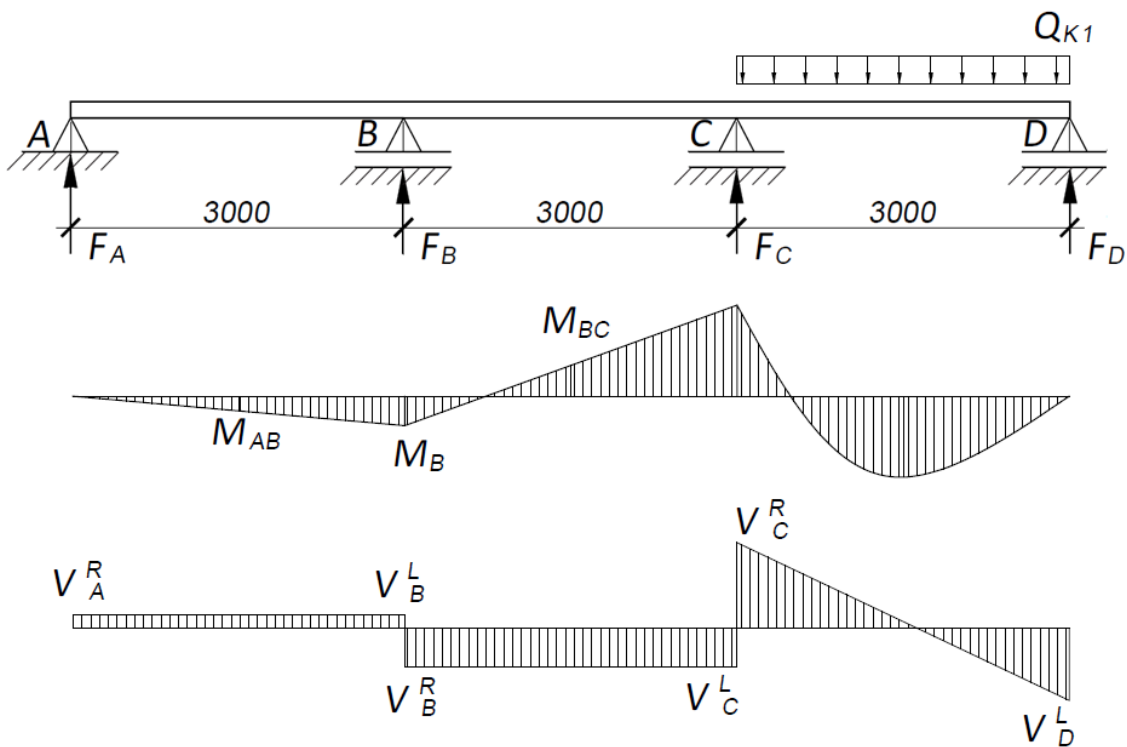


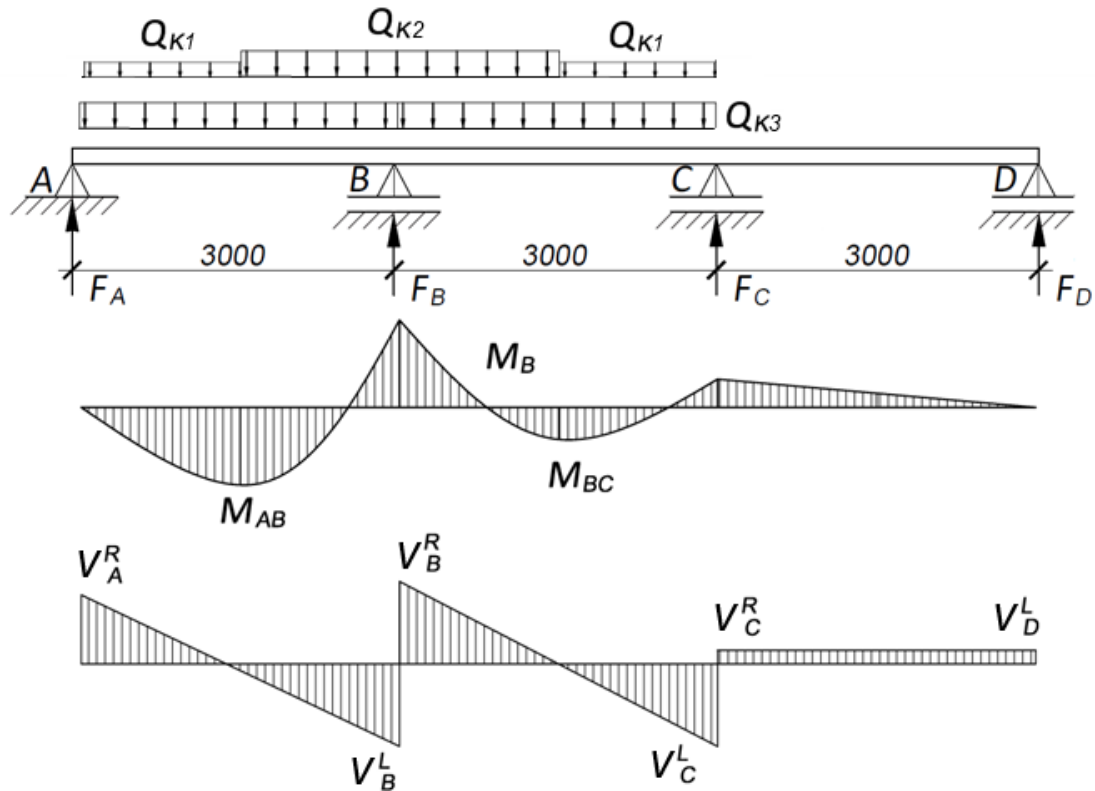
$$V_B^L = -0,36 \text{ кН} \quad V_B^R = 0,30 \text{ кН} \quad F_B = 0,36 + 0,30 = 0,66 \text{ кН}$$

Переменная нагрузка (рабочая зона) в пролете I

$$M_{AB} = 3,10 \text{ кНм} \quad M_B = -2,20 \text{ кНм} \quad M_{BC} = -0,82 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -6,24 \text{ кН} \quad V_B^R = 0,92 \text{ кН} \quad F_B = 6,24 + 0,92 = 7,17 \text{ кН}$$





Переменная нагрузка (работчие с инструментом) в пролете III

$$M_{AB} = 0,06 \text{ кНм} \quad M_B = 0,11 \text{ кНм} \quad M_{BC} = -0,17 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -0,04 \text{ кН} \quad V_B^R = 0,19 \text{ кН} \quad F_B = -0,19 - 0,04 = -0,23 \text{ кН}$$

Переменная нагрузка (рабочая зона и работчие с инструментом) в пролетах I и II

$$M_{AB} = 2,08 \text{ кНм} \quad M_B = -3,52 \text{ кНм} \quad M_{BC} = 1,53 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -6,4 \text{ кН} \quad V_B^R = 6,08 \text{ кН} \quad F_B = 6,4 + 6,08 = 12,48 \text{ кН}$$

При определении расчетного сочетания усилий используем более неблагоприятную комбинацию, согласно формуле 6.10а ДСТУ-Н Б EN 1990:

$$1,35 \cdot G_{k,sup} + 1,5 \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot Q_{k,2} + 1,5 \cdot Q_{k,3}.$$

Для момента в пролете, вариант загрузкиения 1 (постоянная + рабочая зона в пролете I + работчие с инструментом в пролете III):

$$M_{AB,Ed} = 1,35 \cdot 0,144 + 1,5 \cdot 0,06 + 1,5 \cdot 3,10 = 4,93 \text{ кНм.}$$

Для момента на опоре, вариант загрузкиения 2 (постоянная + переменная в пролетах I и II):

$$M_{B,Ed} = 1,35 \cdot (-0,18) + 1,5 \cdot (-3,52) = -5,52 \text{ кНм.}$$

Для поперечной силы слева от промежуточной опоры, вариант загрузкиения 2 (постоянная + переменная в пролетах I и II):

$$V_{B,Ed}^L = 1,35 \cdot (-0,36) + 1,5 \cdot (-6,4) = -10,09 \text{ кН.}$$

Для поперечной силы справа от промежуточной опоры, вариант загрузки 2 (постоянная + переменная в пролетах I и II):

$$V_{B,Ed}^R = 1,35 \cdot 0,30 + 1,5 \cdot 6,08 = 9,53 \text{ кН.}$$

Для опорной реакции, вариант загрузки 2 (постоянная + временная, I и II пролет):

$$F_{Ed} = 1,35 \cdot 0,66 + 1,5 \cdot 12,48 = 18,95 \text{ кН.}$$

Этап эксплуатации

Неразрезная сталежелезобетонная плита, согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, может быть рассчитана как несколько шарнирно опертых плит. В рамках данного примера будет рассмотрена более точная неразрезная расчетная схема.

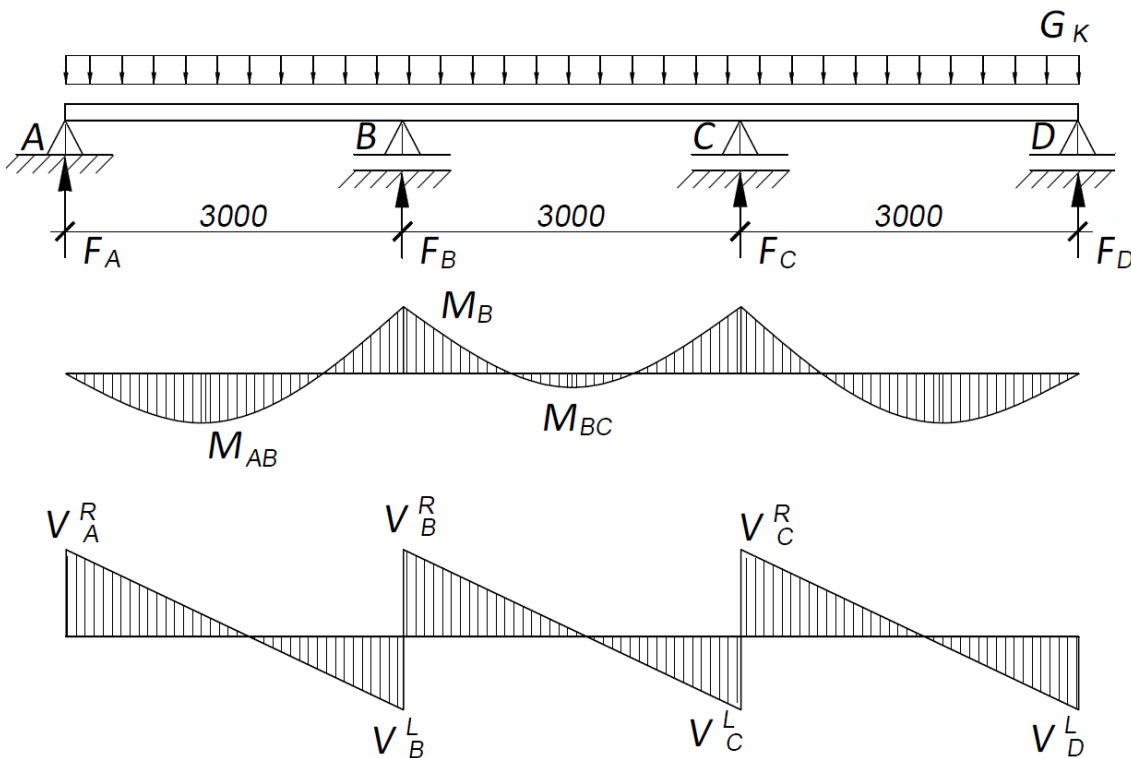
Определение расчетного сочетания нагрузок для проведения проверок прочности и устойчивости (STR) на этапе эксплуатации должно выполняться по менее благоприятному выражению из выражений 6.10а и 6.10б стандарта ДСТУ-Н Б EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Формула 6.10а ДСТУ-Н Б EN 1990

Формула 6.10б ДСТУ-Н Б EN 1990

Для расчета максимальных моментов построим три расчетные схемы с разделением постоянных нагрузок и переменных нагрузок через пролет и в смежных пролетах.



$$M_{AB} = 2,37 \text{ кНм}$$

$$M_B = -2,96 \text{ кНм}$$

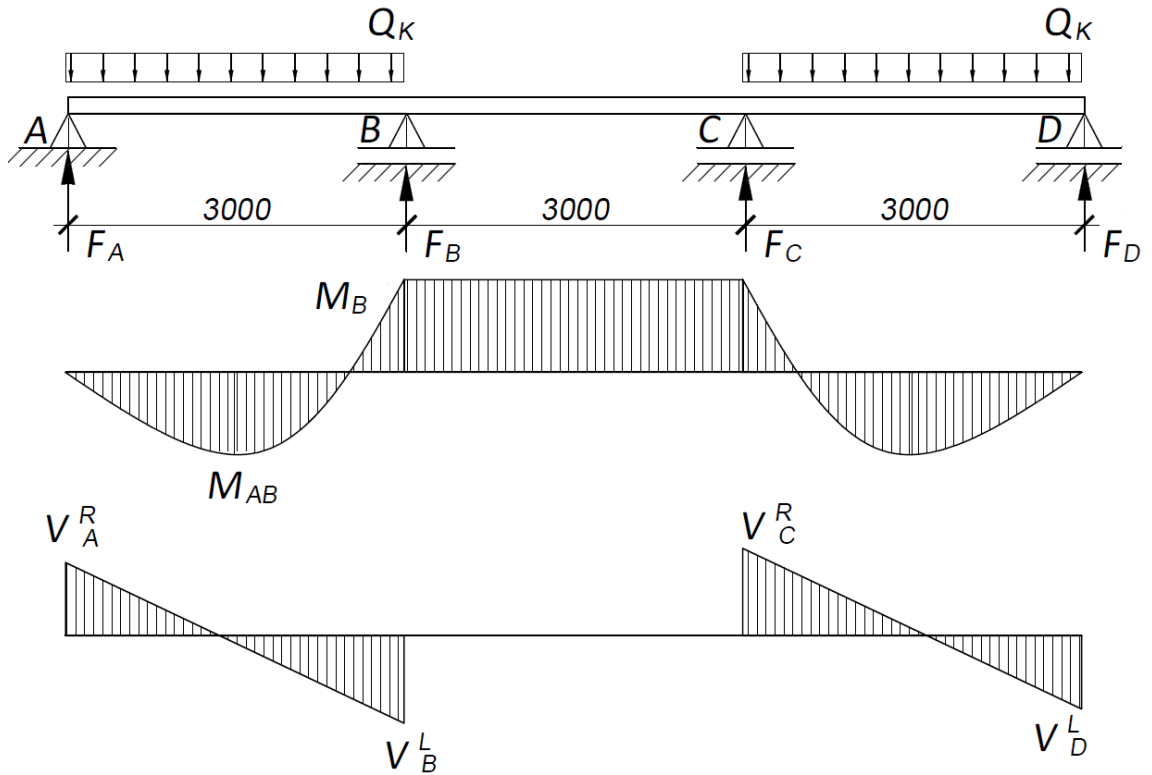
$$M_{B'} = 0,74 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -5,92 \text{ кН}$$

$$V_B^R = 4,94 \text{ кН}$$

$$F_B = 5,92 + 4,94 = 10,86 \text{ кН}$$

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ



$$M_{AB} = 4,37 \text{ кНм}$$

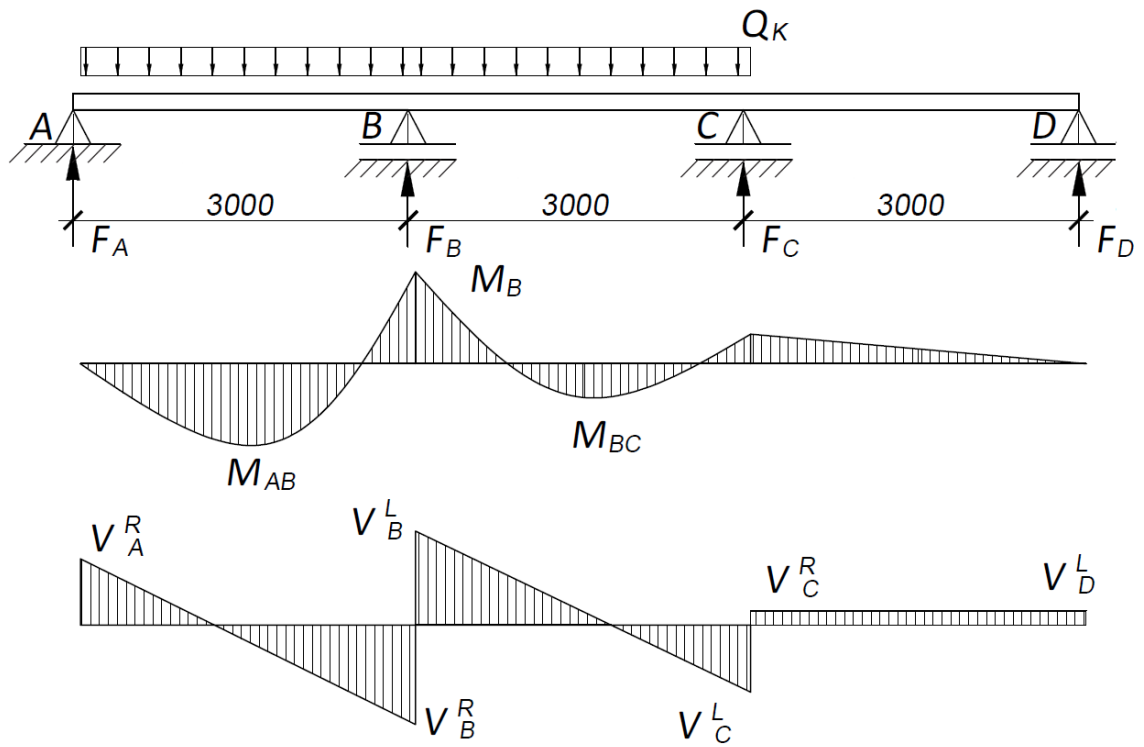
$$M_B = -2,16 \text{ кНм}$$

$$M_{BC} = -2,16 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -7,92 \text{ кН}$$

$$V_B^R = 0,00 \text{ кН}$$

$$F_B = 6,4 + 6,08 = 12,48 \text{ кН}$$



$$M_{AB} = 3,17 \text{ кНм}$$

$$M_B = -5,04 \text{ кНм}$$

$$M_{B'} = 2,31 \text{ кНм}$$

$$V_B^L = -8,88 \text{ кН}$$

$$V_B^R = 8,40 \text{ кН}$$

$$F_B = 8,88 + 8,40 = 17,28 \text{ кН}$$

Определим наиболее неблагоприятные внутренние усилия по формулам 6.10а и 6.10b стандарта ДСТУ-Н Б EN 1990.

Максимальный момент на опоре:

$$M_{B,Ed,1} = 1,35 \cdot (-2,96) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (-5,04) = -9,29 \text{ кНм}$$

$$M_{B,Ed,2} = 1,35 \cdot 0,85 \cdot (-2,96) + 1,5 \cdot (-5,04) = -10,96 \text{ кНм.}$$

Максимальное значение изгибающего момента на опоре составляет $M_{B,Ed,2} = -10,96$ кНм, что соответствует формуле 6.10b с загрузкой переменной нагрузкой в смежных пролетах.

Данный расчет не учитывает перераспределение усилий в результате трещинообразования на опорах неразрезной плиты и соответствующего изменения значений жесткости.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, если для сталежелезобетонных плит при расчете по предельным состояниям несущей способности образование трещин не учтено, в качестве упрощения допускается понижение изгибающих моментов на внутренних опорах в пределах 30% и, соответственно, увеличение моментов в прилегающих пролетах.

С учетом перераспределения, получаем следующие значения:

$$M_{B,Ed,I} = (1 - 0,30) \cdot (-9,29) = -6,50 \text{ кНм}$$

$$M_{B,Ed,II} = (1 - 0,30) \cdot (-10,96) = -7,67 \text{ кНм.}$$

Чтобы определить максимальный момент в пролете, рассчитаем изгибающий момент на опоре для случая загрузки через один пролет:

$$M_{B,Ed,3} = 1,35 \cdot (-2,96) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (-2,16) = -6,72 \text{ кНм}$$

$$M_{B,Ed,4} = 1,35 \cdot 0,85 \cdot (-2,96) + 1,5 \cdot (-2,16) = -6,64 \text{ кНм.}$$

С учетом перераспределения, получаем следующие значения:

$$M_{B,Ed,III} = (1 - 0,30) \cdot (-6,72) = -4,70 \text{ кНм}$$

$$M_{B,Ed,IV} = (1 - 0,30) \cdot (-6,64) = -4,65 \text{ кНм.}$$

Значения поперечных усилий на промежуточной опоре с учетом перераспределения:

$$V_{B,Ed,I} = (1,35 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4,8) \cdot \frac{3,0}{2} + \frac{6,50}{3,0} = 16,39 \text{ кН}$$

$$V_{B,Ed,II} = (1,35 \cdot 0,85 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 4,8) \cdot \frac{3,0}{2} + \frac{7,67}{3,0} = 19,01 \text{ кН}$$

$$V_{B,Ed,III} = (1,35 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4,8) \cdot \frac{3,0}{2} + \frac{4,70}{3,0} = 15,79 \text{ кН}$$

$$V_{B,Ed,IV} = (1,35 \cdot 0,85 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 4,8) \cdot \frac{3,0}{2} + \frac{4,65}{3,0} = 18,01 \text{ кН.}$$

Реакции на крайней опоре с учетом перераспределения:

$$R_{A,Ed,I} = (1,35 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4,8) \cdot \frac{3,0}{2} - \frac{6,50}{3,0} = 12,06 \text{ кН}$$

$$R_{A,Ed,II} = (1,35 \cdot 0,85 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 4,8) \cdot \frac{3,0}{2} - \frac{7,67}{3,0} = 13,90 \text{ кН}$$

$$R_{A,Ed,III} = (1,35 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4,8) \cdot \frac{3,0}{2} - \frac{4,70}{3,0} = 12,66 \text{ кН}$$

$$R_{A,Ed,IV} = (1,35 \cdot 0,85 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 4,8) \cdot \frac{3,0}{2} - \frac{4,65}{3,0} = 14,91 \text{ кН.}$$

Расстояния от крайней опоры до точки экстремума изгибающего момента ($Q=0$), с учетом перераспределения:

$$x_I = 12,06 / (1,35 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4,8) = 1,27 \text{ м}$$

$$x_{II} = 13,9 / (1,35 \cdot 0,85 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 4,8) = 1,27 \text{ м}$$

$$x_{III} = 12,66 / (1,35 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4,8) = 1,34 \text{ м}$$

$$x_{IV} = 14,91 / (1,35 \cdot 0,85 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 4,8) = 1,36 \text{ м.}$$

Отсюда, значения максимальных изгибающих моментов в пролете с учетом перераспределения составляют:

$$M_{AB,Ed,I} = 12,06 \cdot 1,27 - (1,35 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4,8) \cdot 1,27 \cdot \frac{1,27}{2} = 7,67 \text{ кНм}$$

$$M_{AB,Ed,II} = 13,90 \cdot 1,27 - (1,35 \cdot 0,85 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 4,8) \cdot 1,27 \cdot \frac{1,27}{2} = 8,80 \text{ кНм}$$

$$M_{AB,Ed,III} = 12,66 \cdot 1,34 - (1,35 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 4,8) \cdot 1,34 \cdot \frac{1,34}{2} = 8,45 \text{ кНм}$$

$$M_{AB,Ed,IV} = 14,91 \cdot 1,36 - (1,35 \cdot 0,85 \cdot 3,29 + 1,5 \cdot 4,8) \cdot 1,36 \cdot \frac{1,36}{2} = 10,13 \text{ кНм.}$$

Таким образом, принимаем следующие значения расчетных усилий:

- изгибающий момент на опоре: $M_{B,Ed} = -7,67 \text{ кНм}$
- изгибающий момент в пролете: $M_{AB,Ed} = 10,13 \text{ кНм}$
- поперечное усилие: $V_{B,Ed} = 19,01 \text{ кНм.}$

Проверка несущей способности настила на этапе строительства**Проверка несущей способности настила на изгиб**

Проверка несущей способности на изгиб заключается в контроле выполнения неравенства:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

Несущая способность сечения на изгиб в пролете:

$$M_{c,Rd} = \frac{25,891 \times 320}{1,0} \times 10^{-3} = 8,29 \text{ кНм.}$$

Несущая способность сечения на изгиб на опоре:

$$M_{c,Rd} = \frac{27,568 \times 320}{1,0} \times 10^{-3} = 8,82 \text{ кНм.}$$

Проверяем основное условие :

$$\frac{4,93}{8,29} = 0,59 < 1,0$$

$$\frac{5,52}{8,82} = 0,63 < 1,0.$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на изгиб обеспечена.

Несущая способность на сдвиг

Несущая способность поперечного сечения одной стенки профнастила на сдвиг $V_{b,Rd}$ определяется по формуле:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

Хотя стенка имеет элементы жесткости, в первом приближении определим ее гибкость по упрощенному выражению:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,346 \cdot \frac{92}{0,96} \sqrt{\frac{320}{210000}} = 1,29.$$

Для стенки без элементов усиления на опоре при $0,83 < \bar{\lambda}_w = 1,29 < 1,40$:

$$f_{bv} = \frac{0,48 \cdot f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,48 \cdot 320}{1,29} = 119,07 \text{ МПа.}$$

6.1.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

$$V_{b,Rd} = \frac{82}{\sin 65^\circ} \cdot 0,96 \cdot 119,07 \cdot 10^{-3} = 10,34 \text{ кН.}$$

На один метр ширины рассматриваемого настила приходится не менее 7 стенок:

$$V_{w,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n_w} = \frac{10,09}{7} = 1,44 \text{ кН}$$

$$\frac{1,44}{10,34} = 0,14 < 1,0.$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения настила на сдвиг обеспечена. Более подробно пример расчета профнастила на сдвиг с уточнением гибкости стенки описан в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Проверка несущей способности стенки настила для случая действия локальной нагрузки.

Проверка несущей способности при действии локальных поперечных нагрузок на промежуточной опоре (опорной реакции) заключается в контроле выполнения следующего основного условия:

$$\frac{F_{w,Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,0$$

$$R_{w,Rd} = \frac{at^2 \sqrt{f_{yb} E} (1 - 0,1\sqrt{r/t}) [0,5 + \sqrt{0,02l_a/t}] (2,4 + (\phi/90)^2)}{\gamma_{M1}}.$$

Формула применима при выполнении следующих условий:

$c \geq 40$ мм – опора промежуточная и условие выполняется;

$$\frac{r}{t} = \frac{3}{0,96} = 3,13 \leq 10 \text{ – условие выполняется;}$$

$$\frac{h_w}{t} = \frac{82}{0,96} = 85,42 \leq 200 \cdot \sin \phi = 200 \cdot \sin 65^\circ = 181,26 \text{ – условие выполняется;}$$

$45^\circ \leq \phi = 65^\circ \leq 90^\circ$ – условие выполняется.

Параметры промежуточной опоры соответствуют Категории 2.

$$\beta_v = \frac{|V_{B,Ed}^L| - |V_{B,Ed}^R|}{|V_{B,Ed}^L| + |V_{B,Ed}^R|} = \frac{10,09 - 9,53}{10,09 + 9,53} = 0,03.$$

Для Категории 2 при $\beta_v = 0,03 \leq 0,2$ и при условии опирания на жесткий горячекатаный профиль принимаем $l_a = s_s = 160$ мм и $\alpha = 0,15$.

$$R_{w,Rd} = \frac{0,15 \cdot 0,96^2 \cdot \sqrt{320} \cdot 210000 \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{3}{0,96}}\right) \left[0,5 + \sqrt{0,02 \cdot \frac{160}{0,96}}\right] \left(2,4 + \left(\frac{65}{90}\right)^2\right)}{1,0} \times$$

$$\times 10^{-3} = \frac{1133,23 \cdot 0,82 \cdot 2,33 \cdot 2,92}{1,0} \times 10^{-3} = 6,32 \text{ кН}$$

$$F_{w,Ed} = \frac{F_{Ed}}{n_w} = \frac{18,95}{7} = 2,71 \text{ кН.}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{2,71}{6,32} = 0,43 \leq 1,0.$$

Совместное действие поперечного и осевого усилия с изгибающим моментом

Так как $V_{w,Ed} = 1,44 < 0,5 \cdot V_{w,Rd} = 0,5 \cdot V_{b,Rd} = 0,5 \cdot 10,34 = 5,17$, необходимости в проведении расчета нет.

Совместное действие изгибающего момента и локальной нагрузки

Условия совместного действия изгибающего момента и локальной нагрузки требуют проверки следующих критериев:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{5,52}{8,82} = 0,63 \leq 1;$$

$$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} = \frac{2,71}{6,32} = 0,43 \leq 1;$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} = 0,63 + 0,43 = 1,06 \leq 1,25.$$

Таким образом, профнастил удовлетворяет требованиям по предельным состояниям несущей способности на этапе строительства.

Проверка несущей способности сталежелезобетонной плиты на этапе эксплуатации

Продольный сдвиг в плитах без концевой анкеровки

При использовании $m-k$ метода необходимо обеспечить, чтобы максимальная расчетная поперечная сила V_{Ed} для ширины плиты b не превышала расчетную несущую способность на сдвиг $V_{l,Rd}$, определяемую по следующей формуле:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{l,Rd}} \leq 1,0$$

6.1.10 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

6.1.11 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3

9.7.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{VS}} \left(\frac{mA_p}{bL_s} + k \right).$$

Принимаем значение рассматриваемой ширины сечения $b = 1000$ мм.

Расстояние от верхней бетонной грани плиты до центральной оси стального профилированного настила:

$$d_p = h_p - y_c + h_c = 82 - 49,59 + 58 = 90,41 \text{ мм.}$$

Значение номинальной площади $A_p = 1462 \text{ мм}^2$ принимается в соответствии с данными производителя.

Аналогично, в соответствии с данными производителя принимаются значения эмпирических коэффициентов $m - k$ метода, полученные при испытании плит:

$$m = 192,2 \text{ Н/мм}^2; \quad k = 0,44 \text{ Н/мм}^2.$$

Для сталежелезобетонных плит при расчете по неразрезной схеме допускается уменьшение расчетного пролета для данной проверки до $0,8L$ во внутренних пролетах и до $0,9L$ в крайних пролетах. Принимаем:

$$L_{eff} = 0,9L = 0,9 \cdot 3,0 = 2,7 \text{ м.}$$

Длина участка сдвига при равномерной нагрузке по всей длине пролета принимается равной:

$$L_s = L / 4 = L_{eff} / 4 = 2700 / 4 = 675 \text{ мм.}$$

Значение частного коэффициента надежности для предельных состояний по несущей способности: $\gamma_{VS} = 1,25$.

$$V_{l,Rd} = \frac{1000 \cdot 90,41}{1,25} \left(\frac{192,2 \cdot 1462}{1000 \cdot 675} + 0,44 \right) \cdot 10^{-3} = 61,93 \text{ кН.}$$

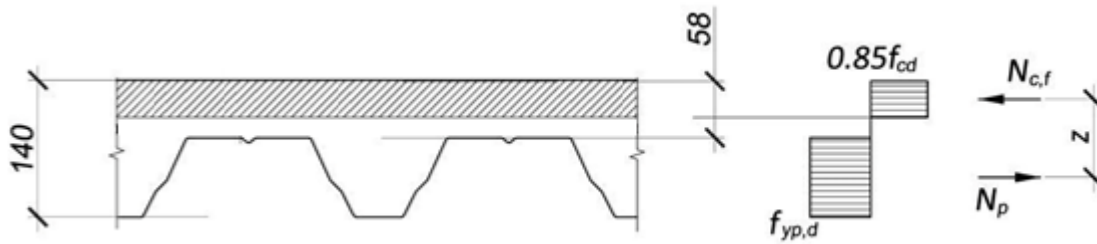
Проверяем основное условие:

$$\frac{19,01}{61,93} = 0,31 \leq 1,0.$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на продольный сдвиг обеспечена и сечения плиты работают с полным сдвиговым соединением.

Несущая способность сечения при действии изгибающего момента

Исходя из условия полного сдвигового соединения, значение предельного изгибающего момента плиты в пролете определяется в предположении пластического характера работы согласно приведенной иллюстрации:

Рисунок 9.5
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-1

Значение предельной сжимающей силы в бетоне над настилом:

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b, \quad b = 1000 \text{ мм}$$

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 58 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 821,7 \text{ кН.}$$

Предельное усилие растяжения в профилированном настиле:

$$N_p = f_{y,pd} \cdot A_{pe}$$

$$N_p = 1462 \cdot 320 \cdot 10^{-3} = 467,8 \text{ кН.}$$

Поскольку $N_{c,f} > N_p$, нейтральная ось проходит над профилем.

Тогда высота сжатой зоны равна:

$$x_{pl} = \frac{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}{0,85 \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$x_{pl} = \frac{1462 \cdot 320}{0,85 \cdot 1000 \cdot 16,7} = 33,0 \text{ мм} < h_c = 58 \text{ мм}$$

$$M_{pl,Rd} = \min(N_{c,f}, N_p) \cdot z$$

$$M_{pl,Rd} = A_{pe} \cdot f_{yp,d} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_{pl}).$$

Значение несущей способности по изгибающему моменту в пролете:

$$M_{pl,Rd} = 1462 \cdot 320 \cdot \left(90,41 - \frac{33,0}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 34,58 \text{ кН/м.}$$

Проверяем основное условие:

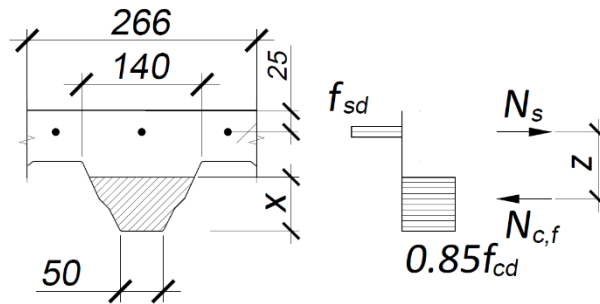
$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{10,13}{34,58} = 0,29 < 1,0.$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения плиты при действии изгибающего момента в пролете является достаточной.

Для определения несущей способности на изгиб в сечении над опорой, рассмотрим следующее сечение без учета профнастила, который в данном случае располагается в сжатой зоне.

Рисунок 9.7
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



Решение системы уравнений равновесия для данного конкретного случая будет иметь следующий вид:

$$-1,025 \cdot f_{cd} \cdot x^4 + 13,512 \cdot f_{cd} \cdot x^3 + 25831,04 \cdot f_{cd} \cdot x^2 + (1466250 \cdot f_{cd} - M_{Ed} \cdot 3,293) \times \\ \times x - 300 \cdot M_{Ed} = 0.$$

Зная значение расчетного изгибающего момента для одного метра ширины, определим соответствующее значение для заданного габарита сечения:

$$M_{Ed} = -7,67 \cdot \frac{266}{1000} = 2,04 \text{ кНм.}$$

Подставив $f_{cd} = 16,67 \text{ Н/мм}^2$ и $M_{Ed} = 2,04 \text{ кНм} = 2,04 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$, получим:

$$-17,09 \cdot x^4 + 225,25 \cdot x^3 + 430603,44 \cdot x^2 + 17724667,50 \cdot x - 612000000 = 0;$$

Единственный корень уравнения, который удовлетворяет граничным условиям:

$$x = 22,42 \text{ мм.}$$

Зная размер сжатой зоны, подставим соответствующее значение в одно из уравнений равновесия для данного сечения:

$$A_s \cdot f_{sd} = 0,467 \cdot f_{cd} \cdot x^2 + 42,5 \cdot f_{cd} \cdot x$$

$$A_s \cdot f_{sd} = 19797,13$$

$$A_s = \frac{19797,13}{f_{sd}} = \frac{19797,13}{434,78} = 45,53 \text{ мм}^2.$$

Тогда значение толщины необходимого армирования над опорой на единицу ширины плиты составляет:

$$A_s = 45,53 \cdot \frac{1000}{266} = 171,17 \text{ мм}^2.$$

Принимаем ребристую арматуру диаметром 8 мм с шагом 250 мм:

$$A_s = \frac{8^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{1000}{250} = 201,0 \text{ мм}^2 / \text{м} > 171,17 \text{ мм}^2 / \text{м}.$$

Расчет на сдвиг в вертикальной плоскости

Расчетное значение несущей способности на сдвиг сечений без расчетного поперечного армирования для обычных бетонов $V_{Rd,c}$ определяется по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d,$$

но должно составлять не менее

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d.$$

Составляющие выражения определяются формулами:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{90,41}} = 2,49 > 2,0.$$

Поскольку $k > 2,0$, при проведении расчета принимается $k = 2$.

Поскольку достаточность анкеровки профилированного настила подтверждена по условию несущей способности на продольный сдвиг, настил будет рассматриваться в качестве растянутой арматуры для сечения на крайней опоре. Для проверки на вертикальный сдвиг принято расчетное сечение на ширине между центрами гофров $b_s = 266$ мм. На рассматриваемой ширине площадь армирующего настила составит $A_{sl} = A_{pe} \cdot b_s / 1000 = 1462 \cdot 266 / 1000 = 389 \text{ мм}^2$.

Наименьшее значение ширины поперечного сечения в растянутой зоне соответствует размеру нижней полки настила: $b_w = 50$ мм.

Поскольку $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d_p} = \frac{389}{50 \cdot 90,41} = 0,83 > 0,02$, в расчете принимается $\rho_l = 0,02$

Характеристическая прочность бетона по цилиндрическому образцу $f_{ck} = 25 \text{ кН/мм}^2$

Значение коэффициента k_1 принимается равным $k_1 = 0,15$.

Сжатие от действия нагрузок либо предварительного напряжения в сечениях плиты отсутствует ($N_{Ed} = 0$), а, следовательно:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 < 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 16,7 = 3,34 \text{ Н/мм}^2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,49.$$

Учитывая все подстановки:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2 (100 \cdot 0,02 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 50 \cdot 90,41 \cdot 10^{-3} = 4,00 \text{ кН.}$$

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

но не менее

$$V_{Rd,c} = (0,49 + 0,15 \cdot 0) \cdot 50 \cdot 90,41 \cdot 10^{-3} = 2,22 \text{ кН.}$$

Условие $4,00 \text{ кН} > 2,22 \text{ кН}$ выполняется, а, следовательно, для проверки принимается значение $V_{Rd,c} = 4,00 \text{ кН}$.

Поперечное усилие на крайней опоре равно опорной реакции, рассчитанной ранее: $V_{A,Ed} = R_{A,Ed,IV} = 14,91 \text{ кН}$, что, будучи приведенным к ширине между центрами гофров, составляет:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot b_s}{1000} = \frac{14,91 \cdot 266}{1000} = 3,97 \text{ кН.}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{v,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{3,97}{4,00} = 0,99 < 1,0.$$

Следовательно, несущая способность на сдвиг поперечного сечения в вертикальной плоскости на крайней опоре достаточна без дополнительного армирования гофра.

Выполним аналогичную проверку для сечения на промежуточной опоре.

Для сечения на опоре в качестве продольного растянутого армирования будет рассматриваться расчетная арматура $A_s = 201,0 \text{ мм}^2 / \text{м}$. Если привести ее сечение к ширине между центрами гофров, расчетное значение составит $A_{sl} = A_s \cdot b_s / 1000 = 201 \cdot 266 / 1000 = 53,47 \text{ мм}^2$.

В этом случае:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{115}} = 2,32 > 2,0.$$

Поскольку $k > 2,0$, в расчете принимается $k = 2$.

Значение наименьшей ширины поперечного сечения в растянутой зоне определяем, исходя из высоты сжатой зоны бетона и геометрии гофра:

$$b_w = 50 + \frac{140 - 50}{82} \cdot x = 50 + \frac{140 - 50}{82} \cdot 22,42 = 74,61 \text{ мм.}$$

Тогда:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d_p} = \frac{53,47}{74,61 \cdot 115} = 0,0062 < 0,02.$$

Учитывая все подстановки:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 2(100 \cdot 0,0062 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 74,61 \cdot 115 \cdot 10^{-3} = 5,13 \text{ кН}$$

но не менее

$$V_{Rd,c} = (0,49 + 0,15 \cdot 0) \cdot 74,61 \cdot 115 \cdot 10^{-3} = 4,20 \text{ кН.}$$

Условие $5,13 \text{ кН} > 4,20 \text{ кН}$ выполняется; следовательно, для проверки принимается

$$V_{Rd,c} = 5,13 \text{ кН.}$$

Значение поперечного усилия на промежуточной опоре, приведенного к ширине между центрами гофров, составляет:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot b_s}{1000} = \frac{19,01 \cdot 266}{1000} = 5,06 \text{ кН.}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{5,06}{5,13} = 0,99 < 1,0.$$

Стоит отметить, что в данном случае расчет на сдвиг в вертикальной плоскости дал, очевидно, заниженные значения несущей способности, что связано с геометрией профнастила и малой шириной его нижней полки. Поэтому в некоторых источниках для плит по профнастилам рекомендуется принимать значение b_w равным ширине сечения на уровне середины гофра b'_0 .

Также, данная методика рассматривает железобетонное сечение без непосредственного учета несущей способности самого профнастила на сдвиг, которая, согласно расчету на этапе строительства, составляет не менее $7 \cdot V_{b,Rd} = 72,4 \text{ кН/м}$ при несущей способности бетонного заполнения $15,0\text{-}19,3 \text{ кН/м}$, что определено выше.

Данный расчет приводится в обучающих целях, и в случае практического проектирования следует учитывать перечисленные выше аспекты, чтобы необоснованно не завышать требования к сечениям.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний)

Определение максимального вертикального прогиба

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, прогибы плиты допускается не проверять при незначительных напряжениях в бетоне и ограничении отношения параметров пролета к высоте конструкции.

Наибольшие прогибы плиты будут возникать в ее крайнем пролете, для которого ограничение шага опор к высоте определяется следующим образом:

$$\frac{L}{d} < 26.$$

$$\frac{L}{d} = \frac{3000}{90,41} = 33,2 > 26.$$

Условие не выполняется; следовательно, необходимо выполнить расчет по определению величин прогибов.

Первоначальный прогиб стального профилированного листа на этапе строительства под действием собственного веса и веса подвижной бетонной смеси.

Нагрузка принимается с характеристическим значением равномерно распределенной по длине плиты:

$$Q_{\text{Ek}} = 0,2 + 2,17 = 2,37 \text{ кН/м.}$$

Максимальный прогиб для трехпролетного профнастила под равномерно распределенной нагрузкой составит:

$$\delta_0 = 0,00677 \cdot \frac{Q_{\text{Ek}} \cdot L^4}{E \cdot I_p}$$

$$\delta_0 = 0,00677 \cdot \frac{2,37 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 134,53 \cdot 10^4} = 4,6 \text{ мм.}$$

Для пролета длиной $L = 3$ м прогиб должен ограничиваться значением $L/150$. Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 дополнительно ограничивает прогиб профилированных настилов, служащих несъемной опалубкой монолитных перекрытий, значением $L/200$. Проверку выполняем по более жесткому из требований:

$$\delta_0 = 4,6 \text{ мм} < \delta_{s,\text{max}} = \frac{L}{200} = \frac{3000}{200} = 15,0 \text{ мм.}$$

Следует также соблюсти рекомендации и исключить эффект запруживания. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, эффект запруживания допускается не учитывать, если величина прогиба профилированного листа под действием собственного веса и веса подвижной бетонной смеси составляет менее $1/10$ значения толщины плиты:

$$\delta_0 = 4,6 \text{ мм} < 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 140 = 14 \text{ мм.}$$

Следовательно, эффект запруживания может не учитываться.

Прогиб сталежелезобетонной плиты

На этапе эксплуатации плиту рассматриваем в качестве неразрезной шарнирно опертой конструкции. Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 при определении прогибов допускает принятие следующих основных упрощений:

- момент инерции сечения принимают равным среднему из значений для сечений с трещинами и без;
- для бетона допускается использовать среднее значение коэффициента приведения при долговременных и кратковременных нагрузках;
- расчет ведется в предположении упругой работы без учета эффектов усадки бетона.

9.3.2 [2]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

9.6 [2] и
националь-
ное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.4.2.2[2]
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-1

Значение начального коэффициента приведения, соответствующего кратковременной нагрузке:

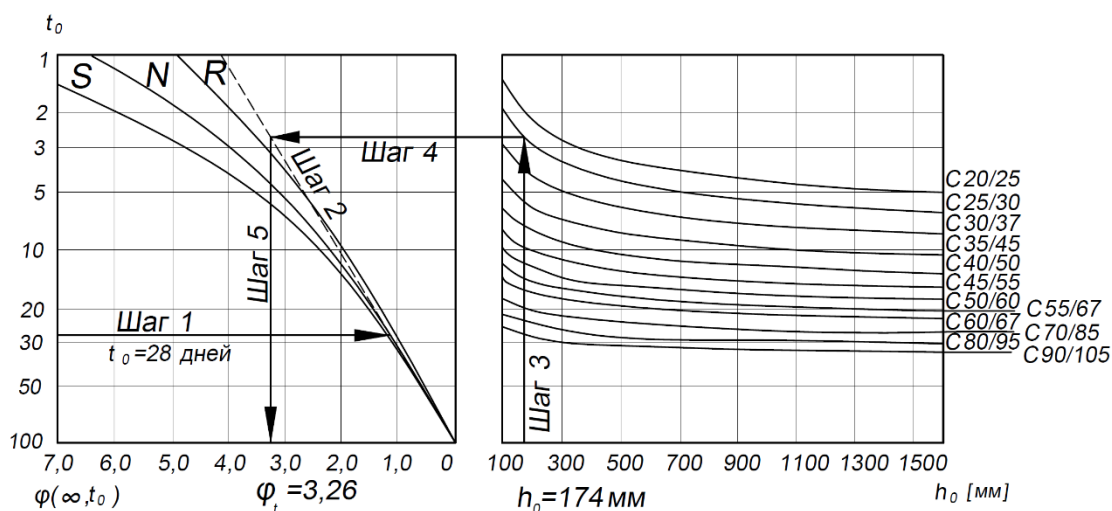
$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{31000} = 6,77.$$

Для определения коэффициента приведения при воздействии постоянных и длительных нагрузок ($t_0 = 28$ суток, $t = \infty$), необходимо рассчитать несколько величин:

- условный размер для периметра высыхания $u = b = 1000$ мм и приведенной толщины плиты $h_g = 87$ мм:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot h_g \cdot b}{b} = 2 \cdot 87 = 174 \text{ мм}.$$

- коэффициент ползучести для цемента с нормальным набором прочности (Normal):



$$\varphi_t(\infty, t_0 = 28 \text{ дней}) = 3,26$$

- множитель ползучести для постоянных нагрузок $\Psi_L = 1,1$.

С учетом полученных значений, значение коэффициента приведения для постоянных и длительных нагрузок составляет:

$$n_L = n_0(1 + \Psi_L \varphi_t)$$

$$n_L = 6,77 \cdot (1 + 1,1 \cdot 3,26) = 31,05.$$

Следовательно, значение модуля упругости бетона для постоянных и длительных загрузений составляет:

$$E_p = \frac{E_a}{n_L} = \frac{210000}{31,05} = 6763 \text{ Н/мм}^2.$$

Отсюда среднее значение коэффициента приведения при долговременных и кратковременных нагрузках составляет:

3.1.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{E_a}{\frac{1}{2}(E_0 + E_p)} = \frac{210000}{\frac{1}{2}(31000 + 6763)} = 11,1.$$

Момент инерции сечения с трещинами:

$$I_{cc} = \frac{b \cdot x_c^3}{3 \cdot n} + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p$$

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{n \cdot A_p}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d_p}{n \cdot A_p}} - 1 \right)$$

$$x_c = \frac{11,1 \cdot 1462}{1000} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1000 \cdot 90,41}{11,1 \cdot 1462}} - 1 \right) = 40,3 \text{ мм}$$

$$I_{cc} = \frac{1000 \cdot 40,3^3}{3 \cdot 11,1} + 1462 \cdot (90,41 - 40,3)^2 + 134,53 \cdot 10^4 = 6,98 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 / \text{м.}$$

Момент инерции сечения без трещин:

$$I_{cu} = \frac{b \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot h_c}{n} \cdot \left(x_u - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12 \cdot n} + \frac{b_m \cdot h_p}{n} \cdot \left(h - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p \cdot (d_p - x_u)^2 + I_p$$

$$x_u = \frac{b \cdot \frac{h_c^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h - \frac{h_p}{2} \right) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_c + b_m \cdot h_p + n \cdot A_p}$$

$$b_m = \frac{b}{b_s} \cdot b_0 = \frac{1000}{266} \cdot 102 = 383,5 \text{ мм}$$

$$x_u = \frac{1000 \cdot \frac{58^2}{2} + 383,5 \cdot 82 \cdot \left(140 - \frac{82}{2} \right) + 11,1 \cdot 1462 \cdot 90,41}{1000 \cdot 82 + 383,5 \cdot 82 + 11,1 \cdot 1462} = 48,3 \text{ мм}$$

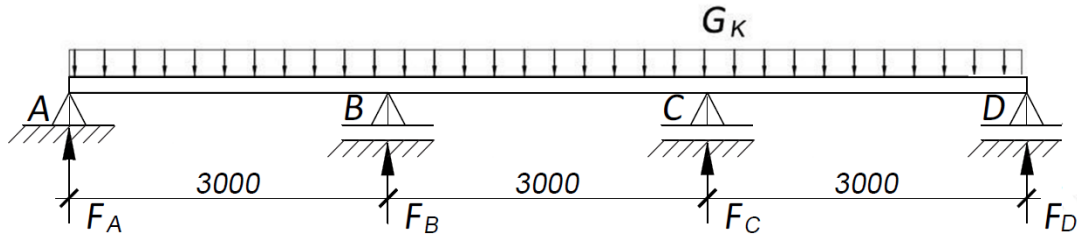
$$I_{cu} = \frac{1000 \cdot 58,0^3}{12 \cdot 11,1} + \frac{1000 \cdot 58,0}{11,1} \left(48,3 - \frac{58}{2} \right)^2 + \frac{383,5 \cdot 82,0^3}{12 \cdot 11,1} + \frac{383,5 \cdot 82,0}{11,1} \left(140 - 48,3 - \frac{82,0}{2} \right)^2 + 1462 \cdot (90,41 - 48,3)^2 + 134,53 \cdot 10^4 = 16,22 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 / \text{м.}$$

Среднее значение момента инерции:

$$I_c = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2} = \frac{6,98 \cdot 10^6 + 16,22 \cdot 10^6}{2} = 11,60 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 / \text{м.}$$

Процедура вычисления прогиба сталежелезобетонной плиты:

- учет прогиба от постоянных нагрузок за исключением уже учтенных на этапе строительства:

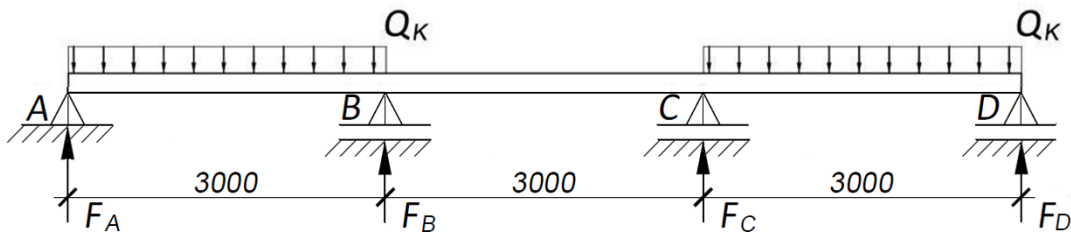


$$G_k = 3,29 - 2,09 - 0,087 - 0,11 = 1,00 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = 0,00677 \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{E \cdot I_A}$$

$$\delta_1 = 0,00677 \cdot \frac{1,00 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 11,6 \cdot 10^6} = 0,2 \text{ мм.}$$

- учет прогиба от временных нагрузок, где для помещения категории С величина коэффициента сочетания для частого репрезентативного значения составляет $\psi_1 = 0,7$



$$Q_k = 0,7 \cdot (4,0 + 0,8) = 3,36 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = 0,0099 \cdot \frac{Q_k \cdot L^4}{E \cdot I_A}$$

$$\delta_2 = 0,0099 \cdot \frac{3,36 \cdot 3000^4}{210000 \cdot 11,6 \cdot 10^6} = 1,1 \text{ мм}$$

- величина суммарного прогиба на этапе эксплуатации:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = 0,2 + 1,1 = 1,3 \text{ мм.}$$

С учетом величины исходного прогиба, который возник на этапе бетонирования, суммарное перемещение этапов строительства и эксплуатации составит:

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_0 + \delta = 4,6 + 1,3 = 5,9 \text{ мм} < \frac{L}{150} = \frac{3000}{150} = 20 \text{ мм.}$$

Величина прогиба не превышает допустимых значений.

Контроль вибраций

Согласно иллюстрации, приведенной в начале примера, плиты в составе перекрытия имеют меньшие пролеты, чем балки. В то время как пролет плиты составляет 3 м и она является неразрезной, балки настила имеют пролет 9 м и характеризуются однопролетной схемой с шарнирным опиранием. Для контроля вибраций необходимо рассматривать конструкцию перекрытия в целом, и определяющим для динамического отклика будет более длиннопролетный элемент. Поэтому процедура оценки вибраций всего перекрытия с учетом результатов, полученных для плит, будет приведена в примере Раздела 7.2.

Контроль раскрытия трещин

Для плит толщиной до 200 мм в условиях изгиба допускается не предусматривать специальных мероприятий обеспечения трещиностойкости.

Данную плиту по предельным состояниям несущей способности альтернативно допускается рассчитывать как серию однопролетных шарнирно опертых плит. В таком случае для контроля раскрытия трещин вводится конструктивная арматура в количестве не менее 0,2 % площади поперечного сечения бетона над гофрами – для конструкций, возводимых без временных опор, и не менее 0,4% – для конструкций с временными опорами. Аналогичное требование предъявляется к принятию значения эффективного сечения полки однопролетных шарнирно опертых балок настила в классическом сталежелезобетонном перекрытии. В состав такого перекрытия и входит рассматриваемая плита, согласно иллюстрации, приведенной в начале примера.

Учитывая вышеизложенное и тот факт, что плита обустраивается без временных подпорок, обеспечим ей конструктивное армирование по всей поверхности в объеме 0,2%:

$$A_{s,\min} = 0,002 \cdot b \cdot h_c = 0,002 \cdot 1000 \cdot 58 = 116 \text{ мм}^2 / \text{м}.$$

Принимается армирование плиты сварной сеткой из стержней диаметром 6 мм и с ячейками 200x200 мм.

$$A_s = \frac{6^2 \cdot \pi}{4} \frac{1000}{200} = 141,3 \text{ мм}^2 / \text{м} > 116 \text{ мм}^2 / \text{м}.$$

В общем случае, принятого армирования достаточно для обеспечения приемлемого внешнего вида конструкции, что соответствует ограничению раскрытия трещин 0,4 мм для классов условий эксплуатации Х0, ХС1, согласно Таблице 6.4. Для более агрессивных условий эксплуатации с допустимым раскрытием трещин не более 0,3 мм следует выполнять дополнительные требования ДСТУ-Н Б EN1992-1-1, ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 и Раздела 6.1.2.2 данного учебника.

Выводы

На этапе строительства для рассматриваемой плиты критическим стало условие совместного действия на профнастил изгибающего момента и реакции (локального усилия) в опорном сечении. На этапе эксплуатации критическим оказалось условие сдвига в вертикальной плоскости, хотя аналитически и очевидно, что соответствующие показатели несущей способности значительно занижаются. Во всех случаях повысить

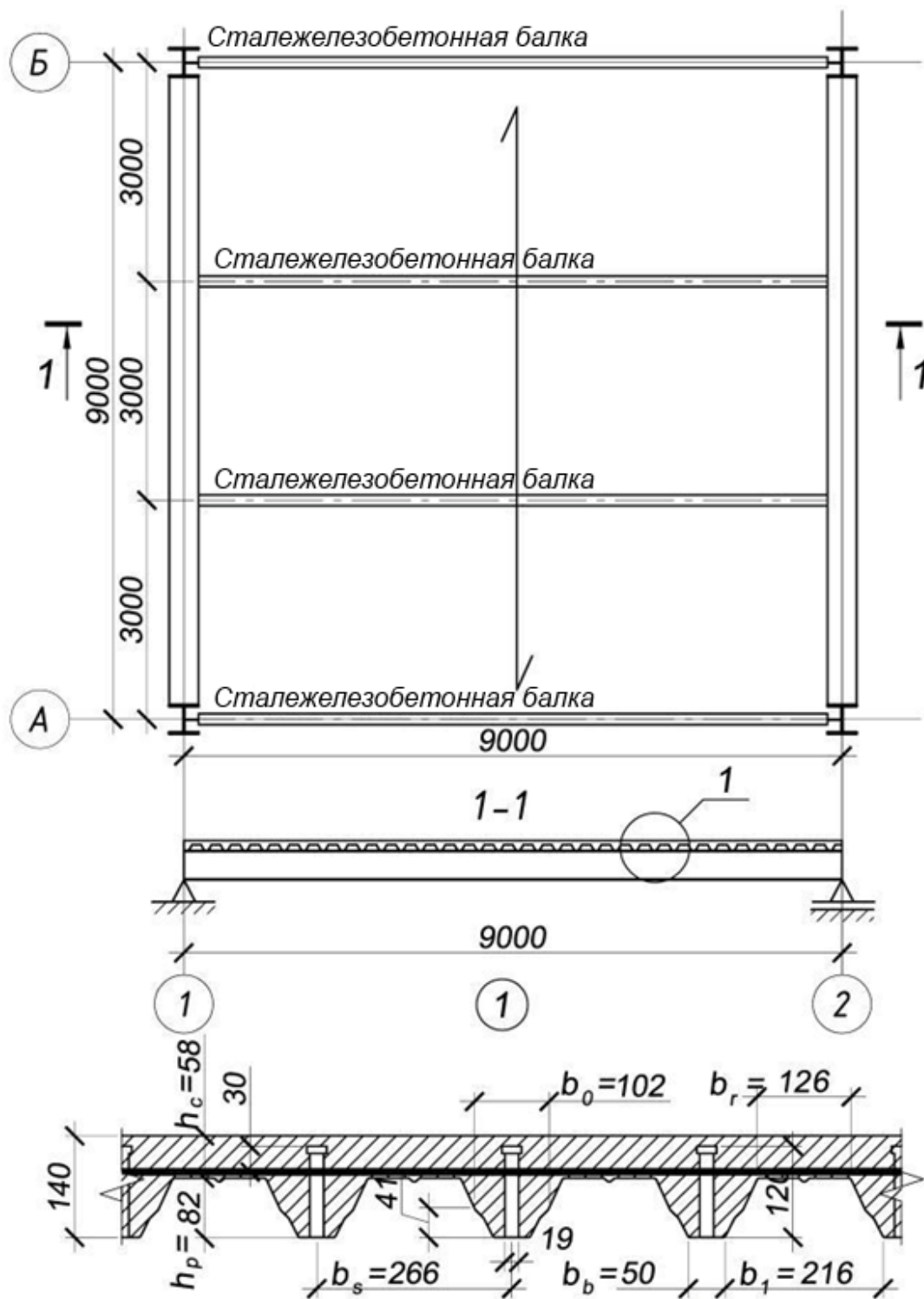
несущую способность можно за счет варьирования геометрии и толщины настила.

Низкая несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости, с одной стороны, указывает на определенные ограничения упрощенной методики ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 и ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 для узких трапециевидных ребер. Плюсом узких нижних ребер, разнесенных с достаточно большим шагом, стала экономия бетона за счет приведенной толщины плиты, значение которой составило всего 87 мм. С другой стороны, при комплексном применении сталежелезобетонных перекрытий наличие узких нижних ребер профнастила негативно сказывается на несущей способности расположенных в них анкерных упоров, что более подробно описано на примере балки в Разделе 7.2. На опорах неразрезной плиты ребра попадают в сжатую зону, и их узкая форма уменьшает несущую способность и увеличивает требуемое количество арматуры. А поскольку тип и конфигурация плиты являются основой комплексного сталежелезобетонного перекрытия, при проведении оценки суммарного экономического эффекта в составе системы необходимо изначально взвешивать плюсы и минусы ее применения.

Результат расчета сталежелезобетонных плит во многом зависит от данных, предоставляемых производителем специальных профилированных настилов. Важно, чтобы свойства материала, характеристики продольного сдвига ($\tau_{u,Rd}, m, k$), геометрия и значение толщины профиля соответствовали заявленным.

7.2 ОДНОПРОЛЕТНАЯ ШАРНИРНО ОПЕРТАЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ БАЛКА С ПЛИТОЙ ПО ПРОФИЛИРОВАННОМУ НАСТИЛУ

Расчетная схема



Исходные данные**Общие данные:**

Пролет балки $L = 9,0$ м;

Шаг балок $b = 3,0$ м.

Профилированный настил:

Толщина плиты $h = 140$ мм;

Профилированный настил – ТП-85-1,0;

Высота профиля настила $h_p = 82$ мм;

Высота бетона над профилем $h_c = 58$ мм;

Шаг волны $b_s = 266$ мм;

Ширина верхнего гофра $b_r = 126$ мм;

Ширина нижнего гофра $b_b = 50$ мм;

Просвет между нижними гофрами $b_l = 216$ мм.

Соединительные элементы:

Диаметр анкерного упора $d = 19$ мм;

Общая высота анкерного упора $h_{cs} = 120$ мм;

Временное сопротивление

стали анкерного упора $f_u = 450$ Н/мм².

Бетон:

Класс бетона – С25/30;

Прочность цилиндрическая $f_{ck} = 25$ Н/мм²;

Прочность кубическая $f_{ck,cube} = 30$ Н/мм²;

Модуль упругости $E_{cm} = 31\,000$ Н/мм².

Стальная арматура:

Предел текучести арматуры $f_{sk} = 500$ Н/мм².

Сечение стального профиля:

Сталь S235, $f_y = 235$ Н/мм²;

Профиль – сварной двутавр;

Общая высота $h_a = 404$ мм;

Высота стенки $h_w = 380$ мм;

Ширина полки $b_f = 160$ мм;

Толщина стенки $t_w = 8$ мм;

Толщина полки $t_f = 12$ мм;

Модуль упругости $E = 210\,000$ Н/мм².

Частные коэффициенты для определения прочности

Стальные сечения балки и настила:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_M^2 = 1,10.$$

Соединительные элементы (анкерные упоры):

$$\gamma_v = 1,25.$$

Бетон:

$$\gamma_c = 1,5.$$

Арматура:

$$\gamma_s = 1,15.$$

Приведенная толщина бетонной плиты

Определяем значение приведенной толщины бетонной плиты:

$$h_g = h - \left(\frac{b_1 + b_r}{2 \cdot b_s} \cdot h_p \right)$$

$$h_g = 140 - \left(\frac{216 + 126}{2 \cdot 266} \cdot 82 \right) = 87 \text{ мм.}$$

Объем бетона плиты на 1 м²:

$$h_g \cdot 1 \text{ м}^2 = 0,087 \cdot 1 = 0,087 \text{ м}^3.$$

Сбор нагрузок на балку

Этап строительства

Постоянные нагрузки:

Значения суммарных постоянных нагрузок от собственного веса конструкций плиты на 1 м² площади приведены в таблице ниже.

Составляющие конструкции пола	Характеристическое значение нагрузки g_k , кН/м ²
Вес арматуры (предварительно принято значение 1 кН на 1 м ³ бетона)	0,087
Принятый профнастил – ТП-85-1,0 ($t = 1$ мм), по сортаменту	0,11
Стальная балка (шаг $b = 3$ м)	0,18
Всего	$g_k = 0,38$

Переменные нагрузки:

Нагрузка на 1 м² перекрытия на этапе строительства от веса рабочих с инструментом и неиспользуемых материалов составляет 0,75 кН/м². В пределах рабочей зоны размером 3х3 м принимается повышенная нагрузка 1,5 кН/м². Следовательно:

$$q_{k,1} = 0,75 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{k,2} = 1,5 \text{ кН/м}^2.$$

В рамках примера нагрузка $q_{k,2}$ будет представлена значением 0,75 кН/м² в дополнение к нагрузке $q_{k,1}$.

Нагрузка при возведении на 1 м² перекрытия от веса незатвердевшей бетонной смеси составляет ($h_g = 87$ мм, для свежего бетона $\rho = 24 + 1$ кН/м³):

$$q_{k,3} = 0,087 \cdot (24+1) = 2,17 \text{ кН/м}^2.$$

Этап эксплуатации

Постоянные нагрузки:

Значения суммарных постоянных нагрузок от собственного веса конструкций перекрытия на 1 м² площади приведены в таблице ниже.

Составляющие конструкции пола	Характеристическое значение нагрузки g_k , кН/м ²
Бетон плиты ($h_g = 87$ мм, для затвердевшего бетона $\rho = 24$ кН/м ³)	2,09
Вес арматуры (предварительно принято значение 1 кН на 1 м ³ бетона)	0,087
Принятый профлист – ТП-85-1,0 ($t = 1$ мм), по сортаменту	0,11
Принятая стальная балка (шаг $b = 3$ м), по сортаменту	0,18
Принятое покрытие пола ($t = 25$ мм)	0,50
Принятые подвесной потолок и коммуникации	0,50
Всего	$g_k = 3,47$

Переменные нагрузки:

Значение переменной нагрузки для общественного здания категории С2 составляет:

$$q_{k,1} = 4,00 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка от временных перегородок и стен, собственный вес которых не превышает 2,0 кН/м.п., составляет:

$$q_{k,2} = 0,8 \text{ кН/м}^2.$$

Предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний)

При расчете элементов конструкции по предельным состояниям несущей способности по прочности и устойчивости (STR), значения частных коэффициентов надежности по нагрузкам γ_F принимаются согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990. Значение частного коэффициента надежности для постоянных воздействий составляет:

$$\gamma_G = 1,35$$

а частного коэффициента надежности для переменных воздействий:

$$\gamma_Q = 1,5.$$

Значение понижающего коэффициента:

$$\xi = 0,85.$$

На этапе строительства для монтажных нагрузок вводится коэффициент сочетания

Таблица
НБ2.1 и
НБ2.2
националь-
ного
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Таблица
НБ2.4
националь-
ного
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1990

$\psi_0 = 1,0$, а на этапе эксплуатации значения коэффициентов сочетаний ψ принимаются согласно Таблице 3.5.

В рамках примера в целях упрощения не учитывается тот факт, что при трехпролетной плите перекрытия равномерно распределенные по всей поверхности нагрузки будут передаваться на среднюю балку с коэффициентом 1,1 согласно таблице 6.5. Принято, что нагрузка распределяется равномерно, как это имело место бы в наиболее распространенных однопролетных и многопролетных схемах плит.

Этап строительства

При определении расчетного сочетания усилий на этапе строительства используем более неблагоприятную комбинацию, в соответствии с формулой 6.10а ДСТУ-Н Б EN 1990:

$$1,35 \cdot g_{k,sup} + 1,5 \cdot q_{k,1} + 1,5 \cdot q_{k,2} + 1,5 \cdot q_{k,3}$$

Этап эксплуатации

Для определения наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок на этапе эксплуатации расчет следует выполнять по двум выражениям:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i}$$

$$1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot 0,7(4,0 + 0,8) = 9,72 \text{ кН/м}^2$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i}$$

$$0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,47 + 1,5(4,0 + 0,8) = 11,18 \text{ кН/м}^2$$

Принимаем для расчета наиболее неблагоприятное значение $q_{Ed} = 11,18 \text{ кН/м}^2$.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний)

Для балок, как и других пролетных конструкций, основными определяющими критериями пригодности к нормальной эксплуатации являются параметры прогибов. Основные расчетные комбинации для предельных состояний эксплуатационной пригодности представлены характеристическими и частыми. На этапе эксплуатации нагрузки дополнительно следует подразделять по длительности их воздействия, поскольку сталежелезобетонные элементы требуют учета длительных эффектов.

Этап строительства

На этапе строительства прогиб балки от собственного веса и нагрузки от бетонной смеси является необратимым состоянием, и поэтому при его расчете используется характеристическая комбинация постоянных и переменных нагрузок:

$$g_{k,sup} + q_{k,3}$$

$$0,38 + 2,17 = 2,55 \text{ кН/м}^2$$

Формула
6.10а
ДСТУ-Н Б EN
1990

Формула
6.10b
ДСТУ-Н Б EN
1990

Этап эксплуатации

Постоянные нагрузки на сталежелезобетонную балку:

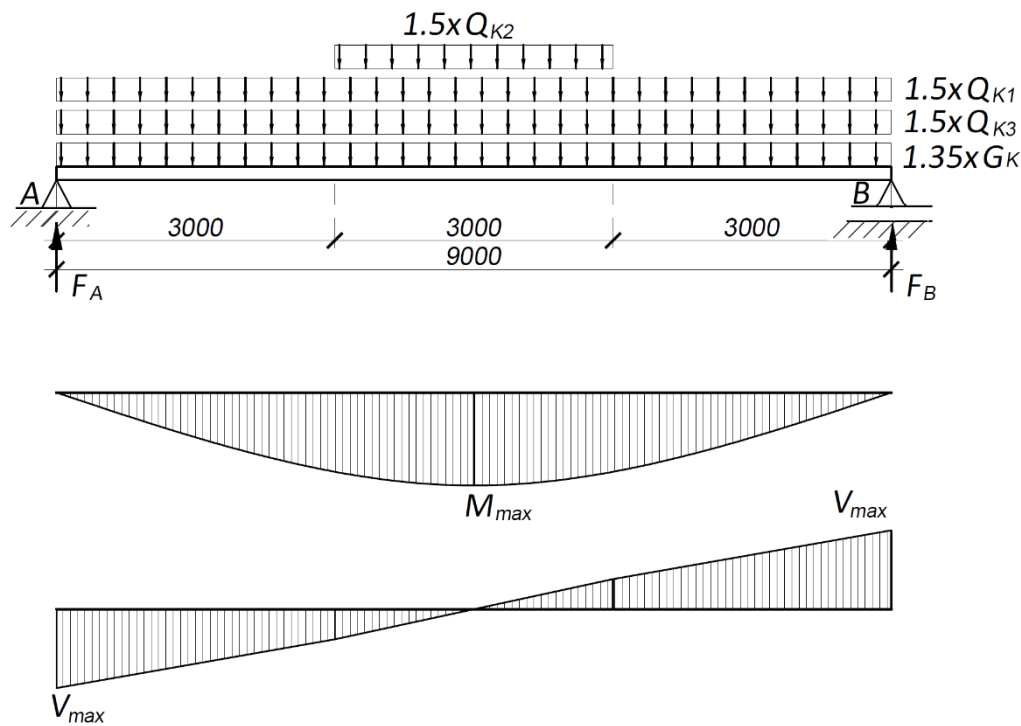
$$g_k = 3,47 \text{ кН / м}^2.$$

Временные нагрузки на сталежелезобетонную балку:

$$q_k = 4,0 + 0,8 = 4,8 \text{ кН / м}^2.$$

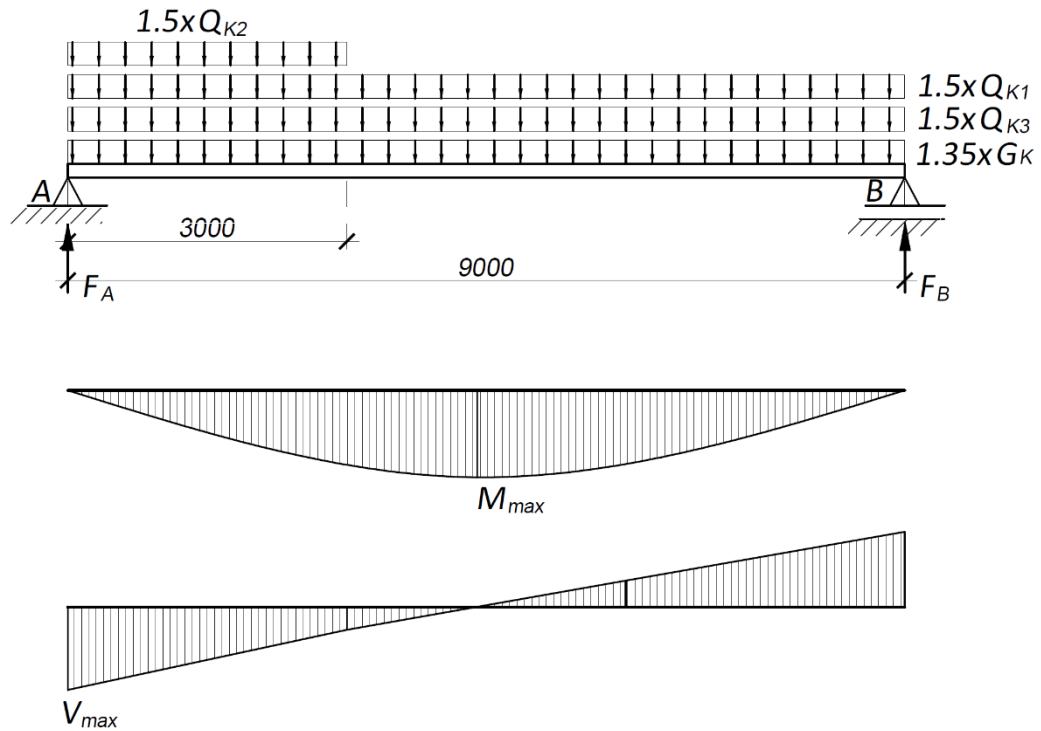
Расчет изгибающих моментов и поперечных сил для проведения проверки несущей способности (для первой группы предельных состояний)**Этап строительства**

Для определения максимально возможных усилий в балке на этапе строительства рассмотрим две схемы с расположением рабочей зоны по середине пролета (для получения максимального изгибающего момента) и на опоре (для получения максимального поперечного усилия).



$$M_{max} = 167,61 \text{ кНм}; \quad V_{max} = 71,12 \text{ кН}.$$

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ



$$M_{max} = 156,32 \text{ кНм} \quad V_{max} = 74,49 \text{ кН.}$$

Таким образом, для расчета балки на этапе строительства принимаем следующие значения внутренних усилий:

$$M_{Ed} = 167,61 \text{ кНм}; \quad V_{Ed} = 74,49 \text{ кН.}$$

Этап эксплуатации

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot b \cdot L^2}{8} = \frac{11,18 \cdot 3 \cdot 9^2}{8} = 339,59 \text{ кНм}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot b \cdot L}{2} = \frac{11,18 \cdot 3 \cdot 9}{2} = 150,93 \text{ кН.}$$

Характеристики стального сечения

Общая высота $h_a = 404$ мм

Высота стенки $h_w = 380$ мм

Ширина полки $b_f = 165$ мм

Толщина стенки $t_w = 8$ мм

Толщина полки $t_f = 12$ мм

Площадь поперечного сечения $A_a = 70,0$ см²

Момент инерции относительно оси (y-y) $I_y = 18\,875,6$ см⁴

Момент инерции относительно оси (z-z) $I_z = 900,1$ см⁴

Момент инерции при свободном кручении $I_t = 25,49$ см⁴

Секториальный момент инерции $I_w = 344\,720$ см⁶

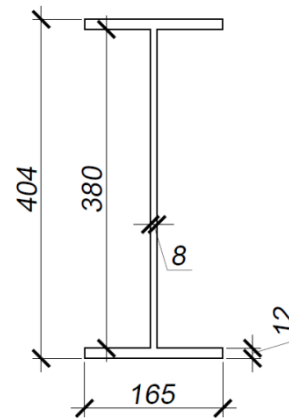
Момент сопротивления сечения в упругой стадии относительно оси (y-y) $W_{el,y} = 934,4$ см³

Момент сопротивления сечения в пластической стадии относительно оси (y-y) $W_{pl,y} = 1064,94$ см³

Радиус инерции относительно оси (y-y) $i_y = 16,42$ см

Модуль упругости $E = 210\,000$ Н/мм²

Модуль сдвига $G = 81\,000$ Н/мм²

**Классификация поперечного сечения**

Для определения класса сечения находим значение коэффициента ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.$$

Для сжатой полки

$$c = \frac{b_f - t_w - 2 k_f}{2} = \frac{165 - 8 - 2 \cdot 6}{2} = 72,5 \text{ мм.}$$

Величина катета поясного шва k_f принята равной 6 мм.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75}{12} = 6,25.$$

Предельное отношение свеса к толщине полностью сжатой полки для 1-го класса сечений составляет:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 1 = 9,0.$$

Проверка условия:

$$6,25 < 9,0.$$

Таблица 5.2
(лист 2 из 3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таким образом, в поперечном сечении балки полка относится к 1-му классу.

Изгибаемая стенка

На этапе строительства стальной профиль работает на изгиб, а на этапе эксплуатации, благодаря сжатию бетонной полки, размеры сжатой зоны стенки уменьшатся. Поэтому класс сечения в данном случае можно определить для состояния изгиба, в котором:

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot k_f = 404 - 2 \cdot 12 - 2 \cdot 6 = 368 \text{ мм}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{368}{8} = 46.$$

Предельное отношения высоты к толщине изгибаемой стенки для 1-го класса сечений составляет:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon = 72 \cdot 1 = 72.$$

Проверка условия:

$$46 < 72.$$

Следовательно, в условиях изгиба стенка балки настила относится к 1-му классу сечений. Сечение классифицируется по наихудшему классу его составляющих частей, а поскольку в данном случае все элементы сечения относятся к 1-му классу, то и сечение, в целом, классифицируется как сечение Класса 1.

Проверка несущей способности стального профиля на этапе строительства

Проверка несущей способности балки на изгиб

Критерий несущей способности на изгиб заключается в контроле соблюдения неравенства:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0.$$

Для поперечных сечений 1-го класса:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}.$$

Подстановка геометрических характеристик профиля и значения предела текучести стали дает возможность определить значение предельного момента:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{1064,94 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 250,3 \text{ кНм}.$$

Проверка соблюдения условия:

6.2.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$\frac{167,61}{250,3} = 0,67 < 1,0.$$

Следовательно, прочность поперечного сечения стального профиля на изгиб в условиях монтажа обеспечена.

Проверка несущей способности сечения балки на сдвиг

Проверка несущей способности стального сечения на сдвиг заключается в контроле выполнения следующего условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0.$$

При отсутствии кручения, расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии определяется выражением:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}.$$

Площадь сдвига A_v для сварного двутаврового сечения при нагрузке, действующей параллельно стенке:

$$A_v = 1,2 \cdot \sum (h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot 380 \cdot 8 = 3648 \text{ мм}^2.$$

С учетом подстановок, значение несущей способности поперечного сечения балки на сдвиг в пластической стадии составляет:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{3648 \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} \times 10^{-3} = 495,0 \text{ кН}.$$

Проверка условия:

$$\frac{74,49}{495,0} = 0,15 \leq 1,0.$$

Таким образом, несущая способность поперечного сечения стального профиля на сдвиг в условиях монтажа обеспечена.

Местная устойчивость стенок при сдвиге считается обеспеченной без установки ребер жесткости в том случае, если выполняется условие:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}.$$

Для стали S235 допускается принять либо $\eta = 1,2$, либо $\eta = 1,0$. Более строгое ограничение имеет вид:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{380}{8} = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60 \cdot 1 = 60.$$

6.2.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Поскольку условие выполняется, учитывать потерю устойчивости стенки от действия усилий сдвига не требуется.

Проверка несущей способности сечения балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

6.2.8 [2]
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Поскольку балка является шарнирно опертой, комбинации изгибающего момента и поперечной силы в одном критическом сечении не возникает. Также выполняются условия $V_{Ed} = 74,49 < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 495,0 = 247,5$ кН и $h_w / t_w = 47,5 \leq 60\epsilon = 60$; это означает, что влиянием поперечного усилия и потерей устойчивости стенки можно пренебречь.

Проверка устойчивости плоской формы изгиба

6.3.2.1 [3]
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Расчетную несущую способность по устойчивости плоской формы изгиба не раскрепленной из плоскости стальной балки с поперечными сечениями класса 1, 2 или 3 и с постоянным по длине стальным сечением следует определять по формуле:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

В данном случае сечение балки относится к Классу 1, для которого $W_y = W_{pl,y}$.

Для определения понижающего коэффициента χ_{LT} , в первую очередь следует рассчитать значение предельного момента потери устойчивости в упругой стадии M_{cr} .

Для сечений с двумя осями симметрии:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + [C_2 \cdot z_g]^2} - C_2 \cdot z_g \right\}$$

Значения коэффициентов расчетной длины для шарнирного закрепления в запас принимаются равными $k = 1,0$ и $k_w = 1,0$.

Для шарнирно опертой балки с равномерно распределенной нагрузкой при $k = 1,0$ значения коэффициентов равны $C_1 = 1,132$ и $C_2 = 0,459$.

Нагрузка возникает под действием веса профнастила и оказывает влияние на верхнюю полку балки. Следовательно, значение координаты точки приложения нагрузки относительно центра изгиба составляет:

$$z_g = \frac{h_0}{2} = \frac{404}{2} = 202 \text{ мм.}$$

Подстановка всех значений позволяет определить критический момент:

$$M_{cr} = 1,132 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1 \cdot 10^4}{(1,0 \cdot 9000)^2} \cdot 10^{-6} \text{ х}$$

$$x \left\{ \sqrt{\left(\frac{1,0}{1,0}\right)^2 \cdot \frac{344720 \cdot 10^2}{900,1} + \frac{(1,0 \cdot 9000)^2 \cdot 81000 \cdot 25,49}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1}} + [0,459 \cdot 202]^2 - 0,459 \cdot 202 \right\} = 72,14 \text{ кНм}$$

Отсюда значение условной гибкости балки равно:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1064,94 \cdot 235}{72,14 \cdot 10^3}} = 1,86 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4.$$

Поскольку в качестве профиля балки принят сварной двутавр с двумя осями симметрии, его прокатные и эквивалентные сварные сечения можно рассчитать более точно.

Для таких сечений, согласно Таблице 5.5, при соотношении размеров $h/b = 404/160 = 2,53 > 2$ принимается кривая устойчивости d , что соответствует значению коэффициента несовершенства $\alpha_{LT} = 0,76$.

Тогда, по формуле для прокатных и эквивалентных сварных сечений:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,76 \cdot (1,86 - 0,4) + 0,75 \cdot 1,86^2] = 2,35.$$

Значение понижающего коэффициента в таком случае равно:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{1,86^2} = 0,29 \end{cases}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,35 + \sqrt{2,35^2 - 0,75 \cdot 1,86^2}} = 0,25.$$

Условия $\chi_{LT} = 0,25 < 1,0$ и $\chi_{LT} = 0,25 < 0,29$ выполняются, а следовательно, в расчете принимается значение $\chi_{LT} = 0,25$.

Учет характера распределения момента в балке позволяет повысить ее несущую способность. Согласно Таблице 5.6, для равномерно нагруженной шарнирно опертой балки значение поправочного коэффициента составляет $k_c = 0,94$.

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2], \text{ но } f \leq 1$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,94) \cdot [1 - 2,0 \cdot (1,86 - 0,8)^2] = 1,04.$$

Соответственно, в данном случае повышения не происходит, и несущая способность по потере устойчивости плоской формы изгиба балки оказывается равной:

$$M_{b,Rd} = 0,25 \cdot \frac{1064,94 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 62,57 \text{ кНм.}$$

Проверка условия:

6.3.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.3 (2) и
Таблица 6.6
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$\frac{167,61}{62,57} = 2,68 > 1,0.$$

Условие устойчивости не выполняется. Необходимо дополнительно раскрепить балку от потери устойчивости во время бетонирования, что рекомендуется делать при помощи использования временных либо многофункциональных связевых элементов. Принимаем раскрепление балки с шагом 3 м, что соответствует $k = 0,33 < 0,5$. Коэффициенты C_1 и C_2 , при использовании минимального табличного значения $k = 0,5$, принимаем равными 0,972 и 0,304 соответственно.

Тогда:

$$M_{cr} = 0,972 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1 \cdot 10^4}{(1,0 \cdot 3000)^2} \cdot 10^{-6} E x$$

$$x \left\{ \sqrt{\left(\frac{0,33}{1,0} \right)^2 \cdot \frac{344720 \cdot 10^2}{900,1} + \frac{(1,0 \cdot 3000)^2 \cdot 81000 \cdot 25,49}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1}} + [0,304 \cdot 202]^2 - 0,304 \cdot 202 \right\} =$$

$$= 145,78 \text{ кНм}$$

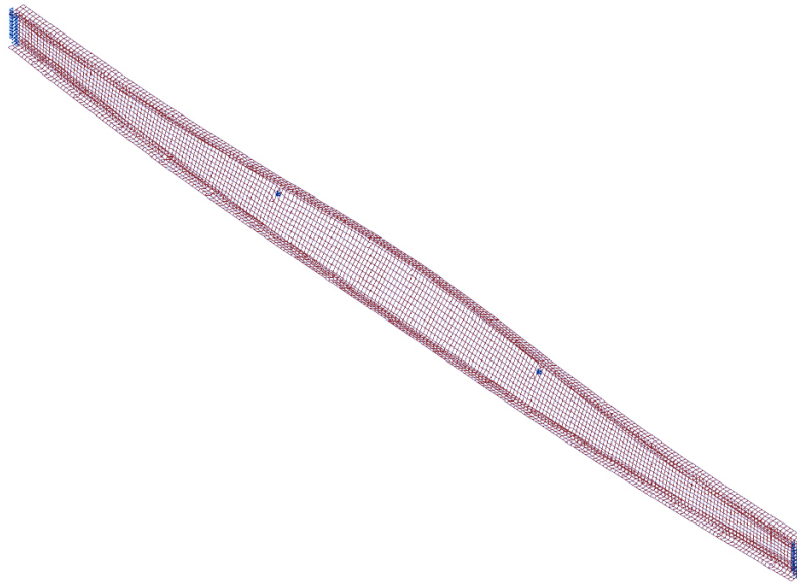
Практика показывает, что значение M_{cr} в высокой степени зависит от уровня раскрепления относительно сжатого пояса балки. Для рассматриваемой балки с раскреплением через 3 м, расчет по конечно-элементной модели показывает следующие значения M_{cr} в зависимости от расстояния установки связей относительно сжатого пояса:

Уровень простановки связей относительно сжатого пояса z_h	Критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба M_{cr} , кНм
0 (в уровне верхнего пояса)	525,5
$h/4$	396,9
$h/2$ (в уровне оси двутавра)	149,9

По результатам расчета видно, что значение, которое было определено с использованием стандартного выражения, приблизительно соответствует поперечному раскреплению в уровне оси двутавра. Такой подход может завязать требования к сечению и негативно сказаться на ресурсоемкости конструкции.

В дополнение, можно учесть работу диафрагмы настила, которая крепится в уровне верхнего пояса и в зависимости от жесткости способна обеспечить состояние вплоть до полного раскрепления данной балки на этапе строительства. Такое расчетное предположение, однако, обязательно должно указываться в проектной документации и контролироваться при выполнении работ по креплению настила к балкам. Более подробно расчет диафрагмы настила описан в публикации Беляев Н.А. «Рекомендации по применению несущих профнастилов в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

В рамках данного примера далее принимается раскрепление балки связями в уровне $h/4$ без учета диафрагмы профнастила. Первая форма потери устойчивости для такого случая имеет следующий вид:



Следовательно:

$$M_{cr} = 396,9 \text{ кНм}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1064,94 \cdot 235}{396,9 \cdot 10^3}} = 0,79 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,76 \cdot (0,79 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,79^2] = 0,88$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,88 + \sqrt{0,88^2 - 0,75 \cdot 0,79^2}} = 0,70, \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,79^2} = 1,60 \end{cases}$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,94) \cdot [1 - 2,0 \cdot (0,79 - 0,8)^2] = 0,97 < 1.$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,70}{0,97} = 0,72.$$

Несущая способность с учетом дополнительного раскрепления:

$$M_{b,Rd} = 0,72 \cdot \frac{1064,94 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 180,19 \text{ кНм.}$$

Проверка условия:

$$\frac{167,61}{180,19} = 0,93 < 1,0.$$

Следовательно, при постановке связей с шагом 3 м в уровне $h/4$ относительно верхнего сжатого пояса и без учета эффекта диафрагмы профнастила, балка будет

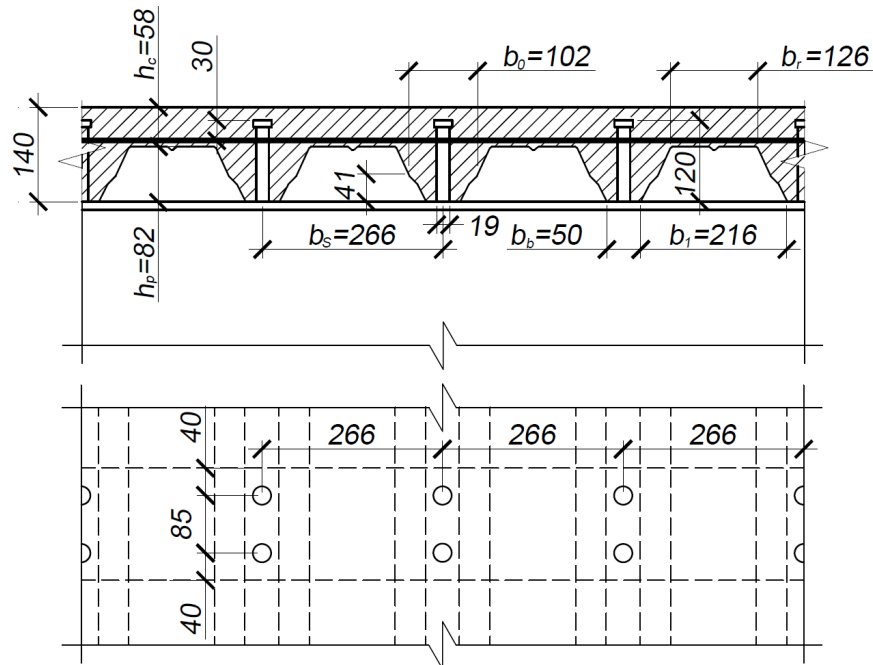
6.6.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.3.2.3 (2) и
Таблица 6.6
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

достаточно раскреплена от потери устойчивости на этапе строительства.

Проверка несущей способности сталежелезобетонной балки на этапе эксплуатации



Усилие, воспринимаемое одним стад-болтом

С учетом соотношения $h_{sc} / d = 120 / 19 = 6,3 > 4$, значение коэффициента α при расчете стад-болтов принимается равным $\alpha = 1$. С учетом данного параметра, несущая способность стад-болта определяется меньшим из значений по телу анкерного упора и по бетону:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)}) .$$

Несущая способность упора на сдвиг $P_{Rd}^{(1)}$ равна:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 450 \cdot \pi \cdot \frac{19^2}{4}}{1,25} = 81,7 \text{ кН} .$$

Несущая способность упора по смятию бетона $P_{Rd}^{(2)}$ равна:

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1,0 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{25 \cdot 31000}}{1,25} \times 10^{-3} = 73,7 \text{ кН} .$$

Таким образом, определяющее значение несущей способности составляет:

$$P_{Rd} = P_{Rd}^{(2)} = 73,7 \text{ кН}$$

При использовании профилированного настила, который расположен поперек балки, показатель несущей способности на сдвиг соединительного элемента необходимо умножить на понижающий коэффициент. Принято количество стад-болтов в

одном гофре $n_r = 2$. Тогда:

$$k_t = \frac{0,7 \cdot b_0}{\sqrt{n_r} \cdot h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7 \times 102}{\sqrt{2} \times 82} \left(\frac{120}{82} - 1 \right) = 0,285$$

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 ограничивает значение коэффициента верхним пределом $k_{t,max}$, который для $n_r = 2$ и $t \leq 1,0$ мм, при условии сквозной приварки, составляет $k_{t,max} = 0,70$.

Условие $k_t = 0,285 < k_{t,max} = 0,70$ выполняется, а следовательно, в расчете принимается $k_t = 0,285$.

Расчетная несущая способность соединительного элемента с учетом понижения равна:

$$k_t P_{Rd} = 0,285 \cdot 73,7 = 21,0 \text{ кН.}$$

Такое сильное понижение наглядно демонстрирует одну из причин выработки рекомендации по расположению профилированного настила широкими полками вниз, что в данном случае не было сделано в связи с расположением выштамповок листа по направлению внутрь узких гофров.

Степень сдвигового соединения

Для стального сечения балки с равными поясами при номинальной длине стад-болтов не менее четырех диаметров и диаметре в пределах 16-25 мм, что соответствует данному случаю, допускается использовать частичное сдвиговое соединение при условии ограничения его степени:

$$L_e = 9 \text{ м} \leq 25 \text{ м}$$

$$\eta_{min} = 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,75 - 0,03L_e) = 1 - \left(\frac{355}{235} \right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot 9) = 0,27 < 0,4.$$

Согласно неравенству, в расчете принимается $\eta_{min} = 0,4$.

Определение эффективной ширины бетонного пояса

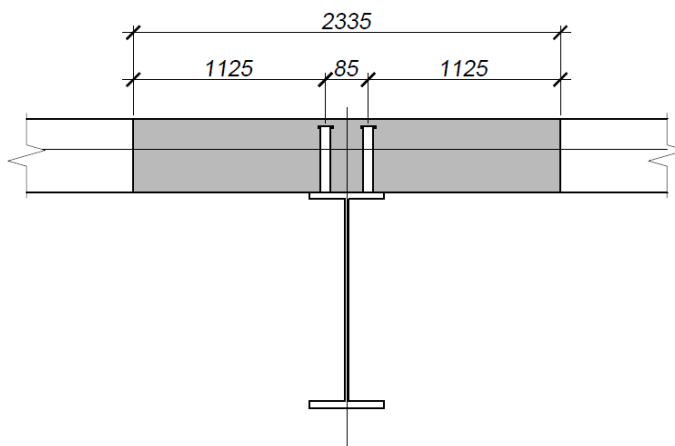


Таблица 6.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В середине пролета значение эффективной ширины бетонного пояса определяется по формуле:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei}.$$

Для случая, когда количество стад-болтов в гофре составляет $n_r = 2$ с расстоянием между ними $b_0 = 85$ мм:

$$b_{ei} = b_{e1} = b_{e2} = \frac{L_e}{8} = \frac{9}{8} = 1,125 \text{ м.}$$

При этом значение b_{ei} не должно превышать расстояния b_i от соединительного элемента до середины шага балок (пролета плиты):

$$b_i = \frac{b - b_0}{2} = \frac{3,0 - 0,085}{2} = 1,458 \text{ мм.}$$

Условие $b_{ei} = 1,125 \text{ м} < 1,458 \text{ м}$ выполняется и, соответственно, в расчете принимается следующее значение суммарной ширины бетонной полки сечения:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0,085 + 1,125 + 1,125 = 2,335 \text{ м.}$$

Определение предельного сжимающего усилия при полном использовании бетонной полки

Расчетная прочность бетона:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_A} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ Н/мм}^2.$$

Максимальное сжимающее усилие в бетонной полке:

$$N_{A,f} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c = 0,85 \cdot 16,7 \cdot 2335 \cdot 58 \cdot 10^{-3} = 1922,4 \text{ кН.}$$

Определение усилия растяжения в стальном сечении

$$N_{pl,a} = f_y A_a = 235 \cdot 70,0 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 1645,0 \text{ кН.}$$

Определение несущей способности соединительных элементов

В данном случае шаг волны профилированного настила составляет $b_s = 266$ мм. Соответственно, при установке в каждой волне двух рядов стад-болтов, их количество на половину пролета будет составлять:

$$n = 2 \cdot \frac{L_e}{2 \cdot b_s} = 2 \cdot \frac{9}{2 \cdot 0,266} = 33 \text{ шт.}$$

Общая несущая способность соединительных элементов на половине пролета составляет:

$$N_C = n \cdot P_{Rd} = 33 \cdot 21,0 = 693,0 \text{ кН.}$$

Проверка достаточности сдвигового соединения

В условиях полного сдвигового соединения при $N_{A,f} = 1922,4 \text{ кН} > N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН}$ нейтральная ось была бы расположена в пределах бетонной полки. Для обеспечения полного объединения в таком случае необходимо наличие сдвигового соединения с несущей способностью не менее $N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН}$.

Тогда значение коэффициента η , определяющего степень сдвигового соединения, будет составлять:

$$\eta = \frac{N_A}{N_{pl,a}} = \frac{693,0}{1645,0} = 0,42 > \eta_{min} = 0,4.$$

Следовательно, полное сдвиговое соединение не обеспечивается, и вместо значения $N_{A,f}$ должно использоваться значение N_A . При этом частичное сдвиговое соединение удовлетворяет требованию минимально необходимого соединения.

Проверка несущей способности сечения сталежелезобетонной балки на сдвиг

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 допускает рассчитывать несущую способность сталежелезобетонной балки на сдвиг в вертикальной плоскости $V_{pl,Rd}$ как несущую способность только стального сечения $V_{pl,a,Rd}$.

Несущая способность на сдвиг $V_{pl,a,Rd}$ для стальной балки определена в процессе проведения расчета для этапа строительства и составляет:

$$V_{pl,a,Rd} = V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = 495,0 \text{ кН}.$$

Проверка условия с учетом нагрузок на этапе эксплуатации:

$$\frac{150,93}{495,0} = 0,30 \leq 1,0.$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения сталежелезобетонной балки на сдвиг в условиях эксплуатации обеспечена.

Согласно расчету, проделанному на этапе строительства, учитывать местную потерю устойчивости от усилий сдвига не требуется.

Проверка несущей способности сечения сталежелезобетонной балки при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Поскольку балка является шарнирно опертой, комбинации изгибающего момента и поперечной силы в одном критическом сечении не возникает. Также выполняются условия $V_{Ed} = 150,93 < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 495,0 = 247,5 \text{ мм}$ и $h_w / t_w = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60$, что означает, что влиянием поперечного усилия и потерей устойчивости стенки можно пренебречь.

Проверка несущей способности композитного сечения на изгиб

Поскольку $N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН} > N_A = 693,0 \text{ кН}$, нейтральная ось сталежелезобетонного сечения проходит в пределах стального сечения. В предположении, что нейтральная ось находится в верхней полке стального сечения, ширина сжатой зоны двутавра составит:

6.2.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-16.2.2.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

$$x_{pl,a} = \frac{(N_{pl,a} - N_A)}{2f_y b_f} = \frac{(1645,0 - 693,0)}{2 \cdot 235 \cdot 165} \cdot 10^3 = 12,3 \text{ мм} > t_f = 12 \text{ мм}.$$

При указанном предположении ширина сжатой зоны превышает фактически существующую толщину полки, а следовательно, нейтральная ось сечения будет проходить через стенку стального профиля.

Когда нейтральная ось проходит в стенке стальной балки:

$$x_{pl,a} = t_f + \frac{(t_w h_w f_y - N_A)}{2t_w f_y} = 12 + \frac{(8 \cdot 380 \cdot 235 - 693,0 \cdot 10^3)}{2 \cdot 8 \cdot 235} = 17,69 \text{ мм}.$$

Положение центров тяжести сжатых и растянутых частей сечения относительно нейтральной оси:

- для сжатой бетонной полки:

$$z_{c,c} = h_p + 0,5h_c + x_{pl,a} = 82 + 0,5 \cdot 58 + 17,69 = 128,7 \text{ мм}$$

- для сжатой полки стального сечения:

$$z_{A,f} = x_{pl,a} - 0,5t_f = 17,69 - 0,5 \cdot 12 = 11,7 \text{ мм}$$

- для сжатого участка стенки стального сечения:

$$z_{A,w} = 0,5 \cdot (x_{pl,a} - t_f) = 0,5 \cdot (17,69 - 12) = 2,8 \text{ мм}$$

- для растянутого участка стенки стального сечения:

$$z_{t,w} = 0,5 \cdot (h_w + t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \cdot (380 + 12 - 17,69) = 187,2 \text{ мм}$$

- для растянутой нижней полки стального сечения:

$$z_{t,f} = 0,5t_f + (h_w + t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \cdot 12 + (380 + 12 - 17,69) = 380,3 \text{ мм}.$$

Усилия в соответствующих частях сечения при пластическом распределении:

- для сжатой бетонной полки

$$F_{c,c} = N_A = 693,0 \text{ кН}$$

- для сжатой полки стального сечения

$$F_{c,f} = t_f b_f f_y = 12 \cdot 165 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 465,3 \text{ кН}$$

- для сжатого участка стенки стального сечения

$$F_{A,w} = t_w f_y (x_{pl,a} - t_f) = 8 \cdot 235 \cdot (17,69 - 12) \cdot 10^{-3} = 10,7 \text{ кН}$$

- для растянутого участка стенки стального сечения

$$F_{t,w} = t_w f_y (h_w - x_{pl,a} + t_f) = 8 \cdot 235 \cdot (380 - 17,69 + 12) \cdot 10^{-3} = 703,7 \text{ кН}$$

- для растянутой нижней полки стального сечения

$$F_{t,f} = t_f b_f f_y = 12 \cdot 165 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 465,3 \text{ кН}$$

Несущая способность на изгиб:

$$M_{Rd} = F_{c,c} \cdot z_{c,c} + F_{c,f} \cdot z_{c,f} + F_{A,w} \cdot z_{A,w} + F_{t,w} \cdot z_{t,w} + F_{t,f} \cdot z_{t,f}$$

$$M_{Rd} = (693,0 \cdot 128,7 + 465,3 \cdot 11,7 + 10,7 \cdot 2,8 + 703,7 \cdot 187,2 + 465,3 \cdot 380,3) \cdot 10^{-3} = 403,35 \text{ кНм.}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{339,59}{403,35} = 0,84 < 1,0.$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения сталежелезобетонной балки на изгиб в условиях эксплуатации обеспечена.

Проверка несущей способности сталежелезобетонной балки по критерию устойчивости плоской формы изгиба

Согласно Еврокоду 4, полка стального профиля, которая анкерится соединительными элементами в теле железобетонной или сталежелезобетонной плиты, может считаться поперечно раскрепленной при условии, что сама плита также устойчива к такому смещению. А балки с достаточным раскреплением сжатой полки не склонны к потере устойчивости плоской формы изгиба.

В рассматриваемом случае эпюра изгибающих моментов не является знакопеременной, и по всей длине балки сжатие возникает в верхней полке сечения, которая соответствует изложенным требованиям. Таким образом, устойчивость плоской формы изгиба балки на этапе эксплуатации считается обеспеченной по конструктивным признакам.

Проверка несущей способности железобетонной плиты на продольный сдвиг.

Проверка прочности условных сжатых бетонных подкосов

Для предотвращения разрушения бетонного пояса от сжатия между поперечными трещинами должно быть выполнено следующее условие:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta \cos \theta.$$

Коэффициент снижения прочности для бетона с трещинами в условиях сдвига:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54.$$

Значение угла наклона θ между осью балки и поперечными трещинами (условными сжатыми подкосами) допускается принимать в диапазоне от $26,5^\circ$ до 45° . В общем случае, из соображений снижения уровня поперечного армирования, наиболее благоприятным считается минимальное значение угла наклона, что, однако, повышает требования к несущей способности условных сжатых подкосов. Оптимального результата можно достичь решением обратной задачи, как это описано в Разделе 5.2.2.7:

6.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-1
и
6.3.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1993-1-1

6.2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

6.2.2 (6)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{2 \cdot v_{Ed}}{v \cdot f_{cd}}\right)}{2}$$

Напряжение по плоскости продольного сдвига составляет:

$$v_{Ed} = \frac{F_d}{h_f \cdot \Delta x}$$

А в более развернутой форме (см. Раздел 5.2.2.7):

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{h_f \cdot \Delta x} \cdot \frac{A_{c1,eff}}{A_{c,eff}}$$

Поскольку бетонная полка симметрична ($A_{c1,eff} / A_{c,eff} = 1/2$), усилие по плоскости сдвига ΔF_d будет равно половине усилия продольного сдвига на половине пролета $V_{L,Ed} / 2$:

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2 \cdot h_f \cdot \Delta x}$$

Высота расчетного сечения будет равна высоте бетона над настилом, а длина Δx – половине пролета.

Усилие продольного сдвига $V_{L,Ed}$ определяется как меньшее из следующих значений:

$$V_{L,Ed} = \min(N_{pl,a}; N_{A,f}; N_A)$$

$$V_{L,Ed} = \min(1645, 0; 1922, 4; 693, 0) = 693, 0 \text{ кН.}$$

Тогда:

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2 \cdot h_A \cdot x} = \frac{693 \cdot 10^3}{2 \cdot 58 \cdot 4500} = 1,33 \text{ Н/мм}^2.$$

С учетом всех подстановок:

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{2 \cdot 1,33}{0,54 \cdot 16,7}\right)}{2} = 8^{\circ}34' < 26^{\circ}30'$$

Поскольку фактическое значение необходимого угла θ ниже минимального нормативного значения $26,5^{\circ}$, в дальнейшем расчете принимаем $\theta = 26,5^{\circ}$. В целях самоконтроля повторно выполним проверку уже в прямой постановке задачи:

$$v_{Ed} = 1,33 \text{ Н/мм}^2 < v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta \cos\theta = 0,54 \cdot 16,7 \cdot \sin 26,5^{\circ} \cos 26,5^{\circ} = 3,60 \text{ Н/мм}^2.$$

Следовательно, достаточная несущая способность полки по сжатому бетону обеспечена при $\theta = 26,5^{\circ}$.

Поперечное армирование для передачи усилий продольного сдвига.

В данном примере стальной профнастил механически соединен с бетоном посредством рифов, расположен гофрами поперек балок и укладывается по трехпролетной схеме, то есть, не имеет разрывов над средней балкой. При этом принято, что стад-болты привариваются к стальному профилю непосредственно через профнастил. В таком случае допускается повышать несущую способность поперечного армирования и использовать для проверки следующее неравенство:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} + A_{pe} \cdot f_{yp,d} \geq \frac{v_{Ed} h_f}{\cot \theta_f}$$

Тем не менее, на практике обычно влияние профнастила и анкерки не учитывают:

$$\frac{A_{sf} f_{sd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_A}{\cot \theta}$$

Можно заменить значение A_{sf} / s_f параметром площади поперечного армирования на единицу ширины:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = A_t$$

Тогда условие необходимого уровня армирования принимает вид:

$$A_t > \frac{v_{Ed} h_c}{f_{sd} \cdot \cot \theta}$$

Расчетный предел текучести арматуры:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ Н/мм}^2$$

Согласно предыдущему расчету, по сжатому бетону принимаем $\theta = 26,5^\circ$. При подстановке всех значений минимальная площадь армирования составляет:

$$A_t > \frac{1,33 \cdot 58}{434,8 \cdot \cot 26,5^\circ} = 0,089 \text{ мм}^2/\text{мм} = 89 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Принимается сетка диаметром 5 мм с шагом 200 мм, для которой:

$$A_t = \frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{\pi \times 5^2}{4 \times 200} \times 1000 = 98,4 \text{ мм}^2/\text{м} > 89 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Минимальная площадь поперечного армирования:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} = 8 \cdot 10^{-4}$$

$$A_c = h_c \cdot b = 58 \times 1000 = 58000 \text{ мм}^2$$

6.6.6.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.2.4 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

$$A_{s,min} = \rho_{w,min} \cdot A_c = 8 \cdot 10^{-4} \cdot 58000 = 46,4 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

Поскольку $A_t = 98,4 \text{ мм}^2/\text{м} > A_{s,min} = 46,4 \text{ мм}^2/\text{м}$, условия необходимого и минимального поперечного армирования выполнены.

Проверка предельных состояний по эксплуатационной пригодности (второй группе предельных состояний)

Ползучесть и усадка

На начальном этапе следует определить параметры, описывающие эффекты усадки и ползучести. Для определения коэффициентов ползучести на разных временных промежутках $\varphi(t, t_0)$ и значения деформации полной усадки, необходимы следующие данные:

- начальный коэффициент приведения $n_0 = E_a / E_{cm} = 210000 / 31000 = 6,77$
- периметр контура бетонного сечения пояса, подверженный прямому атмосферному влиянию:

$$u = b_{\text{eff}} = 2,335 \text{ м}$$

- условный размер:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c}{b_{\text{eff}}} = 2 \cdot h_c = 2 \cdot 58 = 116 \text{ мм}$$

- временные промежутки для определения эффектов ползучести:

$$t_0 = 1 \text{ сутки}, t = \infty \quad - \text{ для учета эффектов усадки}$$

$$t_0 = 28 \text{ суток}, t = \infty \quad - \text{ для постоянных и длительных нагрузений}$$

- множитель ползучести в зависимости от типа нагрузки:

$$\Psi_L = 0,55 \quad - \text{ для эффектов усадки}$$

$$\Psi_L = 1,1 \quad - \text{ для постоянных нагрузок}$$

- принято значение относительной влажности окружающего воздуха RH 50%

- класс бетона – C25/30

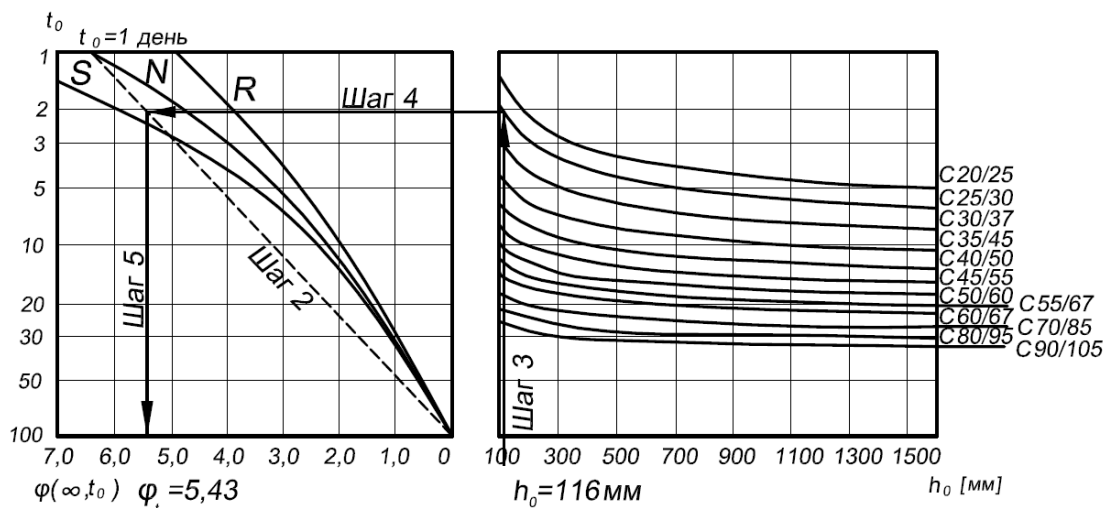
- класс цемента по набору прочности – N (normal, нормальный)

- значение коэффициента ползучести для учета эффектов усадки $t_0 = 1 \text{ сутки}, t = \infty$

3.1.4 [5]
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

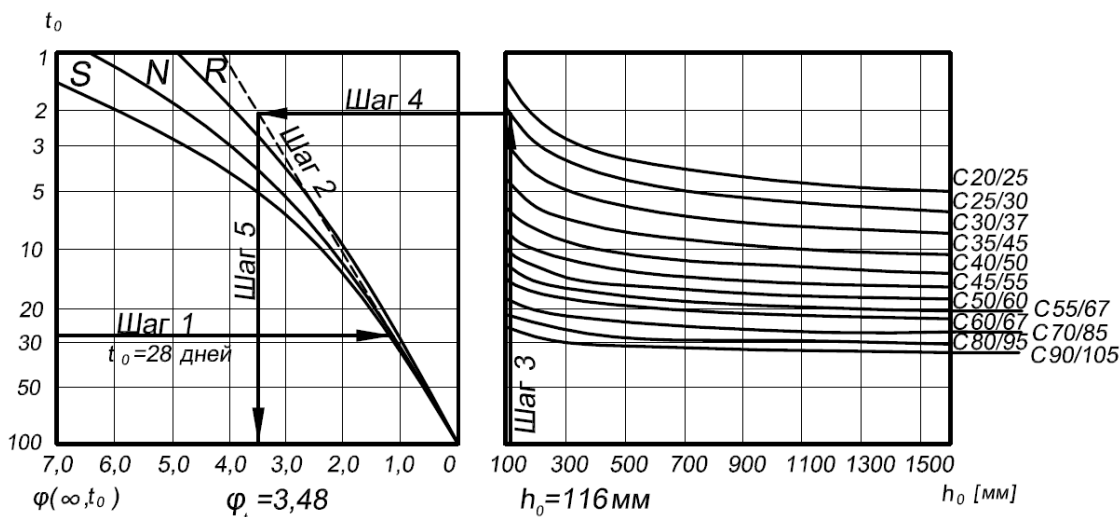
5.4.2.2 [2]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1



$$\varphi_t(\infty, t_0 = 1 \text{ день}) = 5,43.$$

- значение коэффициента ползучести для постоянных и длительных нагрузок $t_0 = 28$ суток, $t = \infty$



$$\varphi_t(\infty, t_0 = 28 \text{ дней}) = 3,48.$$

Величины деформаций усадки для сталежелезобетонных конструкций зданий можно принять согласно Приложению С ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. Для обычного бетона в условиях сухой среды это соответствует значению $\varepsilon_{cs}(\infty) = 325 \cdot 10^{-6}$.

В учебных целях в данном примере выполнено сравнение указанного значения с полной относительной деформацией усадки, вычисленной согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Полная деформация усадки имеет две составляющие: деформация усадки при высыхании (усушка) и аутогенная усадка (при твердении). Таким образом, согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 значение полной деформации усадки ε_{cs} определяется выражением:

Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

3.1 (4) и
Приложение
С
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1.4 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Приложение
В.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}.$$

Номинальное значение свободной деформации усадки при высыхании определяется согласно Таблице 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 либо с использованием соответствующей формулы Приложения В.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2}) \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}.$$

Исходя из значения относительной влажности окружающей среды RH 50% и значения RH0, равного 100% (согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1), принимаем:

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{50}{100} \right)^3 \right] = 1,356.$$

Значение средней прочности бетона на сжатие f_{cm} принимается согласно Таблице 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 (Таблица 2.11 данного учебника) и для бетона C25/30 составляет $f_{cm} = 33$ МПа.

Согласно Приложению В.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, с учетом типа цемента N, принимаем:

$$f_{cm0} = 10 \text{ МПа}; \alpha_{ds1} = 4; \alpha_{ds2} = 0,12;$$

С учетом всех подстановок:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{cd,0} &= 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 4) \cdot \exp(-0,12) \cdot \frac{33}{10} \right] \cdot 10^{-6} \cdot 1,356 = 5,12 \cdot 10^{-4} = \\ &= 0,51\text{‰} = 512 \cdot 10^{-6}. \end{aligned}$$

Формула 3.9
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Развитие деформации усадки при высыхании во времени описывается выражением:

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

Значение коэффициента β_{ds} для $t = \infty$ равно 1, и выражение принимает вид:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}.$$

Таблица 3.3
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Значение коэффициента k_h , в зависимости от условного размера h_0 , принимается по Таблице 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:

- для $h_0 = 100 \text{ мм} \rightarrow k_h = 1,0$
- для $h_0 = 200 \text{ мм} \rightarrow k_h = 0,85$.

По методу линейной интерполяции:

$$k_h = 0,85 + \frac{200 - 116}{200 - 100} \cdot (1,0 - 0,85) = 0,976.$$

Тогда:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 0,976 \cdot 512 \cdot 10^{-6} = 500 \cdot 10^{-6}.$$

Деформации собственной усадки определяются выражением:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty).$$

Значение коэффициента β_{as} для $t = \infty$ равно 1.

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck,cube} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 50 \cdot 10^{-6}.$$

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 допускает пренебрегать величиной собственной усадки при расчете сталежелезобетонных конструкций зданий на комбинированное воздействие.

Общая относительная деформация усадки:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 500 \cdot 10^{-6} + 50 \cdot 10^{-6} = 550 \cdot 10^{-6}.$$

Расчет подтверждает, что значения деформации усадки, рассчитанные согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 ($550 \cdot 10^{-6}$), значительно превышают нормы рекомендаций ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для сталежелезобетонных конструкций ($325 \cdot 10^{-6}$).

В дальнейшем расчете принято рекомендуемое ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 значение $\varepsilon_{cs} = 325 \cdot 10^{-6}$.

Эффективная жесткость сталежелезобетонного сечения

Величина эффективной изгибной жесткости сталежелезобетонного сечения EI_L при полном сдвиговом соединении зависит от природы и длительности действия нагрузки, и определяется по формуле:

$$EI_L = E_a \cdot I_a + E_L \cdot I_c + \frac{E_a \cdot A_a \cdot E_L \cdot A_c}{E_a \cdot A_a + E_L \cdot A_c} \cdot a^2.$$

Для кратковременных нагрузок:

$$E_a = 210000 \text{ Н/мм}^2 = 21000 \text{ кН/см}^2; I_a = 18875,6 \text{ см}^4; A_a = 70,0 \text{ см}^2;$$

$$I_c = \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12} = \frac{233,5 \cdot 5,8^3}{12} = 3797 \text{ см}^4;$$

$$A_c = b_{eff} \cdot h = 233,5 \cdot 5,8 = 1354,3 \text{ см}^2.$$

Расстояние между центрами тяжести бетонной полки и стального сечения:

$$a = 0,5 \cdot (h_c + h_a) + h_p = 0,5 \cdot (5,8 + 40,4) + 8,2 = 31,3 \text{ см}$$

$$n_L = n_0 = 6,77$$

$$E_0 = \frac{E_a}{n_0} = \frac{210000}{6,77} = 31000 \text{ Н/мм}^2 = 3100 \text{ кН/см}^2 \quad E_L = E_0$$

$$E_L = E_0$$

$$EI_0 = 21000 \cdot 18875,6 + 3100 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 3100 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 3100 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI_0 = 1\,474\,821\,853 \text{ кНсм}^2 = 147\,482 \text{ кНм}^2.$$

Для постоянных и длительных нагрузок:

$$n_L = n_p = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi_t) = 6,77 \cdot (1 + 1,10 \cdot 3,48) = 32,69$$

$$E_p = \frac{E_a}{n_p} = \frac{210000}{32,69} = 6424 \text{ Н/мм}^2 = 642 \text{ кН/см}^2 \quad E_L = E_p$$

$$E_L = E_p$$

$$EI_p = 21000 \cdot 18875,6 + 642 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 642 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 642 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI_p = 934\,054\,945 \text{ кНсм}^2 = 93\,405 \text{ кНм}^2.$$

Воздействие усадки:

$$n_L = n_s = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi_t) = 6,77 \cdot (1 + 0,55 \cdot 5,43) = 25,15$$

$$E_s = \frac{E_a}{n_s} = \frac{210000}{25,15} = 8350 \text{ Н/мм}^2 = 835 \text{ кН/см}^2 \quad E_L = E_s$$

$$E_L = E_s$$

$$EI_s = 21000 \cdot 18875,6 + 835 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 835 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 835 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI_s = 1\,025\,730\,096 \text{ кН/см}^2 = 102\,573 \text{ кН/м}^2.$$

Прогиб стального сечения на этапе строительства

Величина прогиба от действия характеристической комбинации нагрузок на этапе строительства:

$$e_d = b \cdot (g_k + q_{k,3}) = 3,0 \cdot (0,38 + 2,17) = 7,65 \text{ кН/м}$$

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_a} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,65 \cdot 9^4}{21000 \cdot 18875,6} \cdot 10^7 = 16,5 \text{ мм.}$$

Прогиб сталежелезобетонной балки

Имеется в виду прогиб при действии постоянных нагрузок без учета эффектов ползучести за вычетом нагрузок, учтенных на этапе строительства (от воздействия бетона плиты, армирования, профнастила, стальной балки). Начало загрузки в возрасте $t_0 = 28$ дней

$$G_k = b \cdot g_k = 3,0 \cdot (3,47 - 2,09 - 0,087 - 0,11 - 0,18) = 3,0 \text{ кН/м}$$

$$EI_L = EI_0 = 147\,482 \text{ кНм}^2, \text{ как для кратковременного нагружения.}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,0 \cdot 9^4}{147\,482} \cdot 10^3 = 1,7 \text{ мм.}$$

Прогиб при действии временных нагрузок. Начало загрузки в возрасте $t_0 = 28$ дней

Для помещений категории С2 значение коэффициента сочетаний воздействий составляет $\Psi_1 = 0,7$.

$$Q_k = b \cdot \Psi_1 \cdot q_k = 3,0 \cdot 0,7 \cdot 4,8 = 10,08 \text{ кН/м}$$

$EI_L = EI_0 = 147482 \text{ кН/м}^2$, поскольку загрузка является кратковременным

$$\delta_{2,1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,08 \cdot 9^4}{147482} \cdot 10^3 = 5,8 \text{ мм.}$$

Дополнительный прогиб в результате ползучести при действии квазипостоянной комбинации нагрузок за период времени $t = \infty$: начало загрузки в возрасте $t_0 = 28$ дней.

Для помещений категории С2 значение коэффициента сочетаний воздействий составляет $\Psi_2 = 0,6$.

$$e_d = b \cdot (g_k + \Psi_2 \cdot q_k) = 3,0 \cdot (3,47 + 0,6 \cdot 4,8) = 19,05 \text{ кН/м}$$

$$EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$$

$$EI_p = 93405 \text{ кНм}^2.$$

В данном случае необходимо определить только величину дополнительного прогиба, возникающего в результате явления ползучести. Для этого следует рассчитать величину полного перемещения от квазистатической комбинации нагрузок и вычесть из нее составляющую, вносимую кратковременным эффектом:

$$\delta_{2,2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_p} - \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_0}$$

$$\delta_{2,2} = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{19,05 \cdot 9^4}{93405} - \frac{19,05 \cdot 9^4}{147482} \right) \cdot 10^3 = 6,4 \text{ мм.}$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, влиянием усадки на прогиб сталежелезобетонных балок с применением обычных бетонов можно пренебречь в случае, если отношение длины пролета к общей высоте не превышает 20. В данном случае:

$$\frac{L}{h_a + h_p + h_c} = \frac{9000}{404 + 82 + 58} = 16,5 < 20.$$

Условие выполняется, а следовательно, прогиб от усадки можно не учитывать и принять значение $\delta_{2,3} = 0$. Дальнейший расчет величины прогиба от усадки выполнен в обучающих целях.

Прогиб от усадки бетона

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_s \cdot A_c = 325 \cdot 10^{-6} \cdot 835 \cdot 1354,3 = 367,5 \text{ кН.}$$

Таблица
НБ2.2
националь-
ного
приложения
ДСТУ-Н Б EN
1990

Таблица
НБ2.2
националь-
ного
приложения
ДСТУ-Н Б EN
1990

7.3.1 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Плечо момента a_c :

$$a_c = \frac{E_a \cdot A_a}{E_a \cdot A_a + E_s \cdot A_c} \quad a = \frac{21000 \cdot 70,0}{21000 \cdot 70,0 + 835 \cdot 1354,3} \cdot 31,3 = 17,7 \text{ см}$$

$$M_{cs} = N_{cs} \cdot a_c = 367,5 \cdot 17,7 \cdot 10^{-2} = 65,0 \text{ кНм}$$

$$EI_L = EI_S = 102573 \text{ кНм}^2$$

$$\delta_{2,3} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI_S} = \frac{1}{8} \cdot \frac{65,0 \cdot 9^2}{102573} \cdot 10^3 = 6,4 \text{ мм.}$$

7.3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рассматриваемая балка характеризуется частичным соединением. Стандарт ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 допускает рассчитывать величины прогибов в предположении полного соединения при степени сдвигового соединения $\eta \geq 0,5$ и профнастилах высотой $h_p \leq 80$ мм. Если второе требование условно можно считать выполненным, то степень сдвигового соединения в данном случае относится к достаточно редкому случаю $\eta_{min} = 0.4 < \eta = 0.42 < 0,5$. В таком случае следует учесть эффект частичного взаимодействия на прогиб. Стандарт ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 не дает подробных указаний на этот случай, но можно воспользоваться формулой, приводимой в его предшественнике ENV 1994-1-1 (в виде рекомендации):

$$\delta = \delta_c + \alpha (\delta_a - \delta_c) \cdot (1 - \eta) .$$

Величина прогиба δ_a стального сечения от нагрузок на этапе эксплуатации без учета бетонной полки:

$$e_d = b \cdot (g_k + \Psi_1 \cdot q_k) = 3,0 \cdot (3,47 + 0,7 \cdot 4,8) = 20,49 \text{ кН/м}$$

$$\delta_a = \frac{5}{384} \frac{e_d \cdot L^4}{EI_a} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20,49 \cdot 9^4}{21000 \cdot 18875,6} \cdot 10^7 = 44,2 \text{ мм.}$$

Величина прогиба δ_c сталежелезобетонной балки, полученного на этапе эксплуатации, в предположении полного сдвигового соединения:

$$\delta_c = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3} = 1,7 + 5,8 + 6,4 + 6,4 = 20,3 \text{ мм.}$$

Значение коэффициента $\alpha = 0,5$ принято для конструкций с временными опорами, а $\alpha = 0,3$ – без них. В данном случае принимается значение $\alpha = 0,3$.

Тогда:

$$\delta = 20,3 + 0,3 \cdot (44,2 - 20,3) \cdot (1 - 0,42) = 24,5 \text{ мм.}$$

Суммарный прогиб на этапах строительства и эксплуатации

$$\delta_{tot} = \delta_0 + \delta = 16,5 + 24,5 = 41,0 \text{ мм.}$$

Значения предельно допустимых прогибов определяем по методу линейной интерполяции, согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990 (Таблица 6.1 данного учебника).

Предельное значение составляет $L/200$ при длине пролета $L=6$ м и $L/250$ – при длине пролета $L=24$ м и высоте этажа более 6 м либо при длине пролета $L=12$ м и высоте этажа до 6 м включительно.

Следовательно, при высоте этажа более 6 м предельное значение составит $L/208$, а при высоте этажа до 6 м включительно – $L/225$.

Полученное полное значение прогиба с учетом эффектов усадки и ползучести составляет:

$$\frac{L}{9000/41} = \frac{L}{220}.$$

Таким образом, балка соответствует требованиям при высоте этажа более 6 м; однако значения допустимых прогибов балки превышаются при высоте этажа до 6 м включительно.

Изыскать резервы можно, не учитывая дополнительный прогиб от усадки; учет его, согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, в данном случае не является обязательным условием и оставлен на усмотрение инженера.

Проверка прогибов по упрощенному методу

В обучающих целях дополнительно приведена процедура упрощенного расчета прогибов, в процессе проведения которого действуют следующие ограничения:

- конструкция не требует учета геометрической нелинейности ($\alpha_{cr} > 10$);
- перекрытие не используется для длительного складирования;
- элементы конструкции не находятся под воздействием предварительного напряжения, обусловленного действием контролируемых деформаций.

В таком случае и для кратковременных, и для длительных нагрузок допускается принимать единое значение коэффициента приведения:

$$n_L = \frac{2 \cdot E_a}{E_{cm}} = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,774 = 13,55$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_a}{n_L} = \frac{210000}{13,55} = 15500 \text{ Н/мм}^2 = 1550 \text{ кН/см}^2.$$

Тогда:

$$EI = EI_0 = EI_p = 21000 \cdot 18875,6 + 1550 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 1550 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 1550 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI = EI_0 = EI_p = 1\,249\,277\,924 \text{ кНсм}^2 = 124\,927 \text{ кНм}^2.$$

Определим величину прогиба при действии постоянных нагрузок с учетом эффекта ползучести:

$$G_k = b \cdot g_k = 3,0 \cdot 3,47 = 10,41 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,41 \cdot 9^4}{124927} \cdot 10^3 = 7,1 \text{ мм.}$$

Для обеспечения наиболее точного расчета все же следует исключить из данного значения кратковременную составляющую прогиба от нагрузок, которые уже учтены на этапе строительства. Для этой составляющей принимается значение начальной изгибной жесткости сталежелезобетонного сечения $EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$, определенное по коэффициенту приведения $n_L = n_0 = 6,77$. Поправка вводится для нагрузки $e_d = 3,0 \cdot (2,09 + 0,087 + 0,11 + 0,18) = 7,40 \text{ кН/м}$, учтенной на этапе строительства, и в запас может не учитываться. С учетом этой поправки:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{10,41 \cdot 9^4}{124927} - \frac{7,40 \cdot 9^4}{147482} \right) \cdot 10^3 = 2,8 \text{ мм.}$$

Определим величину прогиба при действии временных нагрузок с учетом эффекта ползучести. Принимается большее из значений коэффициентов сочетаний для частой и квазипостоянной комбинаций нагрузок $\Psi_1 = 0,7$.

$$Q_k = b \cdot \Psi_1 \cdot q_k = 3,0 \cdot 0,7 \cdot 4,8 = 10,08 \text{ кН/м}$$

$$\delta_{2,1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_k \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,08 \cdot 9^4}{124927} \cdot 10^3 = 6,9 \text{ мм.}$$

Величина прогиба от усадки бетона:

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_{c,eff} \cdot A_c = 325 \cdot 10^{-6} \cdot 1550 \cdot 1354,3 = 682,2 \text{ кН.}$$

Плечо момента a_c :

$$a_c = \frac{E_a \cdot A_a}{E_a \cdot A_a + E_s \cdot A_c} \cdot a = \frac{21000 \cdot 70,0}{21000 \cdot 70,0 + 1550 \cdot 1354,3} \cdot 31,3 = 12,9 \text{ см}$$

$$M_{cs} = N_{cs} \cdot a_c = 682,2 \cdot 12,9 \cdot 10^{-2} = 88,0 \text{ кНм}$$

$$\delta_{2,3} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI} = \frac{1}{8} \cdot \frac{88,0 \cdot 9^2}{124927} \cdot 10^3 = 7,1 \text{ мм.}$$

Следовательно, величина прогиба δ_A сталежелезобетонной балки, получаемая на этапе эксплуатации, в предположении полного сдвигового соединения составляет:

$$\delta_c = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,3} = 2,8 + 6,9 + 7,1 = 16,8 \text{ мм.}$$

Остальные модификации для получения суммарного значения прогиба выполняются аналогично.

Контроль напряжений

В рассматриваемом случае проведения проверки выносливости не требуется, и предварительное напряжение отсутствует. Для сталежелезобетонных балок, которые удовлетворяют этим требованиям, Еврокод 4 допускает не выполнять проверку напряжений в рамках расчета по второй группе предельных состояний.

Проверка собственной частоты колебаний балки

Для оценки собственной частоты колебаний шарнирно опертой сталежелезобетонной балки можно воспользоваться упрощенным выражением, состав которого определяется характеристиками прогиба. Принимаемая величина прогиба соответствует постоянным нагрузкам и 10% переменных нагрузок на этапе эксплуатации сталежелезобетонной балки.

$$e_d = b \cdot (g_k + 0,1 \cdot q_k) = 3,0 \cdot (3,47 + 0,1 \cdot 4,8) = 11,85 \text{ кН/м.}$$

Для случая проведения расчета на динамические воздействия действует рекомендация, обуславливающая необходимость повышения значения модуля упругости бетона до величины $E_{c,dyn} = 1,1 \cdot E_{cm}$. В данном случае в целях упрощения это обстоятельство не учитывается, и принимается значение изгибной жесткости $EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$, соответствующее случаю кратковременного нагружения. Величина прогиба от указанной кратковременной загрузки составляет:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{e_d \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \frac{11,85 \cdot 9^4}{147482} \cdot 10^3 = 6,9 \text{ мм.}$$

Согласно ISO 10137, принимаем значение ограничения собственной частоты колебаний на уровне не ниже 3,5 Гц (как в случае для офисов, административных зданий).

Значение собственной частоты колебаний сталежелезобетонной балки как отдельного элемента составляет:

$$f = \frac{17,8}{\sqrt{\delta}} = \frac{17,8}{\sqrt{6,9}} = 6,5 \text{ Гц} > 3,5 \text{ Гц.}$$

Для уточнения расчета необходимо рассмотреть перекрытие в целом и учесть наличие плиты, характеристики которой принимаются в соответствии с предыдущим примером. Для неразрезной плиты значение основной собственной частоты колебаний может оцениваться по следующему упрощенному выражению:

$$f_{1,s} = \frac{3,56}{l_s^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_s}{m}}.$$

Из предыдущего примера принимаем:

$$l_s = 3 \text{ м}$$

$$EI_s = 210000 \cdot 11,6 \cdot 10^6 = 2436000 \cdot 10^6 (\text{Н} \cdot \text{мм}^2) / \text{м} = 2436 \text{ кНм}^2 / \text{м.}$$

$$m = \frac{3,0 \cdot (3,29 + 0,1 \cdot 4,8)}{9,81} = 1,153 \frac{\text{кН} \cdot \text{с}^2}{\text{м}^2}.$$

С учетом всех подстановок, значение собственной частоты колебаний плиты составляет:

$$f_{1,s} = \frac{3,56}{3^2} \cdot \sqrt{\frac{2436}{1,153}} = 18,2 \text{ Гц.}$$

Значение суммарной частоты колебаний перекрытия с учетом уточнения рассчитывается, исходя из следующего выражения:

$$\frac{1}{f_1^2} = \frac{1}{f_{1s}^2} + \frac{1}{f_{1b}^2} = \frac{1}{18,2^2} + \frac{1}{6,5^2} = \frac{1}{37,5}$$

Отсюда:

$$f_1 = \sqrt{37,5} = 6,12 \text{ Гц} > 3,5 \text{ Гц.}$$

Условие выполняется, что соответствует удовлетворительному динамическому отклику конструкции. Как видим, в случае с длиннопролетными балками и короткопролетными плитами, составляющая плиты в суммарной собственной частоте колебаний перекрытия незначительна, поэтому в таких случаях в целях упрощения ее часто не учитывают.

Контроль раскрытия трещин

Для шарнирно опертых однопролетных сталежелезобетонных балок даже при неразрезной схеме плит теоретически отсутствует необходимость контроля ширины раскрытия трещин. Однако для обеспечения трещиностойкости конструктивно площадь арматуры в пределах эффективной ширины бетонной полки должна составлять не менее:

- 0,4% площади сечения бетона конструкций, возводимых с применением временных опор;
- 0,2% площади сечения бетона конструкций без временных опор.

В рассматриваемом случае временные опоры не применяются, и достаточным считается конструктивное армирование в 0,2%.

В целях упрощения, при проведении расчетов легче исходить из параметра ширины полки (измеряемой в метрах), что даст соответствующее значение удельной площади арматуры.

Тогда:

$$A_{s,\min} = 0,002 \cdot b \cdot h_c = 0,002 \cdot 1000 \cdot 58 = 116 \text{ мм}^2/\text{м.}$$

Принимается армирование сеткой с диаметром стержней 6 мм и размерами ячейки 200x200 мм. Тогда площадь армирования

$$A_s = \frac{6^2 \pi}{4} \cdot \frac{1000}{200} = 141,3 \text{ мм}^2/\text{м} > 116 \text{ мм}^2/\text{м.}$$

Применение аналогичной конструктивной сетки требовалась для сталежелезобетонной плиты в предыдущем примере; для перекрытий с шарнирным опиранием балок настила характерна укладка подобной конструктивной сетки по всей плоскости.

Выводы

Элементы балочной клетки являются основным объектом рационального проектирования в сталежелезобетонных каркасах. Поэтому следует анализировать результаты расчета балок и производить улучшение показателей конструкции за счет исключения критических расчетных параметров. В данном случае, критическим параметром является устойчивость плоской формы изгиба стальной балки при бетонировании – на этапе строительства.

Исключать данный критерий допускается простановкой дополнительных временных или многофункциональных связей на этапе строительства либо учитыванием фактора континуального раскрепления сжатого пояса балки профнастилом перекрытия. Рекомендуется придерживаться второго подхода, при условии обеспечения надлежащего контроля при выполнении работ по креплению профнастила. В случае отсутствия уверенности, в соответствии с технологией выполнения работ рекомендуется придерживаться первого подхода.

На этапе эксплуатации критическими параметрами являются минимальная степень сдвигового соединения, прочность сталежелезобетонного сечения на изгиб и ограничение предельного прогиба.

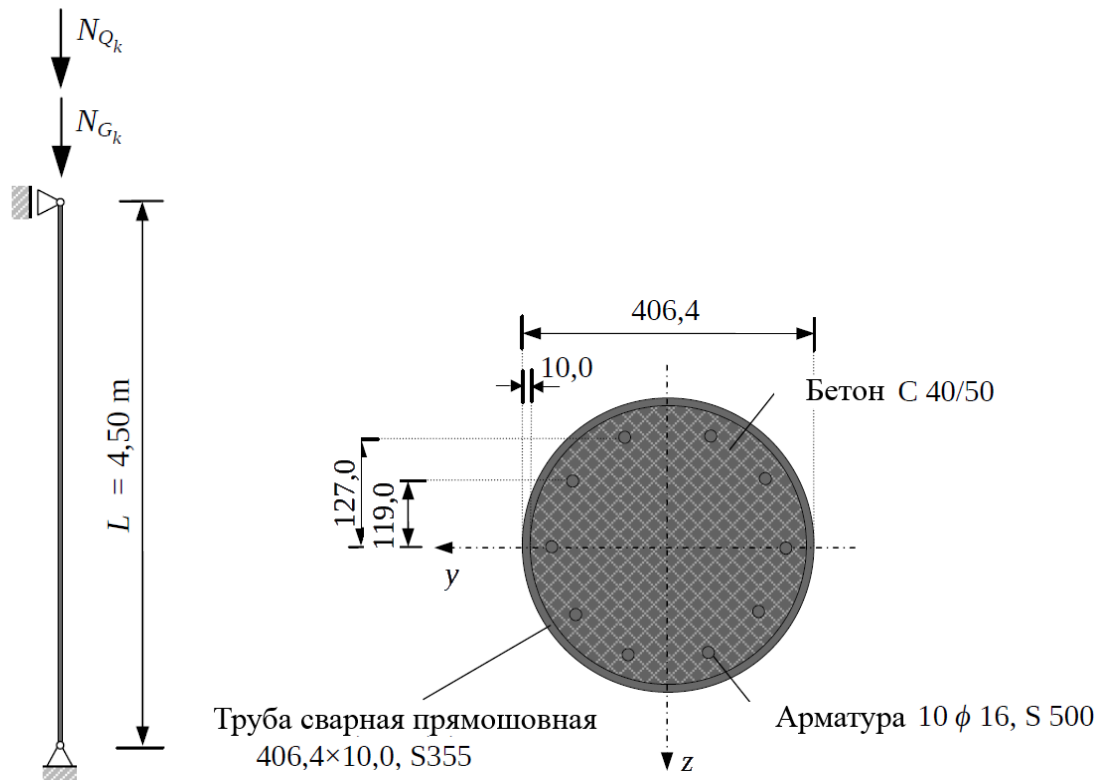
Существует возможность исключить все три указанных критерия и значительно оптимизировать конструкцию. Для повышения эффективности сдвигового соединения в данном случае наиболее рациональным выбором будет профнастил с более широким гофром, или же плита иного типа, что позволит улучшить характер работы стад-болтов. При текущей схеме используется всего 28,5% несущей способности стад-болтов, ввиду чего также неэффективно работает бетонная полка. Побочно повышается несущая способность балки на изгиб, которая дополнительно может быть улучшена за счет использования сталей повышенной прочности. Наиболее широко распространенной сталью на европейском рынке является сталь S355. Необходимо учитывать, что оптимизация сечения стального профиля будет оказывать обратное влияние на параметр устойчивости на этапе строительства (вне зависимости от того, присутствует ли континуальное раскрепление сжатого пояса) и величину прогибов. Что касается прогибов, данный пример относится к редкому случаю, когда степень сдвигового соединения определяется в пределах $0,4 < \eta = 0,42 < 0,5$, что, согласно расчету, негативно влияет на величину прогибов. Поэтому увеличение степени сдвигового соединения до уровня выше $\eta = 0,5$ позволяет исключить составляющую от податливости анкерных упоров. Однако основным общепринятым в мировой практике методом исключения критерия прогибов является придание балкам строительного подъема. В общем случае, для однопролетных балок, для которых критическим фактором является ограничение прогибов, следует задавать строительный подъем на величину, соответствующую величине прогибов от постоянных нагрузок на этапе строительства и эксплуатации. Еще один способ уменьшения прогибов состоит в использовании неразрезных схем, что в случае со сталежелезобетонными перекрытиями, однако, связано со сложностями расчета и конструирования, а также дополнительными рисками возникновения негативных эффектов, например, образованием трещин.

По результатам анализа можно заключить, что в рассматриваемом случае оптимального уровня ресурсоемкости можно добиться, используя следующие приемы: учет раскрепления стального профиля профнастилом на этапе строительства, использование профнастила с более широким нижним гофром или плиты другого типа, повышение класса стали сечения до S355 и придание балке строительного подъема.

7.3 ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТАЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОЛОННА С СЕЧЕНИЕМ ИЗ КРУГЛОГО ЗАМКНУТОГО ПРОФИЛЯ, ЗАПОЛНЕННОГО БЕТОНОМ

Рассматривается центрально-сжатая сталежелезобетонная колонна высотой 4,5 м. Колонна представляет собой конструкцию с круглым трубобетонным сечением, состоящую из круглой сварной прямошовной трубы, заполненной бетоном с армированием. Колонна рассчитывается по упрощенному методу с использованием кривых потери устойчивости, в которых автоматически учтены локальные несовершенства элемента.

Расчетная схема и сечение



Характеристики материалов

Бетон:

Класс бетона – С40/50

$$f_{ck} = 40 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,7 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{cm} = 35000 \text{ Н/мм}^2$$

Стальной профиль:

Сталь – S355

$$f_{yk} = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_a = 210000 \text{ Н/мм}^2$$

Стальная арматура:

Класс вязкости – В или С

$$f_{sk} = 500 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ Н/мм}^2$$

Нагрузки

Постоянные нагрузки: $N_G = 3000 \text{ кН}$

Переменные нагрузки: $N_Q = 1300 \text{ кН}$.

Определение расчетных усилий выполним упрощенно, приняв для переменной нагрузки значение коэффициента сочетаний $\psi_0 = 1,0$. Тогда наиболее неблагоприятной становится комбинация, соответствующая формуле 6.10а ДСТУ-Н Б EN1990:

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_G + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot N_Q$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 3000 + 1,50 \cdot 1,0 \cdot 1300 = 6000 \text{ кН}.$$

Геометрические характеристики сечения

Принято, что колонна работает исключительно на центральное сжатие, и значение требуемого предела огнестойкости составляет R15. В таком случае проведения мероприятий по повышению огнестойкости элемента не требуется.

В качестве стального профиля принята сварная прямошовная труба диаметром 406,4 мм. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, значение минимально необходимой толщины профиля круглого трубобетонного сечения можно определить, исходя из условия потери местной устойчивости:

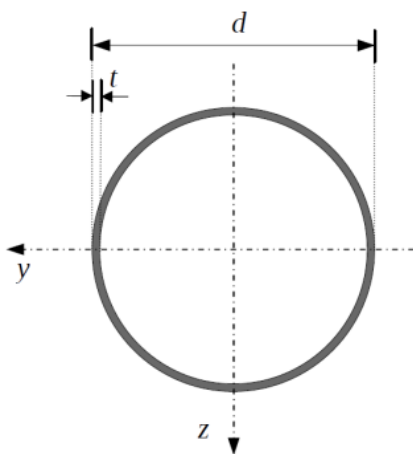
$$\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90 \cdot \frac{235}{f_y}.$$

$$\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90 \cdot \frac{235}{355} = 59,6.$$

Отсюда можно получить значение минимально необходимой толщины стенки:

$$t_{min} = \frac{d}{59,6} = \frac{406,4}{59,6} = 6,82.$$

Следовательно, значение минимальной толщины профиля составляет 7,0. Принимаем сварную прямошовную трубу 406,4x10,0. Сечение принятой трубы показано на рисунке ниже:



$$d = 406,4 \text{ мм}$$

$$t = 10 \text{ мм}$$

$$A_a = 124,5 \text{ см}^2$$

$$I_a = 24476 \text{ см}^4$$

$$W_{pl,0} = 1572 \text{ см}^3$$

Сталежелезобетонные колонны из замкнутых гнутосварных профилей допускается не армировать в тех случаях, когда к их огнестойкости повышенных требований не выдвигается. Если указанные требования выдвигаются, должны учитываться правила расчета и конструирования согласно ДСТУ-Н Б EN1994-1-2 и положениям Раздела 9 данного учебника.

В данном примере принято продольное армирование из 10-ти стержней диаметром 16 мм.

Площадь стального сечения трубы составляет:

$$A_a = 124,5 \text{ см}^2.$$

Общая площадь продольного армирования:

$$d_{bar} = 16 \text{ мм}; A_{bar} = 2,01 \text{ см}^2$$

$$A_{bar} = 10 \cdot A_{bar} = 10 \cdot 2,01 = 20,1 \text{ см}^2.$$

Общая площадь бетонной части сечения:

$$A_c = \pi \cdot (d - 2 \cdot t)^2 \cdot \frac{1}{4} - A_s$$

$$A_c = 3,14 \cdot (40,64 - 2 \cdot 1,00)^2 \cdot \frac{1}{4} - 20,10 = 1153 \text{ см}^2.$$

Значение коэффициента армирования железобетонной части сечения составляет:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{20,1}{1153} = 0,017$$

$$\rho_s = 1,7\% < 6\%.$$

Предел в 6%, установленный для упрощенного метода расчета ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, соблюден.

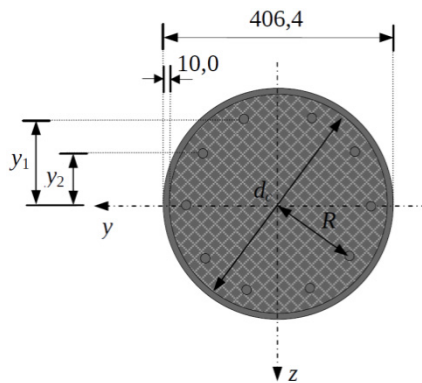
Определение моментов инерции сечения

Значение момента инерции стального сечения принимаем согласно сортаменту:

$$I_a = 24476 \text{ см}^4.$$

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

Принято, что поперечное армирование колонны состоит из кольцевых хомутов из арматуры диаметром 8 мм, а толщина защитного слоя составляет 50 мм, как показано на рисунке ниже.



$$d_c = d - 2 \cdot t = 406,4 - 2 \cdot 10 = 386,4 \text{ мм}$$

$$R = \frac{d_c}{2} - 50 - \frac{d_{bar}}{2} - 8$$

$$R = \frac{386,4}{2} - 50 - \frac{16}{2} - 8 = 127 \text{ мм}$$

$$y_1 = R - \frac{d_{bar}}{2} = 127 - \frac{16}{2} = 119 \text{ мм}$$

$$y_2 = R \cdot \sin \frac{360^\circ}{10} = 127 \cdot \sin 36^\circ = 75 \text{ мм}$$

$$I_s = 4 \cdot A_{bar} \cdot y_1^2 + 4 \cdot A_{bar} \cdot y_2^2$$

$$I_s = 4 \cdot 2,01 \cdot 11,9^2 + 4 \cdot 2,01 \cdot 7,5^2 = 1591 \text{ см}^4.$$

Для бетонной части сечения:

$$I_c = \frac{\pi \cdot (d - 2 \cdot t)^4}{64} - I_s$$

$$I_c = \frac{3,14 \cdot (40,64 - 2 \cdot 1,0)^4}{64} - 1591 = 107834 \text{ см}^4.$$

Определение значений момента сопротивления сечения в пластической стадии

Для стальной части сечения:

$$W_{pl,a} = \frac{d^3}{6} - \frac{d_c^3}{6}$$

$$W_{pl,a} = \frac{40,64^3}{6} - \frac{38,64^3}{6} = 1572 \text{ см}^3.$$

Для продольной арматуры:

$$W_{pl,s} = 4 \cdot y_1 \cdot A_{bar} + 4 \cdot y_2 \cdot A_{bar}$$

$$W_{pl,s} = 4 \cdot 11,9 \cdot 2,01 + 4 \cdot 7,5 \cdot 2,01 = 156 \text{ см}^3.$$

Для бетонной части сечения:

$$W_{pl,A} = \frac{d_c^3}{6} - W_{pl,s}$$

$$W_{pl,A} = \frac{38,64^3}{6} - 156 = 9459 \text{ см}^3$$

Коэффициент влияния стали

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, значение коэффициента влияния стальной части сечения определяется выражением:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

Физическим смыслом выражения $A_a \cdot f_{yd}$ является вклад стальной части в несущую способность сечения на сжатие в пластической стадии работы:

$$A_a \cdot f_{yd} = 124,5 \cdot 35,5 = 4420 \text{ кН.}$$

Величина несущей способности всего сечения по прочности в пластической стадии рассчитывается исходя из условия заполненного бетоном замкнутого стального профиля следующим образом:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 124,5 \cdot 35,5 + 1153 \cdot 2,67 + 20,1 \cdot 43,5 = 8373 \text{ кН.}$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, значение коэффициента влияния стальной части сечения δ должно находиться в следующем диапазоне:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9.$$

Значение коэффициента вклада стального профиля составляет:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{4420}{8373} = 0,528.$$

Поскольку условие $0,2 < \delta = 0,528 < 0,9$ выполняется, колонна может быть классифицирована как сталежелезобетонная и должна рассчитываться согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1.

Для трубобетонных колонн допускается учитывать повышение несущей способности на сжатие в результате упрочнения бетона при обжати. Однако на параметре δ это существенным образом не отражается, а следовательно, в запас можно использовать формулу, указанную выше.

Проверка местной устойчивости стального профиля

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, для заполненных бетоном круглых замкнутых профилей местной потерей устойчивости можно пренебречь в том случае, если выполняется следующее условие:

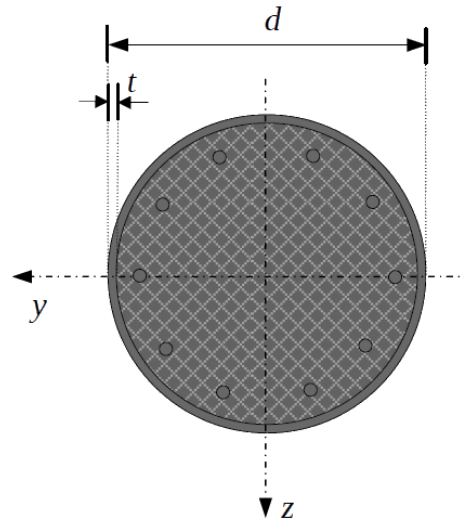
$$\max\left(\frac{d}{t}\right) = 90 \cdot \frac{235}{f_y}$$

6.7.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



Для данного сечения указанная величина гибкости составляет:

$$\left(\frac{d}{t}\right) = \frac{406,4}{10,0} = 40,64$$

Предельное значение равно:

$$90 \cdot \frac{235}{f_y} = 90 \cdot \frac{235}{355} = 59,6$$

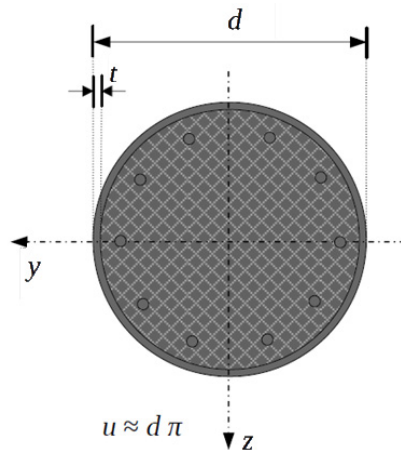
Поскольку $40,64 < 59,6$, условие выполняется. Фактор местной потери устойчивости может не учитываться. Это условие было учтено при изначальном подборе стального профиля и дублируется для соблюдения алгоритма в обучающих целях.

Эффективный модуль упругости бетона

При длительном нагружении колонн, параметры ползучести и усадки учитываются благодаря снижению величины изгибной жесткости сталежелезобетонного сечения. Учет влияния ползучести на изгибную жесткость колонны следует выполнять, понижая модуль упругости бетона с E_{cm} до эффективного значения $E_{c,eff}$, согласно следующему выражению:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}\right) \cdot \varphi_t}$$

Для определения величины коэффициента ползучести $\varphi(t, t_0)$, следует рассчитать ряд значений:



- периметр условного контура бетонной части, подверженной высыханию
 $u = \pi \cdot d$
 $u = 3,14 \cdot 40,64 = 127,7 \text{ см}$
- условный размер сечения
 $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 1153}{127,7} = 18,1 \text{ см} = 181 \text{ мм}$
- длительность приложения нагрузки $t_0 = 28$ дней
- значение относительной влажности среды принято на уровне RH 50%
- класс прочности бетона, согласно исходным данным, составляет C40/50
- класс цемента по набору прочности – N (normal, нормальный)

3.1.4 (5)
 ДСТУ-Н Б
 EN 1992-1-1

Окончательное значение коэффициента ползучести $\varphi_t = \varphi(\infty, t_0)$, с учетом указанных параметров, определяется согласно номограммам ниже:

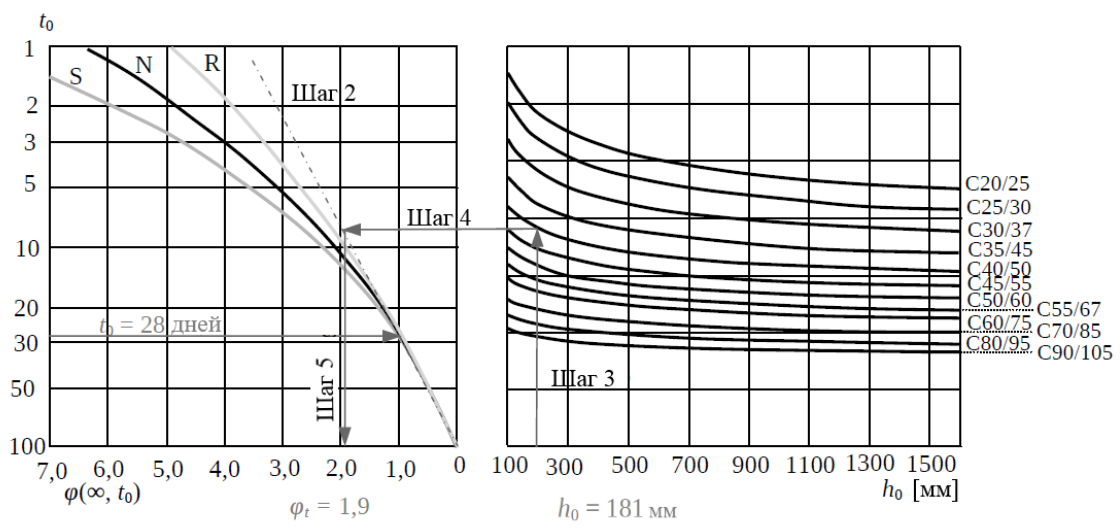


Рисунок 3.1
 ДСТУ-Н Б
 EN 1992-1-1

Согласно рисункам, значение окончательного коэффициента усадки $\varphi_t = \varphi(\infty, t_0)$ составляет:

$$\varphi_t = \varphi(\infty, t_0 = 28 \text{ д} = 59) = 1,9$$

Значения постоянной составляющей $N_{G,Ed}$ и полной расчетной нагрузки N_{Ed} равны, соответственно:

$$N_{G,Ed} = \gamma_G \cdot N_{Gk}$$

$$N_{G,Ed} = 1,35 \cdot 3000 = 4050 \text{ кН}$$

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_G + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot N_Q$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot 3000 + 1,50 \cdot 1,0 \cdot 1300 = 6000 \text{ кН.}$$

Подстановка полученных значений позволяет определить величину $E_{c,eff}$:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right) \cdot \varphi_t} = \frac{3500}{1 + \left(\frac{4050}{6000} \right) \cdot 1,9} = 1533 \text{ кН/см}^2.$$

В дальнейших расчетах используется значение эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff} = 1533 \text{ кН/см}^2$.

Несущая способность сечения по прочности на сжатие

Несущая способность сечения на сжатие без учета упрочнения в результате обжатия

Значение расчетной несущей способности сталежелезобетонного сечения по критерию прочности на сжатие $N_{pl,Rd}$ определяется суммой соответствующих составляющих для его компонентов по следующей формуле:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}.$$

Для замкнутых сечений, заполненных бетоном, благодаря улучшенным условиям твердения бетонного заполнения, значение коэффициента 0,85 может заменяться на 1,0. Следовательно, в данном случае значение несущей способности на сжатие в пластической стадии $N_{pl,Rd}$ равно:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 124,5 \cdot 35,5 + 1153 \cdot 2,67 + 20,1 \cdot 43,5 = 8373 \text{ кН.}$$

Характеристическое значение несущей способности по критерию прочности на сжатие $N_{pl,Rk}$ составляет:

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

$$N_{pl,Rk} = 124,5 \cdot 35,5 + 1153 \cdot 4,00 + 20,1 \cdot 50,0 = 10037 \text{ кН.}$$

Учет обжатия бетона

Процесс бетонного заполнения замкнутых сечений обеспечивает повышение показателя прочности благодаря эффекту обжатия, что учитывается согласно Разделу 6.7.3.2 ДСТУ-Н Б EN1994-1-1.

Повышение прочности бетона допускается учитывать в том случае, если величина условной гибкости $\bar{\lambda}$ не превышает 0,5, а соотношение $\frac{e}{d} < 0,1$. Эксцентриситет приложения нагрузки выражается как M_{Ed} / N_{Ed} , а d – это внешний диаметр колонны. В рассматриваемом случае $\bar{\lambda} = 0,564$, что рассчитано далее.

При $\bar{\lambda} = 0,564 > 0,5$ условие не выполняется, и учитывать фактор упрочнения, возникающего в результате обжатия, не следует.

Дальнейший расчет выполнен с учетом значения несущей способности по критерию прочности сечения в пластической стадии, составляющего $N_{pl,Rd} = 8373$ кН.

Определение несущей способности на сжатие по критерию устойчивости с использованием кривых устойчивости

Базовые требования к использованию упрощенного метода заключаются в том, что сечение сталежелезобетонной колонны должно иметь две оси симметрии и постоянное по длине сечение.

Указанные критерии соблюдены.

Условная гибкость

Использовать упрощенный метод расчета допускается только при выполнении следующего условия:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0.$$

Значение условной гибкости $\bar{\lambda}$ определяется по формуле:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}.$$

Для определения значения условной гибкости $\bar{\lambda}$ требуется рассчитать критическое усилие потери устойчивости в упругой стадии N_{cr} с использованием параметра эффективной изгибной жесткости сечения сталежелезобетонной колонны $(EI)_{eff}$, согласно выражению:

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_e \cdot E_{c,eff} \cdot I_c.$$

Значение коэффициента K_e равно 0,6 и, следовательно:

$$(EI)_{eff} = 21000 \cdot 24476 + 21000 \cdot 1591 + 0,6 \cdot 1533 \cdot 107834 = 646,59 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2.$$

Для шарнирно-опертой колонны значение расчетной длины равно геометрическому, и критическое усилие составляет:

$$N_{cr} = \frac{(EI)_{eff} \cdot \pi^2}{L^2}$$

$$N_{cr} = \frac{646,59 \cdot 10^6 \cdot 3,14^2}{450^2} = 31514 \text{ кН}$$

6.7.3.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$N_{pl,Rk} = 10037 \text{ кН}$$

Величина условной гибкости $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{10037}{31514}} = 0,564.$$

Соответственно, условие $\bar{\lambda} = 0,564 < 2,0$ выполнено.

6.7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Кроме этого, максимальная площадь продольного армирования $A_{s,max}$ не должна превышать 6% площади бетона. Проверка данного условия была выполнена ранее.

6.7.3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Значение соотношения высоты сечения к его ширине должно находиться в пределах от 0,2 до 5,0. В данном случае сечение является круглым, а, следовательно, значение соотношения сторон равно 1,0 и соответствие указанным пределам обеспечено.

Таким образом, все требования Раздела 6.7.3.1 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для применения упрощенного метода расчета сталежелезобетонных колонн соблюдены.

6.7.3.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Проверка устойчивости колонны

Устойчивость центрально-сжатых элементов может проверяться по теории второго порядка с учетом их несовершенств. Использование кривых потери устойчивости упрощает расчет, поскольку указанные кривые автоматически учитывают локальные несовершенства элемента. Согласно проверке с использованием кривых устойчивости, значение N_{Ed} должно удовлетворять условию:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0.$$

6.3.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Значение понижающего коэффициента определяется выражением:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1,0$$

и

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2].$$

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

и
Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Выбор соответствующей кривой потери устойчивости осуществляется согласно Таблице 6.5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. В случае круглой трубобетонной колонны с коэффициентом армирования до 3% расчет ведется по кривой α , которой соответствует значение коэффициента несовершенства $\alpha = 0,21$. При армировании от 3% до 6% площади, расчет должен вестись по кривой b , и значение $\alpha = 0,34$.

В данном случае процент армирования составляет $\rho_s = 1,7\%$. Следовательно, в расчете принимается кривая устойчивости α .

Тогда:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,564 - 0,2) + 0,564^2] = 0,697.$$

Значение понижающего коэффициента:

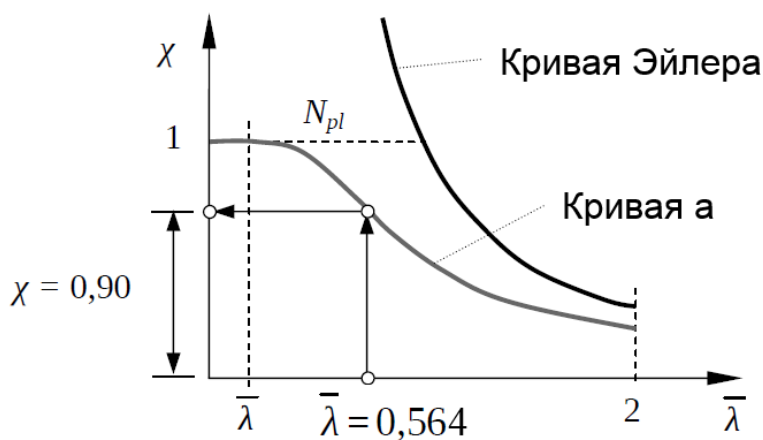
$$\chi = \frac{1}{0,697 + \sqrt{0,697^2 - 0,564^2}} = 0,90 \leq 1,0.$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{6000}{0,90 \cdot 8373} = 0,80 \leq 1,0.$$

Таким образом, проверка сжатой колонны по упрощенной методике с использованием кривых потери устойчивости является легко применимой, оправданной процедурой.

На рисунке ниже проиллюстрирован принцип проверки элемента на сжатие по кривым потери устойчивости.



Следует отметить, что метод учета несовершенств через введение эквивалентных геометрических отклонений более точен и часто позволяет изыскать значительные резервы несущей способности. Проблема состоит в необходимости выполнения трудоемкого расчета элемента как сжато-изогнутого, что усложняет практическое применение метода без использования соответствующих программных продуктов.

Выводы

Как и ожидалось, определяющим критерием для рассматриваемой центрально-сжатой сталежелезобетонной колонны стал фактор несущей способности по потере устойчивости. За счет специфического характера нагрузки и геометрии колонны удалось значительно упростить расчет. Главным образом, это стало возможным благодаря тому, что колонна соответствовала требованиям упрощенного метода расчета сталежелезобетонных колонн. Отсутствие же изгибающих моментов от непосредственного приложения нагрузок позволило осуществить выбор между менее точным, но простым расчетом по кривым устойчивости, и более точным, но трудоемким методом расчета с непосредственным введением локальных несовершенств и осуществлением расчета элемента в качестве сжато-изогнутого. Выбор был сделан в пользу наиболее простой схемы расчета по упрощенному методу с использованием кривых потери устойчивости.

При проектировании сталежелезобетонных колонн наиболее рациональным подходом является изначальное конструирование сечений с учетом требований

упрощенного метода расчета, ограничений по местной потере устойчивости и дополнительных конструктивных правил. Поскольку одним из главных преимуществ сталежелезобетонных колонн является повышенная огнестойкость, на нее следует обращать особое внимание и включать соответствующие требования в исходные данные для определения конфигурации сечения. Наиболее простой способ заключается в следовании конструктивным правилам табличного метода обеспечения огнестойкости сталежелезобетонных колонн, согласно положениям ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 и Раздела 9 данного учебника.

Вдобавок к прямому повышению расчетных характеристик сечения колонны, найти дополнительные резервы можно, рассматривая колонну в качестве сжато-изогнутой, с непосредственным введением в расчетную схему локальных геометрических несовершенств. Значение условной гибкости колонны не позволяет учитывать повышение несущей способности колонны за счет обжатия бетона. В случае выбора более высоких геометрических характеристик или уменьшения расчетной длины выполнение вышеуказанного условия может стать возможным, и тогда величины условной гибкости и несущей способности будут определяться по формуле:

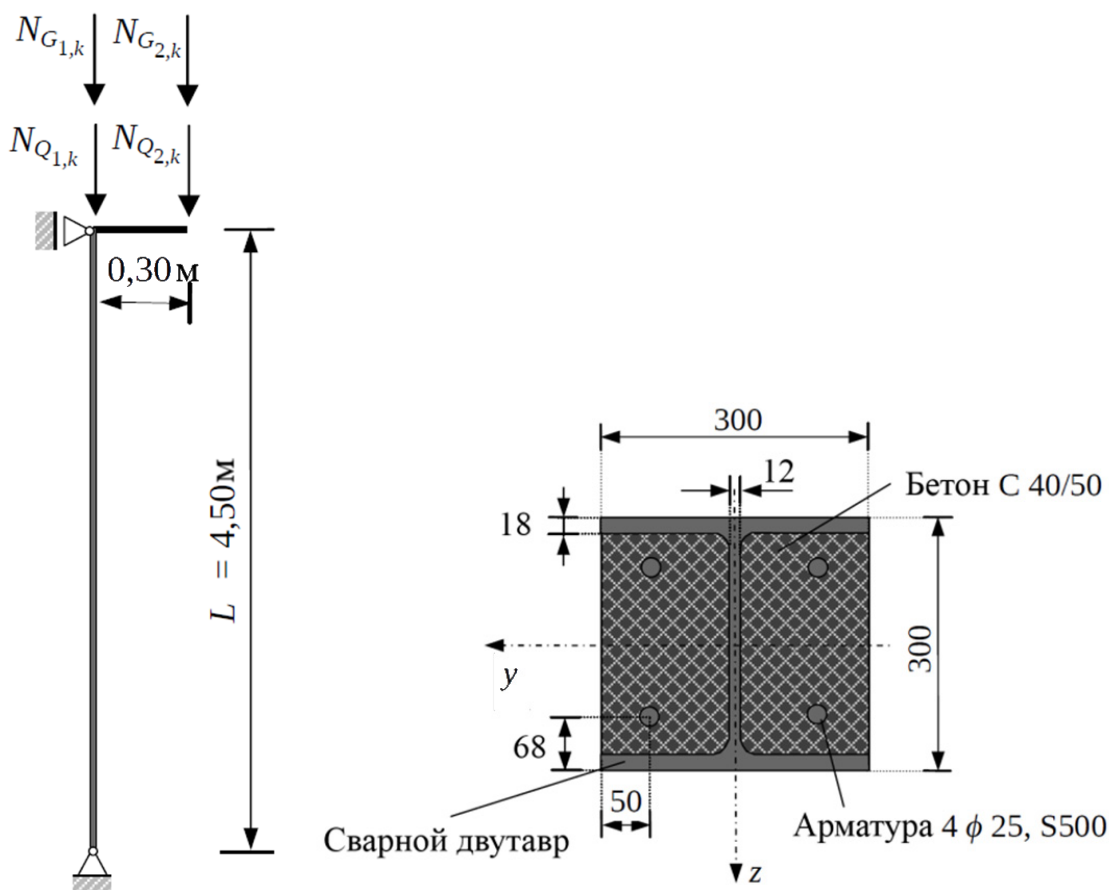
$$N_{pl,Rk} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} \cdot \left(1 + \eta_A \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sk}.$$

Значения коэффициентов η_a и η_c связаны со значением условной гибкости, поэтому учет обжатия бетона приводит к необходимости выполнения итерационного расчета.

7.4 СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ СЖАТО-ИЗОГНУТАЯ КОЛОННА С ДВУТАВРОВЫМ ЧАСТИЧНО ОБЕТОНИРОВАННЫМ СЕЧЕНИЕМ

В данном примере рассматривается расчет частично обетонированной сварной двутавровой колонны под действием сжимающего усилия и изгиба в одной из плоскостей. Расчетные нагрузки, действующие на колонну, включают в себя постоянные и переменные составляющие, которые передаются с эксцентриситетом от условного перекрытия непосредственно над колонной $N_{G2,k}$ и $N_{Q2,k}$, а также без эксцентриситета от условной вышележащей колонны $N_{G1,k}$ и $N_{Q1,k}$. Проверка несущей способности на совместное действие сжатия и изгиба выполнена с использованием упрощенной кривой взаимодействия. Также в данном примере рассмотрен расчет параметров зоны приложения нагрузки и сдвигового соединения по длине колонны. Величины усилий в контактной зоне определяются с использованием упругой и пластической теорий.

Расчетная схема и сечение



Характеристики материалов

Бетон:

Класс бетона – С40/50

$$f_{ck} = 40 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,7 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{cm} = 35000 \text{ Н/мм}^2.$$

Соединительные элементы:

Диаметр анкерного упора $d = 19 \text{ мм}$

Общая высота анкерного упора $h_{cs} = 75 \text{ мм}$

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{75}{19} = 3,95 \approx 4,0.$$

Значение временного сопротивления стали анкерного упора $f_u = 450 \text{ Н/мм}^2$

Стальная арматура:

Класс вязкости – В или С

$$f_{sk} = 500 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ Н/мм}^2.$$

Стальной профиль:

Сталь – S355

$$f_{yk} = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{355}{1,0} = 355 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_a = 210000 \text{ Н/мм}^2$$

Нагрузки

Постоянные нагрузки: $N_{G1,k} = 1500 \text{ кН}$

$$N_{G2,k} = 250 \text{ кН}$$

Переменные нагрузки: $N_{Q1,k} = 625 \text{ кН}$

$$N_{Q2,k} = 125 \text{ кН}.$$

В целях упрощения принято, что переменные нагрузки имеют одну природу и являются сопутствующими, а значение коэффициента сочетаний $\psi_0 = 1,0$. Тогда наиболее неблагоприятной становится комбинация согласно формуле 6.10а ДСТУ-Н Б EN1990:

Осевое сжимающее усилие:

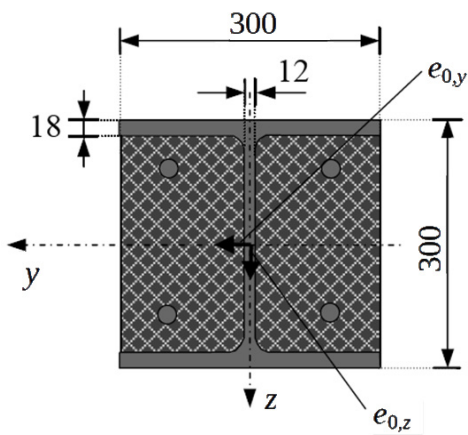
$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot (N_{G1,k} + N_{G2,k}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot (N_{Q1,k} + N_{Q2,k})$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot (1500 + 250) + 1,5 \cdot 1,0 \cdot (625 + 125) = 2362,5 + 1125 \text{ кН} = 3487,5 \text{ кН}.$$

Значение изгибающего момента на уровне верхней части колонны:

$$M_{y,Ed} = \gamma_G \cdot N_{G2,k} \cdot 0,30 + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot N_{Q2,k} \cdot 0,30$$

$$M_{y,Ed} = 1,35 \cdot 250 \cdot 0,30 + 1,50 \cdot 1,0 \cdot 125 \cdot 0,30 = 101,25 + 56,25 = 157,5 \text{ кНм}.$$



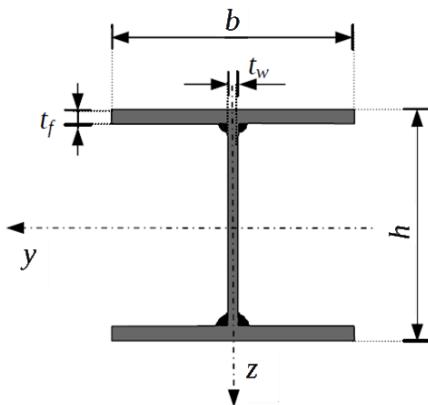
Обозначение несовершенств

Эквивалентное несовершенство относительно оси $y-y$ обозначено как $e_{0,z}$, а относительно оси $z-z$ – как $e_{0,y}$.

Геометрические характеристики сечения

Геометрические характеристики стального сечения и армирования

Стальная часть сечения представляет собой сварной симметричный двутавр с габаритами 300x300 мм, с полками 300x18 мм и стенкой 264x12 мм. Иллюстрация, размеры и основные геометрические характеристики сечения приведены ниже.



$$h = 300 \text{ мм}$$

$$b = 300 \text{ см}$$

$$t_f = 18 \text{ мм}$$

$$t_w = 12 \text{ мм}$$

$$A_a = 139,7 \text{ см}^2$$

$$I_{y,a} = 23341 \text{ см}^4$$

$$I_{z,a} = 8104 \text{ см}^4$$

$$W_{pl,y,a} = 1732 \text{ см}^3$$

$$W_{pl,z,a} = 820 \text{ см}^3$$

Площадь сечения стального профиля составляет:

$$A_a = 139,7 \text{ см}^2.$$

Площадь продольного армирования четырьмя стержнями диаметром 25 мм:

$$d_{bar} = 25 \text{ мм}, A_{bar} = 4,91 \text{ см}^2$$

$$A_s = 4 \cdot A_{bar} = 4 \cdot 4,91 = 19,6 \text{ см}^2.$$

Площадь бетонной части сечения равна:

$$A_c = b \cdot h - A_a - A_s = 30 \cdot 30 - 139,7 - 19,6 = 740,7 \text{ см}^2.$$

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

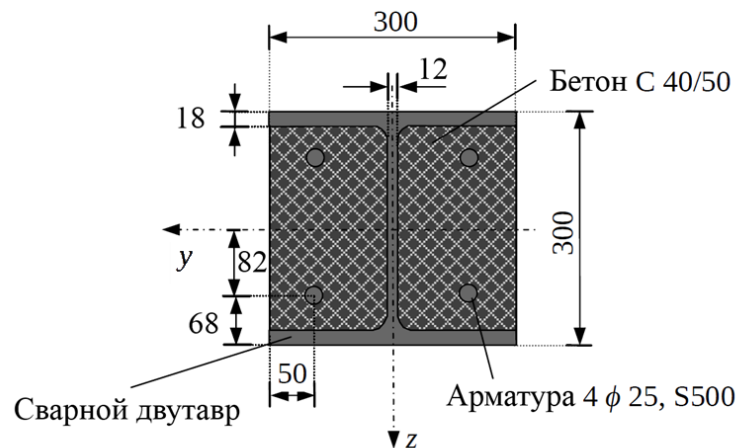
Соотношение площадей сечения армирования и бетона составляет:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{19,6}{740,7} = 0,026$$

$$\rho_s = 2,6\% < 6\%.$$

Предел 6%, установленный для упрощенного метода расчета ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, соблюден.

Определение моментов инерции сечения



Величина изгиба относительно оси $y-y$:

- для стального профиля

$$I_{y,a} = 23341 \text{ см}^4$$

- для продольного армирования

$$I_{y,s} = 4 \cdot A_{bar} \cdot 8,22$$

$$I_{y,s} = 4 \cdot 4,91 \cdot 8,22 = 1321 \text{ см}^4$$

- для бетонного заполнения

$$I_{y,c} = \frac{b \cdot h^3}{12} - I_{y,a} - I_{y,s}$$

$$I_{y,c} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} - 23341 - 1321 = 42838 \text{ см}^4.$$

Величина изгиба относительно оси $z-z$:

- для стального профиля

$$I_{z,0} = 8104 \text{ см}^4$$

- для продольного армирования

$$I_{z,s} = 4 \cdot A_{bar} \cdot 10,02$$

$$I_{z,s} = 4 \cdot 4,91 \cdot 10,02 = 1964 \text{ см}^4$$

– для бетонного заполнения

$$I_{z,c} = \frac{h \cdot b^3}{12} - I_{z,a} - I_{z,s}$$

$$I_{z,c} = \frac{30 \cdot 30^3}{12} - 8104 - 1964 = 57432 \text{ см}^4.$$

Определение моментов сопротивления сечения в пластической стадии

Величина изгиба относительно оси $y-y$:

– для стального профиля

$$W_{pl,y,a} = 1732 \text{ см}^3$$

– для продольного армирования

$$W_{pl,y,s} = \sum_i A_{s,i} \cdot z_i = 4 \cdot 4,91 \cdot 8,2 = 161 \text{ см}^3$$

– для бетонного заполнения

$$W_{pl,y,c} = \frac{b \cdot h^2}{4} - W_{pl,y,a} - W_{pl,y,s} = \frac{30 \cdot 30^2}{4} - 1732 - 161 = 4857 \text{ см}^3.$$

Величина изгиба относительно оси $z-z$:

– для стального профиля

$$W_{pl,z,a} = 820 \text{ см}^3$$

– для продольного армирования

$$W_{pl,z,s} = \sum_i A_{s,i} \cdot y_i = 4 \cdot 4,91 \cdot 10,0 = 196 \text{ см}^3$$

– для бетонного заполнения

$$W_{pl,z,c} = \frac{h \cdot b^2}{4} - W_{pl,z,a} - W_{pl,z,s} = \frac{30 \cdot 30^2}{4} - 820 - 196 = 5734 \text{ см}^3.$$

Коэффициент влияния стали

Согласно пункту ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, значение коэффициента влияния стальной части сечения определяется выражением:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

Физическим смыслом выражения $A_a \cdot f_{yd}$ является вклад стальной части в несущую способность сечения на сжатие в пластической стадии работы:

$$A_a \cdot f_{yd} = 139,7 \cdot 35,5 = 4959 \text{ кН.}$$

Величина несущей способности всего сечения по прочности в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 2,67 + 19,6 \cdot 43,5 = 7493 \text{ кН.}$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, значение коэффициента влияния стальной части сечения δ должно удовлетворять следующим требованиям:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

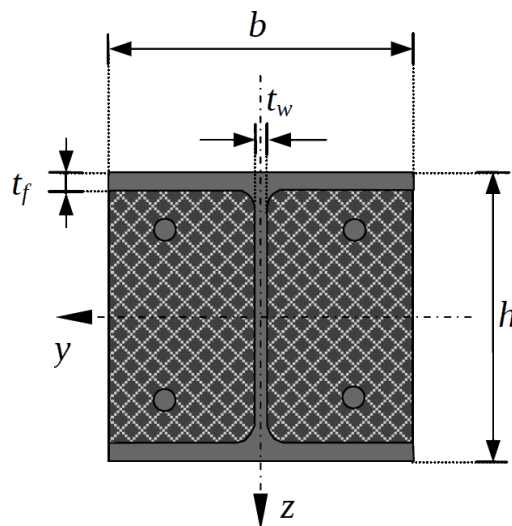
Значение коэффициента вклада стального профиля составляет:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{4959}{7493} = 0,662.$$

Поскольку условие $0,2 < \delta = 0,662 < 0,9$ выполняется, колонна может быть классифицирована как сталежелезобетонная и рассчитываться согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1.

Проверка местной устойчивости стального профиля

Стенка колонны обетонирована железобетонным заполнением, которое препятствует местной потере устойчивости стенки и повороту полок в местах примыкания стенки. Поэтому необходимо проверить только значение предельного соотношения для полок.



Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, для частично обетонированных двутавровых сечений местной потерей устойчивости можно пренебречь в том случае, если выполняется следующее условие:

$$\max \left(\frac{b}{t_f} \right) = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Для данного сечения указанная величина гибкости составляет:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{300}{18,0} = 16,67.$$

Предельное значение равно:

$$44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 35,8.$$

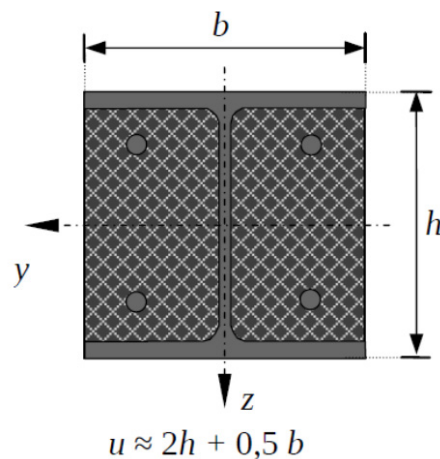
Поскольку $16,67 < 35,80$, условие выполняется. Фактор местной потери устойчивости может не учитываться.

Эффективный модуль упругости бетона

В случае длительного нагружения колонн факторы ползучести и усадки учитываются путем снижения величины изгибной жесткости сталежелезобетонного сечения. Учет влияния ползучести на изгибную жесткость колонны следует выполнять посредством понижения модуля упругости бетона с E_{cm} до эффективного значения $E_{c,eff}$, согласно следующему выражению:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right) \cdot \varphi_t}$$

Для определения величины коэффициента ползучести $\varphi(t, t_0)$ следует рассчитать ряд значений:



- периметр контура бетонного заполнения, подверженного высыханию

$$u \approx 2 \cdot h + 0,5 \cdot b$$

$$u \approx 2 \cdot 30 + 0,5 \cdot 30 = 75 \text{ см}$$

- условный размер сечения

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 740,7}{75} = 19,8 \text{ см} = 198 \text{ мм}$$

6.7.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

3.1.4 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

- время приложения нагрузки $t_0 = 28$ дней
- принято значение относительной влажности среды RH 50%
- класс прочности бетона, согласно исходным данным, – С40/50
- класс цемента по набору прочности – N (normal, нормальный)

Окончательное значение коэффициента ползучести $\varphi_t = \varphi(\infty, t_0)$, с учетом указанных параметров, определяется по номограммам, приведенным ниже:

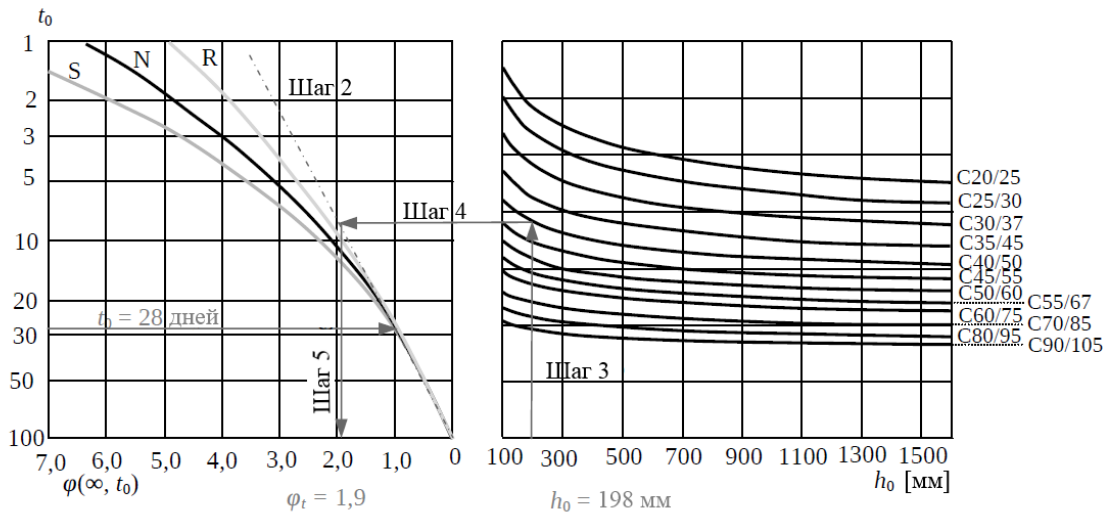


Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Согласно рисункам, значение окончательного коэффициента усадки $\varphi_t = \varphi(\infty, t_0)$ составляет:

$$\varphi_t = \varphi(\infty, t_0 = 28 \text{ дней}) = 1,9.$$

Постоянная составляющая $N_{G,Ed}$ и величина полной расчетной нагрузки N_{Ed} равны, соответственно:

$$N_{G,Ed} = \gamma_G (N_{Gk,1} + N_{Gk,2})$$

$$N_{G,Ed} = 1,35 \cdot (1500 + 250) = 2362,5 \text{ кН}$$

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot (N_{G1,k} + N_{G2,k}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot (N_{Q1,k} + N_{Q2,k})$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot (1500 + 250) + 1,50 \cdot 1,0 \cdot (625 + 125) = 2362,5 + 1125 = 3487,5 \text{ кН}.$$

Подстановка полученных значений позволяет определить $E_{c,eff}$:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right) \cdot \varphi_t} = \frac{3500}{1 + \left(\frac{2362,5}{3487,5} \right) \cdot 1,9} = 1530 \text{ кН/см}^2.$$

Для дальнейших расчетов используется значение эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff} = 1530 \text{ кН/см}^2$.

Несущая способность сечения по прочности на сжатие

Несущая способность сечения на сжатие без учета упрочнения в результате обжатия

Величина расчетной несущей способности сталежелезобетонного сечения по критерию прочности на сжатие $N_{pl,Rd}$ определяется суммой соответствующих составляющих для его компонентов по следующей формуле:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 2,67 + 19,6 \cdot 43,5 = 7493 \text{ кН.}$$

Характеристическое значение несущей способности по критерию прочности на сжатие $N_{pl,Rk}$ составляет:

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

$$N_{pl,Rk} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 4,0 + 19,6 \cdot 50,0 = 8458 \text{ кН.}$$

Проверка соблюдения условий применения упрощенного метода

Базовые требования к использованию упрощенного метода заключаются в том, что сечение сталежелезобетонной колонны должно иметь две оси симметрии и постоянную по длине площадь сечения.

Указанные критерии соблюдены.

Условная гибкость

Использовать упрощенный метод расчета допускается только при выполнении следующих условий:

$$\bar{\lambda}_y \leq 2,0$$

$$\bar{\lambda}_z \leq 2,0.$$

Относительно оси $y - y$:

Величина условной гибкости $\bar{\lambda}$ определяется следующим выражением:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr,y}}}$$

Для определения величины условной гибкости $\bar{\lambda}_y$ требуется рассчитать критическое усилие потери устойчивости в упругой стадии $N_{cr,y}$ с использованием параметра эффективной изгибной жесткости сечения сталежелезобетонной колонны $(EI)_{eff,y}$, согласно выражению:

$$(EI)_{eff,y} = E_a \cdot I_{y,a} + E_s \cdot I_{y,s} + K_e \cdot E_{c,eff} \cdot I_{y,c}$$

Значение коэффициента K_e равно 0,6 и, следовательно:

$$(EI)_{eff,y} = 21000 \cdot 23341 + 21000 \cdot 1321 + 0,6 \cdot 1530 \cdot 42838 = 557,23 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2.$$

6.7.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

Для шарнирно опертой колонны значение расчетной длины равно геометрическому, и величина критического усилия составляет:

$$N_{cr,y} = \frac{(EI)_{eff,y} \cdot \pi^2}{L_{e,y}^2}$$
$$N_{cr,y} = \frac{557,23 \cdot 10^6 \cdot 3,14^2}{450^2} = 27131 \text{ кН.}$$

Величина условной гибкости $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{8458}{27131}} = 0,558.$$

Соответственно, условие $\bar{\lambda}_y = 0,558 < 2,0$ выполнено.

Относительно оси $z-z$:

Величина условной гибкости $\bar{\lambda}$ определяется следующим выражением:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr,z}}}.$$

Для определения величины условной гибкости $\bar{\lambda}_z$ требуется рассчитать критическое усилие потери устойчивости в упругой стадии $N_{cr,z}$ с использованием параметра эффективной изгибной жесткости сечения сталежелезобетонной колонны $(EI)_{eff,z}$, согласно выражению:

$$(EI)_{eff,z} = E_a \cdot I_{z,a} + E_s \cdot I_{z,s} + K_e \cdot E_c \cdot I_{z,c}.$$

Значение коэффициента K_e равно 0,6 и, следовательно:

$$(EI)_{eff,z} = 21000 \cdot 8104 + 21000 \cdot 1964 + 0,6 \cdot 1530 \cdot 57432 = 264,15 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2.$$

Для шарнирно опертой колонны значение расчетной длины равно геометрическому, и величина критического усилия составляет:

$$N_{cr,z} = \frac{(EI)_{eff,z} \cdot \pi^2}{L_{e,z}^2}$$
$$N_{cr,z} = \frac{264,15 \cdot 10^6 \cdot 3,14^2}{450^2} = 12861 \text{ кН.}$$

Величина условной гибкости $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{8458}{12861}} = 0,811.$$

Соответственно, условие $\bar{\lambda}_z = 0,811 < 2,0$ выполнено.

6.7.3.3 [2]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.3 [3]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Кроме того, площадь максимального продольного армирования $A_{s,max}$ не должна превышать 6% площади бетона. Проверка данного условия была выполнена ранее.

Значение отношения высоты к ширине сечения должно находиться в пределах от 0,2 до 5,0. В данном случае сечение является квадратным, а, следовательно, значение отношения сторон равно 1,0 и находится в заданных пределах.

Таким образом, все требования Раздела 6.7.3.1 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 к процедуре применения упрощенного метода расчета сталежелезобетонных колонн выполнены.

Проверка устойчивости колонны на сжатие

Поскольку на колонну воздействует комбинация сжатия с изгибом от эффектов второго порядка, проверка устойчивости на действие только сжатия является полезной с точки зрения проведения предварительной оценки принятого конструктива. Если данное условие не выполняется, то, не проводя дальнейших расчетов, следует принять более мощное сечение.

Устойчивость центрально-сжатых элементов может проверяться по теории второго порядка с учетом их несовершенств. Применение кривых потери устойчивости упрощает расчет, поскольку при этом автоматически учитываются локальные несовершенства элемента. Согласно проверке с использованием кривых устойчивости, значение N_{Ed} должно удовлетворять следующему условию:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0.$$

Величина понижающего коэффициента определяется выражением:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1,0$$

и

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right].$$

Поскольку $\bar{\lambda}_z = 0,811 > \bar{\lambda}_y = 0,558$, процедура проверки устойчивости относительно оси $z-z$ будет определяющей.

Выбор соответствующей кривой потери устойчивости осуществляется согласно Таблице 6.5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. Для частично обетонированной колонны данные, содержащиеся в ней, определяют координаты кривой устойчивости b для оси $y-y$ и кривой устойчивости c для оси $z-z$. Как указано выше, принимаем ось $z-z$, соответствующую кривую c и значение коэффициента несовершенств $\alpha = 0,49$.

Тогда:

$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right].$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,811 - 0,2) + 0,811^2 \right] = 0,98.$$

Величина понижающего коэффициента χ_z :

6.7.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.3.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}}$$

$$\chi = \frac{1}{0,98 + \sqrt{0,98^2 - 0,811^2}} = 0,65 \leq 1,0.$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{3487,5}{0,65 \cdot 7493} = 0,72 \leq 1,0.$$

Таким образом, результаты проверки сжатой колонны по упрощенной методике с использованием кривых потери устойчивости удовлетворяют необходимым условиям.

Проверка устойчивости колонны на совместное действие сжатия и изгиба

Согласно упрощенному методу для внецентренно сжатых и сжато-изогнутых элементов, который приводится в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, несущая способность указанных элементов по устойчивости в условиях сжатия и плоского изгиба считается достаточной при выполнении условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M.$$

Значение M_{Ed} определяется как максимальный из моментов на опорах и по длине колонны. Величина момента определяется согласно Разделу 6.7.3.4 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, включая несовершенства (Таблица 6.5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1) и, в случае необходимости ($\alpha_{cr} > 10$), учет геометрической нелинейности.

Значение коэффициента α_M , при помощи которого учитывается изгиб колонны, принимается равным 0,9 для сталей марок от S235 до S355 и 0,8 – для сталей марок от S420 до S460.

Условие может быть переписано в следующей форме:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\alpha_M \cdot \mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq 1,0.$$

Проверка устойчивости на сжатие с изгибом относительно оси у-у

При определении величины расчетного момента $M_{Ed} = M_{Ed,II}$ должны учитываться изначальный изгиб относительно оси у-у, геометрическое несовершенство $e_{0,z}$ и эффекты второго порядка, как показано на рисунке ниже.

6.7.3.6 [1]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.2 [5]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

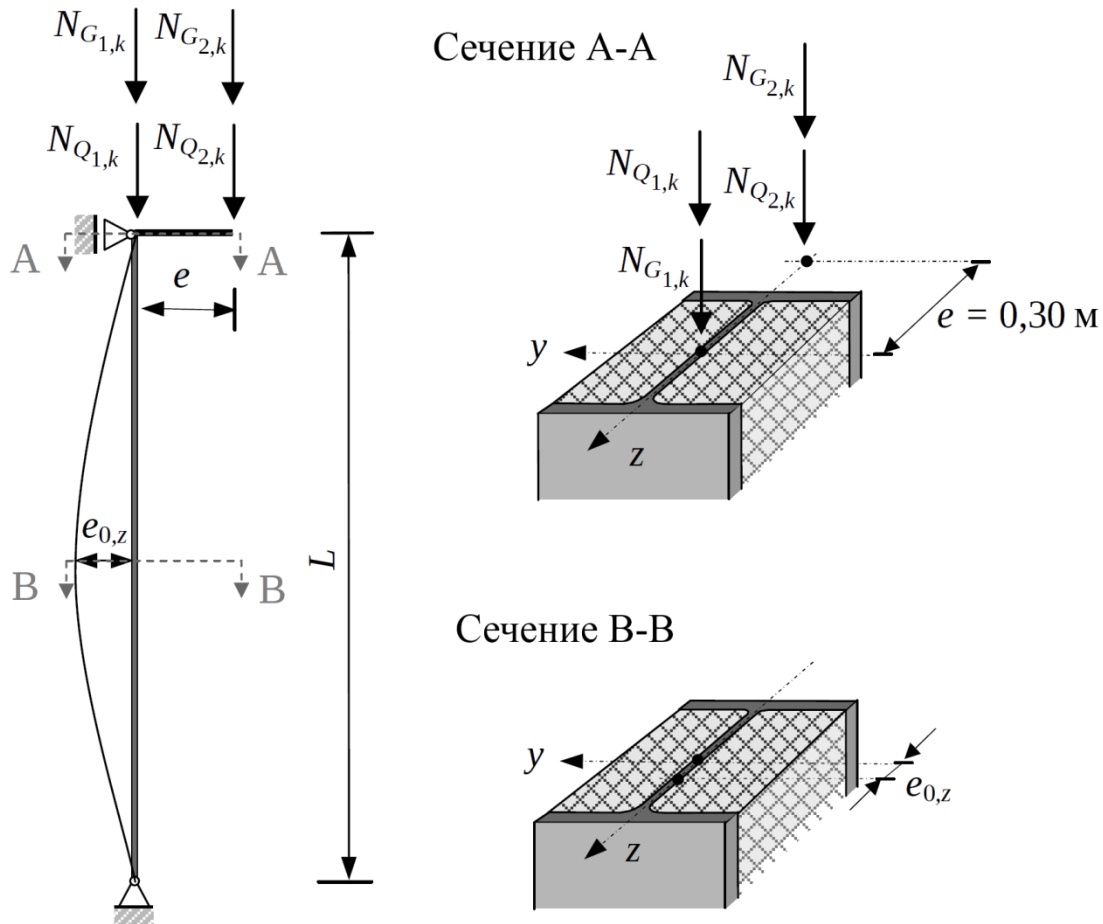


Рисунок 6.19
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-1

Для определения величины несущей способности сталежелезобетонного сечения на совместное действие сжатия и изгиба в одной плоскости необходимо получить диаграмму сжатия-изгиба ($N-M$). В качестве упрощения, кривая взаимодействия может заменяться ломаной $ACDB$.

Ломаная взаимодействия $ACDB$ для случая двутаврового сечения с частичным обетонированием показана на рисунке ниже. Для построения ломаной взаимодействия $N-M$ необходимо определить значения несущей способности в точках от A до D , которые определяются согласно диаграмме распределения напряжений, показанной на рисунке справа.

Величина несущей способности данного сечения на совместное действие сжатия и изгиба может определяться как по кривой взаимодействия $N-M$, так и по ломаной $N-M$. В целях упрощения, расчет будет вестись по ломаной взаимодействия.

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

Построение ломаной взаимодействия относительно оси у-у

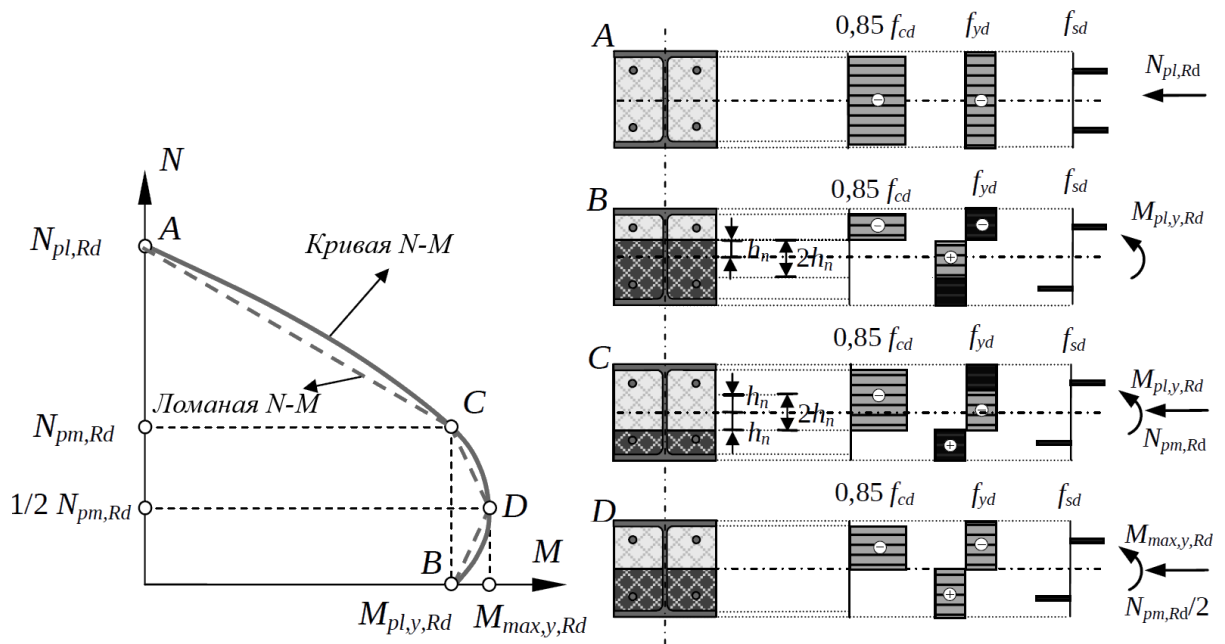
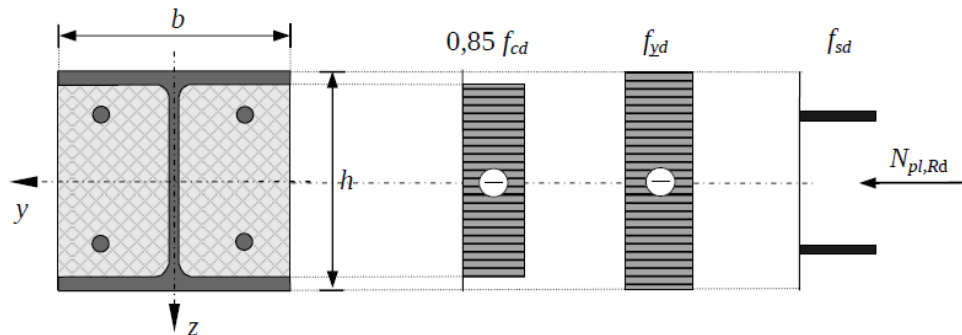


Рисунок 6.19
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

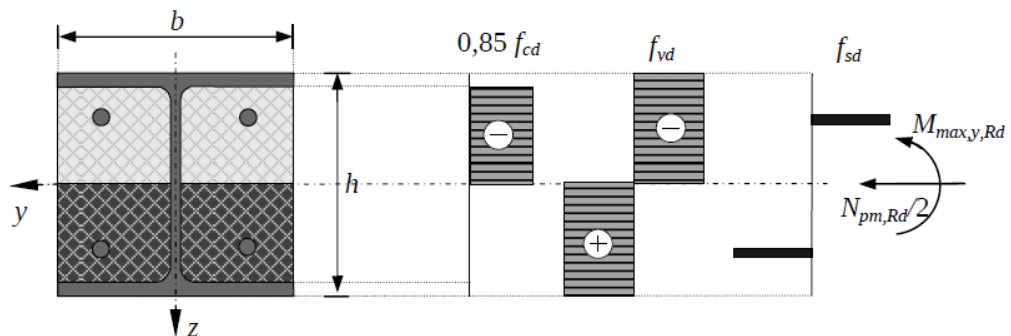
Точка А относительно оси у-у



В точке А требуется определить только одно значение несущей способности на сжатие в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 2,67 + 19,6 \cdot 43,5 = 7493 \text{ кН}$$



Точка D относительно оси у-у

Величина предельного изгибающего момента в пластической стадии равна:

$$M_{max,y,Rd} = M_{pl,y,a,Rd} + M_{pl,y,c,Rd} + M_{pl,y,s,Rd}.$$

Для точки *D* данный показатель составляет:

$$M_{max,y,Rd} = W_{pl,y,a} \cdot f_{yd} + 0,5 \cdot W_{pl,y,c} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + W_{pl,y,s} \cdot f_{sd}$$

$$M_{max,y,Rd} = (1732 \cdot 35,5 + 0,5 \cdot 4857 \cdot 0,85 \cdot 2,67 + 161 \cdot 43,5) \cdot 10^{-2} = 740,0 \text{ кНм.}$$

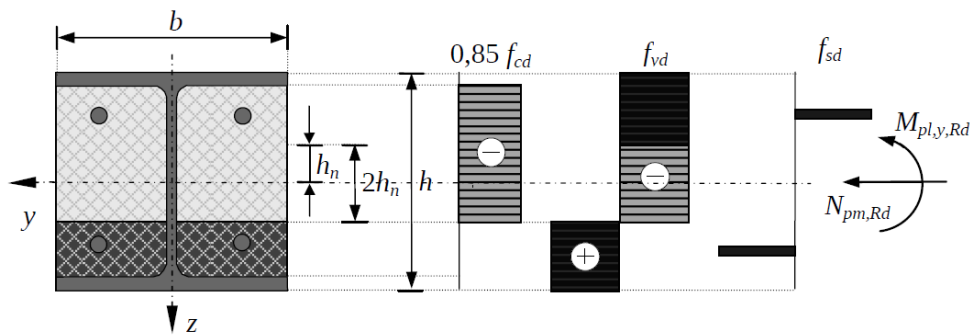
Величина расчетной несущей способности бетона на сжатие $N_{pm,Rd}$:

$$N_{pm,Rd} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 740,7 \cdot 0,85 \cdot 2,67 = 1681 \text{ кН.}$$

Величина расчетного продольного усилия для точки с предельным изгибающим моментом в пластической стадии составляет $0,5 \cdot N_{pm,Rd}$, что соответствует следующему:

$$0,5 \cdot N_{pm,Rd} = 0,5 \cdot 1681 = 841 \text{ кН.}$$

Точка *C* относительно оси *y-y*



Когда расчетное осевое усилие равно нулю, нейтральная ось для пластической стадии находится в пределах стенки стального сечения ($h_n \leq h/2 - t_f$). Ее положение определяется выражением:

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{s,n} \cdot (2 \cdot f_{sd} - 0,85 \cdot f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot (2 \cdot f_{yd} - 0,85 \cdot f_{cd})}$$

где $A_{s,n}$ – это площадь армирования в пределах высоты h_n .

Поскольку точка h_n неизвестна, принимается исходное допущение, что $A_{s,n} = 0 \text{ см}^2$.

Тогда для случая, когда осевое усилие равно нулю h_n :

$$h_n = \frac{1681 - 0}{2 \cdot 30,0 \cdot 0,85 \cdot 2,67 + 2 \cdot 1,2 \cdot (2 \cdot 35,5 - 0,85 \cdot 2,67)} = 5,58 \text{ см.}$$

Поскольку армирование не попадает в данную область, предположение, принятое ранее, является справедливым.

Следует определить момент сопротивления участка $2h_n$ в пластической стадии:

- для стального профиля

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

$$W_{pl,y,0,n} = \frac{t_w \cdot (2h_n)^2}{4} = \frac{1,2 \cdot 11,16^2}{4} = 37,4 \text{ см}^3$$

– для продольного армирования

$$W_{pl,y,s,n} = 0 \text{ см}^3$$

– для бетонного заполнения

$$W_{pl,y,A,n} = \frac{b_c \cdot (2h_n)^2}{4} - W_{pl,y,0,n} - W_{pl,y,s,n} = \frac{30 \cdot 11,16^2}{4} - 37,4 - 0 = 896,7 \text{ см}^3.$$

Величина расчетного предельного изгибающего момента сталежелезобетонного сечения $M_{pl,y,Rd}$ определяется выражением:

$$M_{pl,y,Rd} = M_{max,y,Rd} - M_{n,y,Rd}$$

где:

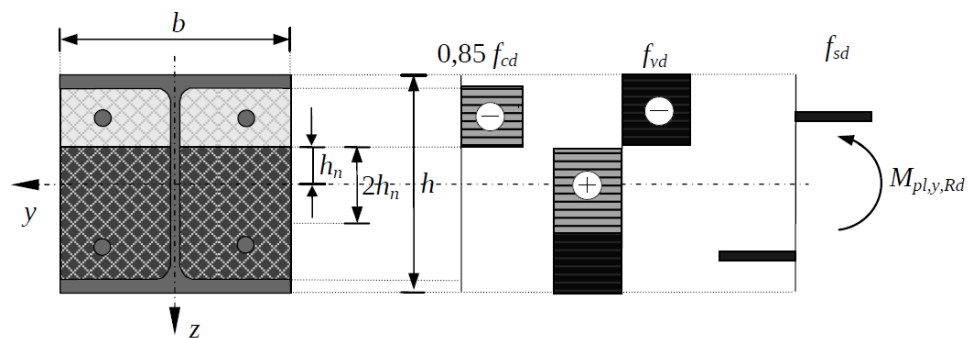
$$M_{n,y,Rd} = W_{pl,y,a,n} \cdot f_{yd} + W_{pl,y,s,n} \cdot f_{sd} + \frac{W_{pl,y,c,n} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{2}$$

$$M_{n,y,Rd} = \left(37,4 \cdot 35,5 + 0 \cdot 43,5 + \frac{896,7 \cdot 0,85 \cdot 2,67}{2} \right) \cdot 10^{-2} = 23,5 \text{ кНм.}$$

С учетом подстановок, значение предельного изгибающего момента $M_{pl,y,Rd}$ равно:

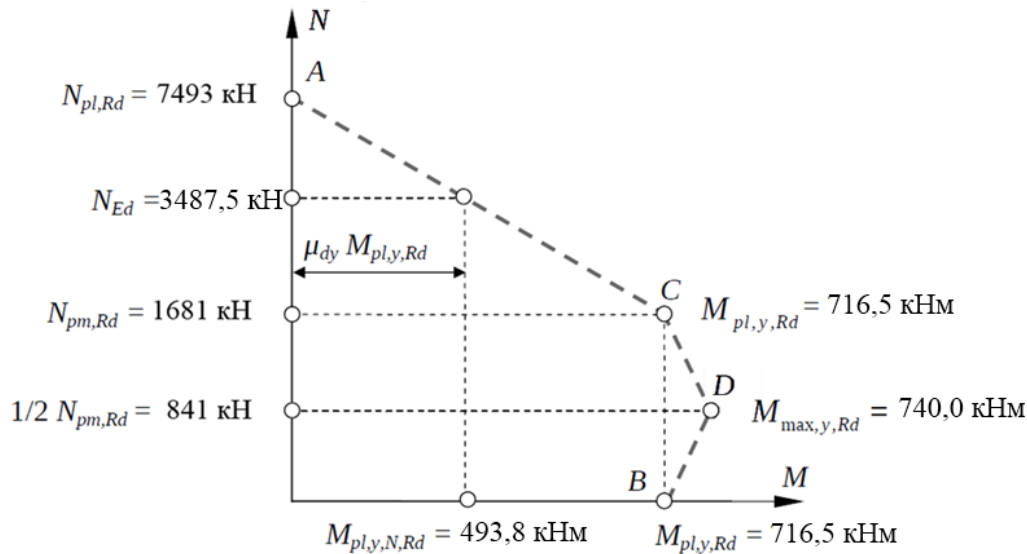
$$M_{pl,y,Rd} = 740 - 23,5 = 716,5 \text{ кНм.}$$

Точка В относительно оси у-у



Для точки В, соответствующей чистому изгибу сечения в пластической стадии, величина предельного момента $M_{pl,y,Rd}$ равна аналогичному значению в точке С, которое было определено ранее.

Все определенные для точек с А по D значения сводятся для построения ломаной взаимодействия, как показано на рисунке ниже.



По ломаной взаимодействия $ACDB$ определяется значение $M_{pl,y,N,Rd}$:

$$M_{pl,y,Rd} : M_{pl,y,N,Rd} = (N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}) : (N_{pl,Rd} - N_{Ed})$$

$$M_{pl,y,N,Rd} = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}} \cdot M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{pl,y,N,Rd} = \frac{7493 - 3487,5}{7493 - 1681} \cdot 716,5 = 493,8 \text{ кНм.}$$

Отсюда значение коэффициента μ_{dy} равно:

$$\mu_{dy} = \frac{M_{pl,y,N,Rd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{493,8}{716,5} = 0,69 < 1,0.$$

Стоит отметить, что использование кривой взаимодействия взамен упрощенных линейных участков дает возможность получить более точный результат и изыскать запасы несущей способности.

Определение результатов воздействий относительно оси $y - y$

Согласно Разделу 6.7.3.4 (3) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, содержащему ссылку на Раздел 5.2.1(3) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, эффектом геометрической нелинейности можно пренебречь при условии, что значение коэффициента запаса устойчивости в упругой стадии превышает 10.

Для определения величины α_{cr} принимается допущение, что концы колонны оперты шарнирно и значение α_{cr} определяется для предельного усилия $N_{cr,y,eff}$ согласно формуле Эйлера:

$$N_{cr,y,eff} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,y,II}}{L_{e,y}^2}.$$

6.7.3.4(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

6.7.3.4(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчетное значение эффективной изгибной жесткости для определения внутренних усилий и моментов, согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, определяется выражением:

$$(EI)_{eff,y,II} = K_0 \cdot (E_a \cdot I_{y,a} + E_s \cdot I_{y,s} + K_{e,II} \cdot E_{cm} \cdot I_{y,c}).$$

6.7.3.3(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Величину поправочного коэффициента $K_{e,II}$ следует принимать равной 0,5, а значение калибровочного коэффициента $K_0 = 0,9$.

С целью учета долговременных эффектов при расчете величины $(EI)_{eff,y,II}$, вместо E_{cm} принимается значение $E_{c,eff}$, рассчитанное ранее:

$$E_{c,eff} = 1530 \text{ кН/см}^2.$$

С учетом подстановок, расчетное значение жесткости составляет:

$$\begin{aligned} (EI)_{eff,y,II} &= 0,9 \cdot (21000 \cdot 23341 + 21000 \cdot 1321 + 0,5 \cdot 1530 \cdot 42838) = \\ &= 495,6 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2. \end{aligned}$$

Предельное усилие потери устойчивости в упругой стадии $N_{cr,y,eff}$ для шарнирно опертой колонны равно:

$$N_{cr,y,eff} = \frac{3,14^2 \cdot 495,6 \cdot 10^6}{450^2} = 24130 \text{ кН}.$$

6.7.3.4(3) и
5.2.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Чтобы можно было не учитывать геометрическую нелинейность, значение α_{cr} должно превышать 10:

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,y,eff}}{N_{Ed}} = \frac{24130}{3487,5} = 6,9 < 10.$$

Поскольку значение α_{cr} составляет менее 10, при проведении расчета следует учесть фактор геометрической нелинейности.

Изгибающие моменты относительно оси у-у

6.7.3.4(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, эффекты геометрической нелинейности для отдельно взятой колонны могут учитываться путем умножения значения максимального расчетного изгибающего момента, полученного при линейном расчете, на коэффициент k .

Таким образом, фактор геометрической нелинейности можно учесть, используя выражение:

$$M_{y,Ed,II} = M_{y,Ed,I} \cdot k.$$

Величина коэффициента k определяется выражением:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,y,eff}} \geq 1,0.$$

Значение расчетного изгибающего момента, возникающего в результате локальных несовершенств элемента, равно:

$$M_{y,Ed,imp} = N_{Ed} \cdot e_{0,z}$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, для частично обетонированного элемента относительно требуемой оси величина эквивалентного локального несовершенства $e_{0,z}$ составляет:

$$e_{0,z} = \frac{L}{200}$$

$$e_{0,z} = \frac{450}{200} = 2,25.$$

Эпюры изгибающих моментов, построенные без учета геометрической нелинейности, показаны на рисунке ниже.

Основными значениями изгибающих моментов являются следующие:

- расчетный изгибающий момент в уровне верха колонны

$$M_{y,Ed} = 157,5 \text{ кНм}$$

- расчетный изгибающий момент в уровне низа колонны

$$M_{y,Ed} = 0 \text{ кНм}$$

- расчетное значение изгибающего момента, возникающего в результате локального несовершенства

$$M_{y,Ed,imp} = N_{Ed} \cdot e_{0,z} = 3487,5 \cdot 0,0225 = 78,5 \text{ кНм}.$$

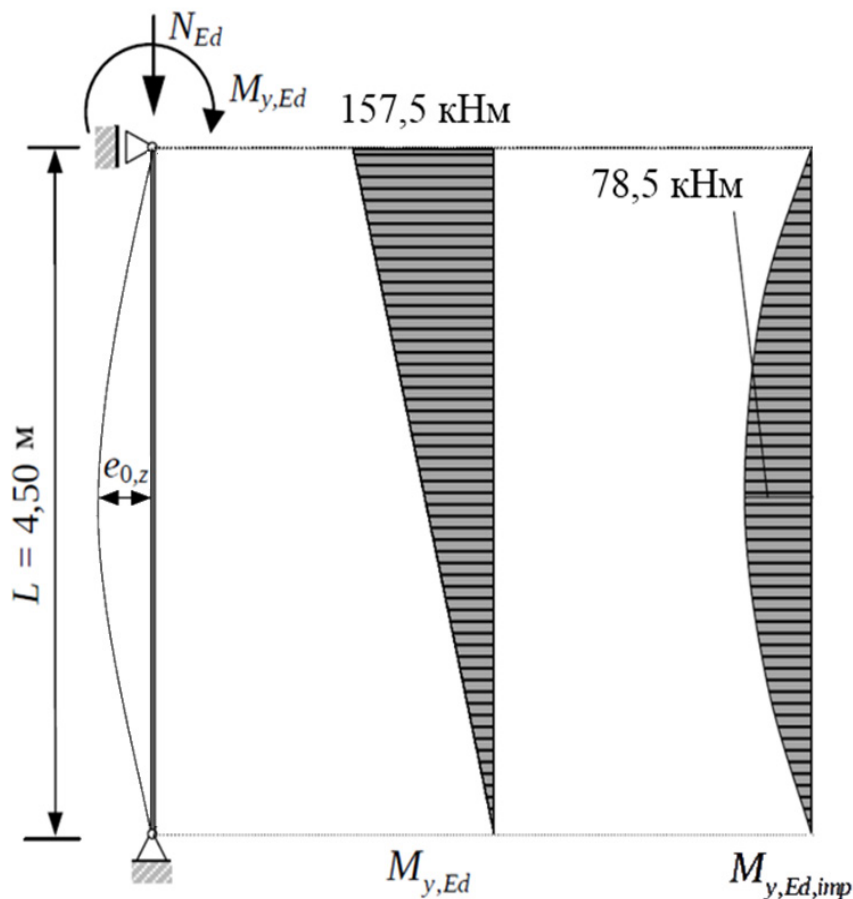


Таблица 6.5
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Величина коэффициента приведения эпюры β , согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, зависит от формы эпюры моментов, и для изгиба, возникающего в результате действия поперечной нагрузки либо в результате присутствия несовершенств $\beta = 1,0$. Для колонн с опорными моментами величина коэффициента β определяется выражением:

$$\beta_1 = 0,66 + 0,44 r \geq 0,44$$

где r – соотношение опорных моментов, действующих на концах колонны: $(-1 \leq r \leq +1)$.

Следовательно, необходимо определить два значения коэффициента k :

– k_1 для опорных моментов;

– k_2 для моментов, возникающих в результате присутствия несовершенств.

Определение значения коэффициента k_1

Соотношение опорных моментов, действующих на концах колонны:

$$r = \frac{0}{M_{y,Ed}} = \frac{0}{157,5} = 0,0.$$

Величина коэффициента приведения эпюры моментов:

$$\beta_1 = 0,66 + 0,44 \cdot 0 = 0,66 \geq 0,44$$

Величина предельного усилия $N_{cr,y,eff}$ потери устойчивости относительно оси $y-y$ для изгибной жесткости $(EI)_{eff,y,II}$ и расчетной длины, равной геометрической, была определена ранее и равняется $N_{cr,y,eff} = 24130$ кН

Соответствующее значение коэффициента k_1 :

$$k_1 = \frac{\beta_1}{1 - N_{Ed} / N_{cr,y,eff}} = \frac{0,66}{1 - 3487,5 / 24130} = 0,77 < 1,0.$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, значение k должно быть равным или превышать 1,0. Следовательно, для дальнейших расчетов принимается значение $k_1 = 1,0$.

Определение значения коэффициента k_2

Для изгиба, возникающего в результате присутствия несовершенств:

$$\beta_2 = 1,0$$

Соответствующее значение коэффициента k_2 :

$$k_2 = \frac{\beta_2}{1 - N_{Ed} / N_{cr,y,eff}} = \frac{1,0}{1 - 3487,5 / 24130} = 1,17 > 1,0$$

Принимается значение $k_2 = 1,17$.

Итого, величина расчетного изгибающего момента с учетом геометрической нелинейности и присутствия несовершенств равна:

Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.4(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

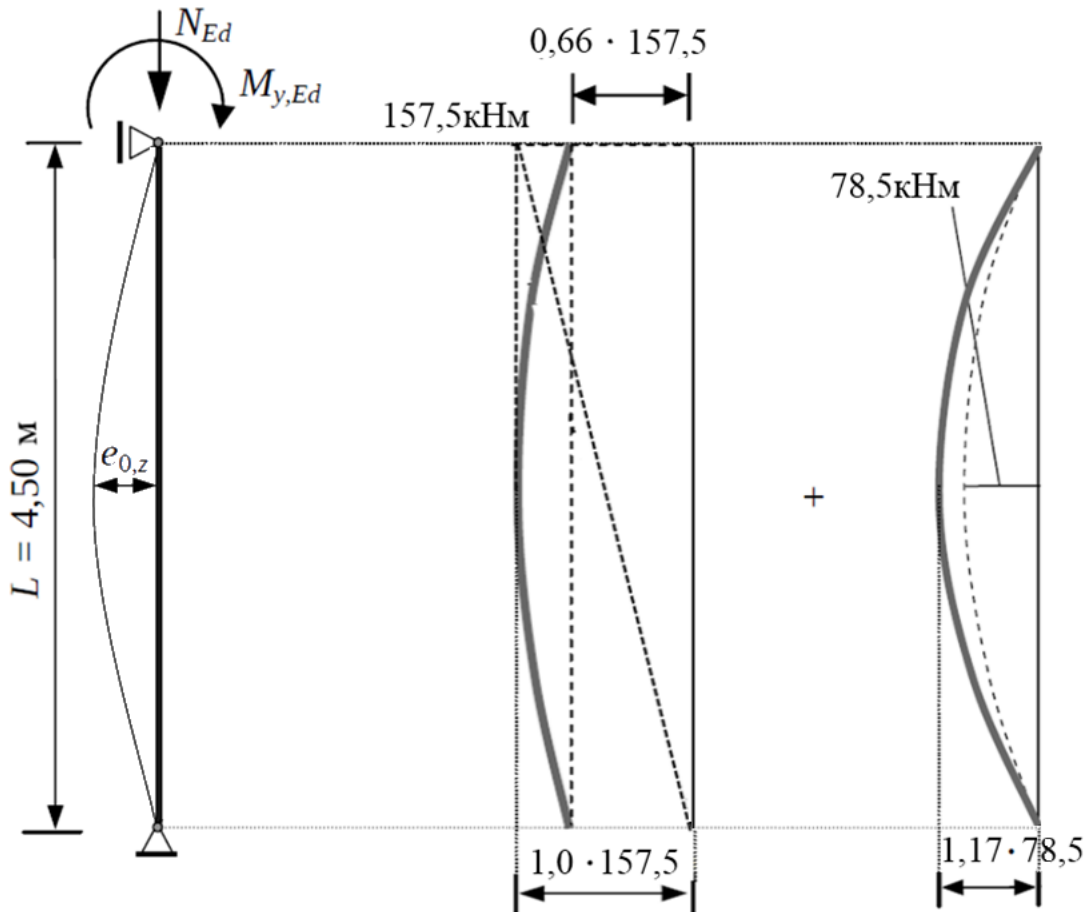
Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.4(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$M_{y,Ed,II} = M_{y,Ed} \cdot k_1 + M_{y,Ed,imp} \cdot k_2 = 157,5 \cdot 1,0 + 78,5 \cdot 1,17 = 249 \text{ кНм}$$

Проверка будет выполняться для сечения, расположенного в середине высоты колонны, которому соответствует следующее значение приведенного момента:

$$M_{y,Ed,II} = 249 \text{ кНм}$$



Поперечное усилие, действующее параллельно оси $z-z$

С учетом геометрической нелинейности, величина поперечного усилия будет составлять:

$$V_{Ed,II} = V_{Ed} \cdot k.$$

По результатам линейного расчета величина поперечного усилия в уровне низа колонны составляет:

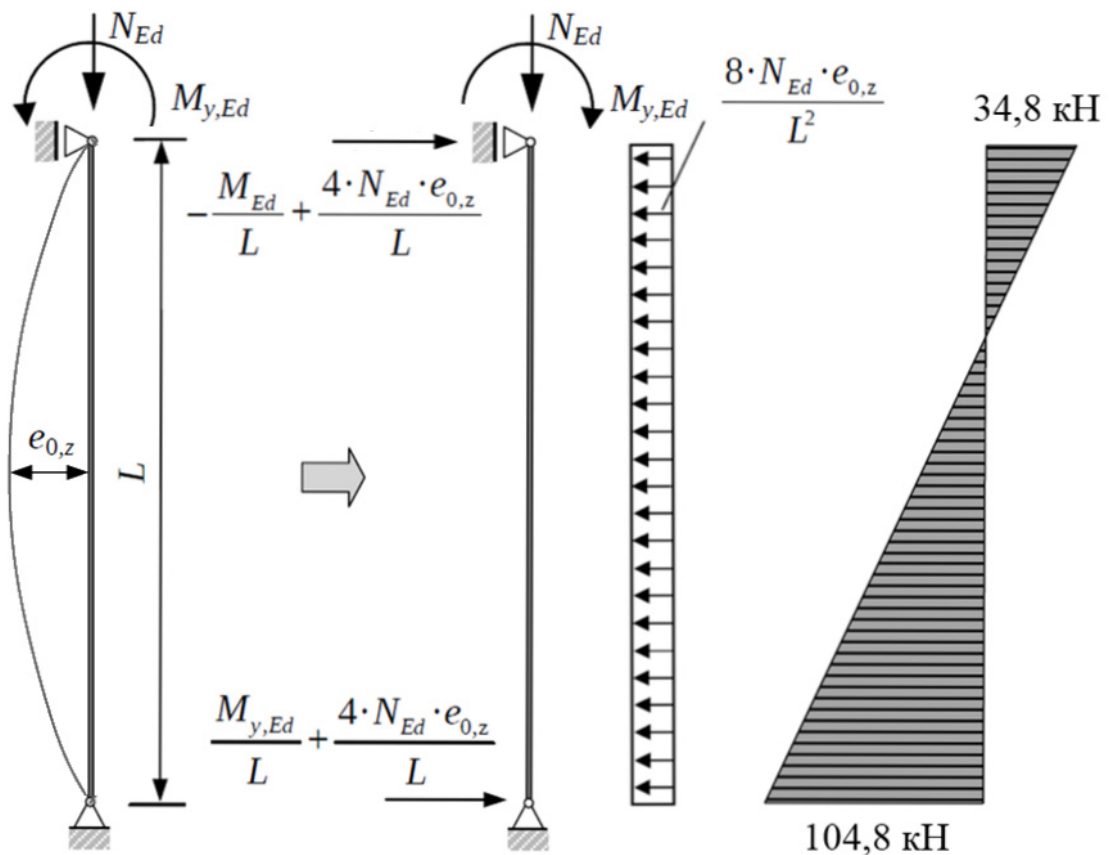
$$V_{z,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{L} + \frac{4 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,z}}{L} = \frac{157,5}{4,5} + \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} = 35,0 + 69,8 = 104,8 \text{ кН.}$$

В уровне верха колонны аналогичное значение равно:

$$V_{z,Ed} = -\frac{M_{y,Ed}}{L} + \frac{4 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,z}}{L} = -\frac{157,5}{4,5} + \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} = -35,0 + 69,8 = 34,8 \text{ см.}$$

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

Эпюра поперечных усилий, возникающих в результате действия изгибающего момента, с учетом эквивалентных поперечных нагрузок от несовершенств при линейном расчете приведена на иллюстрации ниже.



6.7.3.4(5)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для коэффициента k_1 :

$$k_1 = \frac{\beta_1}{1 - N_{Ed} / N_{cr,y,eff}} = \frac{0,66}{1 - 3487,5 / 24130} = 0,77 < 1,0.$$

Для коэффициента k_2 :

$$k_2 = \frac{\beta_2}{1 - N_{Ed} / N_{cr,y,eff}} = \frac{1,0}{1 - 3487,5 / 24130} = 1,17 > 1,0.$$

Следовательно, величина максимального расчетного поперечного усилия с учетом геометрической нелинейности и присутствия несовершенств составляет:

$$V_{z,Ed,II} = k_1 \cdot \frac{M_{y,Ed}}{L} + k_2 \cdot \frac{4 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,z}}{L}$$

$$V_{z,Ed,II} = 1,0 \cdot \frac{157,5}{4,5} + 1,17 \cdot \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} = 35,0 + 81,6 = 116,6 \text{ кН.}$$

Проверка несущей способности на совместное действия сжатия и изгиба относительно оси $y - y$

Необходимо обеспечить выполнение следующего условия:

6.7.3.6(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{M_{y,Ed}}{\alpha_{M,y} \cdot \mu_{d,y} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq 1,0.$$

Для сталей классов прочности от S235 до S355 (что соответствует данному случаю) величина коэффициента $\alpha_{M,y}$ будет равна 0,9.

Расчетное значение максимального изгибающего момента, с учетом несовершенств и геометрической нелинейности, равно:

$$M_{y,Ed} = M_{y,Ed,II} = 249 \text{ кНм.}$$

Расчетная несущая способность $M_{y,Rd}$:

$$M_{y,Rd} = \alpha_{M,y} \cdot \mu_{d,y} \cdot M_{pl,y,Rd} = 0,9 \cdot 0,69 \cdot 717 = 445 \text{ кН.}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{249}{445} = 0,56 \leq 1,0.$$

Поскольку $0,56 < 1,0$, условие считается выполненным.

Проверка несущей способности на действие поперечного сдвигающего усилия, действующего параллельно оси $z-z$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, в качестве упрощения допускается принимать, что поперечное усилие V_{Ed} воздействует только на стальную часть сечения. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, при отсутствии кручения величина расчетной несущей способности $V_{pl,z,a,Rd}$ определяется выражением:

$$V_{pl,z,a,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}.$$

Для сварных двутавровых и коробчатых сечений из сталей классов прочности до S460 при нагрузке, действующей параллельно стенкам, согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, величина площади, работающей на сдвиг, определяется выражением:

$$A_{v,z} = 1,2 \sum h_w t_w.$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, допускается пренебречь влиянием сдвига на несущую способность по изгибающему моменту при условии, что величина действующего сдвигового усилия не превышает половины величины соответствующей несущей способности в пластической стадии:

$$V_{z,Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,z,a,Rd}.$$

Расчетное значение поперечного сдвигающего усилия, с учетом геометрической нелинейности и несовершенств:

$$V_{z,Ed} = V_{z,Ed,II} = 116,6 \text{ кН.}$$

6.7.3.2(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
6.2.6(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.7.3.2 (3) и
6.2.2.4(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

Площадь сечения, работающая на сдвиг:

$$A_{v,z} = 1,2 \sum h_w t_w = 1,2 \cdot 26,4 \cdot 1,2 = 38,0 \text{ см}^2.$$

Величина несущей способности на сдвиг составляет:

$$V_{pl,z,a,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{38,0 \cdot \left(\frac{35,5}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} = 779 \text{ кН}.$$

Проверка условия:

$$V_{z,Ed,II} = 116,6 \text{ кН} < 0,5 V_{pl,z,a,Rd} = 0,5 \cdot 779 = 389,5 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, и снижения предельного изгибающего момента не требуется.

Проверка устойчивости на сжатие с изгибом относительно оси z-z

Хотя колонна и не подвержена изгибу из плоскости от непосредственного приложения нагрузок, она, тем не менее, не подпадает под процедуру упрощенного расчета центрально-сжатых элементов, и изгибающий момент относительно оси z-z в ней возникает вследствие присутствия локальных несовершенств. Учитывая указанное, колонна должна быть дополнительно проверена на совместное действия сжатия и изгиба относительно оси z-z, а также совместное действие эффектов в двух направлениях.

Расчетная схема для определения величины изгибающего момента относительно оси z-z с учетом эквивалентных локальных несовершенств $e_{0,y}$ и геометрической нелинейности показана на рисунке ниже.

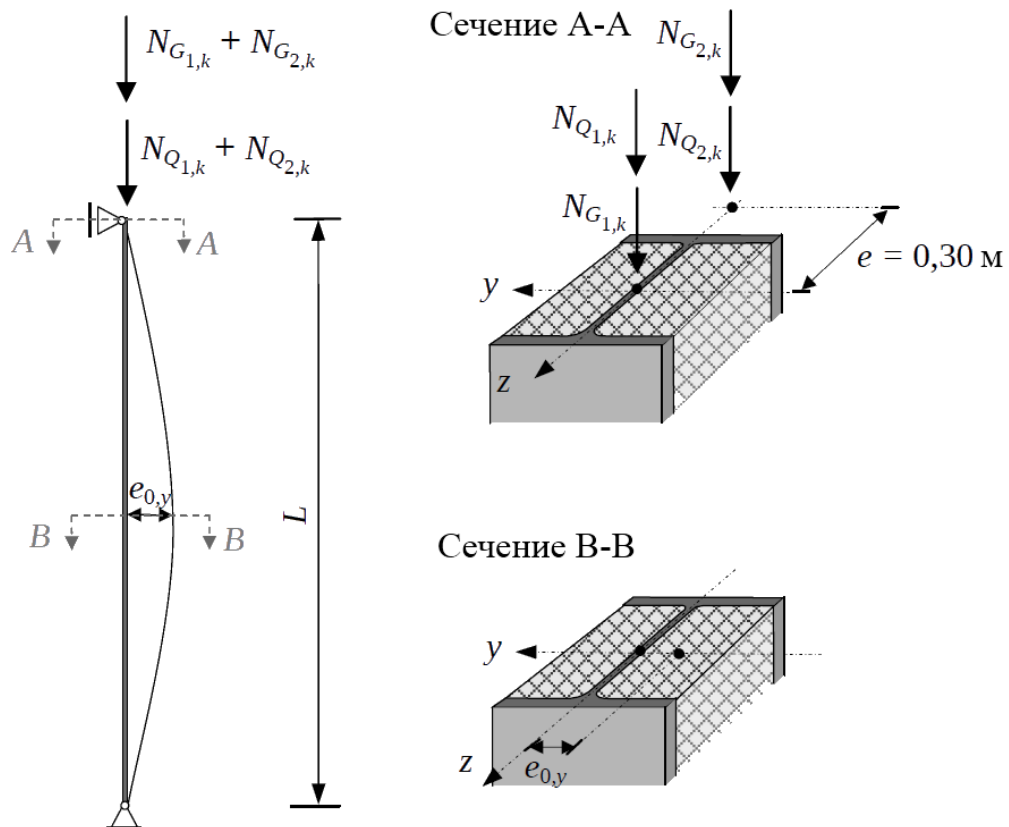
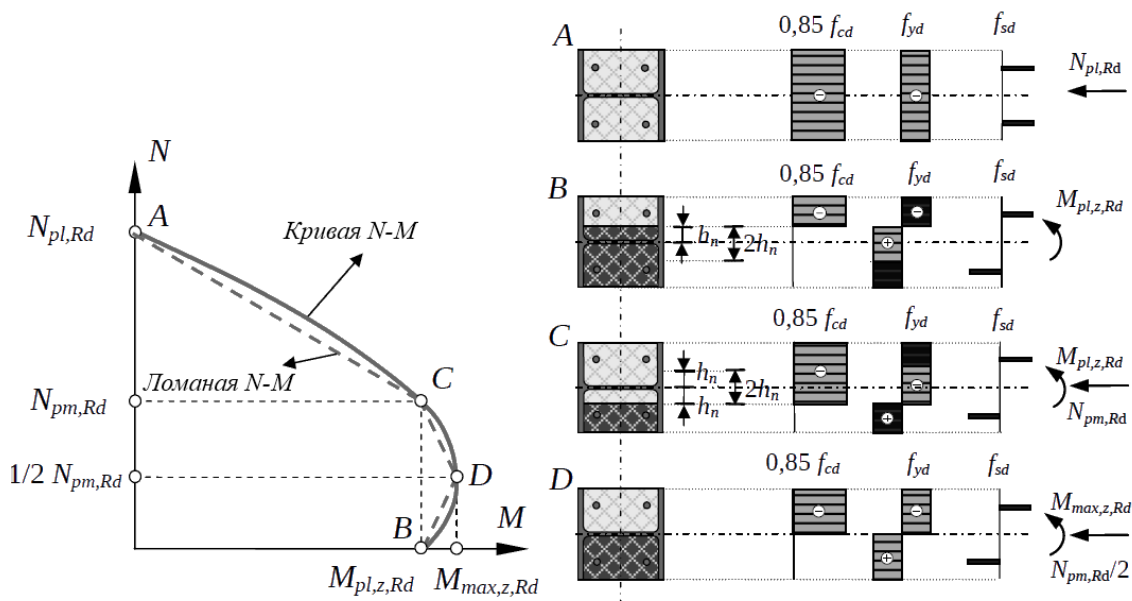


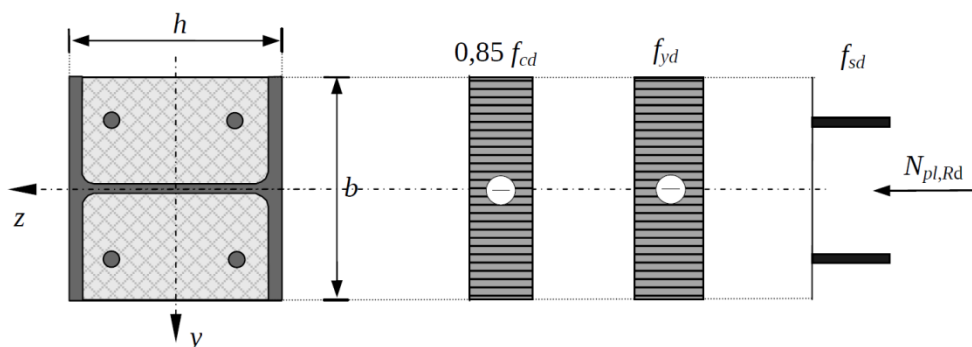
Рисунок 6.19
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Ниже приводится рисунок, иллюстрирующий распределение напряжений для характерных точек ломаной взаимодействия ACDB в случае сжатия с изгибом из плоскости частично обетонированного двутаврового сечения.



Построение ломаной взаимодействия

Точка **A** относительно оси z-z

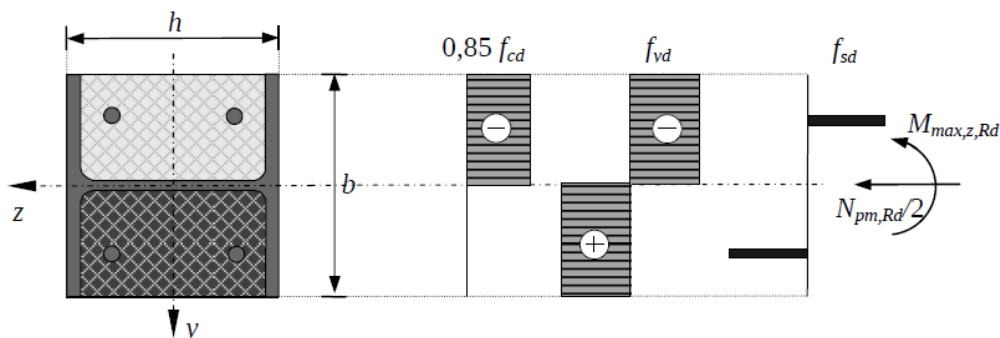


Аналогично предыдущему расчету, точка **A** соответствует состоянию чистого сжатия в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$N_{pl,Rd} = 139,7 \cdot 35,5 + 0,85 \cdot 740,7 \cdot 2,67 + 19,6 \cdot 43,5 = 7493 \text{ кН.}$$

Точка **D** относительно оси z-z



7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

Величина предельного изгибающего момента в пластической стадии определяется как сумма соответствующих значений для стального профиля, бетонного заполнения и продольного армирования:

$$M_{max,z,Rd} = M_{pl,z,a,Rd} + M_{pl,z,c,Rd} + M_{pl,z,s,Rd}.$$

Для точки D относительно оси $z-z$ в развернутой форме выражение принимает вид:

$$M_{max,z,Rd} = W_{pl,z,a} \cdot f_{cd} + 0,5 \cdot W_{pl,z,c} \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + W_{pl,z,s} \cdot f_{sd}$$

$$M_{max,z,Rd} = (820 \cdot 35,5 + 0,5 \cdot 5734 \cdot 0,85 \cdot 2,67 + 196 \cdot 43,5) \cdot 10^{-2} = 441,4 \text{ кНм.}$$

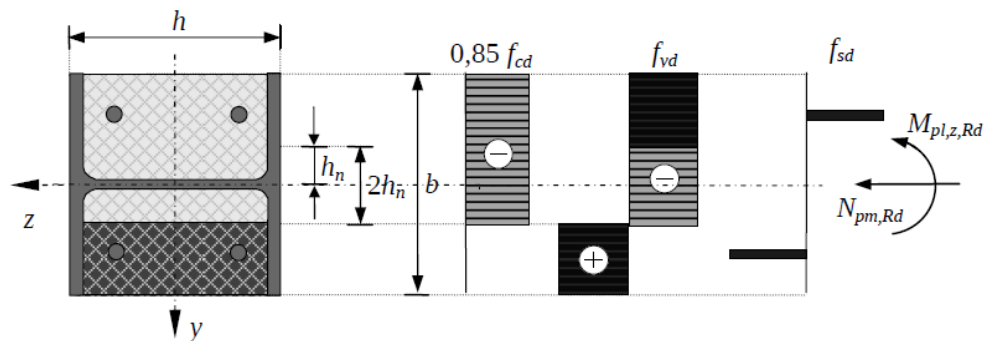
Величина расчетной несущей способности бетона на сжатие $N_{pm,Rd}$:

$$N_{pm,Rd} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 740,7 \cdot 0,85 \cdot 2,67 = 1681 \text{ кН.}$$

Величина расчетного продольного усилия для точки с предельным изгибающим моментом в пластической стадии равна $0,5 \cdot N_{pm,Rd}$, что соответствует следующему:

$$0,5 \cdot N_{pm,Rd} = 0,5 \cdot 1681 = 841 \text{ кН.}$$

Точка C относительно оси $z-z$



Предположим, что когда расчетное осевое усилие равно нулю, нейтральная ось в пластической стадии располагается в пределах толщины стенки стального профиля ($h_n \leq t_w / 2$). Тогда из условия равновесия расположение оси определяется выражением:

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd}}{4 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

$$h_n = \frac{1681}{4 \cdot 30,0 \cdot 35,5} = 0,39 \text{ см.}$$

Поскольку $h_n = 3,9 \text{ мм} < t_w / 2 = 12 / 2 = 6 \text{ мм}$, принятое ранее предположение является справедливым, и нейтральная ось в пластической стадии при $N = 0$ располагается в пределах толщины стенки.

Следует определить величину момента сопротивления участка $2h_n$ в пластической стадии:

- для стального профиля

$$W_{pl,z,0,n} = h \cdot h_n^2 = 30,0 \cdot 0,39^2 = 4,56 \text{ см}^3$$

– для продольного армирования

$$W_{pl,z,s,n} = 0 \text{ см}^3$$

– для бетонного заполнения

$$W_{pl,z,A,n} = 0 \text{ см}^3.$$

Величина расчетного предельного изгибающего момента сталежелезобетонного сечения $M_{pl,z,Rd}$ определяется выражением:

$$M_{pl,z,Rd} = M_{max,z,Rd} - M_{n,z,Rd}$$

где:

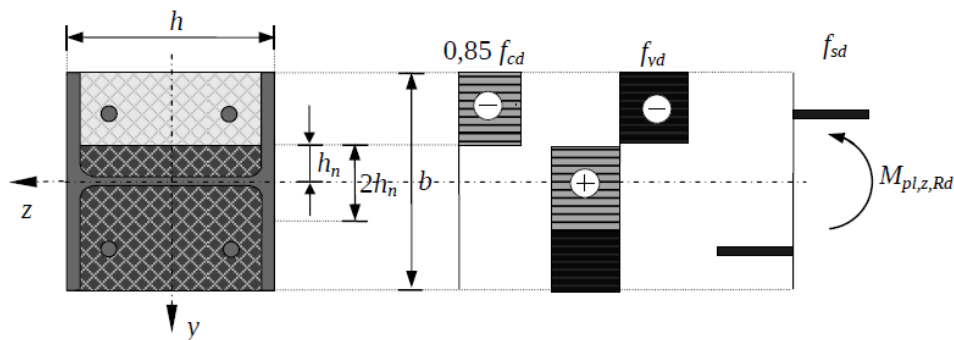
$$M_{n,z,Rd} = W_{pl,z,a,n} \cdot f_{yd} + W_{pl,z,s,n} \cdot f_{sd} + \frac{W_{pl,z,c,n} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{2}$$

$$M_{n,z,Rd} = \left(4,56 \cdot 35,5 + 0 \cdot 43,5 + \frac{0 \cdot 0,85 \cdot 2,67}{2} \right) \cdot 10^{-2} = 1,6 \text{ кНм.}$$

С учетом подстановок, величина предельного изгибающего момента $M_{pl,z,Rd}$ равна:

$$M_{pl,z,Rd} = 441,4 - 1,6 = 439,8 \text{ кНм.}$$

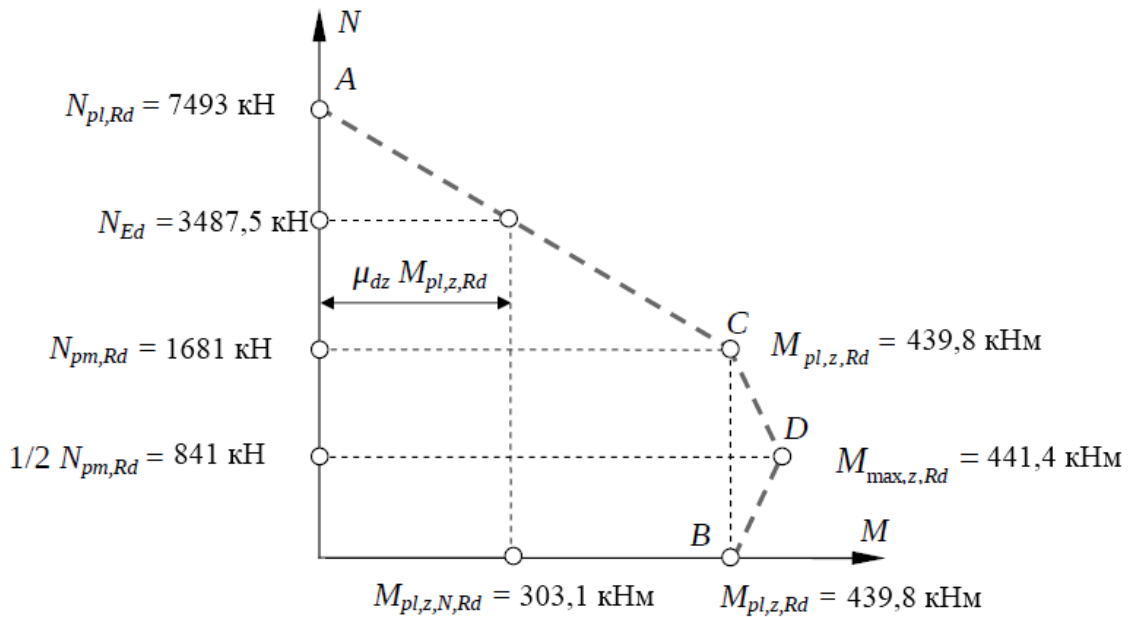
Точка **B** относительно оси z-z



Для точки В, соответствующей чистому изгибу сечения в пластической стадии, величина предельного момента $M_{pl,z,Rd}$ равна аналогичному значению для точки С, которое было определено ранее.

Все определенные для точек с А по D значения сводятся для построения ломаной взаимодействия, показанной на рисунке ниже.

Рисунок 6.19
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



Значение $M_{pl,z,N,Rd}$ определяется по ломаной взаимодействия $ACDB$:

$$M_{pl,z,Rd} : M_{pl,z,N,Rd} = (N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}) : (N_{pl,Rd} - N_{Ed})$$

$$M_{pl,z,N,Rd} = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{N_{pl,Rd} - N_{pm,Rd}} \cdot M_{pl,z,Rd}$$

$$M_{pl,z,N,Rd} = \frac{7493 - 3487,5}{7493 - 1681} \cdot 439,8 = 303,1 \text{ кНм.}$$

Отсюда значение коэффициента μ_{dz} равно:

$$\mu_{dz} = \frac{M_{pl,z,N,Rd}}{M_{pl,z,Rd}} = \frac{303,1}{439,8} = 0,69 < 1,0.$$

Определение результатов воздействий относительно оси $z-z$

6.7.3.4 (3) и
5.2.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

По аналогии с расчетом относительно оси $y-y$, проверим, необходимо ли учитывать эффект геометрической нелинейности относительно оси $z-z$. Не учитывать геометрическую нелинейность допускается в том случае, когда значение коэффициента запаса устойчивости соответствует условию $\alpha_{cr} \geq 10$.

Для определения значения предельного усилия потери устойчивости $N_{cr,z,eff}$ также используется формула Эйлера и допущение об идеализированных шарнирных опорах.

Значение эффективного модуля упругости бетонного заполнения было определено ранее и равно:

$$E_{c,eff} = 1530 \text{ кН/см}^2.$$

6.7.3.4 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Расчетное значение изгибной жесткости относительно оси $z-z$ $(EI)_{eff,z,II}$, которое должно использоваться при определении внутренних усилий, равно:

$$(EI)_{eff,z,II} = K_0 \cdot (E_a \cdot I_{z,a} + E_s \cdot I_{z,s} + K_{e,II} \cdot E_{cm} \cdot I_{z,c}).$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, $K_{e,II} = 0,5$ и $K_0 = 0,9$. Тогда:

$$(EI)_{eff,z,II} = 0,9 \cdot (21000 \cdot 8104 + 21000 \cdot 1964 + 0,5 \cdot 1530 \cdot 57432) = \\ = 229,8 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2.$$

Величина предельного усилия потери устойчивости колонны относительно оси z-z в упругой стадии $N_{cr,z,eff}$ равна:

$$N_{cr,z,eff} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,z,II}}{L_{e,z}^2} = \frac{3,14^2 \cdot 229,8 \cdot 10^6}{450^2} = 11189 \text{ кН}.$$

Проверим условие:

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,z,eff}}{N_{Ed}} = \frac{11189}{3487,5} = 3,2 < 10.$$

Поскольку $\alpha_{cr} < 10$, при проведении расчета необходимо учесть эффекты геометрической нелинейности.

Изгибающие моменты относительно оси z-z

Согласно Таблице 4.3, расчет частично обетонированной сталежелезобетонной колонны относительно оси z-z ведется с учетом локального несовершенства $e_{0,y} = L/150$ с использованием кривой устойчивости c . Следовательно:

$$e_{0,y} = \frac{450}{150} = 3,0 \text{ см}.$$

На иллюстрации ниже приведена эпюра изгибающих моментов, возникающих в результате присутствия несовершенств относительно оси z-z, исходя из расчета, не учитывающего фактор геометрической нелинейности.

Значения расчетных моментов в характерных сечениях равны:

- в уровне верха колонны

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ кНм}$$

- в уровне низа колонны

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ кНм}$$

- в уровне середины колонны, в результате присутствия несовершенства:

$$M_{z,Ed,imp} = N_{Ed} \cdot e_{0,y} = 3487,5 \cdot 0,03 = 105 \text{ кНм}.$$

Учет локальных эффектов геометрической нелинейности по длине колонны допускается выполнять с использованием коэффициента k .

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,z,eff}} \geq 1,0$$

где β - это коэффициент приведения эпюры моментов.

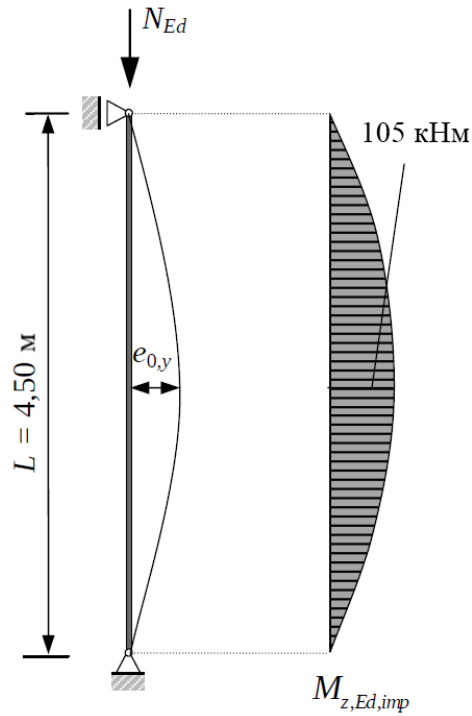


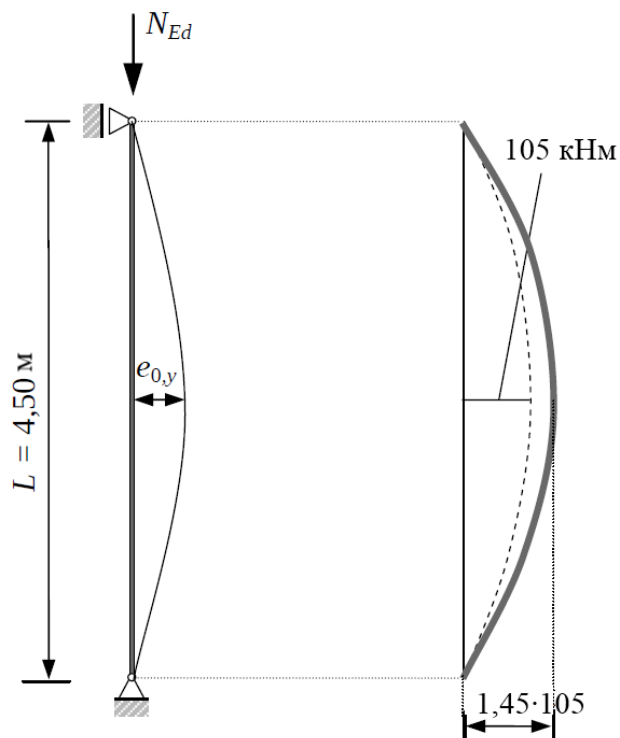
Таблица 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Согласно Таблице 4.1, значение коэффициента приведения β для случая возникновения изгибающих моментов в результате присутствия несовершенств, определенных по недеформированной геометрической модели, равно 1,0. Тогда:

$$k = \frac{1,0}{1 - 3487,5 / 11189} = 1,45 > 1,0.$$

Следовательно, расчетный изгибающий момент в уровне середины колонны с учетом геометрической нелинейности повышается до значения:

$$M_{z,Ed,II} = M_{z,Ed,imp} \cdot k = 105 \cdot 1,45 = 152 \text{ кНм}$$



Соответствующая иллюстрация приводится ниже.

Проверка будет выполняться по полученному приведенному значению в уровне середины колонны:

$$M_{z,Ed,II} = M_{z,max} = 152 \text{ кНм.}$$

Поперечное усилие, действующее параллельно оси $y - y$

С учетом геометрической нелинейности, величина поперечного усилия будет равна:

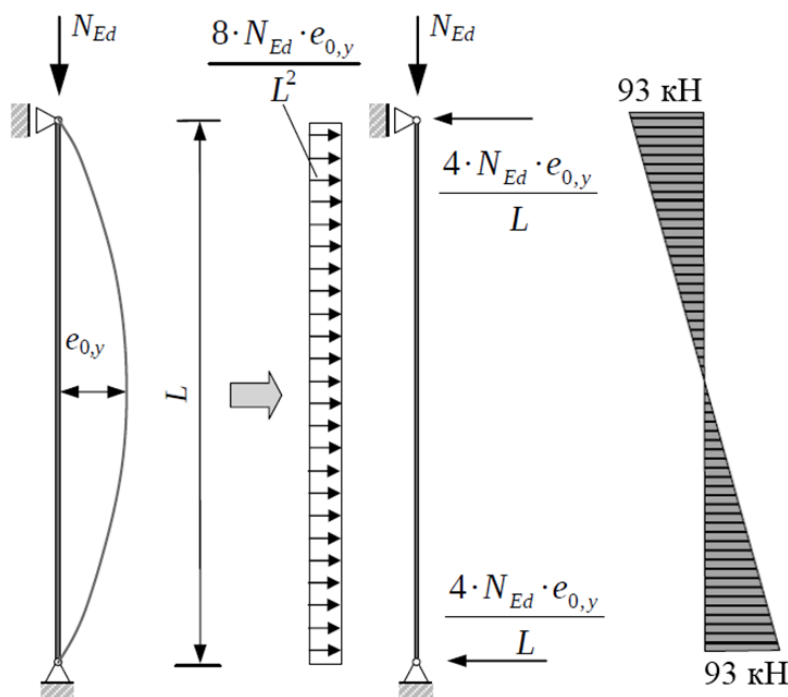
$$V_{Ed,II} = V_{Ed} \cdot k.$$

При замене несовершенства эквивалентными поперечными нагрузками и проведении расчета по недеформированной геометрической модели, величина поперечного усилия в уровне низа колонны будет равна:

$$V_{y,Ed} = \frac{4 \cdot N_{Ed} \cdot e_{0,y}}{L} = \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,03}{4,5} = 93,0 \text{ кН.}$$

Такое же по модулю значение будет в данном случае соответствовать и усилию, действующему на уровне верха колонны.

Расчетная схема и эпюра поперечных усилий в направлении $y - y$ приведена на иллюстрации ниже.



Как и при расчете величины изгибающих моментов, здесь вводится коэффициент k :

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,z,eff}} = \frac{1,0}{1 - 3487,5 / 11189} = 1,45 > 1,0.$$

Тогда максимальное значение расчетного поперечного усилия, действующего параллельно оси у-у, при упрощенном учете геометрической нелинейности будет равно:

$$V_{z,Ed,II} = V_{z,Ed} \cdot k = 93 \cdot 1,45 = 135 \text{ кН.}$$

Проверка несущей способности на совместное действие сжатия и косоугольного изгиба

Изгиб относительно оси z-z возникает только вследствие присутствия соответствующих несовершенств элемента. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, начальные несовершенства сталежелезобетонных колонн и сжатых элементов следует рассматривать во всех направлениях, но одновременно учитывать только одно из них. Если не очевидно, какая из плоскостей является более критичной, необходимо выполнить процедуру проверки для обеих плоскостей.

Поэтому расчет на косоугольный изгиб ведется по комбинации сжатия, изгиба относительно оси z-z от несовершенств и изгиба относительно оси у-у, но без учета присутствия несовершенств. Соответственно, принимаются следующие значения:

$$M_{y,Ed} = 157,5 \text{ кН}$$

$$M_{z,Ed} = 152,0 \text{ кН.}$$

Стоит напомнить, что процедура учета несовершенств одновременно только в одном из направлений может применяться также и для случая учета глобальных несовершенств сталежелезобетонных и комбинированных каркасов, где Еврокод 4 ссылается на соответствующие положения Еврокода 3.

Процедура расчета сталежелезобетонной колонны на устойчивость при действии сжатия и косоугольного изгиба заключается в проверке 3-х условий:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\alpha_{M,y} \cdot \mu_{d,y} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq 1,0; \quad \frac{M_{z,Ed}}{\alpha_{M,z} \cdot \mu_{d,z} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{d,y} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{d,z} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0.$$

Для сталей классов прочности от S235 до S355 $\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = 0,9$.

Значения коэффициентов $\mu_{d,y}$ и $\mu_{d,z}$ были определены ранее и в обоих случаях равны 0,69.

С учетом подстановок, проверим соответствие основным условиям:

$$\frac{157,5}{0,9 \cdot 0,69 \cdot 716,5} = 0,35 < 1,0$$

$$\frac{152,0}{0,9 \cdot 0,69 \cdot 439,8} = 0,56 < 1,0$$

$$\frac{157,5}{0,69 \cdot 716,5} + \frac{152,0}{0,69 \cdot 439,8} = 0,32 + 0,50 = 0,82 < 1,0.$$

Даже с учетом высокой степени консервативности принятого подхода с использованием ломаных взаимодействия и упрощенного учета геометрической нелинейно-

6.7.3.7 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

5.3.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
5.3.2 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.7.3.7 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.3.6 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

сти, условия выполняются, а значит, колонна остается устойчивой в условиях косоугольного изгиба и сжатия.

Проверка несущей способности на действие поперечного сдвигающего усилия параллельно оси $y-y$

В качестве упрощения, допускается принимать, что поперечное усилие V_{Ed} действует только на стальную часть сечения.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, для двутавра, в котором усилие действует параллельно полкам, площадь сечения, работающая на сдвиг, равна:

$$A_{v,y} = A - \sum h_w t_w = 139,7 - 26,4 \cdot 1,2 = 108,0$$

Тогда несущая способность на сдвиг:

$$V_{pl,y,a,Rd} = \frac{A_{v,y} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{108,0 \cdot \left(\frac{35,5}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} = 2214 \text{ кН.}$$

Проверка условия:

$$V_{y,Ed,II} = 135 \text{ кН} < 0,5 V_{pl,y,a,Rd} = 0,5 \cdot 2214 = 1107 \text{ кН.}$$

Условие выполняется; снижения предельного изгибающего момента не требуется.

Проверка зоны приложения нагрузки при совместном действии сжатия с изгибом

Существует несколько основных способов передать усилия на сталежелезобетонную колонну и пропорционально распределить их между стальной и железобетонной частями сечения. К ним относятся: передача усилий через торцевые опорные пластины по всей площади сечения, через опорные ребра и профили в теле колонны либо посредством размещения дополнительных анкерных упоров в опорных зонах. Рациональный подход состоит в стремлении к передаче основных усилий наиболее простым и надежным способом – например, с использованием торцевых пластин и, конечно же, с обеспечением полного контакта с бетоном по поверхности пластин с учетом деформаций ползучести и усадки. А вот опорные реакции от бокового примыкания балок и других элементов можно рационально передавать через опорные ребра и анкерные упоры.

В данном случае, в целях обучения (чтобы показать, каким образом можно перераспределить значительное усилие между стальной и железобетонной частями сечения) передача усилий через торцевые пластины, опорные ребра или профили исключается. Все усилия на уровне верха колонны передаются посредством сдвигового соединения анкерными упорами (стад-болтами).

Следовательно, необходимо рассчитать оголовок колонны, который должен воспринимать усилия от вышележащей колонны и условного перекрытия. С учетом эффектов второго порядка принимаются следующие величины расчетных усилий:

$$N_{Ed} = 3487,5 \text{ кН}$$

$$M_{y,Ed} = 157,5 \text{ кН.}$$

6.7.3.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

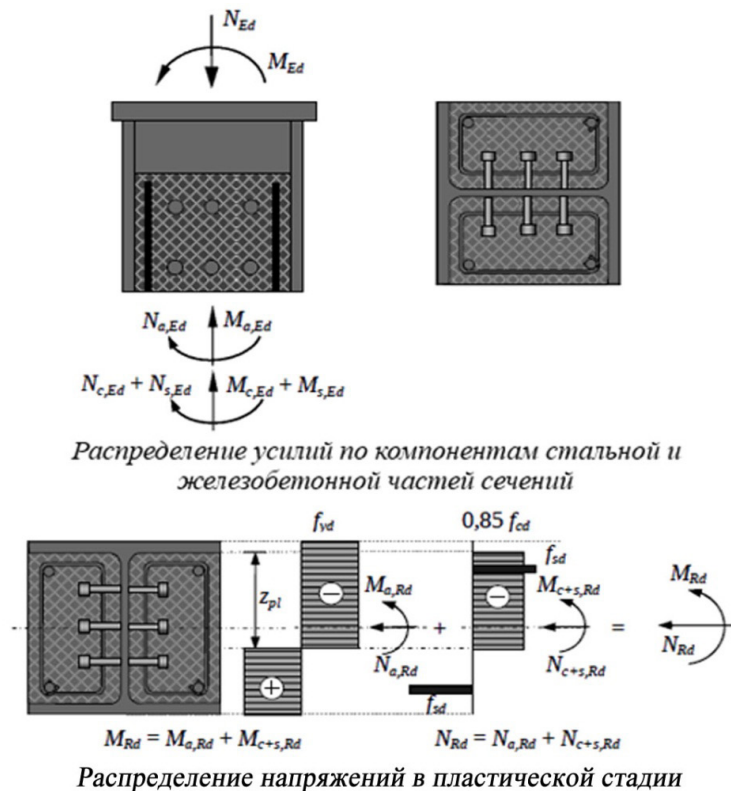
6.2.6 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.2.6 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

6.7.3.2 (3) и
6.2.2.4(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

Передача усилий для комбинации сжатия с изгибом показана на рисунке ниже.



Усилия прикладываются через узел стального элемента. Нагрузка распределяется между отдельными компонентами сечения пропорционально величинам их жесткости. Величины усилий, действующих в стальном профиле ($N_{0,Ed}$ и $M_{0,Ed}$), а также в железобетоне ($N_{c+s,Rd}$ и $M_{c+s,Rd}$), определяются выражениями:

$$M_{0,Ed} = M_{Ed} \cdot \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

$$M_{c+s,Ed} = M_{Ed} - M_{a,Ed}$$

$$N_{0,Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}}$$

$$N_{c+s,Ed} = N_{Ed} - N_{a,Ed}$$

Значение расчетного предельного момента стального профиля с учетом исключения симметричной части эпюры $W_{pl,y,a,n}$:

$$M_{pl,y,a,Rd} = (W_{pl,y,a} - W_{pl,y,a,n}) \cdot f_{yd} = (1732 - 37,4) \cdot 35,5 \cdot 10^{-2} = 601,6 \text{ кНм.}$$

Значение расчетного предельного момента всего сталежелезобетонного сечения было рассчитано ранее:

$$M_{pl,y,a} = 716,5 \text{ кНм.}$$

Отсюда:

$$\frac{M_{pl,y,a,Rd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{601,6}{716,5} = 0,84$$

$$\frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{139,7 \cdot 35,5}{7493} = \delta = 0,66.$$

Соответственно, величины усилий в стальном профиле составляют:

$$M_{y,a,Ed} = M_{y,Ed} \cdot \frac{M_{pl,y,a,Rd}}{M_{pl,y,Rd}} = 157,5 \cdot 0,84 = 132,3 \text{ кНм}$$

$$N_{a,Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} = 3487,5 \cdot 0,66 = 2301,8 \text{ кН.}$$

Железобетонная часть воспринимает следующие усилия:

$$M_{c+s,Ed} = M_{y,Ed} - M_{y,0,Ed} = 157,5 - 132,3 = 25,2 \text{ кНм}$$

$$N_{c+s,Ed} = N_{Ed} - N_{0,Ed} = 3487,5 - 2301,8 = 1185,7 \text{ кН.}$$

Расчет несущей способности анкерного упора (стад-болта)

Принят стад-болт диаметром 19 мм с величиной временного сопротивления $f_u = 450 \text{ Н/мм}^2$. Расчетную несущую способность одного стад-болта, привариваемого автоматической сваркой согласно EN 14555, следует принимать равной меньшему из следующих двух значений:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)}).$$

Величина несущей способности упора на сдвиг $P_{Rd}^{(1)}$ равна:

$$P_{Rd}^{(1)} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_V} = 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{3,14 \cdot 1,9^2}{4} \cdot \frac{1}{1,25} = 81,6 \text{ кН.}$$

Для расчета значения коэффициента α в сжатых условиях принимается высота упора после приварки $h_{sc} = 75 \text{ мм}$, чему соответствует следующий расчет:

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{75}{19} = 3,95.$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN1994-1-1, при $3 < \frac{h_{sc}}{d} = 3,95 < 4$ значение коэффициента α составляет:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) = 0,2 \cdot (3,95 + 1) = 0,9.$$

Несущая способность упора по смятию бетона $P_{Rd}^{(2)}$ равна:

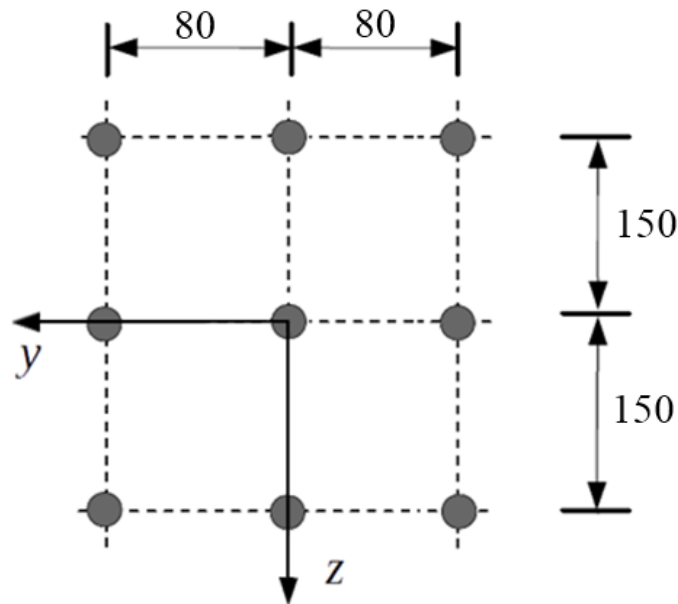
$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{ck}}}{\gamma_V} = \frac{0,29 \cdot 0,99 \cdot 1,9^2 \cdot \sqrt{3500 \cdot 4,0}}{1,25} = 98,1 \text{ кН.}$$

Таким образом, определяющее значение несущей способности равно:

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

$$P_{Rd} = P_{Rd}^{(1)} = 81,6 \text{ кН}$$

Принимается три ряда по три стад-болта с двух сторон стенки с шагом 80 мм поперек сечения и 150 мм – по длине.



6.7.4.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для учета силы трения, образующейся вследствие сдерживания бокового расширения бетона смежными стальными полками, допускается повышать несущую способность прилегающих к каждой полке стад-болтов на значение $\mu \cdot P_{Rd}/2$ для каждого горизонтального ряда упоров. Величину коэффициента трения μ для неокрашенного стального сечения допускается принимать равной 0,5.

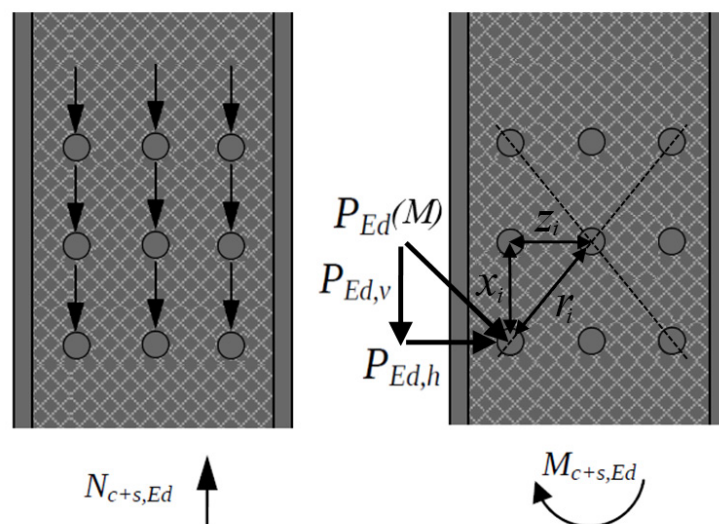
$$\frac{\mu \cdot P_{Rd}}{2} = \frac{0,5 \cdot 81,6}{2} = 20,4 \text{ кН для одной полки.}$$

Эта дополнительная несущая способность в сумме с несущей способностью стад-болта определяет следующее значение параметра для крайних упоров:

$$P_{Rd} = 81,6 + 20,4 = 102,0 \text{ кН.}$$

6.7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Проверка усилий в стад-болтах согласно распределению в упругой стадии



Распределение усилий в стад-болтах в предположении упругой работы:

Максимальное усилие в стад-болте определяется по формуле:

$$\max(P_{Ed}) = \sqrt{\left[\frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed}}{\sum r_i^2} \cdot \max(x_i) \right]^2 + \left[\frac{M_{c+s,Ed}}{\sum r_i^2} \cdot \max(z_i) \right]^2}$$

Согласно иллюстрации:

$$\max(x_i) = 150 \text{ мм}$$

$$\max(z_i) = 80 \text{ мм}$$

$$\sum r_i^2 = 4 \cdot 150^2 + 4 \cdot 80^2 + 8 \cdot (80^2 + 150^2) = 346\,800 \text{ мм}^2.$$

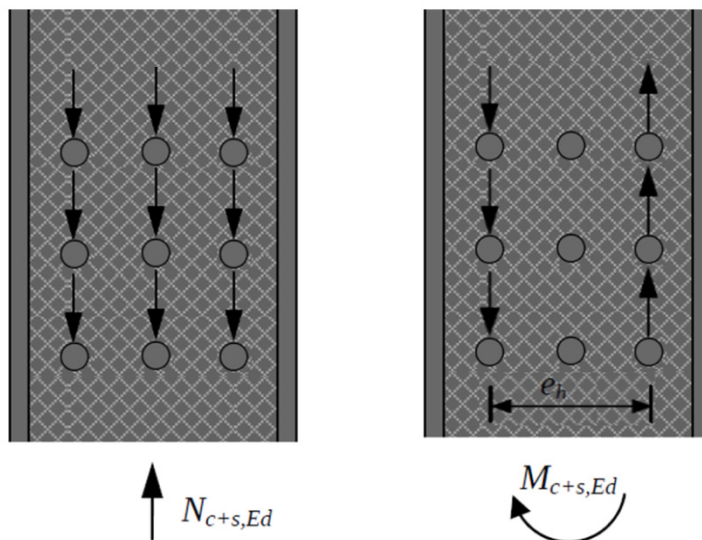
С учетом подстановок:

$$\max(P_{Ed}) = \sqrt{\left[\frac{1185,7}{18} + \frac{25,2 \cdot 10^3}{346800} \cdot 150 \right]^2 + \left[\frac{25,2 \cdot 10^3}{346800} \cdot 80 \right]^2} = 77,0 \text{ кН.}$$

Проверка усилий в стад-болтах согласно распределению в пластической стадии

Расчет усилий в стад-болтах согласно пластической теории:

6.7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1



Следовательно, величина усилия в стад-болтах среднего ряда составляет:

$$P_{Ed} = \frac{N_{c+s,Ed}}{n} = \frac{1185,7}{18} = 65,9 \text{ кН.}$$

Соответствующая несущая способность равна 81,6 кН. Условие $P_{Ed} = 65,9 \text{ кН} < 81,6 \text{ кН}$ выполняется.

Максимальное усилие в стад-болтах крайнего ряда:

$$\max(P_{Ed}) = \frac{N_{c+s,Ed}}{n} + \frac{M_{c+s,Ed} \cdot m}{n \cdot \sum e_{h,i}} = \frac{1185,7}{18} + \frac{25,2 \cdot 3}{18 \cdot 0,16} = 92,1 \text{ кН.}$$

Величина несущей способности с учетом дополнительного эффекта от сил трения равна 102,0 кН. По результатам расчетов в пластической и упругой стадиях видно, что максимальное значение усилия в стад-болте соответствует процедуре пластического расчета, и условие $P_{Ed} = 92,1 \text{ кН} < 102,0 \text{ кН}$ выполняется.

Проверка на продольный сдвиг вне зоны приложения нагрузки

Продольный сдвиг вне зоны передачи нагрузки должен обеспечивать изменение усилий между критическими сечениями колонны. При недостаточности усилий трения между стальной частью сечения и бетоном, следует обеспечивать передачу усилий простановкой дополнительных соединительных элементов по длине колонны.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, расчет следует вести в упругой стадии с учетом долговременных эффектов и процесса трещинообразования в бетоне.

Для учета долговременных эффектов, в расчете используется эффективный модуль упругости бетона:

$$E_{c,eff} = 1530 \text{ кН/см}^2.$$

Отношение модулей упругости материалов:

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = \frac{21000}{1530} = 13,7.$$

С целью учета процесса образования трещин в упругой стадии, необходимо итерационно определить положение нейтральной оси и соответствующий размер растянутой зоны бетона, которая будет исключена из работы. Геометрические характеристики полученного сечения и будут использоваться в расчете касательных напряжений. В целях упрощения, вначале проверим величину касательных напряжений для сечения без трещин. Если в таком случае величины касательных напряжений будут превышать предельные, то условие не будет выполняться и для редуцированного сечения, в котором из работы исключается растянутая зона бетона.

Величины касательных напряжений будут определяться для сечения, расположенного вне зоны приложения нагрузки, которому соответствует максимальное поперечное усилие $V_{z,Ed}$. Принимается сечение, расположенное на расстоянии $L_E = 2 \cdot d = 2 \cdot 300 = 600 \text{ мм}$ от низа колонны, где величина поперечного усилия равна:

$$V_{z,Ed,II} = 1,0 \cdot \frac{157,5}{4,5} + 1,17 \cdot \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} - 1,17 \cdot \frac{8 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5^2} \cdot 0,6 = 94,8 \text{ кН.}$$

Значения моментов инерции компонентов сечения, определенные ранее:

$$I_{y,a} = 23 \ 341 \text{ см}^4$$

$$I_{y,s} = 1321 \text{ см}^4$$

6.7.4.2 (1) и
6.7.4.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.7.4.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

$$I_{y,c} = 42838 \text{ см}^4.$$

Следовательно, для симметричного сечения без трещин, приведенного к стали:

$$I_y = 23341 + 1321 + \frac{42838}{13,7} = 27789 \text{ см}^4.$$

Расположение координаты z центра тяжести стальной полки:

$$z_f = \frac{h - t_f}{2} = \frac{30 - 1,8}{2} = 14,1 \text{ см}.$$

Величина статического момента стальной полки:

$$S_f = b \cdot t_f \cdot z_f = 30 \cdot 1,8 \cdot 14,1 = 761,4 \text{ см}^3.$$

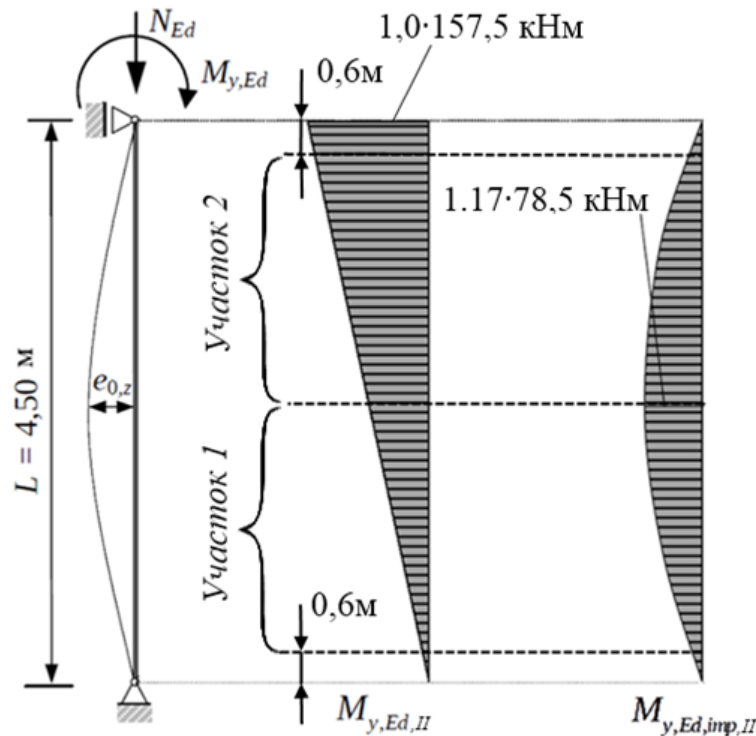
Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, величина предельного продольного касательного напряжения для полок частично обетонированного двутавра составляет $\tau_{Rd} = 0,2 \text{ Н/мм}^2$.

Величины касательных напряжений на уровне примыкания стенки к полке двутавра в упругой стадии, согласно формуле Журавского, составляют:

$$\tau = \frac{V_{Ed} \cdot S_f}{I_y \cdot b} = \frac{94,8 \cdot 761,4 \cdot 10}{27789 \cdot 30} = 0,87 \text{ Н/мм}^2.$$

Действующие касательные напряжения по грани полки превышают предельное значение $\tau = 0,87 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} > \tau_{Rd} = 0,2 \text{ Н/мм}^2$, а следовательно, возникает необходимость использования расчетных соединительных элементов вне зон приложения нагрузок.

Рассчитывается разность усилий в критических сечениях соответствующих анкерных упоров. Поскольку осевое усилие N_{Ed} по длине колонны является постоянным, дополнительные анкерные упоры должны обеспечить изменение изгибающего момента. В данном случае необходимо рассмотреть такие расчетные ситуации, которым будет соответствовать максимальное изменение величин изгибающих моментов на участках 1 и 2. Для этого необходимо учесть неблагоприятные направления введения геометрических несовершенств для каждого из участков. Так, для участка 1 неблагоприятным является направление, показанное на рисунке ниже, а для участка 2 – противоположное. По результатам учета геометрической нелинейности обнаруживается факт увеличения моментов, что также оказывает неблагоприятный эффект и должно учитываться, в отличие от процедуры благоприятного приведения эпюр к прямоугольным, которая не реализуется в связи с тем, что при этом происходит нивелирование изменений моментов.



Величина изменения изгибающих моментов, при учете разных направлений введения геометрических несовершенств, на участках 1 и 2 является одинаковой и составляет:

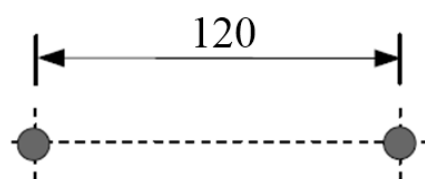
$$\begin{aligned} \Delta M_{y,Ed,1} = \Delta M_{y,Ed,2} &= \frac{157,5}{4,5} \cdot \left(\frac{4,5}{2} - 0,6 \right) + 1,17 \cdot 78,5 - 1,17 \cdot \frac{4 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5} \cdot 0,6 + \\ &+ 1,17 \cdot \frac{8 \cdot 3487,5 \cdot 0,0225}{4,5^2} \cdot \frac{0,6^2}{2} = 57,8 + 91,8 - 49,0 + 6,5 = 107,1 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Как и для опорных зон, распределим общую величину изменения момента между стальной и железобетонной частями сечения пропорционально их несущей способности:

$$\Delta M_{y,a,Ed} = \Delta M_{y,Ed} \cdot \frac{M_{pl,y,a,Rd}}{M_{pl,y,Rd}} = 107,1 \cdot 0,84 = 90,0 \text{ кНм}$$

$$\Delta M_{y,c+s,Ed} = \Delta M_{y,Ed} - M_{y,a,Ed} = 107,1 - 90,0 = 17,1 \text{ кНм.}$$

Вне опорных зон примем 2 ряда аналогичных стад-болтов с диаметром $d = 19$ мм и высотой после приварки $h_{sc} = 75$ мм, располагающихся друг от друга на расстоянии 120 мм, как показано на рисунке ниже.



Несущая способность одного стад-болта для опорной зоны была определена ранее и равна меньшему из значений по срезу упора $P_{Rd}^{(1)}$ и смятию бетона под его поверхностью $P_{Rd}^{(2)}$:

$$P_{Rd} = P_{Rd}^{(1)} = 81,6 \text{ кН.}$$

С учетом силы трения, возникающей вследствие сдерживания бокового расширения бетона смежными стальными полками, для крайних рядов стад-болтов принимаем:

$$P_{Rd} = 81,6 + 20,4 = 102,0 \text{ кН.}$$

Тогда предельный изгибающий момент, воспринимаемый одним рядом таких болтов, соответствует паре сил:

$$M_{Rd, row} = 102,0 \cdot 0,12 = 12,2 \text{ кНм.}$$

Исходя из величины момента, который необходимо перераспределить, необходимое количество рядов стад-болтов на участке определяется следующим образом:

$$n = \frac{M_{y,c+s, Ed}}{M_{Rd, row}} = \frac{17,1}{12,2} = 1,40 \rightarrow n = 2.$$

Итак, для перераспределения нужной величины момента достаточно иметь всего по два поперечных ряда стад-болтов на каждом участке. С учетом того, что ряды анкерных упоров располагаются с каждой стороны стенки, передача усилий вне зон приложения нагрузок может быть обеспечена двумя рядами стад-болтов с каждой стороны стенки, что в сумме даст четыре ряда упоров. Для плавности перераспределения усилий конструктивно принимаем вне зон опирания стад-болты, располагающиеся с каждой стороны стенки в шахматном порядке с шагом 300 мм, что будет соответствовать десяти рядам по два упора в каждом.

Расчет поперечного армирования в зоне приложения нагрузки

Для передачи усилий продольного сдвига от анкерных упоров на железобетонную часть необходимо предусматривать дополнительное поперечное армирование. Расчет данной арматуры ведется с использованием ферменной модели на усилия, передаваемые соединительными элементами. В данном случае речь идет о передаче части суммарного продольного усилия, воспринимаемого железобетоном ($N_{c+s, Ed} = 1185,7 \text{ кН}$) на длине приложения нагрузки, которая, в отсутствии более точных данных, принимается равной $L_E = 2 \cdot d = 2 \cdot 300 = 600 \text{ мм}$, где d – это минимальный размер колонны.

Величина суммарной несущей способности условных сжатых бетонных подкосов в зоне приложения нагрузки для данного случая равна:

$$V_{L,Rd,c} = 4 \cdot \frac{c_y \cdot v \cdot 0,85 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} \cdot L_E = 4 \cdot v \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot c_y \cdot L_E \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta$$

где c_y , в данном случае, – это толщина бетонного заполнения с одной стороны от стенки, равная по величине свесу полки:

$$c_y = \frac{b - t_w}{2} = \frac{300 - 12}{2} = 144 \text{ мм.}$$

Величина коэффициента снижения прочности бетона с трещинами при сдвиге:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 0,504.$$

Приравняв несущую способность к усилию, которое необходимо передать $V_{L,Rd,c} = N_{c+s, Ed} = 1185,7 \text{ кН}$, и подставив остальные параметры, рассчитаем теоретическую величину угла наклона условных бетонных подкосов:

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{N_{Ed}}{2 \cdot v \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot c_y \cdot L_E}\right)}{2}$$

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{1185,7}{2 \cdot 0,504 \cdot 0,85 \cdot 2,67 \cdot 14,4 \cdot 60,0}\right)}{2} = 18^\circ 25'$$

Поскольку величина фактически необходимого угла θ ниже минимального нормативного значения $26,5^\circ$, в дальнейшем расчете принимаем значение $\theta = 26,5^\circ$. В целях самоконтроля, повторно выполним проверку уже в прямой постановке задачи:

$$N_{c+s, Ed} = 1185,7 \text{ кН} < 4 \cdot 0,504 \cdot 0,85 \cdot 2,67 \cdot 14,4 \cdot 60,0 \cdot \sin 26,5^\circ \cdot \cos 26,5^\circ = 1579,5 \text{ кН}$$

Следовательно, достаточная несущая способность по сжатию бетону обеспечена при $\theta = 26,5^\circ$.

Исходя из величины несущей способности поперечного армирования, определяем минимально необходимый шаг хомутов $s_{w,min}$:

$$V_{L,Rd,sw} = 4 \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{swd} \cdot \cot \theta \cdot L_E.$$

Принимаем поперечное армирование в виде хомутов $\text{--}\varnothing 10, \text{ S500}$ ($A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$, $f_{sk} = 500 \text{ Н/мм}^2$).

Отсюда:

$$s_{w,min} = 4 \cdot \frac{A_{sw}}{V_{L,Ed}} \cdot f_{swd} \cdot \cot \theta \cdot L_E = 4 \cdot \frac{0,785}{1185,7} \cdot 43,5 \cdot \cot 26,5^\circ \cdot 60 = 13,9 \text{ см.}$$

Согласно расчету, на длине приложения нагрузки $L_E = 600 \text{ мм}$ принимаются хомуты из арматуры $\varnothing 10$ и стали S500 с шагом 100 мм .

Поперечное армирование вне зоны приложения нагрузки

Вне зоны приложения нагрузки функция анкерных упоров заключается, главным образом, в перераспределении переменного по длине изгибающего момента. Следовательно, анкерные упоры передают относительно небольшие и разнонаправленные усилия. Поэтому поперечные хомуты вне зоны приложения нагрузки принимаем конструктивно согласно правилам ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 и Раздела 8.6 данной публикации.

Конструктивный шаг поперечной арматуры должен составлять не более:

$$s_{cl,tmax} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20d \\ \min(h; b) \\ 400\text{мм} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 20 \cdot 25 \\ \min(300\text{ мм}; 300\text{ мм}) \\ 400\text{ мм} \end{array} \right\} = 300\text{ мм.}$$

Минимальный диаметр хомутов должен приниматься не менее чем:

$$\min(6\text{ мм}; d / 4) = (6\text{ мм}; 25 / 4) = 6,25\text{ мм} \rightarrow 8\text{ мм.}$$

Отсюда принимаем хомуты из арматуры $\varnothing 10$ и стали S500 с шагом 300 мм.

Выводы

В примере рассмотрен расчет колонны, в которой действуют усилия сжатия и изгиба в одной из плоскостей. Однако, из-за необходимости поочередного непосредственного введения локальных геометрических несовершенств во всех основных направлениях при расчете сжато-изогнутых сталежелезобетонных колонн, фактически здесь рассматривался расчет колонны в условиях сжатия и косоуго изгиба.

В рамках примера использован наиболее простой алгоритм расчета. Величина максимального коэффициента использования элемента при проверке на совместное действие сжатия, изгиба от непосредственного приложения нагрузок в плоскости и изгиба в результате введения несовершенств из плоскости, в целом, составила 82%. При этом следует выделить два упрощения, которые обеспечивают полученный результат значительными резервами и, соответственно, возможностями для оптимизации:

- использование интерполяции по ломаной взаимодействия взамен построения полноценной кривой $M - N$ с нелинейными зависимостями;
- упрощенный учет геометрической нелинейности в колоннах, согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, при расчете внутренних усилий.

Так, например, при использовании нелинейных зависимостей $M - N$ относительно оси $y - y$ вместо $M_{pl,y,N,Rd} = 493,8$ кНм, получаем значение $M_{pl,y,N,Rd} = 562,3$ кНм, что на 13,9% выше. Относительно оси $z - z$ соответствующее значение увеличивается еще больше – с $M_{pl,z,N,Rd} = 303,1$ кНм до $M_{pl,z,N,Rd} = 399,5$ кНм, что на 31,8% выше.

Проведение статического расчета по методу конечных элементов с учетом геометрической нелинейности для комбинации сжатия и косоуго изгиба, которая соответству-

9.5.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.5.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

7. РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

ет максимальной величине коэффициента использования, дает следующие фактические значения моментов по длине стержня.

$x, \text{ м}$	$M_{y,Ed}, \text{ кНм}$	$M_{z,Ed}, \text{ кНм}$
0	0	0
1,125	50,14	114,44
2,25	95,71	155,33
3,375	132,58	114,29
4,5	157,44	0

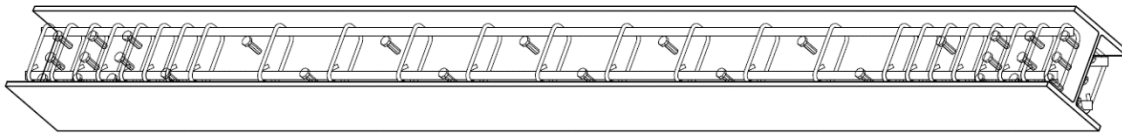
При упрощенном же учете геометрической нелинейности эпюры моментов были теоретически приведены к прямоугольным путем умножения на коэффициенты k_i . Поскольку, согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, коэффициенты k_i принимают значения не менее 1,0, в данном случае треугольная эпюра изгибающих моментов от непосредственного приложения нагрузок была приведена к прямоугольной по максимальному значению $M_{y,Ed} = 157,5 \text{ кНм}$, умноженному на коэффициент $k = 1,0$. В результате, значение изгибающего момента, например, на уровне середины колонны было увеличено в два раза – с 78,8 кНм до 157,5 кНм. Фактически, за счет геометрической нелинейности, значение изгибающего момента на уровне середины колонны увеличивается с 78,8 кНм до 95,7 кНм, что на 39,2% ниже, чем полученное по упрощенной методике.

В сумме, если исключить наиболее значимые упрощения расчета, величина коэффициента использования снизится с 82% до 56%, то есть в 1,46 раза. Учет фактического эффекта геометрической нелинейности носит более индивидуальный характер, поэтому в первую очередь следует стремиться исключить упрощение, связанное с использованием линейных зависимостей $M-N$. Промежуточным решением может оказаться введение в упрощенную ломаную взаимодействия дополнительных характерных точек, что является наиболее актуальным на отрезке AC . Чем больше характерных точек будет введено в ломаную $ACDB$, тем более приближенной она окажется к кривой взаимодействия, и тем точнее будет результат. Если в данном случае исключить одно лишь это упрощение, то величина максимального коэффициента использования снизится с 82% до 66%.

Величина поперечных усилий в данном случае не оказывала влияния на несущую способность по комбинации сжатия и изгиба, потому что в обеих основных плоскостях находилась в пределах $V_{Ed,II} < 0,5V_{pl,a,Rd}$. Поскольку поперечные усилия отражают интенсивность изменения момента ($V_{Ed} = dM_{Ed} / dx$), единственным случаем, в котором они были определяющими, оказался случай проведения проверки на продольный сдвиг. Величина естественных сил трения была недостаточной для обеспечения изменения момента по длине колонны, поэтому не только в опорных зонах, но и по всей длине стержня для передачи усилий продольного сдвига по контакту стали и бетона были предусмотрены специальные анкерные упоры. Чтобы при передаче усилий присутствие стад-болтов не приводило к разрушениям бетонного заполнения, последнее было усилено поперечным армированием в объеме, который, как и количество использованных

студ-болтов, отражает интенсивность передачи усилий продольного сдвига на том или ином участке.

На рисунке ниже приведена визуализация результатов расчета колонны. Стоит напомнить, что пример приводится в обучающих целях и содержит некоторые резервы надежности, а большая концентрация армирования и анкерных упоров в опорных зонах отражает факт перераспределения полных расчетных усилий, что было допущено намеренно.



8. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

При конструировании сталежелезобетонных конструкций следует руководствоваться сразу тремя основными Еврокодами: Еврокод 2 – железобетонные конструкции, Еврокод 3 – стальные конструкции и Еврокод 4 – сталежелезобетонные конструкции. Основополагающим при этом остается Еврокод 4.

Правила конструирования ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 в данном разделе представлены базовыми понятиями защитного слоя, анкеровки и перехлестов арматуры, которые актуальны во всех случаях использования железобетонных составляющих. Поскольку отечественные стандарты ДБН В.2.6-98-2009 и ДСТУ Б В.2.6-156:2010 в высокой степени гармонизированы с Еврокодом 2 и содержат схожие правила, отечественные проектировщики уже знакомы с большинством из них; указанные правила приводятся в качестве справочных данных для удобства пользования пособием.

В части ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 и ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, раздел приводит основные особенности, связанные с использованием монолитных плит по профилированным настилам и обеспечением совместной работы плиты и балок.

По определению Раздела 1.5, узел может считаться сталежелезобетонным, если в его работе участвует арматура. При установлении характера работы сталежелезобетонных узлов ряд растянутых арматурных стержней может рассматриваться в качестве ряда растянутых болтов в узле сопряжения стальных элементов; при этом для данных условных болтов принимаются конструктивные свойства арматуры. На практике инженеры предпочитают не учитывать вклад арматуры в работу узла и обеспечивать передачу усилия более четкими путями через узлы стальных и сборных железобетонных элементов. Исходя из этого, внимание на сталежелезобетонных узлах в данном разделе не акцентируется.

8.1 КОНСТРУИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

8.1.1 КРЕПЛЕНИЕ НАСТИЛОВ

Выбор крепежных элементов зависит от материала балок настила. В подавляющем большинстве случаев сталежелезобетонные плиты используются вместе со стальными элементами балочной клетки, что является классическим решением перекрытия. Подобный классический подход характеризуется наличием большого количества альтернатив использования крепежных элементов и общедоступного инструмента для выполнения работ. Значительно более редкий случай применения указанных элементов совместно с железобетонными балками, помимо прочего, характеризуется существенным увеличением трудоемкости либо стоимости расходных материалов. Упрощенная инструкция по применению метизов в зависимости от материала основы приводится на Рисунке 8.1.

Как видно из иллюстрации, при использовании бетонной основы для крепления профнастила применяются три подхода:

1. трудоемкая постановка метизов в предварительно просверленные отверстия;
2. очень быстрое, но сравнительно дорогостоящее крепление дюбель-пирогвоздями; расходные материалы при этом включают метиз и пиропатрон, а для крепления требуется специнструмент;
3. крепление общедоступными самосверлящими метизами при предусматривании в балках закладных деталей.

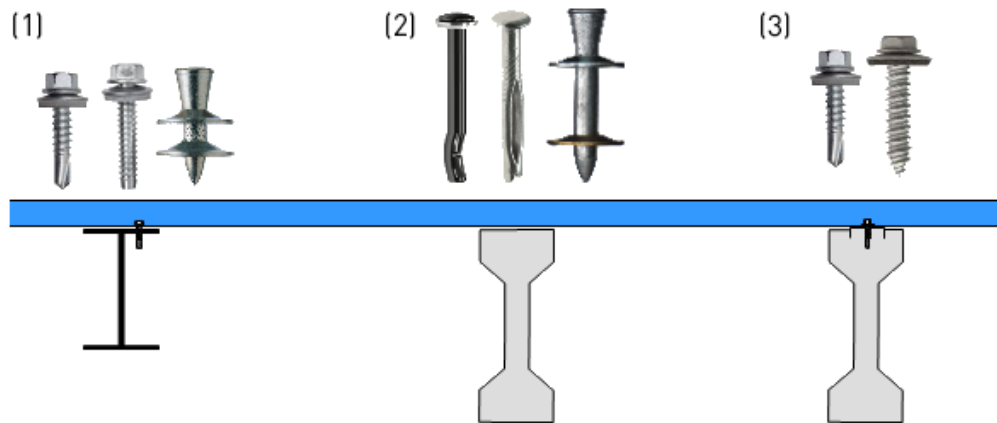


Рисунок 8.1. Выбор метизов для крепления профнастила:

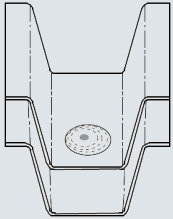

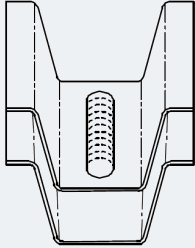
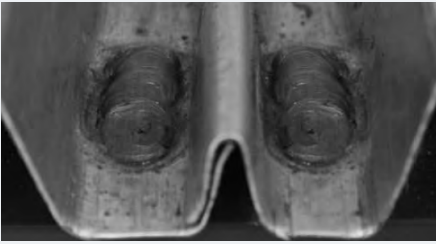
(1) при металлической основе с помощью самонарезающих и самосверлящих винтов, дюбель-пирогвоздей; (2) при бетонной основе с помощью бирбахов, шурупов по бетону и дюбель-пирогвоздей; (3) к закладным деталям с помощью самосверлящих винтов и шурупов

В данном учебнике более подробно рассмотрены методы крепления настилов к стальным балкам, не ограничивающиеся исключительно использованием метизов. Выбор крепежа зависит от требуемой жесткости в плоскости настила, несущей способности на отрыв и толщины стального опорного элемента. К типам креплений относятся самосверлящие и самонарезающие винты, стад-болты и дюбель-пирогвозди, точечная контактная сварка и приварка швом; соответствующие примеры приведены в Таблице 8.1.

Таблица 8.1. Основные способы крепления настила к стальным балкам

Тип крепежа	Иллюстрация	Пример
самосверлящие и самонарезающие винты		
стад-болты и другие анкерные упоры		
дюбель-пирогвозди		

8. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Тип крепежа	Иллюстрация	Пример
точечная контактная сварка		
контактная приварка швом		

Самосверлящие винты являются наиболее подходящим вариантом крепления профнастилов к тонкостенным элементам и профилям толщиной до 12 мм. Самонарезные винты подходят для крепления к стальным профилям толщиной до 16 мм, но требуют предварительного засверливания основы. При использовании таких соединений достигается значительно более низкая степень раскрепления конструкций в сравнении с другим крепежом. С другой стороны, самосверлящие винты не требуют высокой квалификации рабочих и устанавливаются быстро. При повышении толщины металла подосновы эффективность применения самосверлящих винтов снижается, поскольку увеличивается время, необходимое для прорезания винтом металла подконструкции. Самосверлящие винты не оставляют отметин на прикрепляемом металле (что важно при работе с открытыми для обзора элементами), однако проходят сквозь оба соединяемых элемента и видны при обзоре с внутренней поверхности. Использование самонарезных винтов может увеличить несущую способность и жесткость соединения, но снижает скорость монтажа и повышает уровень требований к технологии крепления.

Дюбель-пирогвозди, в зависимости от типа метиза и толщины подосновы, позволяют обеспечить средние и высокие показатели жесткости крепления настила как диафрагмы. Дюбель-пирогвозди подходят при работе со стальной основой толщиной от 6 мм, не требуют высокой квалификации персонала, устанавливаются быстро и не оставляют после себя следов. Сдерживают их массовое использование, как уже указывалось, факторы более высокой стоимости расходных материалов и необходимости использования специнструмента.

Во всех случаях использования стальных и железобетонных балок настила рекомендуется посредством анкерных упоров включать их в совместную работу с плитой. Если же устанавливать анкерные упоры сквозь настил, то это будет и одновременно крепить его к основе. Для двух основных типов анкерных упоров заводского изготовления существуют технологии крепления непосредственно через профнастил: для стад-болтов – методом сквозной приварки, а для уголковых упоров Hilti X-HVB – методом пристрелки дюбель-пирогвоздями. Оба метода обеспечивают высокие показатели жесткости крепления диафрагмы, образуемой настилом. С точки зрения технологии крепления настила (однако не принимая во внимание фактор стоимости), преимущества имеют уголковые упоры Hilti X-HVB, поскольку они универсальны

в отношении материала основы, не оставляют следов и обеспечивают отсутствие продуктов сварки. Стад-болты в железобетонные ригели должны либо закладываться изначально, либо привариваться к специально предусмотренным закладным деталям, что связано с высокими затратами и обычно заменяется использованием арматурных выпусков из тела ригеля.

Сварные соединения придают креплению настила более высокую жесткость в сравнении с саморезами и дюбелями. К недостаткам их использования относятся низкая скорость выполнения сварочных работ, необходимость высокой квалификации рабочих-сварщиков, невозможность выполнения работ под дождем или при наличии остатков воды в гофрах настила, образование следов сварки с обеих открытых сторон и повышенная опасность применения такой технологии с точки зрения требований охраны труда. Для исключения прожигания тонколистового металла, в местах крепления дополнительно могут навариваться шайбы-накладки.

Параметры продольного стыка между листами настила важны технологически и конструктивно. Технологически они важны для обеспечения удержания бетонной смеси при ее укладке, а конструктивно – для формирования жесткой раскрепляющей диафрагмы настила на этапе строительства. Двумя главными методами обеспечения соединения несущих настилов по продольному стыку являются использование комбинированных заклепок и самосверлящих винтов. Менее распространены соединения, обеспечиваемые вложением гофров, фальцевым замком, пуклевкой и сваркой.

Информация об основных типах соединений стальных настилов вдоль гофров приведена в Таблице 8.2

Не рекомендуется выполнять соединение листов профилей способом вложения крайних гофров без дополнительных мероприятий.

Дуговая сварка листов наименее предпочтительна, поскольку повреждает настил и периодически приводит к прожигам металла.

Чтобы не портить внешний вид будущего перекрытия торчащим из него крепежом, процедуру скрепления листов между собой метизами, и, в частности, самосверлящими винтами, рекомендуется выполнять снизу вверх с подмостей либо пола нижнего перекрытия. Таким образом, после заливки бетона стержень винта останется в теле плиты, а с наружной стороны будет видна только его головка, которая, к тому же, может иметь порошковое покрытие под цвет профнастила.

8.1.2 ОПИРАНИЕ ПЛИТ

В стандарте ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 приводится ряд конструктивных требований к параметрам длины опирания плит по профилированным настилам в сталежелезобетонных конструкциях. Плита может опираться на стальные или железобетонные прогоны, а также на кирпичные или бетонные стены. Под понятием «длина опирания» понимается размер продольного участка профилированного настила либо плиты, находящегося в непосредственном контакте с опорой.

Длина опорной площадки профилированного настила должна быть достаточной для предотвращения избыточной деформации ребер и отказа стенки на опоре, а также для исключения повреждений в процессе крепления листа и обрушения элементов

6.1.7.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-3
и
9.2.3 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 8.2. Основные способы крепления листов настила между собой

Тип крепежа	Пример
комбинированные заклепки	
самосверлящие винты	
точечная контактная либо дуговая сварка профилей между собой	
соединение пуклевкой	
соединение стоячими фальцами крайних гофров с замками без фальцевания	
соединение стоячими фальцами без вложения крайних гофров с фальцеванием	

в результате случайного смещения на этапе возведения. Заданный размер призван обеспечить необходимую несущую способность плиты на этапе эксплуатации.

На этапе строительства несущая способность настила с учетом действия опорной реакции является величиной расчетной, что более подробно было описано ранее в Разделе 5.1.1.

Рекомендуемые минимальные значения параметров опирания показаны на Рисунке 8.2.

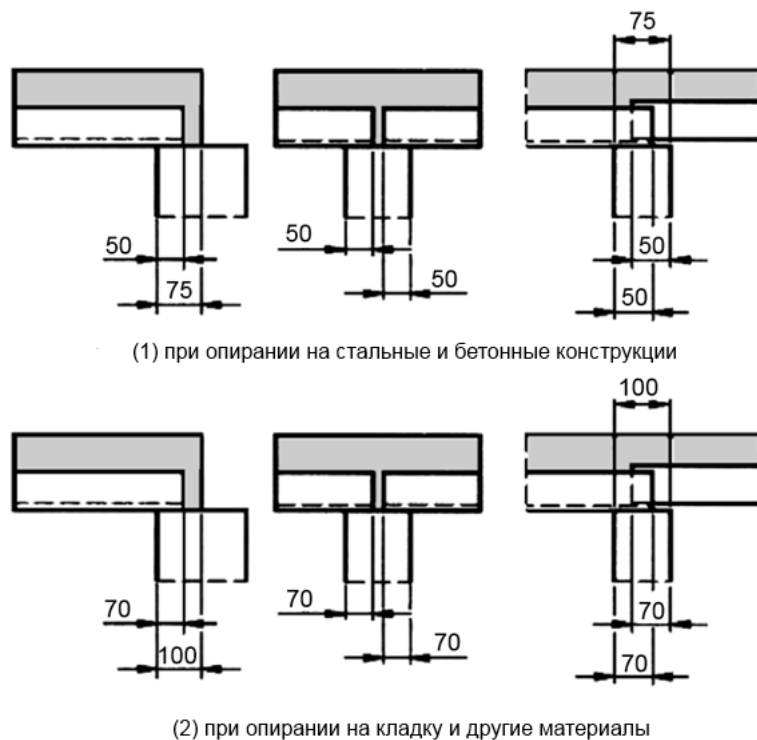


Рисунок 8.2. Минимальные размеры опорных площадок

Аналогичные требования действуют и для временных опор. Данные ограничения выражаются в номинальных значениях, указываемых в проектной документации, и включают в себя такие параметры, как, например, допуски на монтажные работы, с учетом которых возможно уменьшение фактических значений используемых величин при строительстве.

Следует обратить внимание на то, что требуемые минимальные размеры опорных площадок зависят от материала (сталь, бетон или другие материалы) и характера размещения опорного элемента (крайняя или средняя балка). Так, на Рисунке 8.1 (1) указаны значения для случая опирания на стальные и бетонные элементы, а на Рисунке 8.1 (2) – для случая использования опор из кладки и других материалов.

В зависимости от указанных значений, следует определять минимальный конструктивный размер опорных поясов балок, рассчитывая на неблагоприятную комбинацию отклонений на строительной площадке.

Помимо стандартного опирания плит на балки и стены сверху, можно отметить несколько распространенных вариантов примыкания, используемых на этапе проектирования во избежание возникновения проблем и задержек на строительной площадке. Некоторые из них продемонстрированы на Рисунке 8.3.

Рисунок 9.3
согласно
9.2.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

8. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Двумя типовыми случаями примыкания настила к балкам являются лобовое (Рисунок 8.3 (1)) и боковое (Рисунок 8.3 (2)) опирание настила в уровне стенки. В обоих случаях стандартным решением является использование опорного ребра, выполненного, как правило, из уголка либо листового металла. Для обеспечения возможности крепления настила, особенно в несущем лобовом примыкании, важно конструировать опорное ребро таким образом, чтобы оно выступало за кромку верхнего пояса не менее чем на 50 мм. Опорные элементы следует предусматривать неразрывными, а в местах монтажных стыков стремиться к минимизации безопорного участка.

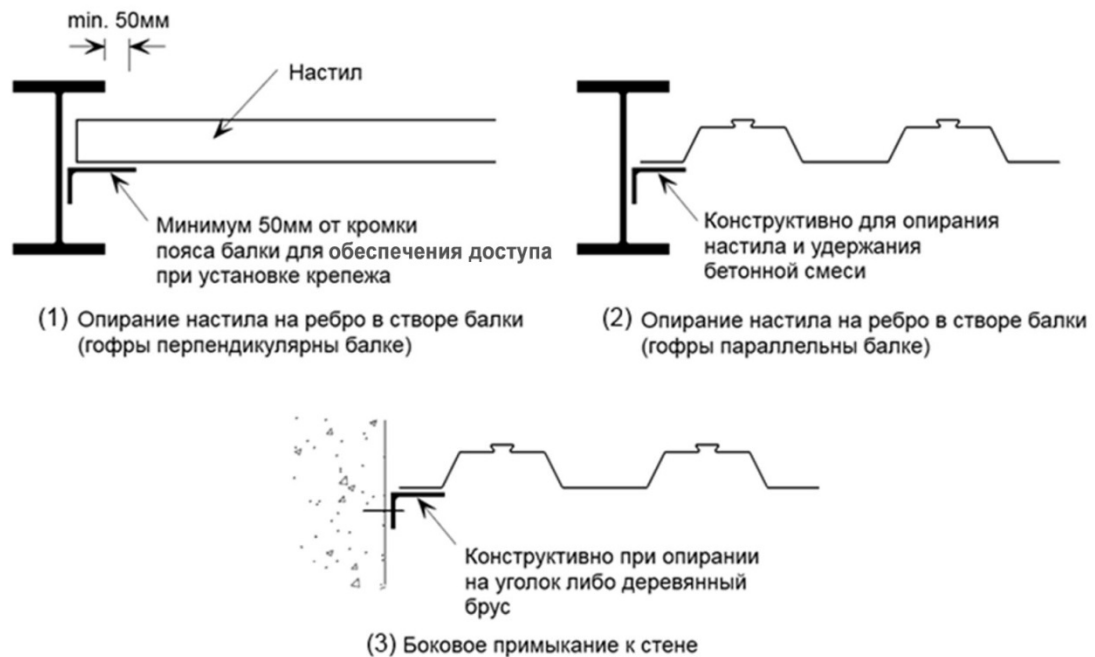


Рисунок 8.3. Примыкание настила к стенам и балкам сбоку

Также часто требуется обеспечить примыкание настила к стене, что может быть реализовано при помощи опорного уголка, гнутого профиля или деревянного бруса (Рисунок 8.3 (3)), предпочтительно с креплением через закладные детали стены. При необходимости, может предусматриваться объединение арматуры плиты и стены для обеспечения сплошности стыка. Опирание поверх стены чаще всего осуществляют на обвязочную металлическую балку либо монолитный пояс.

В местах соединения элементов, где примыкание настила невозможно либо затруднено, также может потребоваться использование дополнительных точек опирания в виде уголков или планок. Характерный случай такого использования представлен в местах пропуска колонн габаритом более 250 мм без примыкания балок по обеим осям, как это показано на Рисунке 8.4 (1). В менее распространенном случае, при опирании колонны через балку, также может потребоваться обрамление сечения колонны по периметру.

Фланцы, либо другие узловые элементы колонны – могут помешать организации минимальной опорной площадки шириной 50 мм перпендикулярно гофрам настила. В таком случае следует предусмотреть уширение пояса балки в месте стыка, как это показано на Рисунке 8.4 (2). Вынос стыка колонны вне уровня настила позволяет подрезать настил по периметру ее сечения. В таких местах настил следует проек-

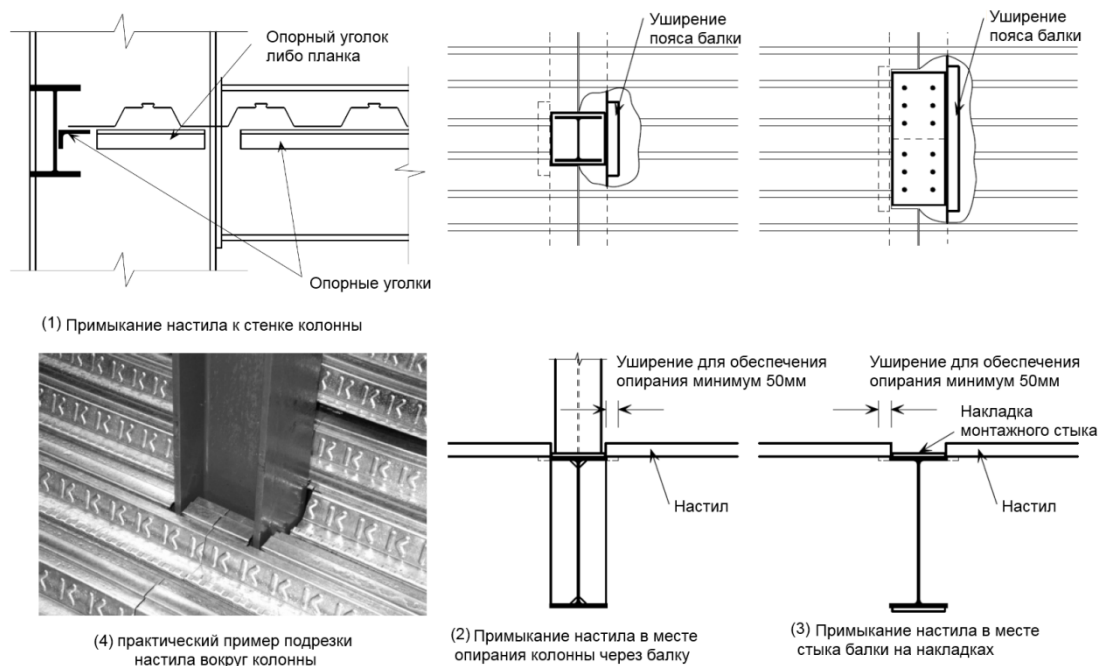


Рисунок 8.4. Отдельные случаи примыкания настилов

тировать по разрезной схеме и, при необходимости, локально предусматривать временные подпорки. Аналогичная ситуация может возникнуть в местах стыковки поясов балок накладками поверх сечения, как это показано на Рисунке 8.4 (3).

В типовых случаях опирания сталежелезобетонных плит поверх балок профилированные настилы высотой до 60 мм в ходе строительства могут применяться на безопорных пролетах длиной до 3 м, а настилы высотой до 85 мм – на пролетах длиной до 4,5 м, в зависимости от монтажных нагрузок. Применить аналогичный профнастил при увеличенном шаге балок, а также в особых случаях примыканий и консольных вылетов можно путем введения временных опор, примеры чего показаны на Рисунке 8.5. Технологические приемы, показанные ранее на Рисунке 3.2, помогают дополнительно убрать временные стойки, которые ограничивают рабочее пространство.

Случаем, наиболее важным в сегменте жилого строительства и в целом для стеновых строительных систем, является опирание сталежелезобетонной плиты на кладку, где опирание сверху не вызывает затруднений, но для случая анкеровки в нише стены имеет свои особенности, включая простановку временных опор, как показано на Рисунке 8.6.

При использовании универсальных профнастилов подбор соответствующего опирания приобретает характер индивидуальной задачи, а вот стандартные системы, в подавляющем своем большинстве, предлагают готовые решения. На Рисунке 8.7 в качестве типовых примеров приведены две схемы опирания наиболее высоких профилированных настилов в створе балок: на Рисунке 8.7(1) – классическая схема опирания настила в пониженном перекрытии на промежуточную балку из стального моносимметричного двутавра; на Рисунке 8.7(2) – пример промежуточного опирания патентованной системы Hoesch Additive Decke.

Одним из определяющих критериев выбора схемы перекрытия в целом и характера опираний плит в частности может быть размещение инженерных сетей и оборудо-

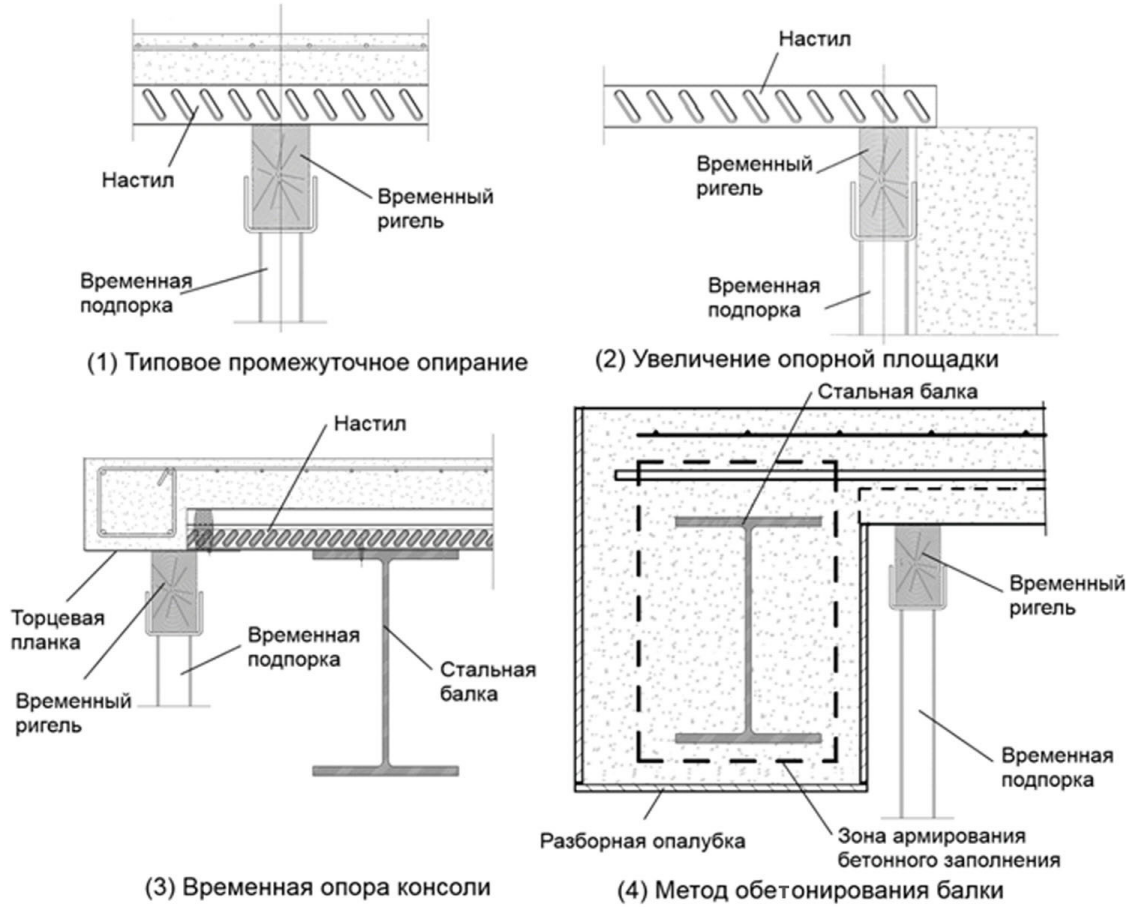


Рисунок 8.5. Отдельные случаи примыкания настилов

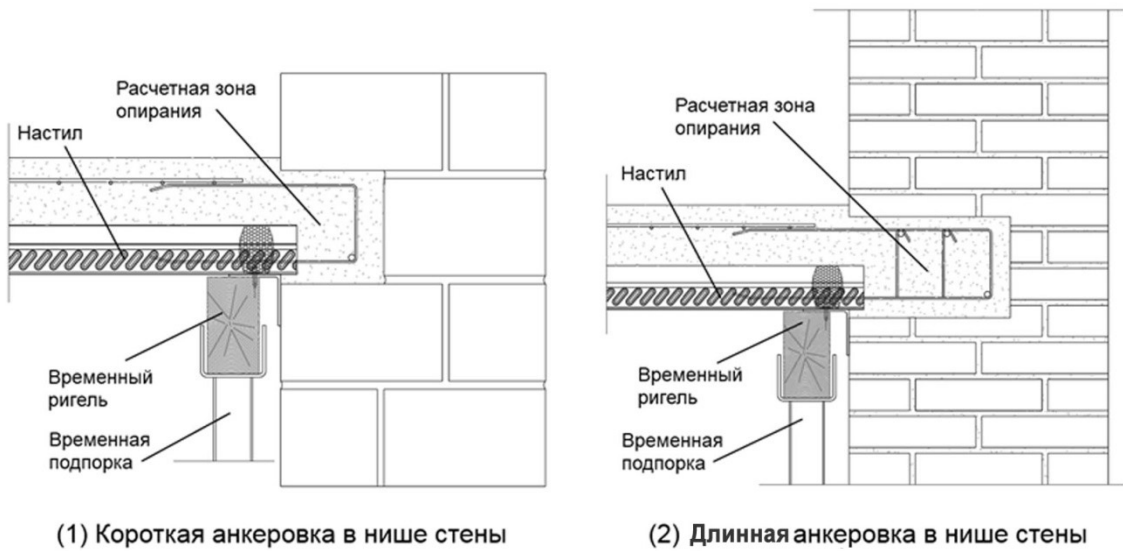
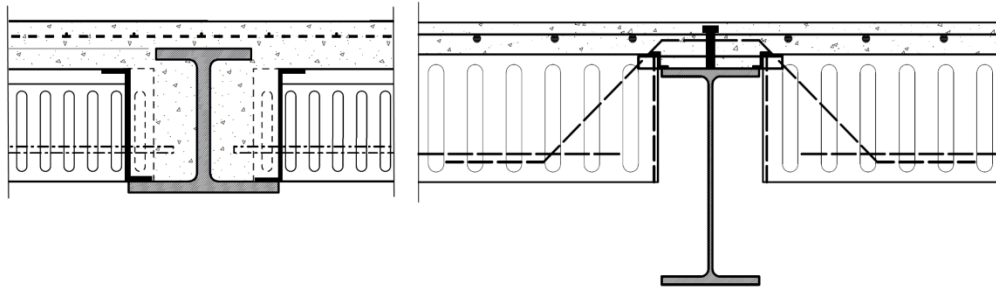


Рисунок 8.6. Отдельные случаи примыкания настилов к стене



(1) пример опирания на промежуточную балку в перекрытии пониженной высоты

(2) пример опирания на промежуточную балку плиты по системе Hoesch Additive Decke

Рисунок 8.7. Типовые случаи опирания настилов в створе балок

вания. При невысоких балках или в пониженных перекрытиях разводка обычно осуществляется под конструкцией, как показано на Рисунке 8.8 (1). Для более развитых сечений стандартным решением является пропуск линий коммуникаций сквозь перфорации стальных балок. Традиционно разводка ведется под плитой, как показано на Рисунке 8.8 (2), но в отдельных случаях применяются и нетиповые варианты, что проиллюстрировано на Рисунке 8.8 (3), где показан пример создания высокого фальшпола в створе балок. Малогабаритные элементы инженерных сетей могут пропускаться в промежутки между гофром настила и балкой, как показано на Рисунке 8.8 (4).

Еще один прием конструирования окажется полезным для уменьшения общей высоты сталежелезобетонного перекрытия, когда отдельные элементы балочной клетки значительно превышают по вертикальному габариту другие. Это могут быть длиннопролетные или сильно нагруженные главные балки, если они не включены в совместную работу с плитой или сечение плиты является достаточно развитым. Причиной отказа от объединения главных балок с плитой по профилированному настилу может стать то, что гофры последнего обычно располагаются параллельно главным балкам, требуя подрезки для постановки анкерных упоров. Высокая главная балка может задавать общий габарит всему перекрытию, и чтобы уменьшить его, допускается частичное утапливание плиты в створе балки, как это показано на Рисунке 8.9. Обязательно нужно учитывать то обстоятельство, что при этом образуется разрыв жесткого диска перекрытия. Поэтому необходимо либо обеспечить фактический разрыв жесткого диска в виде деформационного шва, либо передать касательные и продольные усилия в нем через эффективную анкеровку. При значении толщины бетона над балкой, превышающем 100 мм, остается возможность постановки анкерных упоров высотой от 75 мм и обеспечения передачи касательных и продольных усилий через поперечное армирование. Похожий принцип использован в системе Hoesch Additive Decke (показано на Рисунке 8.7(2)), но вместо главной балки плита здесь утапливается в створ балки настила, а сами второстепенные балки заменяются высокими ребрами плиты.

8.1.3 АРМИРОВАНИЕ ПЛИТ

Армирование плиты можно разделить на виды в зависимости от функционального назначения. Данный раздел описывает армирование, необходимое в соответствии с критериями расчета плиты как самостоятельного элемента, но не части комплексного сталежелезобетонного перекрытия, что дополнительно подразумевает попереч-



(1) Разводка сетей под перекрытием



(2) Разводка сетей в перфорациях балок перекрытия под плитой



(3) Организация высокого фальшпола в перфорациях балок



(4) Пропуск труб в гофрах настила в створе балок

Рисунок 8.8. Примеры разводки инженерных сетей в сталежелезобетонных перекрытиях

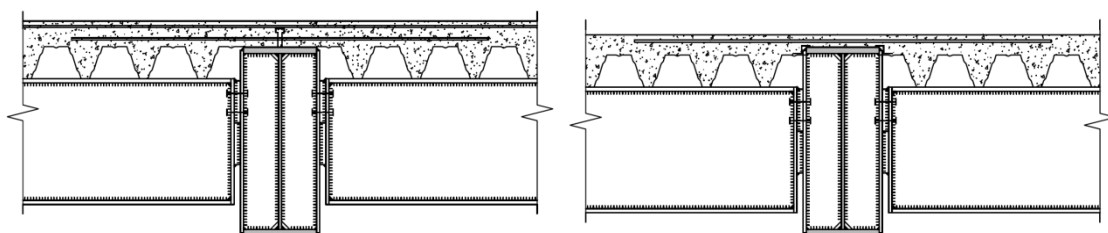


Рисунок 8.9. Примеры пониженных схем с частично утепленной плитой по профилированному настилу

ное армирование для передачи продольного сдвига от балок, анкеровку плит в необходимых стыках, аварийные связевые элементы, а также усиление в местах сильного среза и/или растяжения жесткого диска.

В пределах высоты h_c бетона над гофром следует предусматривать поперечное и продольное армирование.

Суммарная площадь сечения арматуры в обоих направлениях должна составлять не менее $80 \text{ мм}^2/\text{м}$.

Шаг стержней в сталежелезобетонных плитах не должен превышать меньшее из следующих двух значений: $2h$ и 350 мм.

Для общего случая, в зависимости от расчетной схемы, монолитная плита по профилированному настилу может включать в себя расчетные элементы армирования согласно Таблице 8.3.

Само понятие сталежелезобетонной плиты, согласно Еврокоду 4, подразумевает использование специальных настилов со сдвиговым соединением по контакту с бетоном. В общем случае, континуального армирования, которое образует такой настил, достаточно для обеспечения несущей способности по положительному изгибающему моменту согласно Разделу 5.2.1.1. Поэтому дополнительное армирование первого типа чаще вводится по критерию сдвига в вертикальной плоскости, согласно Разделу 5.2.1.2.

Поскольку профнастил крайне быстро исключится из работы в условиях пожара, с целью повышения огнестойкости вводится дополнительное армирование плиты, стержни которого рассчитываются на сниженную аварийную нагрузку в условиях пожара согласно Разделу 9. Армирование, повышающее огнестойкость, конструктивно располагается выше рабочего армирования по критерию сдвига либо изгиба в нормальных условиях. Объясняется это тем, что при пожаре армирование, расположенное с небольшим защитным слоем, быстро прогреется и утратит свою эффективность, а в нормальных условиях эксплуатации с уменьшением защитного слоя несущая способность, благодаря более развитому сечению, будет увеличиваться.

Обычной практикой контроля образования трещин при работе с монолитными плитами по профнастилам является укладка конструктивной сетки толщиной в 0,2% или 0,4% сечения бетона над гофрами по всей плоскости плиты. Отдельные элементы усиления по критерию трещиностойкости, согласно Разделу 6 данной публикации, могут вводиться в местах значительного растяжения бетона.

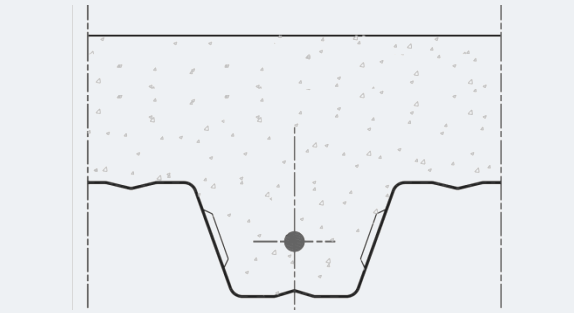
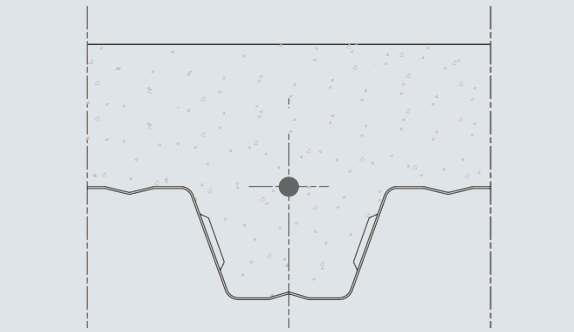
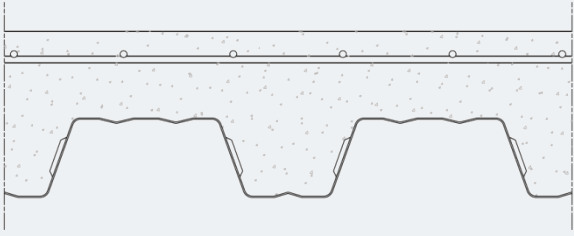
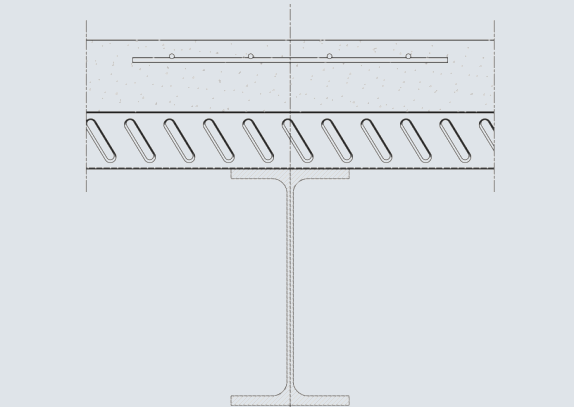
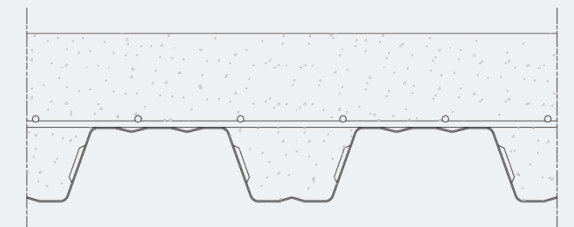
При неразрезной расчетной схеме плиты для обеспечения несущей способности на опорах и в других местах с отрицательным изгибающим моментом, согласно Разделу 5.2.1.1, следует армировать верхнюю растянутую зону бетона стержнями расчетного диаметра.

Сосредоточенные нагрузки, согласно Разделу 5.2.1.3, могут вызвать разрушение плит в результате поперечного изгиба, поэтому в местах приложения таких нагрузок требуется выполнять усиление армирования. Оптимальным расположением считается уровень непосредственно над гофрами, а само усиление, как правило, выполняется в виде сварных или вязаных сеток.

В остальном, конструирование арматуры сталежелезобетонных плит подчиняется общим правилам для железобетонных конструкций. Защитный слой задается пластиковыми и другими типами дистанций, а проектное расстояние между профнастилом и верхним армированием обеспечивается стандартными «жабками» или сварными каркасами, как показано на Рисунке 8.10.

Самым значительным отличием является армирование гофров профнастила, которое, в случае необходимости его применения, должно быть простым и технологичным. Несколько соответствующих примеров с использованием арматурных подвесов, сварных каркасов и пластиковых дистанций типа «кольцо» или «звездочка» показаны на Рисунке 8.11.

Таблица 8.3. Типы армирования сталежелезобетонной плиты в зависимости от его функционального назначения

Тип армирования	Пример
<p>нижнее рабочее армирование по критерию сдвига либо изгибающего момента в пролете</p>	
<p>нижнее рабочее армирование по критерию огнестойкости</p>	
<p>верхняя сетка по критерию трещиностойкости</p>	
<p>верхние армирование по критерию момента на опоре</p>	
<p>распределительное армирование по критерию поперечного изгиба при продавливании</p>	

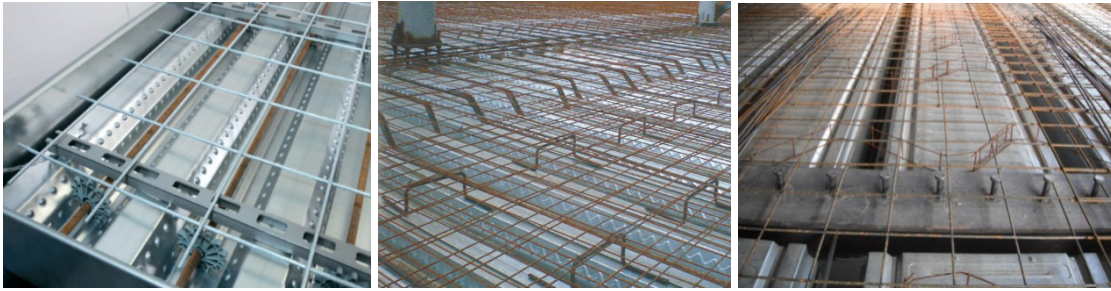


Рисунок 8.10. Примеры установки арматуры сталежелезобетонных плит в проектное положение с помощью пластиковых либо металлических профилей, гнутых «жабок» и сварных каркасов

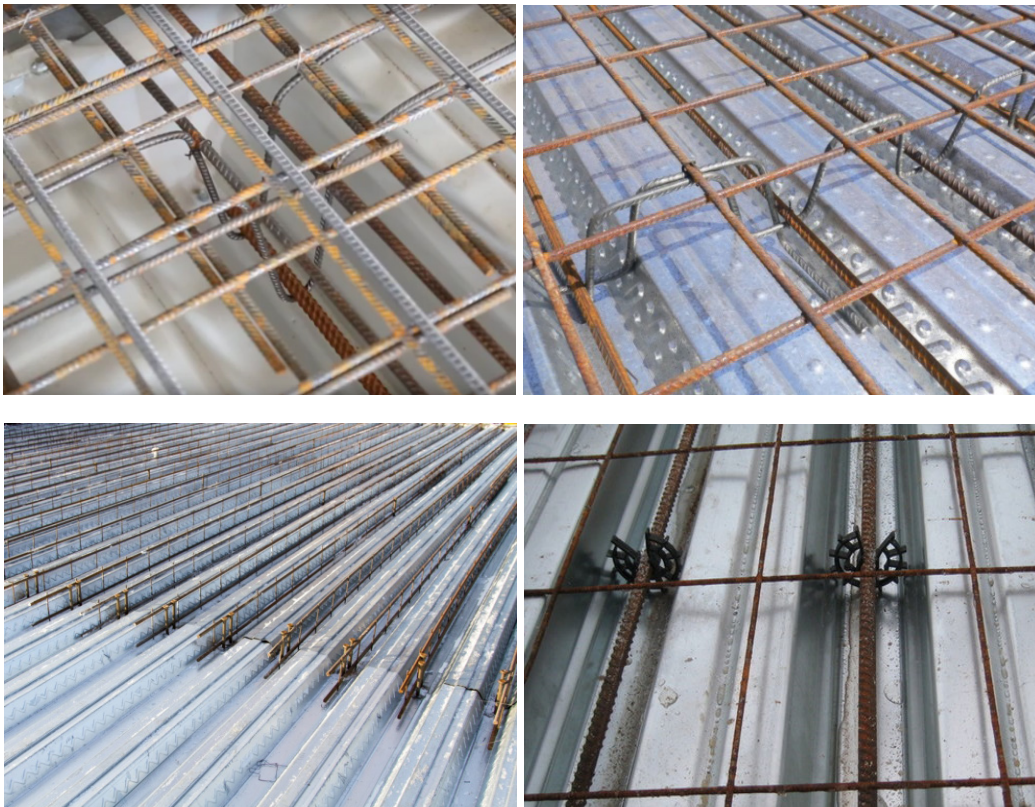


Рисунок 8.11. Примеры армирования гофров в монолитных плитах по профилированному настилу с помощью арматурных подвесов (фото сверху), сварных каркасов и пластиковых дистанций типа «кольцо» или «звездочка» (фото внизу)

8.1.4 ПРОЕМЫ В ПЕРЕКРЫТИЯХ

Проемы могут выполняться непосредственно в готовом перекрытии. Некоторые производители специальных профнастилов для сталежелезобетонных плит вырабатывают собственные рекомендации по ограничению размеров и, при необходимости, дополнительному армированию проемов.

Проемы можно классифицировать в зависимости от их размеров:

1. Небольшие – в пределах квадрата с гранью длиной 300 мм. В большинстве случаев не влияют на работу конструкции и не требуют дополнительного армирования.

2. Средние – в пределах квадрата с гранью длиной от 300 до 700 мм. Как правило, требуют усиления армирования плиты, что относится также к небольшим проемам, расположенным рядом друг с другом.
3. Большие – с размерами более 700 мм. Для таких проемов должны предусматриваться рамки из стальных элементов, опирающиеся на основные несущие балки.

Данные указания справедливы для плит по профнастилам высотой до 85 мм и могут несколько варьироваться в зависимости от конкретного типа и формы профиля. Мероприятия по обустройству проемов в более высоких профнастилах, как правило, носят аналогичный характер, но, в зависимости от системы, отличаются по показателям предельных размеров проемов.

Стандартная практика создания проемов маленьких и средних размеров заключается в закладке обрамляющей рамки из дерева либо пенопласта до начала бетонирования, как это показано на Рисунке 8.12. Подрезка профнастила должна выполняться не ранее, чем бетон наберет 75% проектной прочности. После достижения указанного значения настил в пределах проема может быть вырезан инструментом либо автогенем, а обрезные края – загнуты или зашлифованы.

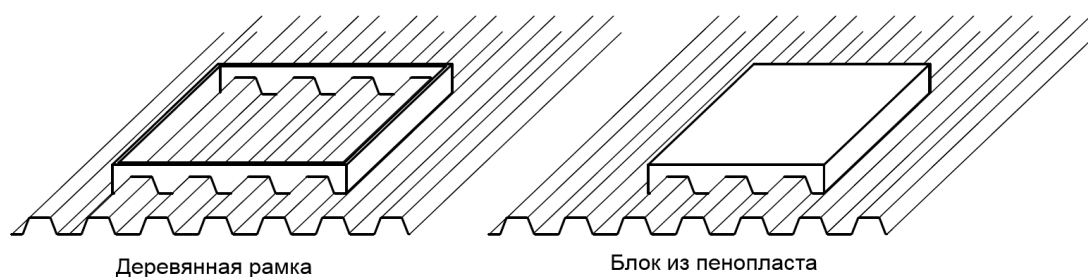


Рисунок 8.12. Схемы ограничивающих способов обустройства проемов в плитах с подрезкой профилированного настила после бетонирования

Для проемов большого размера предварительно, до начала монтажа настила, должна устанавливаться их подконструкция. В таком случае проем в настиле следует вырезать до укладки бетонной смеси, как это показано на Рисунке 8.13.

Вырезание проемов в готовой плите может привести к отслоению настила от бетона; выполнение такой процедуры не рекомендуется. В отсутствие альтернативы следует использовать инструмент, максимально исключая ударные и вибрационные воздействия, наподобие пил и буров с алмазными режущими кромками, что позволит свести к минимуму потери механического сцепления между настилом и бетоном.

Необходимость в дополнительном армировании плиты либо обрамлении проема определяется их размерами. Для проемов средних размеров обычно вводится усиление армирования в виде дополнительных продольных стержней, укладываемых по периметру в гофр настила, и поперечных стержней, которые предназначены для «плавного» перераспределения усилий вокруг проема, как это показано на Рисунке 8.14.

В общем случае, подобное усиление допускается рассматривать в виде системы перекрестных полос по периметру проема, как это показано на Рисунке 8.14. Расчетная ширина полосы должна приниматься равной $d_o/2$, где d_o – это размер проема



Рисунок 8.13. Примеры выполнения проемов с установкой обрамляющей рамки и подрезкой настила до бетонирования

поперек ребер настила. В процессе расчета учитывается только бетон, находящийся над ребрами. Поперечная полоса считается шарнирно-опертой с пролетом размером $1,5d_0$. Для продольных полос, в дополнение к действующим непосредственно на них нагрузкам, рассчитываются значения условных опорных реакций от поперечного усиления. Результатом расчета является дополнительное армирование, размещаемое в пределах расчетных полос. Для улучшения перераспределения нагрузок, по периметру могут предусматриваться дополнительные поперечные либо наклонные стержни арматуры. Арматура усиления должна заводиться не менее чем на длину анкеровки за оси балок настила.

При концентрации нескольких проемов в одной зоне (см. иллюстрацию справа на Рисунке 8.13) может потребоваться рассматривать их как ослабление в качестве одного большого проема.

8.1.5 ТОРЦЫ ПЕРЕКРЫТИЙ

В стандартной конфигурации торцы перекрытий формируются окантовкой оцинкованными холодногнутыми планками из тонколистовой стали. Размеры планок рассчитываются исходя из проектной толщины перекрытия. Толщина планок может зависеть от их расположения, но обычно не превышает 2 мм. На стройку поставляются планки стандартной длины; их подрезка осуществляется по месту. Как правило, они смещаются от оси балки, как показано на Рисунке 8.15, крепятся аналогично настилу и, во избежание повреждений, не должны использоваться в качестве маяков.

Верхняя грань планок, ввиду их тонкостенности, всегда должна раскрепляться с шагом от 600 до 1000 мм, в зависимости от толщины плиты. На Рисунке 8.16 показаны типовые узлы для трех распространенных случаев:

1. ребра настила перпендикулярны балке и образуют консоль вылетом до 600 мм в зависимости от высоты настила и параметров плиты, как показано на Рисунке 8.16 (1);
2. ребра настила параллельны балке; кроме того, при необходимости обустроивается консоль вылетом до 200 мм, как показано на Рисунке 8.16 (2);
3. ребра настила параллельны балке; необходимый вылет консоли составляет более 200 мм, как показано на Рисунке 8.16 (3).

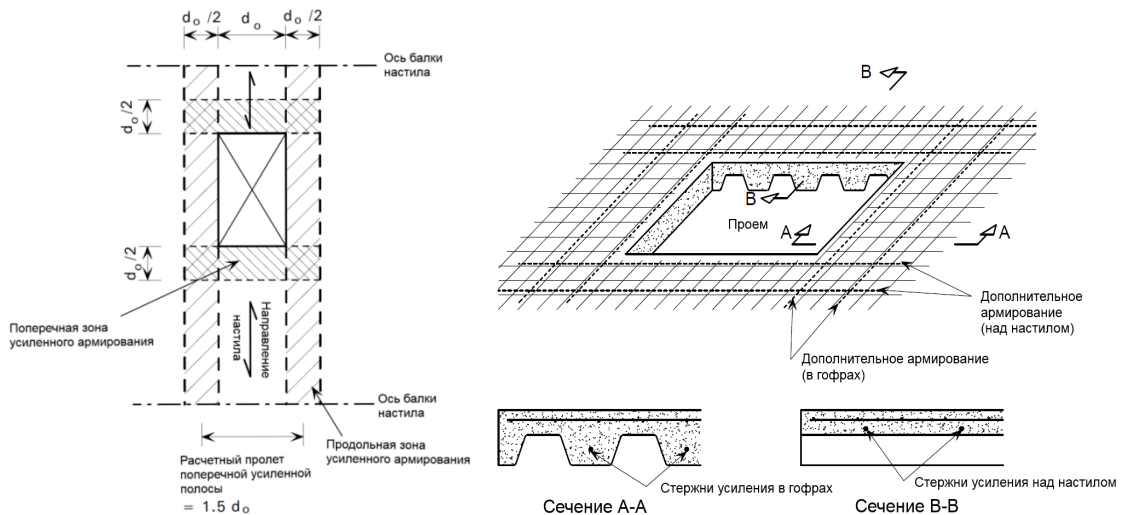


Рисунок 8.14. Расчетная схема и соответствующее армирование вокруг проемов средних размеров

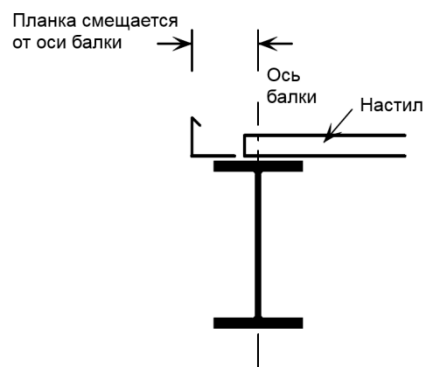


Рисунок 8.15. Расположение торцевой планки относительно оси балки

В последнем случае инженер должен предусматривать поперечные консольные элементы, располагающиеся с шагом не более 3 м. В их отсутствие обязательными являются временные опоры консольных участков с указанием соответствующей информации в рабочей документации.

Указанные решения относятся к стандартным и имеют ряд альтернатив, заключающихся в изготовлении планок из горячекатаных уголков либо других профилей, приваривании их на заводе либо использовании их в качестве элементов крепления ограждений, при округлых либо криволинейных краях. При значительных консольных вылетах или наличии других особенностей следует прибегать к использованию временных опор либо постоянных конструктивных мер.

Стандартными и предпочтительными вариантами элементов крепления торцевой планки являются полосы оцинкованной стали либо монтажные ленты, а менее желательными – приваренные арматурные коротыши, как показано на Рисунке 8.17.

Если сдвиговое соединение примыкает к продольной грани бетонной плиты, то поперечная арматура должна быть полностью заанкерена в бетон, расположенный между гранью плиты и рядом анкерных упоров.

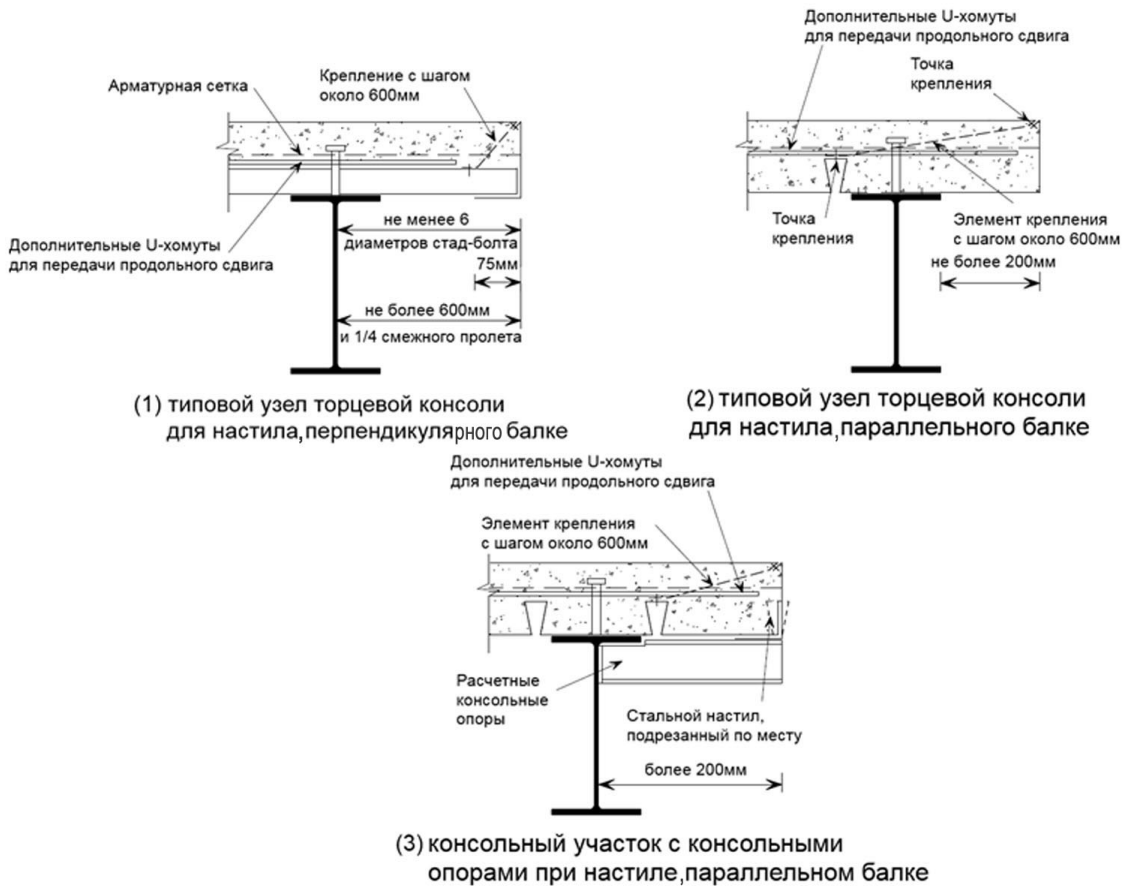


Рисунок 8.16. Типовые узлы торцов сталежелезобетонных плит

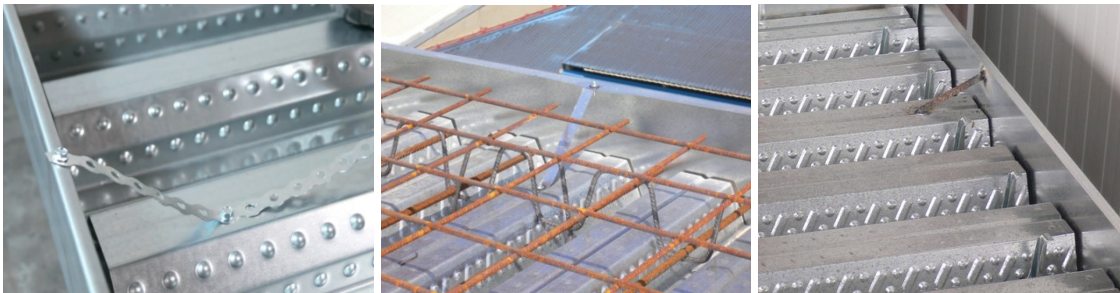


Рисунок 8.17. Примеры крепления торцевой планки сталежелезобетонной плиты

Если расстояние от боковой грани бетонной полки до осевой линии ближайшего ряда анкерных упоров составляет менее 300 мм, то для предотвращения продольного среза бетонной полки от действия усилий в соединительных элементах следует соблюдать следующие дополнительные рекомендации:

- поперечное армирование должно быть обеспечено постановкой U-образных стержней, охватывающих соединительные элементы;
- если в качестве соединительных элементов используют стад-болты, расстояние от боковой грани бетонной полки до центра ближайшего стад-болта должно составлять не менее $6d$, а диаметр U-образных стержней – не менее $0,5d$, где d – это номинальный диаметр стад-болта;

8. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

6.6.5.3 (3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

- U-образные стержни следует располагать как можно ниже, но с обеспечением достаточного защитного слоя бетона в нижней части.

На конце сталежелезобетонных консолей следует предусматривать местное армирование, достаточное для передачи усилий от соединительных элементов на продольную арматуру.

8.2 БАЛКИ НАСТИЛА

6.1.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Основные типы поперечных сечений сталежелезобетонных балок со сплошной железобетонной плитой или монолитной плитой по профилированному настилу показаны на Рисунке 8.18. Балками с частичным обетонированием являются элементы, в которых обетонирована только стенка стального сечения, а между бетоном и сталью предусмотрено сдвиговое соединение.

6.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Бетонные или сталежелезобетонные плиты также могут формировать часть эффективного сечения балки с частичным обетонированием при условии обеспечения ее совместной работы со стальным профилем посредством сдвигового соединения. Типовые поперечные сечения балок с частичным обетонированием стенки показаны на Рисунке 8.19.

Рисунок 6.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

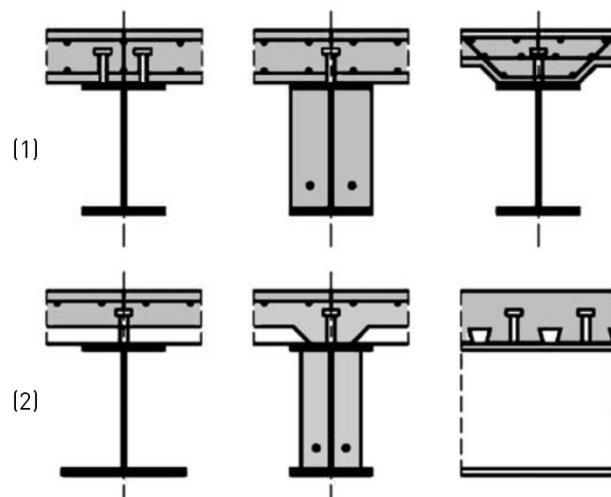


Рисунок 8.18. Типовые поперечные сечения сталежелезобетонных балок с монолитными плитами (1) и плитами по профнастилу (2)

Рисунок 6.8
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

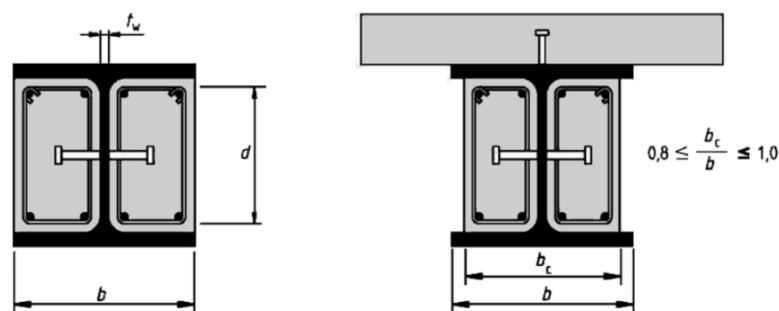


Рисунок 8.19. Типовые поперечные сечения сталежелезобетонных балок с обетонированием стенки

Как видно из Рисунков 8.18 и 8.19, традиционным типом сечений для сталежелезобетонных балок являются двутавры различных видов. Во многом это связано еще и

с тем, что такие решения сталежелезобетонных конструкций преобладают на рынках США, Канады, Германии, Великобритании и ряда других стран, которые являются ведущими в мировой экономике, а также крупными центрами обучения и развития технологий. Существуют и более необычные типы сталежелезобетонных балок, которые преобладают на строительных рынках отдельных стран. Например, в скандинавских странах традиционное понятие сталежелезобетонных балок включает в себя обетонированные сварные коробчатые сечения, используемые в системах пониженных перекрытий, см. Рис. 8.20.

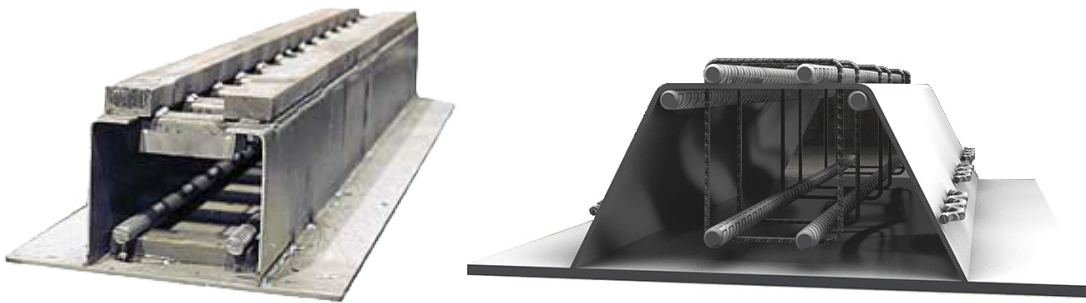


Рисунок 8.20. Примеры сечений сталежелезобетонных балок, преобладающих на рынках Скандинавских стран

Однако включение бетона в совместную работу со стальным профилем – это только один из приемов рационализации конструктивного решения перекрытия. Для дополнительного снижения металлоемкости и стоимости сталежелезобетонных перекрытий распространено применение нескольких методик, позволяющих добиться оптимального результата:

1. Применение элементов переменного сечения, перфорированных балок и монотипных сечений;
2. Использование в балках сталей повышенной прочности;
3. Контроль прогибов, в частности, приданием балкам строительного подъема.

Вследствие сложности расчета и конструирования неразрезных балок, на практике наиболее распространено применение разрезных шарнирно опертых элементов балочной клетки. Основной проблемой при эксплуатации неразрезных сталежелезобетонных балок может стать нежелательное явление в виде образования трещин, чему при расчете таких конструкций следует уделить особое внимание.

Катаные профили фасонного проката, учитывая их ограниченный сортамент в Украине, могут применяться на пролетах длиной до 8 м и в качестве второстепенных балок. Схема с короткопролетными второстепенными балками не является предпочтительной в сталежелезобетонных перекрытиях из-за стремления архитекторов использовать открытую планировку и существования конструктивной целесообразности применения малоэлементных длиннопролетных схем, в которых максимальное количество элементов включается в совместную работу с бетоном плиты. Предпочтительная схема сталежелезобетонных балочных клеток заключается в использовании длиннопролетных балок настила (12-18 м), опирающихся на короткопролетные главные балки (5-9 м) либо непосредственно на колонны. Такие схемы традиционно используются в многоэтажном коммерческом строительстве

(офисах, паркингах и т. д.) и объединяют в себе преимущества открытой планировки с оптимальными показателями расхода стали, минимальным количеством используемых метизов и снижением трудоемкости процесса, обусловленным малоэлементностью конструкции. Некоторые распространенные схемы балочных клеток приведены в Таблице 8.4.

Использование сварных сечений обеспечивает большую свободу выбора при проектировании. Проектировщик может варьировать параметры высоты сечения, размеров полок, толщины элементов. Типовые значения длины пролетов сталежелезобетонных балок на базе сварных сечений в многоэтажном коммерческом строительстве могут достигать 18 м. Для пролетов длиной свыше 18 м наряду с высокими балками могут использоваться сталежелезобетонные фермы с совместной работой верхнего сжатого пояса.

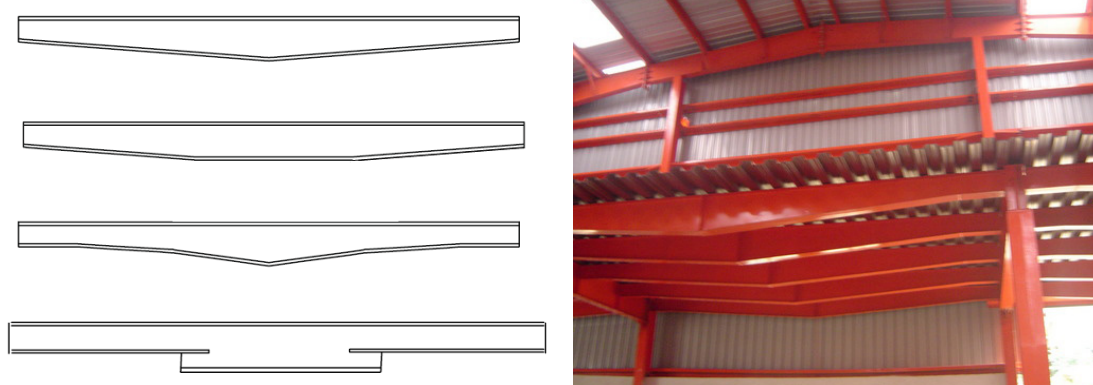


Рисунок 8.21. Примеры балок с переменным по высоте сечением

Распространенным приемом оптимизации является использование элементов переменного сечения. Изменение сечения по длине балки может достигаться за счет варьирования параметров ширины пояса, высоты стенки либо комбинации указанных параметров. Из соображений недопущения образования трещин следует избегать резкого изменения жесткости в сталежелезобетонных элементах. Несколько конфигураций балок с переменной высотой стенки представлены на Рисунке 8.21.

Формы перфорированных балок определяются, главным образом, типом перфорации. В наиболее распространенном варианте перфорации выполняются в форме шестиугольника, а современные решения все чаще включают в себя круглые и вытянутые скругленные перфорации. Преимущества классической шестиугольной перфорации (Рисунок 8.22 (1)) заключаются в более низких затратах и отходах производства при сравнимой металлоемкости; недостатки – в наличии концентраторов напряжений и сниженной возможности к пропуску в перфорациях круглых по сечению элементов инженерных сетей (труб, воздуховодов). Благодаря использованию современной усовершенствованной формы шестигранной перфорации происходит скругление концентраторов напряжений, как показано на Рисунке 8.22(2). Балки с круглыми перфорациями (Рисунок 8.22 (3)) архитектурно более выразительны, исключают концентраторы напряжений, допускают криволинейные формы и подходят для круглых элементов коммуникаций; к недостаткам их можно отнести необходимость двойной резки и образование отходов при производстве стенки.

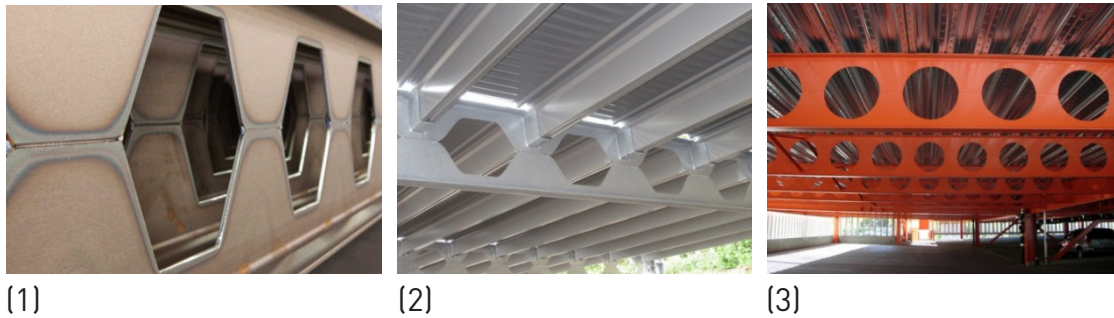


Рисунок 8.22. Примеры основных типов перфорированных балок

Использование балок переменного сечения и перфорированных элементов в случае, когда допускается развивать высоту профиля, может давать экономию металлоемкости до 40%, а при сравнении элементов одинаковой высоты – до 20%. Переменные сечения и перфорированные балки также являются элементами интеграции инженерных сетей в створе балок.

Поскольку по своей сути железобетонная плита в составе сталежелезобетонной балки является ни чем иным, как значительным усилением верхнего сжатого пояса, в целях экономии целесообразно делать сварные двутавры моносимметричными, а также применять эту логику к другим типам сечений. Предварительно определить соотношение размеров стальных полок моносимметричного двутавра можно исходя из условия равенства несущей способности нижней растянутой полки и суммы соответствующих значений для верхнего сжатого пояса и предельного усилия, которое анкерные упоры могут передать на бетон:

$$A_{f,t} \cdot f_{yd} = A_{f,c} \cdot f_{yd} + \min(N_{c,f}, N_c)$$

Отсюда:

$$A_{f,t} = A_{f,c} + \frac{\min(N_{c,f}, N_c)}{f_{yd}}$$

где:

$A_{f,t}$ – площадь сечения растянутого пояса

$A_{f,c}$ – площадь сечения сжатого пояса

$N_{c,f}$ – несущая способность бетонной полки (для случая полного сдвигового соединения)

$N_c = \eta \cdot N_{c,f}$ – усилие, передаваемое на бетонную полку при частичном сдвиговом соединении

Обеспечение моносимметричности сечения для дополнительной экономии разумно комбинировать с использованием уже перечисленных балок с перфорациями или с переменным по длине сечением, а также представленных в Украине балок с гофрированной стенкой (SIN-балок). С учетом особенностей работы SIN-балок (наличия тонкой стенки, которая не воспринимает нормальные напряжения) теряет смысл применение переменных по высоте элементов, а использование моносимметричных сечений становятся обязательным условием при применении указанных балок в сталежелезобетонных перекрытиях. Переменное по длине сечение для них можно

обеспечивать изменением ширины поясов, что, однако, ограничено допустимыми параметрами технологического процесса.

Рациональное соотношение «жесткость-прочность» стального профиля для типовых схем сталежелезобетонных перекрытий могут обеспечить стали S275-S355 (C275-C355). В европейской практике в качестве стандартной рассматривается сталь S355(C355). Стали S420-S460 (C420-C460) обладают потенциалом еще большего снижения расхода металла, но уменьшение элементов сечения может вызывать вопросы с обеспечением устойчивости и соблюдением ограничений по эксплуатационной пригодности. В длиннопролетных сталежелезобетонных балках прогиб может увеличиться настолько, что не будет компенсироваться даже с учетом строительного подъема, а собственные частоты колебаний могут быть ниже стандартного диапазона 3,5..5 Гц. Показатели прогиба особенно должны учитываться для перекрытий с хрупкими финишными покрытиями либо нижерасположенными перегородками, а показатели частоты – для помещений с активными динамическими нагрузками либо чувствительным оборудованием. С учетом этого, стали S420-S460 могут, в первую очередь, рационально использоваться в сильно нагруженных элементах с хорошим раскреплением от потери устойчивости и пролетами небольшой либо средней длины. При использовании сталей S420-S460 в сталежелезобетонных колоннах, нужно обращать внимание на местную устойчивость и повышение требований к сварным материалам, но, в целом, в рамках использования упрощенного метода ($\bar{\lambda} \leq 2,0$) их применение дает положительный эффект.

Придание балкам и фермам строительного подъема – это стандартный прием конструирования, который позволяет ограничиться только прочностью сечения и получить максимальную выгоду от применения высокопрочных сталей. Кроме избыточных прогибов, таким образом можно устранить эффект запруживания при бетонировании, а также кривизну и, при необходимости, обеспечить соблюдение разуклонки перекрытий (например, для отвода воды в паркингах). Строительный подъем используется в разрезных шарнирно опертых балках, но не в неразрезных схемах, что связано со сложностями проектирования, изготовления и подгонки при монтаже. При использовании строительного подъема особое внимание следует уделять условиям транспортирования и складирования элементов, чтобы исключить отклонения от заданной геометрии. Строительный подъем должен компенсировать собой прогиб от воздействий, которые будут присутствовать в любом случае; поэтому величина строительного подъема принимается равной величине прогиба от постоянных нагрузок. В случае использования сталежелезобетонных балок указанное значение должно также учитывать увеличение прогибов в результате долговременных эффектов ползучести и усадки. Согласно Таблицам 6.10 и 6.11, это соответствует значению $\delta_p = \delta_1 + \delta_{2,2} + \delta_{2,3}$ для балок с временными опорами на этапе строительства и $\delta_p = \delta_{1,1} + \delta_{1,2} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3}$ – без них. Само по себе введение временных подпорок также уменьшает величину прогиба, потому в указанном случае изначальные нагрузки при бетонировании передаются уже не только на стальной профиль, но и на полноценное сталежелезобетонное сечение.

Строительный подъем мало эффективен или не эффективен:

- в консолях;
- в элементах с жесткими примыканиями;

- в балках, участвующих в работе связевого блока;
- в балках с несимметричными нагрузками;
- в коротких балках (длиной менее 6 м);
- в балках с опорными фланцами.

Строительный подъем может задаваться механически и нагревом. На практике чаще используется механическая гибка элементов в холодном состоянии. В этих целях для сплошностенчатых элементов используют промышленное оборудование и самодельные гибочные стенды, как показано на Рисунках 8.23 (1) и (2). В случае с перфорированными балками гибка чаще выполняется на этапе стыковки двух тавровых элементов, для чего требуются значительно меньшие усилия, обеспечиваемые струбцинами и регулировочными винтами, как показано на Рисунке 8.23 (3).



Рисунок 8.23. Примеры придания балкам строительного подъема: вальцовка (1), гибка на стенде (2), (3)

Комбинированное использование сталей повышенной прочности и строительного подъема в длиннопролетной схеме способно обеспечить снижение металлоемкости на уровне до 20%, что выгодно даже с учетом увеличения стоимости сырья.

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 устанавливает дополнительные требования к минимальному армированию сталежелезобетонных балок.

Для поперечных сечений классов 1 и 2 с арматурными стержнями в растянутой зоне бетонная полка по своей эффективной ширине должна армироваться стержнями с пластичностью Классов В или С согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. Кроме того, для сечений, предельный изгибающий момент которых определяется в условиях предполагаемой пластической либо нелинейной работы материалов, параметры минимального армирования A_s в пределах эффективной ширины бетонной полки должны удовлетворять требованию:

$$A_s \geq \rho_s \cdot A_c$$

где:

$$\rho_s = \delta \cdot \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c}$$

A_c – площадь эффективного сечения бетонной полки

k_c – коэффициент, который используется в Разделе 6.1.2.2 для определения параметров минимального армирования исходя из соображений обеспечения трещиностойкости

δ – коэффициент, значение которого составляет:

1,0 для сечений Класса 2

1,1 для сечений Класса 1, в которых образовывается пластический шарнир

Значение минимальной площади поперечного армирования, воспринимающего усилия продольного сдвига, определяется коэффициентом армирования:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}}$$

Тогда, из расчета на 1 погонный метр сечения:

$$A_{sw,min} = \rho_{w,min} \cdot h_c \cdot \sin\alpha$$

где:

h_c – высота бетонной плиты, которая, для случая монолитных плит по профнастилам, равна высоте бетона над гофрами

α – угол наклона поперечной арматуры к оси балки

Продольное армирование в плитах и балках без учета профнастила рекомендуется ограничивать значениями, выбранными согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Площадь продольного растянутого армирования должна быть не меньшей, чем это требуется по критерию трещиностойкости, согласно Разделу 6.1.2.2, а также не меньшей значения $A_{s,min}$ равного:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

где b_t – это средняя ширина растянутой зоны бетона.

Площадь сечения растянутого либо сжатого армирования вне перехлестов и без учета профнастила не должна превышать $A_{s,max}$:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$$

8.3 РАСПОЛОЖЕНИЕ АНКЕРНЫХ УПОРОВ В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ

Соединительные элементы следует располагать по длине балки так, чтобы обеспечить передачу продольного усилия сдвига с учетом его распределения и предотвратить отрыв бетона от стального профиля.

Требуемое количество соединительных элементов может быть распределено на участке между точкой приложения максимального изгибающего момента и смежной опорой, либо точкой приложения максимального отрицательного изгибающего момента, в соответствии с усилием продольного сдвига, определенным в упругой стадии для рассматриваемого нагружения. При выполнении этого условия, дополнительной проверки соответствия параметров соединения усилию сдвига не требуется.

9.2.2 [5]
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1



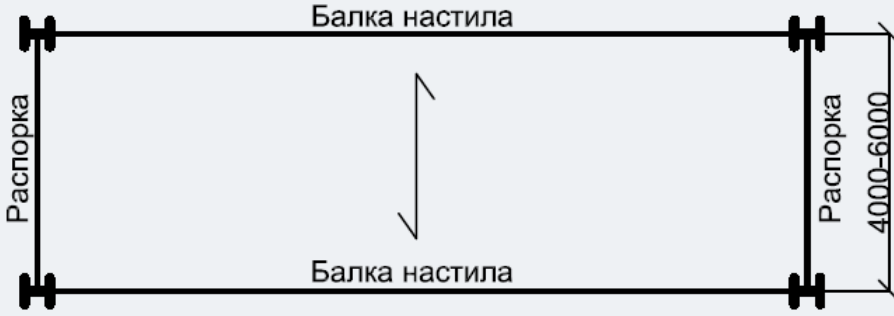
9.2.1.1 [1]
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.2.1.1 [3]
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

6.6.1.3 [1]Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

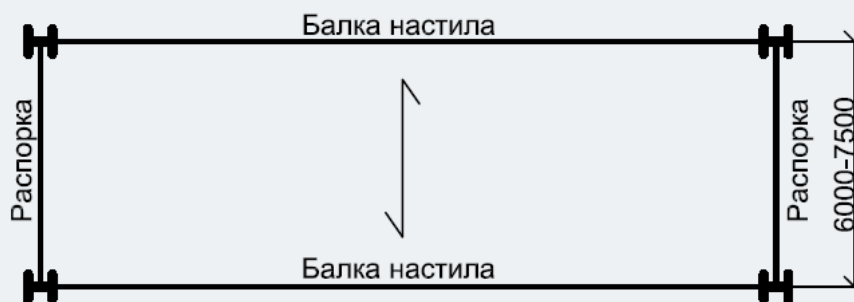
6.6.1.3 [5]
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Таблица 8.4. Примеры типовых схем сталежелезобетонных перекрытий по стальным балкам для многоэтажного коммерческого строительства

Схема балочной клетки	
	
Сечение	Описание
	<p>Длиннопролетная сталежелезобетонная система перекрытия по несущему профнастилу высотой до 85 мм. Одна из наиболее простых и распространенных систем, обеспечивающих совместную работу балки и плиты. Шаг балок настила – до 4,5 м, но на практике чаще составляет от 2,5 до 3,75 м.</p> <p>Полная высота композитной плиты – около 150 мм.</p> <p>При учете работы настила, в качестве армирования плиты необходимо использовать специальные профили с рифами либо обратным гофром.</p>
Схема балочной клетки	
	

Сечение	Описание
	<p>Длиннопролетная сталежелезобетонная система перекрытия по наиболее высоким (до 230 мм) несущим профнастилам, на примере компонента Hoesch Additive Decke.</p> <p>Шаг балок настила – до 6,5 м без временных опор, но на практике чаще составляет от 4 до 6 м.</p> <p>Полная высота композитной плиты – около 320 мм.</p> <p>В подобных системах профнастил часто не включается в работу плиты в качестве армирования, но, ввиду высокого значения собственной жесткости, учитывается с использованием отдельного значения несущей способности, а ребристая плита работает как обычный железобетонный элемент и требует расчетного растянутого армирования. Профнастил может опираться на планки (как показано на рисунке) либо на специальные столики.</p>

Схема балочной клетки



Сечение	Описание
	<p>Длиннопролетная сталежелезобетонная система перекрытия с полноразмерными сборными железобетонными пустотными плитами. В опорных участках плит предусматриваются прорези для простановки поперечной арматуры и горизонтальных связей, обеспечивающих живучесть. В дальнейшем стык омоноличивается, что включает балку в совместную работу с плитой.</p> <p>Шаг балок настила в схемах с длиннопролетными балками – до 7,5 м. Высота плиты – до 270 мм. Более рациональными могут быть схемы со стальными балками по короткой стороне ячейки перекрытия и длиннопролетными (до 16м) преднапряженными плитами высотой до 500 мм взамен балок настила.</p>

Схема балочной клетки




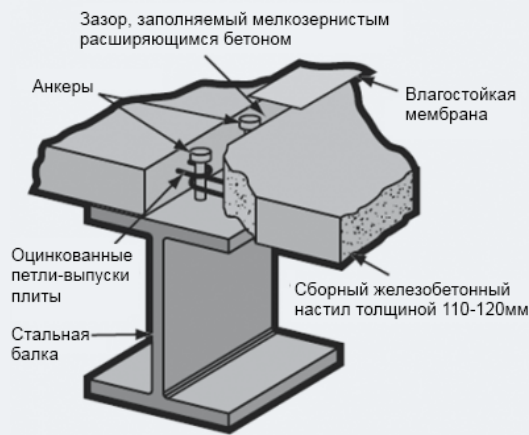
Сечение	Описание
	<p>Сталежелезобетонная система с монолитными перекрытиями в несъемной железобетонной опалубке из филигранных плит. Филигранные плиты представляют собой тонкий сборный железобетонный настил с арматурными выпусками. В данном случае плита имеет сплошное сечение, что негативно сказывается на ее работе за счет увеличенных нагрузок от собственного веса.</p> <p>Толщина бетонного пояса опалубки – от 40 до 120 мм.</p> <p>Шаг балок настила – до 5 м.</p> <p>Полная высота композитной плиты – до 300 мм.</p> <p>Часто требует временных промежуточных опор.</p>

Схема балочной клетки



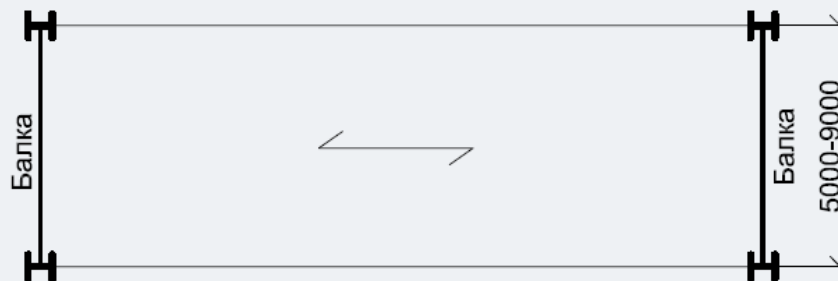
Сечение

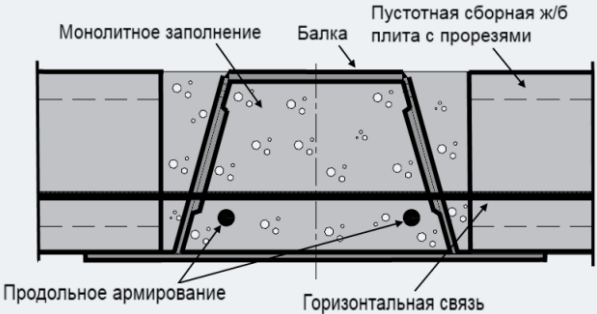


Описание

Полностью сборная сталежелезобетонная система из стального каркаса и сборных железобетонных плит перекрытий. Существует несколько модификаций системы, но во всех случаях она сохраняет свою характерную способность обеспечения совместной работы за счет использования особой комбинации петель плит, которые огибают стад-болты, и монолитного заполнения шва безусадочной смесью. Наиболее типовая система, представленная здесь, распространена в паркингах, но, с учетом модификаций, используется также в офисах и других коммерческих объектах. Шаг балок настила для паркингов – 2,4...2,5 м (по ширине плиты). Толщина плит – 110...120 мм.

Схема балочной клетки



Сечение	Описание
	<p>Пример системы пониженных перекрытий по сталежелезобетонным заполненным бетоном балкам. Логика использования подобных систем диктует необходимость перекрытия короткого пролета балками, а длинного – преднапряженными пустотными плитами либо другими длиннопролетными настилами. Ввиду небольшой высоты перекрытий требуется применение балок с мощным сечением, чему наилучшим образом соответствуют коробчатые сталежелезобетонные элементы. Пролет балок – до 12 м, но чаще составляет 5-9 м. Толщина плит – до 500 мм. Многие подобные системы являются не сталежелезобетонными, а комбинированными, т.к. не обеспечивают передачу усилий продольного сдвига между элементами.</p>

Наиболее близким и понятным аналогом указанных элементов являются поясные швы сварных двутавровых балок. Анкерные упоры располагаются в порядке, соответствующем распределению удельных усилий продольного сдвига в месте примыкания плиты к стальному профилю (месте крепления анкерных упоров). В упругой стадии работы, с учетом закона парности касательных напряжений, значения удельных усилий в определенном сечении по длине балки составляют:

$$v_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{S}{I}$$

где:

I – момент инерции сталежелезобетонного сечения;

S – статический момент бетонной полки либо стального сечения относительно нейтральной оси в упругой стадии.

Отсюда отчетливо видно, что чем больше значение поперечной силы V_{Ed} в сечении, тем большими являются и удельные усилия продольного сдвига. Следовательно, чем выше значение V_{Ed} , тем больше требуется анкерных упоров на единицу длины. Чтобы отразить это при проектировании балок, последние делятся на несколько участков, в пределах каждого из которых анкерные упоры располагаются с равным шагом. Значения длины участков определяются таким образом, чтобы в пределах каждого из них действовало одинаковое суммарное усилие продольного сдвига, а анкерные упоры, соответственно, имели примерно равную несущую

способность. Сумма удельных усилий продольного сдвига на определенной длине между сечениями балки равна площади их эпюры на этом участке, что показано на Рисунке 8.24 на примере однопролетной балки.

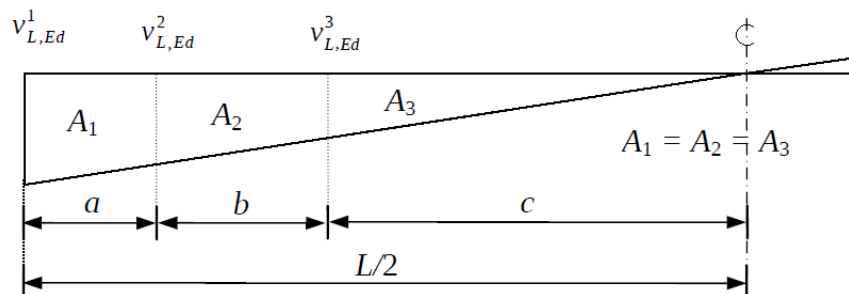


Рисунок 8.24. К определению длины расчетных участков с равными усилиями продольного сдвига

Учитывая взаимосвязь V_{Ed} и $v_{L,Ed}$, общее количество анкерных упоров делят между участками пропорционально площади эпюры поперечных усилий, как показано на Рисунке 8.25.

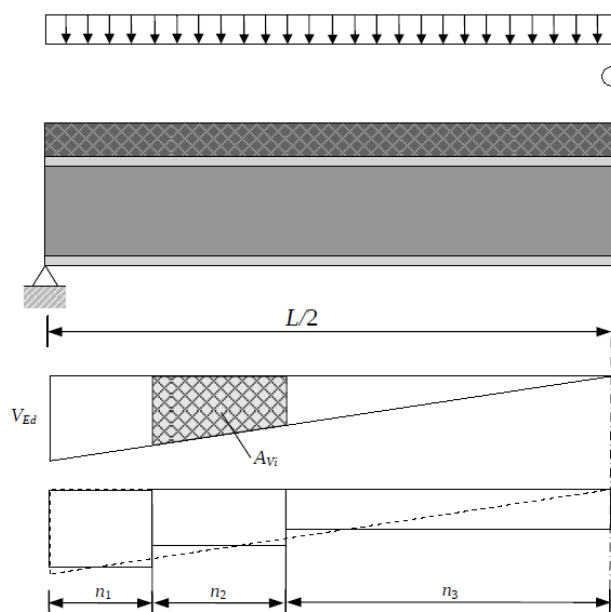


Рисунок 8.25. К определению длины расчетных участков с равными усилиями продольного сдвига

Тогда для простой шарнирно опертой балки:

$$A_V = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed} \cdot L$$

$$n_i = \frac{A_{V,i}}{A_V} \cdot n$$

$$\sum n_i \geq n$$

Пример практического применения указанных зависимостей приводится на Рисунке 8.26.

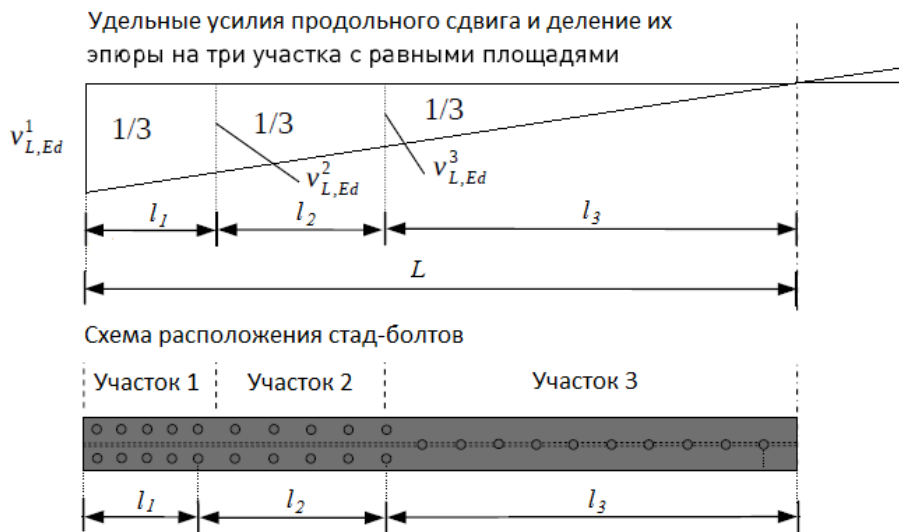


Рисунок 8.26. Расположение анкерных упоров согласно эпюре удельных усилий продольного сдвига

Деление зон между критическими сечениями на несколько участков создает дополнительные сложности, и стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 в ряде случаев допускает упрощение расчета, что отражено ниже.

Гибкие анкерные упоры могут устанавливаться с равным шагом между смежными критическими поперечными сечениями при условии, что:

- все критические сечения в рассматриваемом промежутке относятся к сечениям классов 1 и 2;
- обеспечена минимальная степень соединения η ;
- несущая способность сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии не превышает аналогичное значение для стального сечения более чем в 2,5 раза.

Если указанное соотношение превышает 2,5, необходимо дополнительно проверить соответствие параметров сдвигового соединения ориентировочно посередине, между смежными критическими сечениями.

Существует несколько типов анкерных упоров; основной тип анкерного упора представлен стад-болтами, привариваемыми к поверхности стального элемента.

Правильное расположение стад-болтов является фактором настолько же важным, как и обеспечение надлежащей формы и размеров профнастила. Исследования показали, что при близком взаимном расположении стад-болта и грани настила между ними может иметь место локальное выкалывание бетона. Формулы стандарта ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 приведены в предположении центрального расположения упора в гофре настила либо чередования «благоприятного» и «неблагоприятного» положений. Определения «благоприятного» и «неблагоприятного» положения проиллюстрированы на

6.6.1.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

6.6.1.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Рисунке 8.27. На практике рекомендуется максимально располагать упоры в «благоприятном» положении. Для однопролетной шарнирно опертой балки это означает, что для нее наилучший способ расположения стад-болтов в гофрах настила состоит в смещении болтов в разные стороны по отношению к середине пролета.

Как видно из Рисунка 8.27, локальные напряжения от упора передаются на достаточно ограниченный объем бетона, располагающийся непосредственно перед сдвиговым соединением. Чтобы учесть ограниченную зону развития деформаций при передаче усилий стад-болтом, расположенным в гофре, в процедуре расчета параметров болтов, приведенной в стандарте ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, используются понижающие коэффициенты.

На несущую способность дополнительно влияет количество упоров в каждом гофре настила. Случай использования двух стад-болтов на каждый гофр также учитывается понижением несущей способности. В стандарте ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 не рассматривается и не допускается случай применения более двух болтов на гофр при расположении настила перпендикулярно балке.

Для крепления стад-болтов используется специальное оборудование, включающее в себя источник питания, блок питания и сварочный пистолет. В зависимости от того, на каком из этапов выполняется приварка стад-болтов, можно выделить несколько основных случаев проведения работ:

1. Приварка в контролируемых заводских условиях;
2. Приварка при монтаже:
 - непосредственно к стальному элементу либо закладной детали;
 - сквозь профнастил плиты.

Приварка стад-болтов в заводских условиях обеспечивает возможность оцинковки и окрашивания готовой конструкции вместе с анкерными упорами, проведения более качественного контроля кольцевых сварных швов анкерных упоров, повышения степени заводской готовности и, соответственно, снижения трудозатрат, связанных с проведением монтажа. Однако в перекрытиях заблаговременно приваренные стад-болты препятствуют укладке настилов по неразрезной схеме. Поэтому к заводской приварке стад-болтов в балках перекрытий, как правило, прибегают в комбинации с использованием разрезных схем укладки профнастилов (в том числе наиболее высоких), сборных железобетонных элементов либо обычных сплошных монолитных плит по разборной опалубке.

Как показано на Рисунке 8.28, неразрезная укладка профнастила по балкам с заблаговременно приваренными стад-болтами требует трудоемкого прорезания отверстий, чего следует избегать.

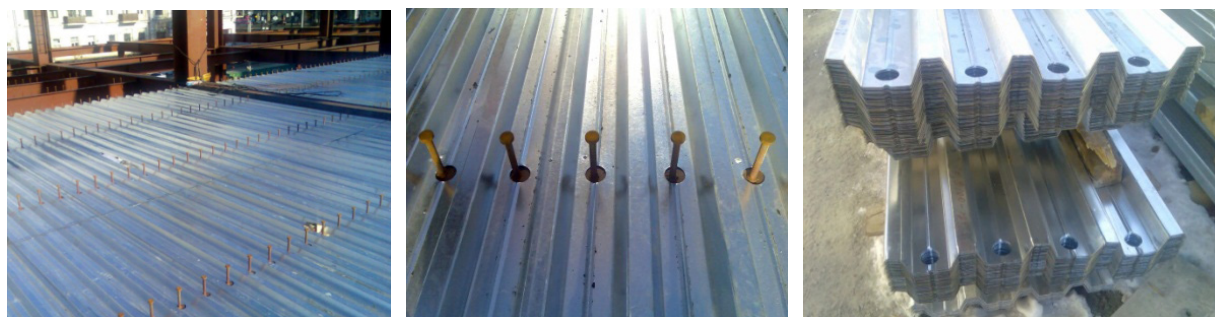


Рисунок 8.28. Прорезание отверстий под стад-болты в профнастиле

Как результат, для стандартной схемы монолитных плит по профилированным настилам высотой до 85 мм с неразрезной схемой укладки, наиболее распространена установка стад-болтов при монтаже методом сквозной приварки. Сквозная приварка на площадке – это простой и удобный метод крепления стад-болтов. Он объединяет в одной процедуре операции приварки упора к балке и крепления профнастила. Пример сквозной приварки ряда анкерных упоров к стальной балке показан на Рисунке 8.29.



Рисунок 8.29. Приварка ряда стад-болтов непосредственно через профнастил

При использовании сквозной приварки стад-болтов следует учитывать следующие практические аспекты и ограничения:

1. Толщина оцинкованного стального профилированного настила не должна превышать 1,25 мм, а общая толщина цинкового покрытия – 0,04 мм (сумма покрытий с двух сторон – 275 г/м²);
2. Толщина верхнего пояса балки должна составлять не менее 0,4 диаметра стад-болта (например, 7,6 мм для 19 мм упора), что необходимо для предотвращения локальной деформации;
3. При небольшом количестве анкерных упоров приобретение специального оборудования является нецелесообразным;
4. Чтобы обеспечить беспрепятственную приварку стад-болтов, исходя из возможности позиционирования инструмента и выполнения операций, над балкой должен быть оставлен минимальный просвет в 450 мм, как это показано на Рисунке 8.30;
5. Верхнюю поверхность балки, на которую укладывается профнастил с последующей сквозной приваркой стад-болтов, рекомендуется оставлять без антикоррозионного покрытия, либо наносить покрытие минимальной толщины, чтобы оно дополнительно не препятствовало приварке упоров. Лакокрасочные и огнезащитные покрытия нижней грани верхнего пояса также страдают от нагрева при сварке и могут потребовать восстановления – если не из соображений антикоррозионной защиты, то, как минимум, для обеспечения надлежащего внешнего вида.

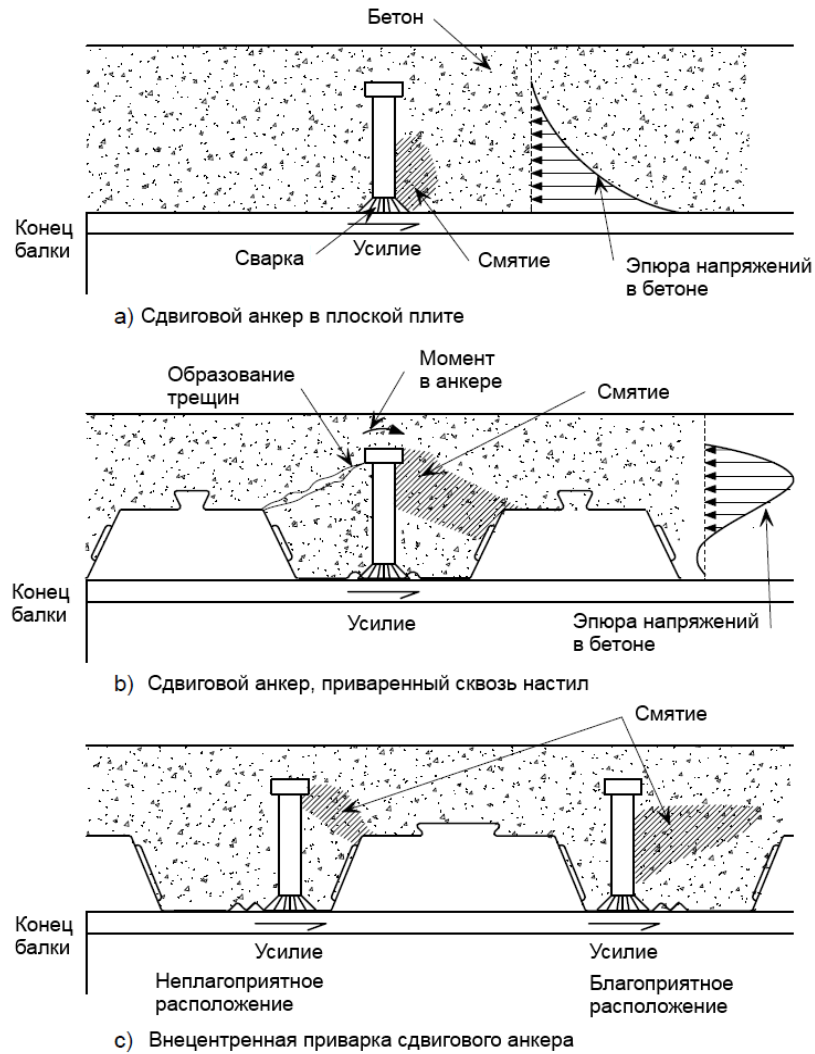


Рисунок 8.27. Распределение напряжений от стад-болтов в монолитных плитах по профилированным настилам

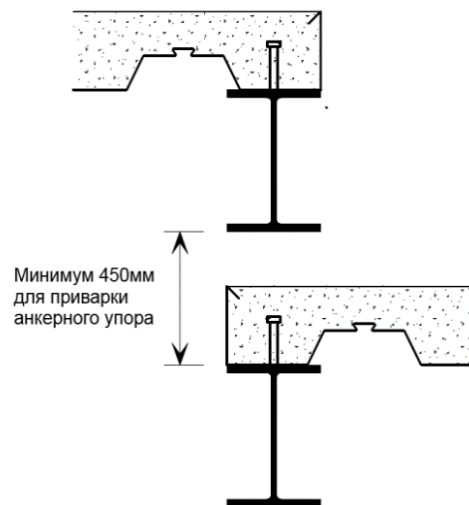


Рисунок 8.30. Минимальный просвет для приварки стад-болтов

6. Для обеспечения опирания настила с обеих сторон и достаточности расстояния от его края до стад-болта, при анкеровке следует ограничивать минимальную ширину пояса балки. Поэтому в случае использования настила перпендикулярно балке, не рекомендуется принимать ширину верхнего пояса менее чем 125 мм.

С одной стороны, благодаря доступности и широкому применению монолитных плит по неразрезным стальным настилам высотой до 85 мм, а с другой стороны – благодаря собственной высокой производительности и экономичности, метод сквозной приварки стад-болтов стал наиболее распространенным методом установки анкерных упоров в монолитных плитах по стальным профилированным настилам. Однако данная технология также имеет свои ограничения, поскольку она:

1. требует наличия металлической основы для приварки;
2. не допускает осуществлять крепление сквозь оцинкованный профнастил к балкам с цинковым либо толстым лакокрасочным покрытием;
3. требует, для обеспечения работы стандартного инструмента, значений силы тока в диапазоне от 300 до 3000 А, что выдвигает дополнительные требования к источникам питания и должно учитываться в проекте выполнения работ;
4. требует специального оборудования и квалифицированного персонала, а также проведения контроля сварных швов в условиях строительной площадки.

Контроль качества установки стад-болтов на стальных балках либо закладных пластинах осуществляется в соответствии со стандартом ISO 14555 и может включать в себя процедуры внешнего осмотра сварного шва, проведения механических испытаний на изгиб, растяжение и скручивание, а также контроль макроструктуры стержня упора и проведение радиографической проверки.

Контроль приварки стад-болтов можно разделить на процедуры аттестации сварочного процесса и проведения текущего контроля при выполнении работ. Проведение аттестации может основываться на процедурах проверки сварочного процесса и предпроизводственного контроля либо подтверждаться предыдущим успешным проведением данных процедур.

Значения количества образцов и объемы выборки при аттестации сварочного процесса, в зависимости от конкретной технологии, приводятся в Таблицах 1, 2, 3 и 4 стандарта ISO 14555. Используется от 12 до 30 стад-болтов. Визуальному осмотру подлежат все установленные упоры. На изгиб, в зависимости от технологии сварки, испытывается от 10 до 20 стад-болтов, на растяжение и кручение – до 10. Контролю макроструктуры стержня подлежат до двух стад-болтов. Радиографическая проверка может выполняться в отдельных случаях вместо испытаний на растяжение.

Текущий контроль включает в себя проверку соответствия производственного процесса, проведение упрощенных испытаний и наблюдение за выполнением работ.

Проверка соответствия производственного процесса проводится перед началом работы с отдельной конструкцией либо набором однотипных конструкций и/или после выполнения определенного количества приварок. Испытывается не менее 10 стад-болтов. Визуальному осмотру подлежат все упоры. На изгиб испытывается 5 стад-болтов, на растяжение (в зависимости от используемой технологии) – до трех

стад-болтов. Контролю макроструктуры подлежат до двух упоров, с возможностью замены процедуры испытанием на скручивание пяти стад-болтов, в зависимости от используемой технологии.

Упрощенные испытания проводятся перед началом каждой смены и по требованию после выполнения определенного количества приварок, чтобы удостовериться в корректной работе оборудования и надлежащем качестве выполнения работ. Проверка проводится для трех стад-болтов. Все стад-болты подлежат визуальному осмотру и испытанию на изгиб.

Наблюдение за выполнением работ предполагает осмотр всех сварных швов и проверку параметров сварочного процесса. Дополнительно может проводиться неразрушающий контроль путем проверки длины стад-болтов после приварки, а также испытаний их на растяжение, изгиб и скручивание с ограничением деформаций.

Итак, среди методов контроля качества приварки стад-болтов процедуры визуального осмотра, а также испытаний на изгиб и растяжение можно выделить как наиболее распространенные.

Не принимая во внимание особых случаев, необходимо указать, что испытания стад-болтов на изгиб проводятся с использованием двух простых методов:

- с помощью ударов молотка по головке приваренного стад-болта, как показано на Рисунке 8.31 (1);
- с использованием трубчатых насадок, пример чего приведен на Рисунке 8.31 (2).

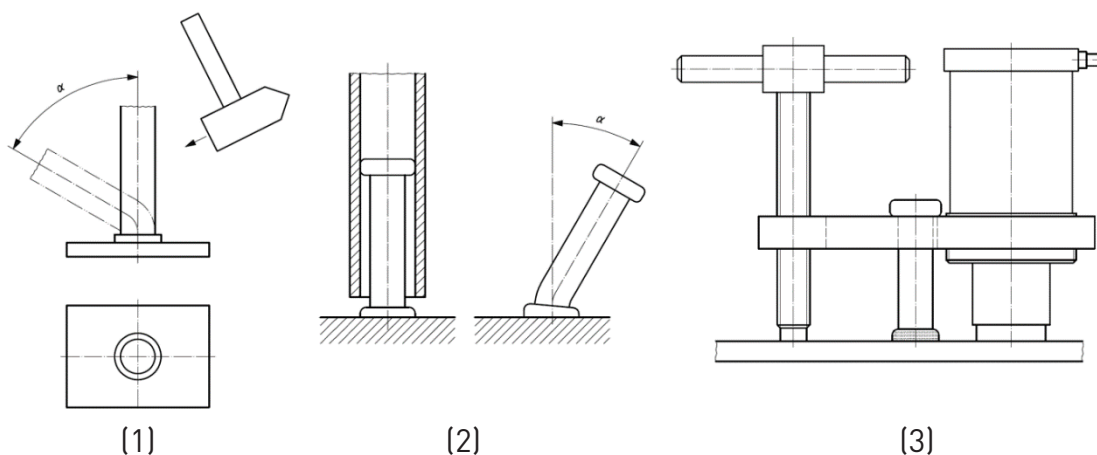


Рисунок 8.31. Основные методы испытаний стад-болтов

При изгибе упора сварной шов должен сохранять свою несущую способность до тех пор, пока значение угла наклона стержня относительно его первоначального вертикального положения не достигнет 30° или 60° , в зависимости от используемой технологии сварки. После окончания испытаний в шве не должно быть трещин.

Схема испытания на растяжение (отрыв) приводится на Рисунке 8.31 (3). Процесс нагружения продолжается до разрыва стержня стад-болта либо отслоения основного металла. Разрушение по сварному шву при этом не допускается.

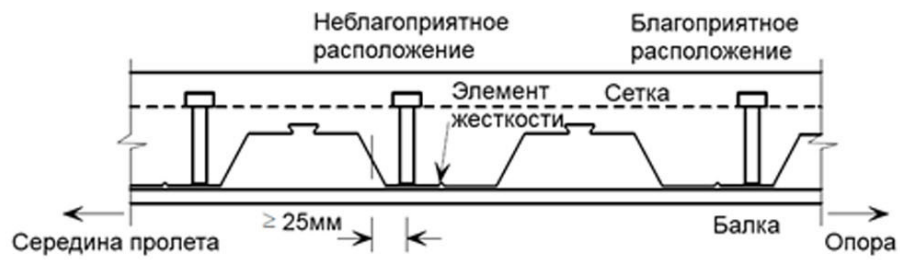
Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 определяет ряд конструктивных требований к расположению стержневых стад-болтов, которые для удобства сведены в Таблицу 8.5 и проиллюстрированы на примере элемента диаметром 19 мм на Рисунке 8.32.

Таблица 8.5. Конструктивные требования к расположению стад-болтов

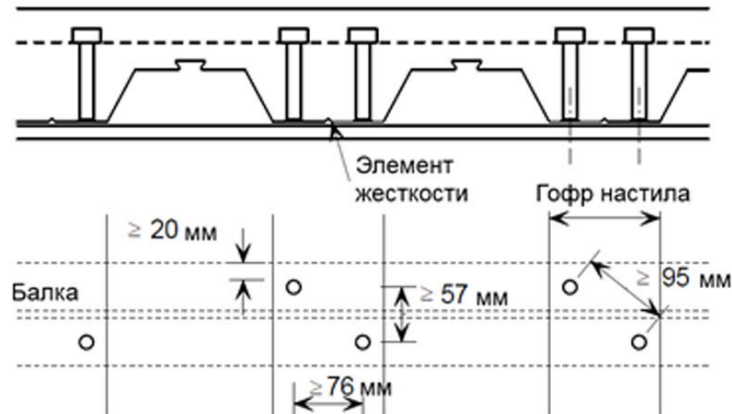
Характеристика расстояния	Значение
Минимальная высота стад-болта	3d
Минимальная высота гибкого стад-болта (рекомендуется к применению)	4d
Минимальная высота выступа выше профнастила	2d
Минимальное расстояние от нижней грани головки до нижней арматуры	30 мм
Толщина защитного слоя поверх стад-болта	$\min \begin{cases} 20 \text{ мм} \\ \text{табл.8.10-5} \end{cases}$
Минимальные размеры головки стад-болта:	
– диаметр	1,5d
– высота	0,4d
Минимальная толщина полки при действии на стад-болт:	
– только сдвига	0,4d
– сдвига и растягивающего усилия либо усталостного воздействия	0,67d
Расстояние от грани стад-болта до кромки пояса балки:	
– минимальное	20 мм
– максимальное	$9t_f \sqrt{235 / f_y}^*$
Шаг стад-болтов поперек сдвигающей силы:	
– минимальный, в плитах сплошного сечения	2,5d
– минимальный, в остальных случаях	4d
Шаг стад-болтов вдоль сдвигающей силы:	
– минимальный	5d
– максимальный, если контакт с плитой осуществляется по всей длине (например, плита имеет сплошное сечение)	$\min \begin{cases} 22t_f \sqrt{235 / f_y}^* \\ 6t_{\text{плиты}} \\ 800 \text{ мм} \end{cases}$
– максимальный, если контакт с плитой осуществляется не по всей длине (например, плита опирается на балку поперечными ребрами)	$\min \begin{cases} 15t_f \sqrt{235 / f_y}^* \\ 6t_{\text{плиты}} \\ 800 \text{ мм} \end{cases}$
Минимальная ширина гофров, заполняемых бетоном	50 мм

* – условия для повышения класса сжатой полки до уровня Класса 1 либо 2 за счет использования анкеровки в плите

6.6.5.5,
6.6.5.6,
6.6.5.7
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-1



а) Шахматное расположение одиночных стад-болтов



б) По два стад-болта на гофр в шахматном порядке



в) По два стад-болта в гофре параллельно



г) Стык настила (правильное расположение одиночных стад-болтов)



е) Расположение стад болтов при расположении гофров параллельно балкам

Рисунок 8.32. Расположение стад-болтов при их сквозной приварке на примере элемента диаметром 19 мм

В стандарте ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 приведены подробные указания по расчету и конструированию только стад-болтов, в качестве наиболее распространенного метода обеспечения совместной работы. Правила расчета и конструирования других соединительных элементов должны определяться на основании испытаний. Разработка указанных материалов обычно ложится на плечи производителя.

Главной альтернативой стад-болтам среди гибких анкерных упоров заводского изготовления являются уголковые упоры Hilti X-HVB, которые крепятся дюбель-пирогвоздями при помощи порохового монтажного пистолета, как показано на Рисунке 8.33. Применение при монтаже дюбель-пирогвоздей расширяет сферу использования упоров, поскольку благодаря этому анкерные упоры Hilti X-HVB могут крепиться к оцинкованным и окрашенным стальным поверхностям, бетону, кирпичу и другим материалам без температурного воздействия. Также они удобны при работе в условиях ограниченного доступа и в стесненных условиях проведения реконструкции. Однако при креплении пороховым пистолетом сдвиговая несущая способность упора получается более низкой, в сравнении со стад-болтами, и обязательным условием является наличие утвержденной методики расчета и сертификации продукции.

Область применения данных изделий ограничена, в основном, за счет сниженной несущей способности самих соединительных элементов, которая в процентном выражении составляет лишь около 40% от прочности стержневых упоров диаметром 19 мм. Из-за штамповки в углах таких упоров выбрана площадка текучести, поэтому не изучен вопрос их работы при воздействии динамических нагрузок; поэтому в конструкциях мостов, паркингов и т. д. эти упоры не применяются.



Рисунок 8.33. Крепление анкерных упоров Hilti X-HVB при помощи порохового пистолета

Упоры типа X-HVB крепятся к балке с использованием двух дюбель-пирогвоздей типа ENP2-21 или ENPH2-21, при помощи монтажного пистолета Hilti-DX 750.

Выбор типа дюбель-пирогвоздя для крепления упоров определяется показателями толщины и прочности стали верхней полки балок. На Рисунке 8.34 показаны области применения дюбель-пирогвоздей ENP2-21 и ENPH2-21, при помощи которых упоры крепятся к поясу балки толщиной от 6 до 30 мм, выполненному из стали с временным сопротивлением не более 700 МПа. Используются патроны для пристрелки дюбель-пирогвоздей различной мощности, в зависимости от толщины и марки стали полки балки; патроны объединяются в обоймы по 10 штук.

9.1.5
СТО 0047-
2005

9.1.9
СТО 0047-
2005

9.1.10
СТО 0047-
2005

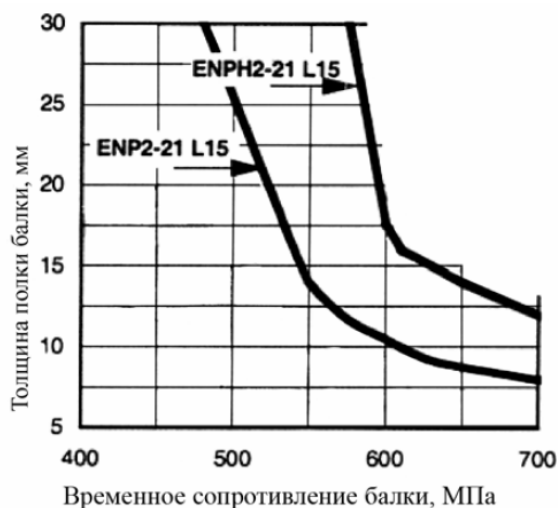


Рисунок 8.34. Области применения дюбель-пирогвоздей для крепления упоров типа X-HVB, в зависимости от толщины полки и марки стали балки

Предельные размеры монолитной плиты и значения сечений профилированного настила в зависимости от типов упоров приводятся в Таблице 8.6.

Таблица 8.6. Соотношение толщины плиты и высоты упора типа X-HVB

Тип упора	Минимальная толщина плиты, мм	Максимальная высота профиля настила h_p , мм		
		$\frac{b_0}{h_p} \geq 1,8$	$\frac{b_0}{h_p} < 1,8$	$\frac{b_0}{h_p} \geq 1,8$
X-HVB 50	72	-		
X-HVB 80	100	45	45	45
X-HVB 95	115	60	57	45
X-HVB 110	130	75	66	60
X-HVB 125	145	80	75	73
X-HVB 141	160	80	80	80

Значения в Таблице 8.6 приведены для балки с минимальной толщиной верхней полки 8 мм. Не рекомендуется принимать значение толщины настила свыше 1,25 мм. Минимальная толщина защитного слоя над верхней полкой упора – 20 мм.

Упоры типа X-HVB располагаются на нижних полках настила параллельно или перпендикулярно оси балки. Между смежными гофрами профилированного листа может располагаться от одного до трех упоров, причем продольное расположение упоров характеризуется большей эффективностью.

Рекомендации производителя по расположению анкерных упоров типа X-HVB сведены в Таблицу 8.7. и проиллюстрированы на Рисунке 8.35.

Рисунок 24
СТО 0047-2005

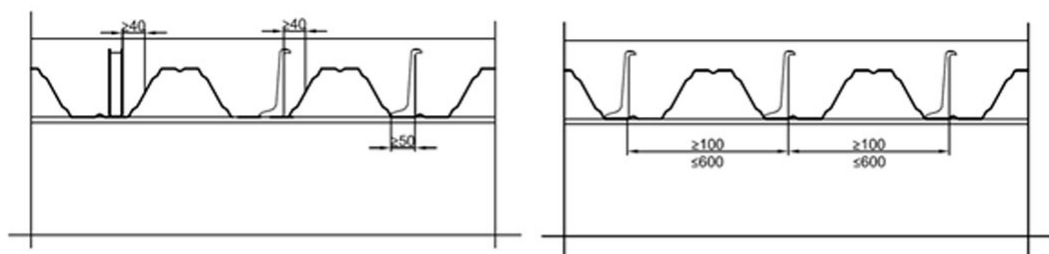
9.1.8
СТО 0047-2005

Таблица 7
СТО 0047-2005

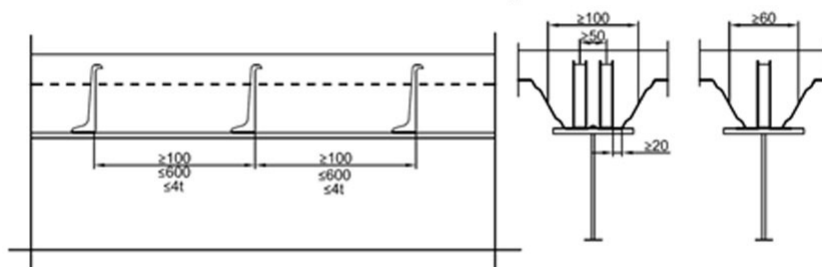
9.1.11
СТО 0047-2005

Таблица 8.7. Конструктивные требования к расположению упоров типа X-HVB

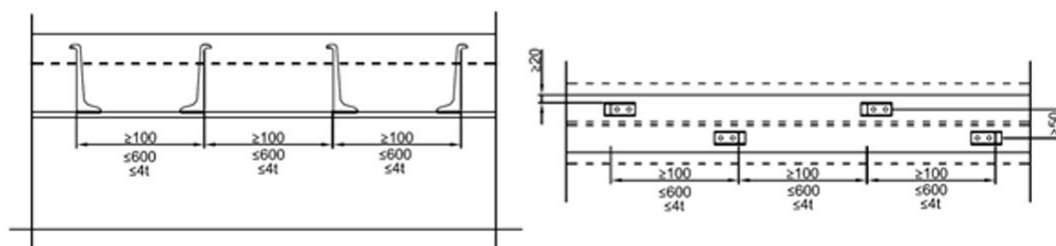
Характеристика расстояния	Значение
Расстояние между стенками упоров:	
- минимальное вдоль гофра	100 мм
- максимальное вдоль гофра	600 мм или $4t_{\text{плиты}}$
- минимальное поперек гофра	50 мм
Расстояние от стенки упора до стенки гофра:	
- в гофрах, перпендикулярных балке	40 мм
- в гофрах параллельных балке	20 мм
Минимальная ширина плоской части нижних полок настила	50 мм



(1) Расположение упоров вдоль и поперек гофров, перпендикулярных балке



(2) Расположение упоров вдоль гофров, параллельных балке



(3) Расположение упоров в шахматном порядке вдоль гофров, параллельных балке

Рисунок 8.35. Расположение анкерных упоров типа X-HVB

Остальные типы анкерных упоров, за исключением некоторых изделий из полос, имеют индивидуальную конструкцию, в зависимости от которой могут классифицироваться либо как гибкие, либо как жесткие. Составляющими частями таких соединительных элементов является плоский, фасонный и сортовой прокат. Подобно конструированию, расположение подобных соединительных элементов является индивидуальной задачей, которая, однако, подчиняется закону распределения усилий продольного сдвига и общим правилам конструирования. Базовые рекоменда-

ции по конфигурированию самих упоров индивидуальной конструкции приводятся в Разделе 5.2.2.6. Методика ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 требует использования гибких анкерных упоров. Основную группу гибких упоров индивидуальной конструкции образуют петлевые соединительные элементы из арматурного проката.

8.4 ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ

4.4.1.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Защитный слой располагается в промежутке между поверхностью арматуры и ближайшей поверхностью бетона, включая соединения, а также поперечное и поверхностное армирование.

4.4.1.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Минимальный защитный слой бетона призван обеспечить:

- безопасную передачу усилий сцепления;
- защиту арматурной стали от коррозии (ее долговечность);
- необходимую огнестойкость.

4.4.1.1 (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

В рабочих чертежах должно указываться значение номинальной толщины защитного слоя, равное сумме минимальной толщины защитного слоя c_{min} и проектного допуска Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Минимальную толщину защитного слоя c_{min} следует принимать равной большему из значений, по критериям обеспечения сцепления и коррозионной стойкости:

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

где:

$c_{min,b}$ – минимальная толщина защитного слоя по критерию сцепления

$c_{min,dur}$ – минимальная толщина защитного слоя по критерию коррозионной стойкости

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – дополнительная составляющая, принимаемая из соображений надежности

$\Delta c_{dur,st}$ – величина снижения минимальной толщины защитного слоя при армировании с применением нержавеющей стали

$\Delta c_{dur,add}$ – величина снижения минимальной толщины защитного слоя при использовании дополнительной защиты

4.4.1.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Защитный слой по критерию коррозионной стойкости должен быть увеличен на значение дополнительной составляющей $\Delta c_{dur,\gamma}$ из соображений надежности.

Согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, значение $c_{dur,\gamma}$ принимается равным рекомендуемому значению $c_{dur,\gamma} = 0 \text{ мм}$

4.4.1.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

При армировании нержавеющей сталью либо использовании других специальных мероприятий значение минимальной толщины защитного слоя может уменьшаться

на величину $\Delta c_{dur,st}$. В таких случаях следует учитывать влияние свойств материала на все характеристики, включая показатель сцепления. Согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, значение $\Delta c_{dur,st}$ принимается равным рекомендуемому значению $c_{dur,st} = 0$ мм.

Для бетонов с дополнительной защитой (например, с покрытиями) значение минимальной толщины защитного слоя может уменьшаться на величину $\Delta c_{dur,add}$. Значение $\Delta c_{dur,add}$, согласно рекомендациям ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, также принимается равным $\Delta c_{dur,add} = 0$.

Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина защитного слоя должна составлять не менее $c_{min,b}$, согласно Таблице 8.8.

Таблица 8.8. Минимально необходимая для обеспечения сцепления толщина защитного слоя $c_{min,b}$

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальный защитный слой $c_{min,b}$ ¹⁾
Армирование отдельными стержнями	Диаметр стержня
Армирование пучками стержней	Эквивалентный диаметр \varnothing_n ²⁾

¹⁾ Если номинальный максимальный размер крупного заполнителя превышает 32 мм, значение $c_{min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.

²⁾ Эквивалентный диаметр \varnothing_n условного стержня определяется следующим образом:

$$\varnothing_n = \varnothing \cdot \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ мм}$$

где:

n_b – количество арматурных стержней в пучке, ограниченное значениями:

$n_b \leq 4$ для вертикальных сжатых стержней и для стержней в нахлесточных соединениях;

$n_b \leq 3$ для всех других случаев.

Для легких бетонов значение минимальной толщины защитного слоя, согласно Таблице 8.8, следует увеличивать на 5 мм.

Минимальная толщина защитного слоя по критерию коррозионной стойкости $c_{min,dur}$ для армирования обычных бетонов определяется с учетом класса условий эксплуатации и класса конструкции.

Согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, принимается следующая рекомендуемая классификация и исходные значения для определения $c_{min,dur}$:

- рекомендуемым классом конструкции (срок эксплуатации 50 лет) является S4 при использовании индикативных классов прочности бетона, приведенных в Таблице 2.14;
- параметры рекомендуемых модификаций исходного класса конструкций приведены в Таблице 8.9. Рекомендуемый минимальный класс конструкций – S1.

4.4.1.2 (8)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица
4.2 и
8.9.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

11.4. 2 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Значения для $c_{min,dur}$ для обычной арматуры принимаются согласно Таблице 8.10.

Таблица 8.9. Рекомендуемая классификация конструкций

Критерий	Класс конструкции						
	Класс условий эксплуатации согласно Таблице 2.14						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/ XS1	XD3/XS2/ XS3
Срок службы 100 лет ¹⁾	Повысить класс на 2 единицы						
Класс прочности на сжатие ^{2), 3)}	$\geq C^{30}/_{37}$ Снизить класс на 1 единицу	$\geq C^{35}/_{45}$ Снизить класс на 1 единицу	$\geq C^{40}/_{50}$ Снизить класс на 1 единицу	$\geq C^{45}/_{55}$ Снизить класс на 1 единицу			
Элемент с плитной геометрией (технология строительства не влияет на положение арматуры)	Снизить класс на 1 единицу						
Подтвержден особый контроль качества производства бетона	Снизить класс на 1 единицу						
<p>¹⁾ Согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990, значение срока службы в 100 лет устанавливается только для монументальных зданий, мостов и других инженерных сооружений.</p> <p>²⁾ Класс прочности и значение водоцементного соотношения должны рассматриваться как взаимосвязанные величины. Для получения низкой проницаемости может подбираться особый состав бетона (тип цемента, водоцементное соотношение, наполнители).</p> <p>³⁾ Указанный предельный класс прочности может снижаться на одну ступень, если процент воздухоовлечения составляет более 4 %.</p>							

Если монолитный бетон примыкает к другим бетонным элементам (сборным либо монолитным), минимальная толщина защитного слоя от арматуры до контактной поверхности может быть уменьшена до значения $c_{min,b}$, обеспечивающего достаточное сцепление, при условиях что:

- класс прочности на сжатие используемого бетона составляет не ниже C25/30;
- контактная поверхность подвергается воздействию окружающей среды в течение небольшого периода времени (длительностью менее 28 суток);
- обеспечена шероховатость контактной поверхности.

Для неровных поверхностей (например, поверхностей с выступающим заполнителем) минимальная толщина защитного слоя должна быть увеличена не менее чем на 5 мм.

Таблица 4.3Н
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (11)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Таблица 8.10. Минимальная толщина защитного слоя $c_{min,dur}$ по критерию коррозионной стойкости (долговечности) для обычной арматуры, соответствующей требованиям ДСТУ EN 10080

Требуемое по условиям эксплуатации значение $c_{min,dur}$, мм							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации, согласно Таблице 2.14						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Если ожидается, что бетон будет подвергаться попеременному замораживанию и оттаиванию или химическому воздействию (классы XF и XA), особое внимание следует уделить составу бетона согласно EN 206-1. Для таких условий, согласно положениям данного раздела, как правило, бывает достаточно применения защитного слоя.

При подверженности бетона истиранию особое внимание следует уделить выбору заполнителя согласно EN 206-1. Альтернативно допускается повышать износостойчивость за счет увеличения толщины защитного слоя (использования так называемого «жертвенного» слоя). В подобном случае минимальная толщина защитного слоя c_{min} должна быть увеличена для класса износа XM1 на величину k_1 , для класса износа XM2 — на величину k_2 и для класса износа XM3 — на величину k_3 .

Класс износа XM1 соответствует умеренному режиму истирания, как, например, в элементах промышленных площадок из-за частого воздействия автотранспорта на пневматических шинах. Класс износа XM² соответствует тяжелому режиму истирания, как, например, в элементах промышленных площадок из-за частого передвижения по ним вильчатых погрузчиков на пневматических или сплошных резиновых шинах. Класс износа XM3 соответствует чрезвычайному режиму истирания, как, например, в элементах промышленных площадок из-за частого передвижения по ним вильчатых погрузчиков на эластомерных либо стальных шинах, или же гусеничного транспорта.

Национальным приложением ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 приняты рекомендуемые значения k_1 , k_2 и k_3 , равные 5 мм, 10 мм и 15 мм, соответственно.

При расчете номинальной толщины защитного слоя c_{nom} , к ее минимальному значению необходимо добавлять допуск на отклонение (Δc_{dev}). Необходимое значение минимальной толщины защитного слоя следует увеличить на значение допустимого отрицательного отклонения. Значение Δc_{dev} , согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, принято равным 10 мм.

Допустимые значения отклонений для зданий приводятся в EN 13670-1. Как правило, эти значения достаточны и для других типов конструкций. Их следует учитывать при определении номинальных значений толщины защитного слоя в рамках проекта. В расчете и на чертежах должны использоваться номинальные значения толщины защитного слоя, за исключением случаев, когда существуют четкие указания по использованию других значений (например, минимальных).

Таблица 4.4N
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (12)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.2 (13)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.3 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

4.4.1.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

В некоторых ситуациях величина отклонений, а, следовательно, и допуска Δc_{dev} , может быть снижена.

Данный пункт предполагает производство в контролируемых заводских условиях с внедренной системой контроля качества ($10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}$) и использованием высокоточного инструмента для измерения толщины защитного слоя ($10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм}$). Следовательно, правила, описанные здесь, преимущественно применимы к случаю использования сборных железобетонных элементов в составе сталежелезобетонных каркасов.

4.4.1.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Чтобы учесть увеличение отклонений при заливке бетона по контакту с неровной поверхностью, следует увеличить величину допуска Δc_{dev} . Такое увеличение должно соответствовать размеру неровностей. Толщину защитного слоя бетона в месте контакта с различными шероховатыми поверхностями (например, рельефными штукатурками либо бетонными элементами с выступающим заполнителем) необходимо выбирать с учетом размера неровностей; при этом значение толщины должно увеличиваться не менее чем на 5 мм, как указывалось ранее.

6.6.5.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если требуется обеспечить защитный слой над соединительным элементом, то его номинальное значение следует принимать равным большему из нижеследующего:

а) 20 мм;

б) $c_{min,dur}$, согласно Таблице 8.10, за вычетом 5 мм.

6.6.5.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Если защитный слой не обязателен, верхняя часть соединительного элемента может располагаться на одном уровне с верхней поверхностью бетонной плиты.

6.6.5.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Сдвиговое соединение должно конструироваться таким образом, чтобы можно было надлежащим образом уплотнить бетон в основании анкерных упоров.

6.7.5.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для колонн с полностью обетонированным стальным сечением следует предусматривать толщину защитного слоя бетона не менее необходимой для безопасной передачи сил сцепления, защиты стали от коррозии и предотвращения отслоения бетона.

6.7.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Толщина защитного слоя для полки колонны с полностью обетонированным стальным сечением должна составлять не менее 40 мм и не менее $1/6$ ширины полки.

6.7.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Дополнительные ограничения на значения толщины защитного слоя полностью обетонированных колонн накладывает использование упрощенного метода расчета. Согласно ему, максимальные значения толщины защитных слоев в двух направлениях должны составлять не более $\max c_z = 0,3h$ и $\max c_y = 0,4b$, согласно Разделу 5.2.3.2.

8.5 АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ

8.4.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Арматурным стержням, проволоке и сварным сеткам для надежной передачи на бетон усилий сцепления без отслоения либо образования продольных трещин следует обеспечивать достаточную анкеровку. Стандартные типы анкеровки показаны на Рисунке 8.36.

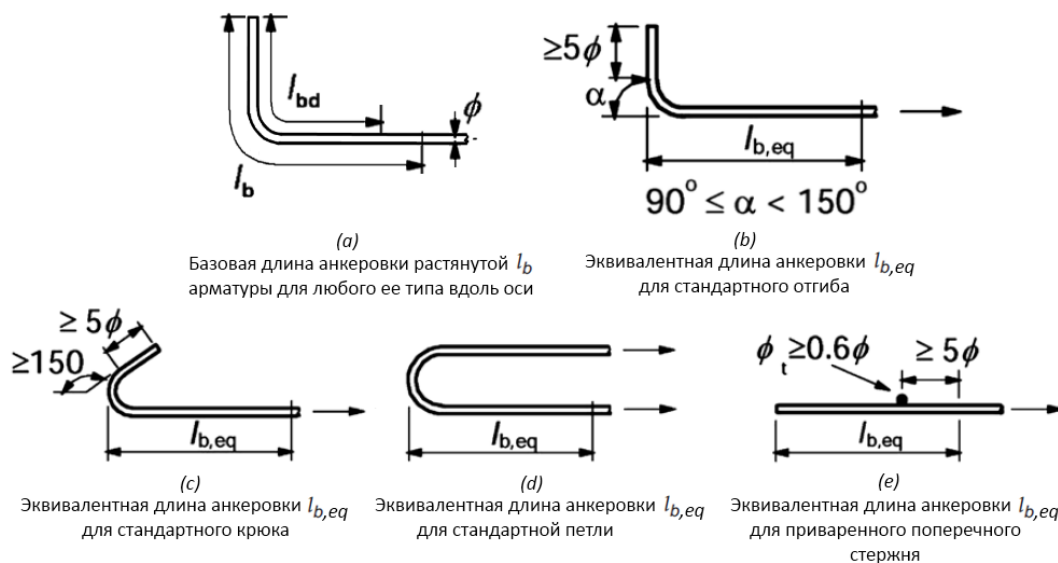


Рисунок 8.36. Стандартные типы анкеровки помимо прямых стержней

Необходимая базовая длина $l_{b,rqd}$ для анкеровки усилия $A_s \cdot \sigma_{sd}$ в прямом арматурном стержне, в предположении постоянного сцепления f_{bd} , равна:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

где:

σ_{sd} – расчетное напряжение в точке арматурного стержня, от которой отсчитывается длина анкеровки

Расчетное значение предельного сцепления f_{bd} для ребристой арматуры может быть принято равным:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

где:

f_{ctd} – расчетное значение прочности бетона на растяжение, равное $f_{ctd} = \alpha_{At} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_C$

В связи с повышением хрупкости высокопрочных бетонов $f_{ctk,0.05}$, в данном случае параметр должен быть ограничен значением для класса С60/75, если не подтверждено, что среднее усилие сцепления способно превысить эти пределы.

η_1 – коэффициент, учитывающий качество сцепления и положение арматуры в ходе заливки бетона

$\eta_1 = 1,0$ – для случая, когда обеспечены «хорошие» условия для сцепления бетона

$\eta_1 = 0,7$ – для всех остальных случаев и применения арматуры в составе конструкций, возведенных в скользящей опалубке, если не обосновано наличие «хороших» условий для сцепления бетона

8.4.1 (2)
и
Рисунок 8.1
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

8.4.3 (2)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

8.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
ЕН 1992-1-1

8. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

На практике, для монолитных железобетонных конструкций обычно в запас принимают значение $\eta_1 = 0,7$. Более четкие указания приводятся на Рисунке 8.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

η_2 – коэффициент, учитывающий диаметр стержней

$\eta_2 = 1,0$ для $\phi \leq 32$ мм

$\eta_2 = (132 - \phi) / 100$ для $\phi > 32$ мм

8.4.4 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Расчетная длина анкеровки l_{bd} определяется по формуле:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

где α_1 , α_2 , α_3 , α_4 и α_5 определяются по Таблице 8.11

α_1 – коэффициент, учитывающий форму стержней, согласно Рисунку 8.36, в предположении наличия надлежащего защитного слоя

α_2 – коэффициент, учитывающий влияние минимального защитного слоя, как показано на Рисунке 8.37.



Рисунок 8.3
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 8.37. К определению c_d для балок и плит

α_3 – коэффициент, учитывающий эффект обжатия за счет поперечной арматуры

α_4 – коэффициент, учитывающий влияние одного или нескольких поперечных арматурных стержней ($\phi_s > 0,6 \cdot \phi$), приваренных на расчетной длине анкеровки l_{bd}

α_5 – коэффициент, учитывающий эффект давления, направленного поперек плоскости отслоения вдоль расчетной длины анкеровки

Должно соблюдаться условие $\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$.

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки; в отсутствие других ограничений равна:

$l_{b,min} > \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ мм}\}$ – для анкеровки при растяжении

$l_{b,min} > \max\{0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \phi; 100 \text{ мм}\}$ – для анкеровки при сжатии

Таблица 8.11. К определению коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 , α_4 и α_5

Коэффициент	Тип анкеровки	Арматурный стержень	
		растянутый	сжатый
формы стержней	Прямой стержень	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Другое, кроме прямых стержней, согласно иллюстрациям (b), (c) и (d) (Рисунок 8.36)	$\alpha_1 = 0,7$ при $c_d > 3 \cdot \phi$ $\alpha_1 = 1,0$ в других случаях (c_d по Рисунку 8.37)	$\alpha_1 = 1,0$
защитного слоя	Прямой стержень	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (A_t - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (c_d по Рисунку 8.37)	$\alpha_2 = 1,0$
	Другое, кроме прямых стержней, согласно иллюстрациям (b), (c) и (d) (Рисунок 8.36)	$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (A_t - 3 \cdot \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (c_d по Рисунку 8.37)	$\alpha_2 = 1,0$
обжатия поперечным армированием, не приваренным к основным стержням	Все типы	$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
обжатия приваренным поперечным армированием	Все типы с расположением и размерами согласно иллюстрации (e) (Рисунок 8.36)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
обжатия поперечным давлением	Все типы	$\alpha_5 = 1 - 0,04 \cdot p$ $\geq 0,7$ $\geq 1,0$	-

где:

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min}) / A_s$$

$\sum A_{st}$ – площадь сечения поперечной арматуры на расчетной длине анкеровки l_{bd}

$\sum A_{st,min}$ – площадь сечения минимального поперечного армирования

$\sum A_{st,min} = 0,25 \cdot A_s$ – для балок; $\sum A_{st,min} = 0$ – для плит

A_s – площадь отдельного заанкеренного стержня максимального диаметра

K – коэффициент, принимаемый согласно Рисунку 8.38

p – поперечное давление в МПа вдоль l_{bd} при выполнении расчетов по несущей способности

В непосредственных опираниях элементов, величина l_{bd} может приниматься менее значения $l_{b,min}$ в случае приварки в пределах опоры хотя бы одного поперечного стержня на расстоянии не менее 15 мм от ее грани.

Рисунок 8.4
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

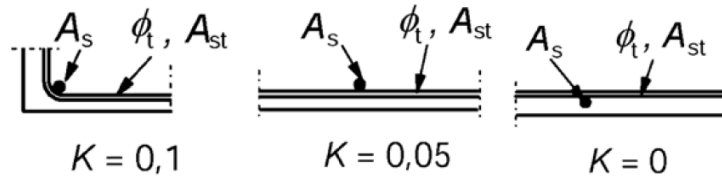


Рисунок 8.38. К определению коэффициента K для балок и плит

Альтернативно, в качестве упрощения, растянутую анкеровку определенных форм согласно Рисунку 8.36 допускается обеспечивать эквивалентной длиной анкеровки $l_{b,eq}$. Длину $l_{b,eq}$, согласно Рисунку 8.36, следует принимать равной:

$\alpha_1 \cdot l_{b,rqd}$ – для форм с (b) по (d), согласно Рисунку 8.36

$\alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$ – для формы (e), согласно Рисунку 8.36

Для арматуры с отгибами значения базовой длины анкеровки l_b и расчетной длины анкеровки l_{bd} , согласно иллюстрации Рисунку 8.36, а, должны измеряться вдоль центральной оси стержня.

В случаях когда пары проволок/стержней образуют сварные сетки, диаметр ϕ в выражении для $l_{b,rqd}$ следует заменять эквивалентным значением $\phi_n = \phi \cdot \sqrt{2}$.

Отгибы и крюки не вносят вклад в параметры анкеровки при сжатии. Усилить анкеровку можно приваркой поперечных стержней, передающих усилие на бетон, при условии подтверждения качества сварки.

Несущая способность одного поперечного стержня (диаметром 14-32 мм), приваренного с внутренней стороны основного стержня, равна F_{btd} . Тогда значение σ_{sd} в выражении для $l_{b,rqd}$ может быть снижено на величину F_{btd} / A_s , где A_s – это площадь сечения основного стержня. F_{btd} определяется согласно указаниям Раздела 8.6 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Отказ по бетону внутри загибов считается исключенным, если выполняются следующие условия:

- не требуется обеспечения длины анкеровки свыше 5ϕ за точкой изгиба;
- стержень не располагается близко к грани (что означает приближение плоскости отгиба к поверхности бетона) и внутри изгиба установлен стержень диаметром $\geq \phi$;
- значение диаметра оправки равно значению, рекомендуемому в Таблице 2.20, либо превышает его.

В противном случае значение диаметра оправки должно быть повышено до величины не менее $\phi_{m,min}$:

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt} \cdot \frac{1/a_b + 1/(2 \cdot \phi)}{f_{cd}}$$

где:

F_{bt} – растягивающее усилие от расчетных нагрузок в стержне или группе стержней

в начале изгиба

a_b – половина расстояния между осями рассматриваемых стержней либо групп стержней в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба

Для стержней либо групп стержней, прилегающих к грани элемента, значение a_b должно приниматься равным толщине защитного слоя плюс $\phi/2$. Значение f_{cd} не должно превышать аналогичное для бетона класса С55/67.

В продольном армировании, участвующем в работе на сдвиг, возникает дополнительное продольное усилие, которое вместе с любой продольной силой необходимо заанкерить. Поэтому продольное армирование сталежелезобетонных плит, которое заходит в опорные зоны и включается в работу на сдвиг, необходимо анкерить либо заводить за опору. Усилие, которое требуется заанкерить, определяется по формуле:

$$F_E = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z} + N_{Ed}$$

где:

N_{Ed} – продольное усилие, добавляемое либо вычитаемое из растягивающего усилия

$a_l = d$ для элементов без расчетного поперечного армирования, к которым обычно относятся сталежелезобетонные плиты

С учетом того что для элемента в условиях среза без значительных продольных усилий упрощенно допускается принять $z = 0,9 \cdot d$, в результате подстановок можно получить следующее выражение для элементов без расчетного поперечного армирования:

$$F_E = |V_{Ed}| \cdot \frac{d}{0,9 \cdot d} + 0 = 1,1 \cdot |V_{Ed}|$$

На промежуточных опорах, где одновременно действуют усилия V_{Ed} и M_{Ed} , такое же дополнительное продольное усилие величиной в $1,1 \cdot |V_{Ed}|$ следует добавлять к основному значению от M_{Ed} . Упрощенно это можно сделать с использованием «правила смещения эпюры моментов», согласно Рисунку 9.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

Для плит с расчетным поперечным армированием следует руководствоваться соответствующими требованиями пунктов 9.2.1.3(2), 9.2.1.4(2) и 6.2.3 (7) ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1. Продольные усилия возникают и в других случаях расчетного поперечного армирования, что всегда должно учитываться, в том числе и путем применения анкеровки.

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, для балок участка длиной не менее 25% нижней арматуры в пролете должны заводиться на крайние и промежуточные опоры и соответствующим образом анкериться. Для однопролетных плит это значение должно составлять не менее 50%. В сталежелезобетонных плитах эти функции фактически выполняются самим профнастилом, как континуальным армированием. Однако другие

9.2.1.4 (2) и
9.2.1.3 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

9.2.1.4 (1) и
9.3.1.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

типы железобетонных плит, включая монолитные плиты по обычным профилированным настилам, следует рассчитывать и конструировать, в соответствии с ДСТУ-Н Б EN1992-1-1, как обычные железобетонные конструкции, и учитывать указанные, а также и другие дополнительные требования. В сталежелезобетонных плитах может потребоваться выполнить данные условия для нижней растянутой арматуры в соответствии с расчетом для условий пожара, когда профнастил исключается из работы.

8.7.1 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.6 НАХЛЕСТ АРМАТУРЫ

Усилия от одного стержня на другой могут передаваться посредством:

- нахлеста стержней с отгибами или крюками, либо без них;
- формирования сварных соединений;
- использования механических соединительных элементов, способных передавать сжатие и растяжение, либо только сжатие.

8.7.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Нахлесты арматуры должны конструироваться таким образом, чтобы:

- обеспечивалась передача усилий от одного стержня другому;
- в области вблизи соединений отсутствовало отслоение бетона;
- не образовывались значительные трещины, способные повлиять на характер работы конструкций.

8.7.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Правила конструирования нахлестов предусматривают следующее их расположение:

- вразбежку и не в местах с высокими значениями изгибающих моментов;
- симметрично в любом сечении.

8.7.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Размещение нахлестов должно соответствовать схеме, приведенной на Рисунке 8.39:

- величина зазора между стержнями в пределах нахлеста не должна превышать $4 \cdot \phi$ или 50 мм, а в местах, где данное условие не выполняется, длина стыка должна повышаться на величину зазора;
- продольное расстояние между двумя смежными нахлестами должно составлять не менее 0,3 от длины нахлеста l_0 ;
- в местах со смежными нахлестами величина зазора между соседними стержнями должна составлять не менее $2 \cdot \phi$ или 20 мм.

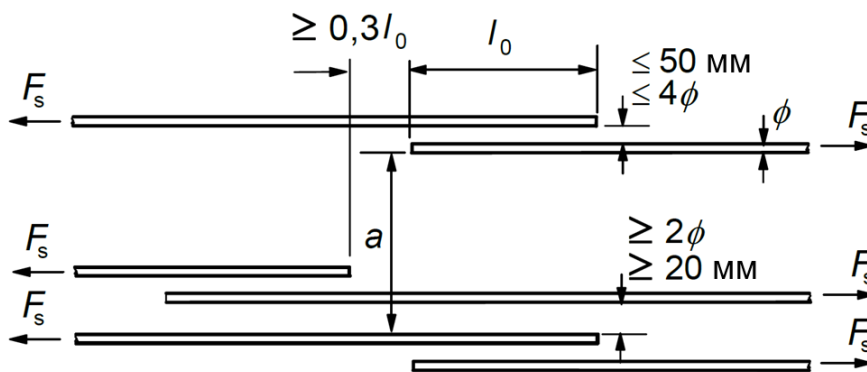


Рисунок 8.7
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 8.39. Схема расположения нахлестов с учетом смежных соединений

Если данная схема соблюдается и армирование расположено в один слой, допустимый процент нахлестов растянутой арматуры принимается равным 100%. При армировании в несколько слоев соотношение должно быть понижено до 50%.

8.7.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

В сжатой и второстепенной арматуре все нахлесты могут располагаться в одном сечении.

8.7.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Расчетная длина нахлеста определяется по формуле:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

где:

$l_{b,rqd}$ определяется согласно расчету для анкерки

$$l_{0,min} > \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ мм}\}$$

Значения $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_5 могут быть взяты из Таблицы 8.11, но в данном случае для расчета α_3 следует принимать $\Sigma A_{st,min} = 1,0 \cdot A_s \cdot (\sigma_{sd} / f_{yd})$, где A_s – это площадь сечения одного стержня в нахлесте.

$\alpha_6 = \sqrt{\rho_1 / 25}$, но не более 1,5 и не менее 1,0, где ρ_1 – это процент арматуры с нахлестами в пределах расстояния $0,65 \cdot l_0$ от центра рассматриваемого перехлеста, согласно Рисунку 8.40. Справочные значения α_6 приводятся в Таблице 8.12.

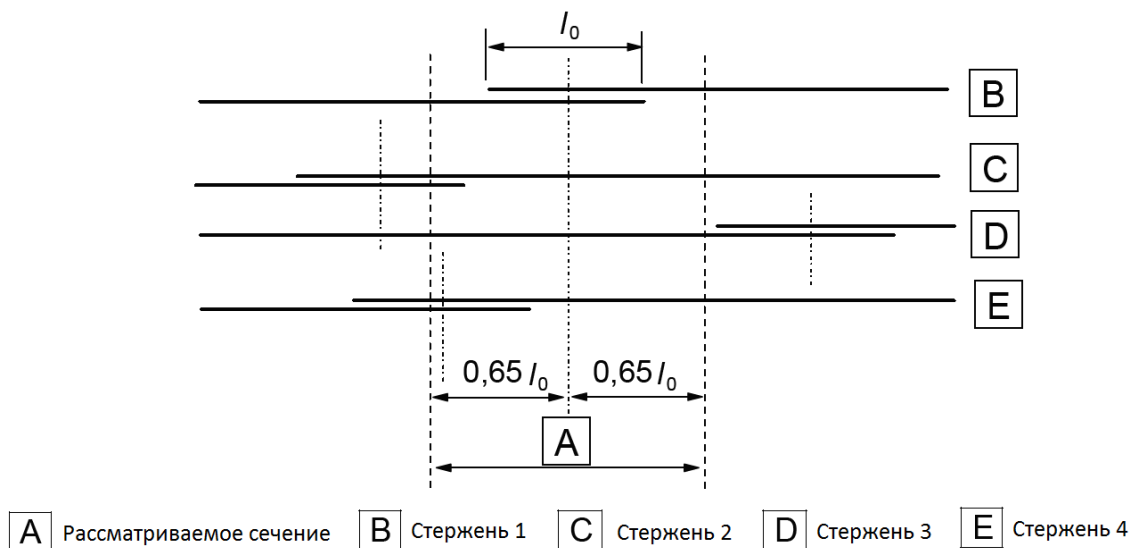
Таблица 8.12. Справочные значения коэффициента α_6

Таблица 8.3
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Процент стержней с нахлестом по отношению к общей площади сечения	<25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1.4	1,5

Примечание: промежуточные значения можно определить, используя линейную интерполяцию

Рисунок 8.8
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1



Пример: Стержни 2 и 3 находятся за пределами рассматриваемой зоны: $\% = 50$ и $\alpha_6 = 1,4$

Рисунок 8.40 Процент стержней с нахлестом в пределах зоны одного перехлеста

Для передачи в пределах нахлеста поперечных усилий растяжения необходимо предусматривать поперечное армирование.

В случае нахлестов стержней диаметром менее 20 мм или при количестве стержней с нахлестом во всех сечениях, составляющем менее 25%, применение любого поперечного армирования либо хомутов, необходимых по другим причинам, может считаться достаточным условием передачи поперечных усилий растяжения без дополнительного обоснования.

В местах нахлеста стержней с диаметром ϕ не менее 20 мм, суммарная площадь поперечного сечения A_{sv} (сумма для всех стержней, параллельных слою соединяемой арматуры) поперечного армирования должна быть равной площади сечения A_s одного стержня в нахлесте ($\sum A_{sv} \geq 1,0 \cdot A_s$) либо превышать ее. Поперечная арматура должна располагаться перпендикулярно нахлесту между ним и поверхностью бетона.

Если для более чем 50% стержней нахлест устраивается в одной точке и расстояние a между смежными нахлестами составляет не более $10 \cdot \phi$ (см. Рисунок 8.39), структура поперечного армирования должна иметь вид хомутов или U-образных петель, с анкерровкой последних в теле бетона.

Поперечное армирование должно располагаться по краям нахлеста, как показано на Рисунке 8.41,а.

8.7.4.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.4.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.4.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7.4.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

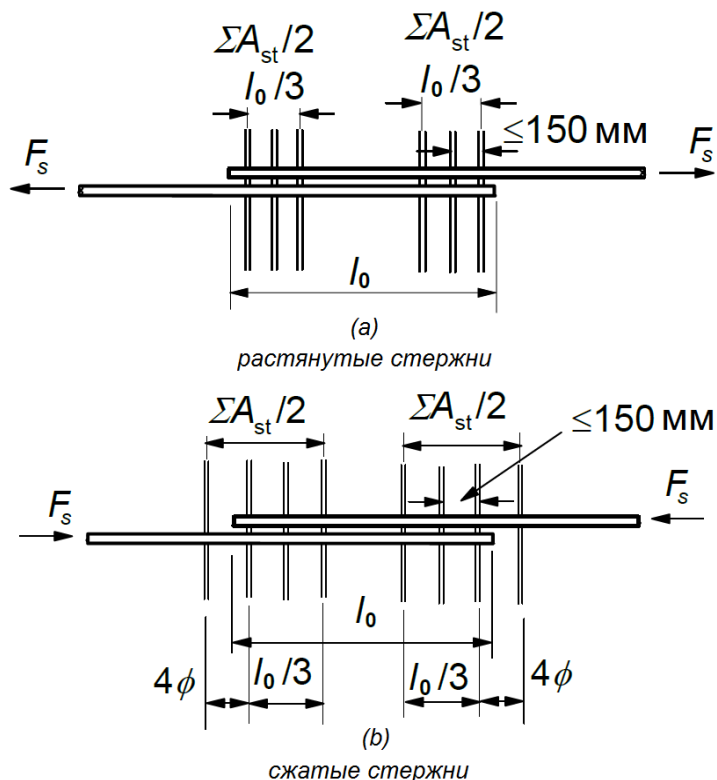


Рисунок 8.41. Поперечное армирование при нахлесте

В нахлестах сжатых стержней, в дополнение к тому, что требуется в соответствии с правилами, действующими для растянутой арматуры, необходимо закладывать по одному стержню в пределах расстояния $4 \cdot \phi$ от края стыка с каждой стороны от него, как показано на иллюстрации (b) (Рисунок 8.41).

Нахлесты сварных сеток из ребристой арматуры могут выполняться их переплетением либо послойной укладкой, как показано на Рисунке 8.42.

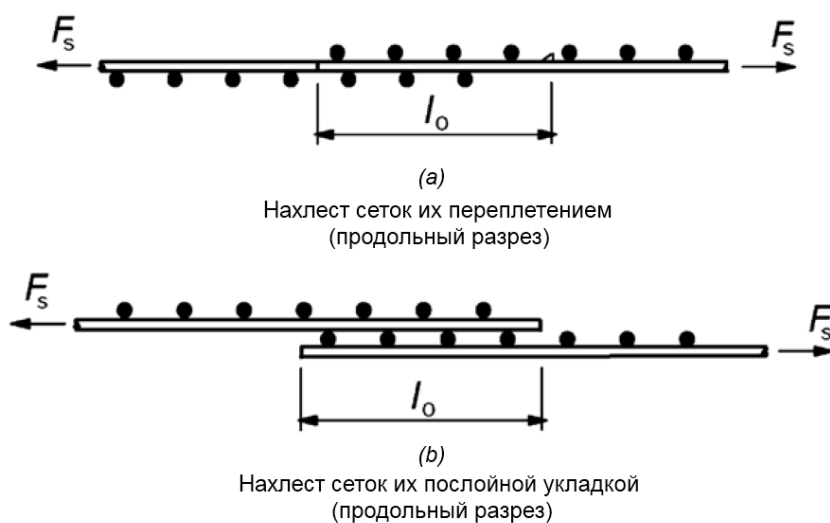


Рисунок 8.42. Нахлесты сварных сеток

При наличии циклических нагрузок нахлест сеток следует выполнять их переплетением.

Рисунок 8.9
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-18.7.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-18.7.5.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1Рисунок 8.10
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-18.7.5.1 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Сетки могут иметь различную конфигурацию в зависимости от возложенных на них функций и действующих усилий. Как следствие, могут приниматься сетки с одинаковым либо разным шагом арматуры и диаметром стержней в двух направлениях. При наличии преобладающего направления действия усилий, рациональным решением является установка в нем основного рабочего армирования с уменьшенным шагом и/или увеличенным диаметром. Второстепенное распределяющее армирование, напротив, может характеризоваться увеличенным шагом и/или уменьшенным диаметром стержней.

8.7.5.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

При обустройстве нахлеста сеток их переплетением схема расположения основных рабочих стержней должна выполняться аналогично случаю с отдельными арматурными стержнями. Следует пренебрегать любым благоприятным влиянием поперечных стержней, принимая значение $\alpha_3 = 1,0$.

8.7.5.1 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

В случае нахлеста сеток их послойной укладкой стыки основных стержней следует располагать, главным образом, в местах, где напряжение в арматуре при расчете предельных состояний по несущей способности не превышает 80% от прочности арматуры.

8.7.5.1 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Если данное условие не выполняется, при расчете несущей способности на изгиб расстояние до арматуры следует принимать по сетке наиболее удаленной от растянутой грани бетона. Кроме того, для контроля трещиностойкости в сечении на краю нахлеста, значения напряжений, взятые из для Таблиц 6.12 и 6.13, с учетом неоднородности по краям стыка следует повышать на 25%.

8.7.5.1 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Должна быть обеспечена надлежащая степень нахлеста основных стержней сеток в любом сечении с учетом следующих условий:

- при нахлесте сеток их переплетением применимы значения Таблицы 8.12
- при нахлесте сеток путем их послойной укладки допустимый процент стыкуемых основных стержней в любом сечении зависит от конкретной площади поперечного сечения сварной сетки $(A_s / s)_{prov}$, где S – это шаг арматуры:

100% при $(A_s / s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$

60% при $(A_s / s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$

8.7.5.1 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Нахлест в нескольких слоях сеток нужно разносить на расстояние не менее $1,3 \cdot l_0$, где значение l_0 определяется как описано ранее для отдельных стержней. Применения дополнительного поперечного армирования в нахлестах сеток не требуется.

8.7.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Вся второстепенная распределяющая арматура сеток может стыковаться в одном месте.

Минимальные значения длины нахлеста l_0 для второстепенных стержней указаны в Таблице 8.13. При этом должно быть обеспечено такое значение длины нахлеста двух второстепенных стержней, чтобы при этом перекрывались два основных стержня.

Таблица 8.13. Требуемая длина нахлеста для второстепенных стержней сеток

Диаметр второстепенных стержней, мм	Длина нахлеста
$\phi \leq 6$	≥ 150 мм; не менее одного шага арматуры в пределах нахлеста
$6 < \phi \leq 8,5$	≥ 250 мм; не менее двух шагов арматуры в пределах нахлеста
$8,5 < \phi \leq 12$	≥ 350 мм; не менее двух шагов арматуры в пределах нахлеста

Таблица 8.4
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

8.7 КОНСТРУИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

Площадь продольного армирования полностью обетонированных колонн, учитываемая при определении несущей способности поперечного сечения, должна составлять не менее 0,3% площади поперечного сечения бетона A_c . Если проведения расчета огнестойкости не требуется, присутствие в заполненных бетоном замкнутых профилях продольного армирования, как правило, не является обязательным (трубобетонные конструкции).

6.7.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Дополнительно для полностью и частично обетонированных колонн ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 ссылается на Раздел 9.5 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, согласно которому площадь продольного армирования должна быть не менее:

6.7.5.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1
и
9.5.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{sd}} \text{ и } 0,002 \cdot A_c \text{ (0,2\% площади бетона)}$$

где:

f_{sd} – предел текучести арматуры

N_{Ed} – расчетное осевое усилие

9.5.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Одновременно с этим площадь продольного армирования не должна превышать значения $A_{s,max}$, которое принимается равным:

- $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$ (4% площади бетона) в местах без нахлестов, если нельзя обоснованно утверждать, что влияние на целостность бетона исключено и сечение способно работать вплоть до исчерпания своей полной несущей способности;
- $A_{s,max} = 0,08 \cdot A_c$ (8% площади бетона) в местах нахлестов.

Для полностью и частично обетонированных сечений диаметр продольных стержней должен составлять не менее 8мм.

9.5.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Величина шага поперечной арматуры вдоль частично либо полностью обетонированной колонны не должно превышать значения $s_{cl,max}$, принимаемого как наименьшее из следующего:

9.5.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

- 20 минимальных диаметров продольной арматуры;
- наименьший размер колонны;
- 400 мм.

9.5.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Значение $S_{cl, max}$ следует уменьшать с использованием коэффициента 0,6:

- в пределах длины, равной большему размеру сечения колонны, отсчитываемому от верха или низа балок и плит;
- на участках нахлесточных соединений при максимальном диаметре продольной арматуры более 14 мм (необходимо с равным шагом устанавливать минимум 3 стержня).

9.5.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Диаметр элементов поперечного армирования (хомутов, петель либо спиралей) должен составлять не менее 6 мм и четвертой части максимального диаметра продольных стержней. При поперечном армировании в виде сварных сеток диаметр их стержней должен составлять не менее 5 мм.

9.5.3 (2) и
8.5 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Поперечное армирование должно надлежащим образом анкериться. Стандартным методом анкеровки хомутов и другого поперечного армирования стержней является использование отгибов, крюков и стержней, приваренных в поперечном направлении согласно показанному на Рисунке 8.43. Внутри отгибов и крюков должен располагаться стержень. Для случаев (c) и (d), показанных на Рисунке 8.43, толщина защитного слоя должна составлять не менее $3 \cdot \phi$ и 50 мм. Параметры возможных углов отгибов принимаются согласно Рисунку 8.36.

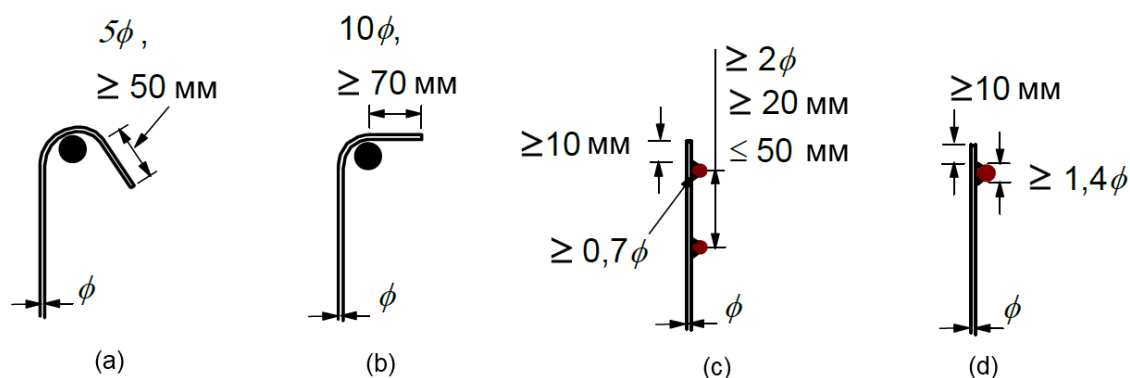


Рисунок 8.5
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

Рисунок 8.43. Анкеровка хомутов

6.7.5.2 (4)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-1

Для полностью или частично обетонированных колонн класса эксплуатации X0 согласно Таблице 2.13, а также в тех случаях, когда продольное армирование не учитывается в расчете, следует обеспечить минимальное продольное армирование стержнями диаметром 8 мм с шагом 250 мм и поперечное армирование стержнями диаметром 6 мм с шагом 200 мм. В качестве альтернативы допускается использование сварной арматурной сетки из стержней диаметром 4 мм.

9.5.2 (4) и
9.5.3 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1992-1-1

В каждом углу полностью обетонированных колонн должен располагаться хотя бы один продольный арматурный стержень. Продольный стержень в каждом углу должен развязываться поперечным армированием. А в сжатой зоне ни один стержень не должен находиться на расстоянии более 150 мм от развязанного стержня. В случае применения обетонированной колонны круглого сечения должно предусматриваться наличие не менее четырех продольных стержней.

Поскольку одним из основных преимуществ сталежелезобетонных колонн является повышенная огнестойкость, при конструировании их сечений разумно изначально выбирать размеры сечения, параметры защитного слоя, значение коэффициента армирования и другие конструктивные параметры с учетом требований ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 и, в частности, табличного метода, описанного в Разделе 9.

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

9.1 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОТИВОПОЖАРНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1.1 (12)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

В данном разделе приведены рекомендации, предназначенные для ознакомления инженеров с методологией и принципами проектирования сталежелезобетонных конструкций с учетом их огнестойкости. Методику расчета огнестойкости сталежелезобетонных конструкций, описанную в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, необходимо рассматривать совместно со стандартами ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2, ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 и ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2. Данные документы содержат обязательные параметры механического сопротивления и целостности конструкций при различных сценариях пожара.

1.1 (13)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Методика ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 распространяется на конструкции из сталей классов S235, S355, S420 и S460, согласно ДСТУ EN 10025, ДСТУ EN 10210-1 и ДСТУ EN 10219-1.

Указания относительно профнастилов приводятся в Разделе 2.3.

1.1 (15)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Обычные бетоны могут применяться во всех сталежелезобетонных конструкциях с повышенными требованиями к огнестойкости. Использование бетонов на легких заполнителях разрешено только в плитах.

1.1 (16)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Требования ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 не распространяются на расчет сталежелезобетонных конструкций с бетонами классов ниже, чем C20/25 и LC20/22 или выше, чем C50/60 и LC50/55. Правила проектирования конструкций с применением бетонов классов прочности выше C50/C60 описаны в Разделе 6 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2, однако национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 требует при их использовании обеспечивать научно-техническое сопровождение проекта.

2.1.1(1), (2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Для того чтобы сталежелезобетонная конструкция, формирующая противопожарную преграду, выполняла свою ограждающую функцию в условиях пожара, необходимо обеспечить сохранение её целостности и теплоизолирующей способности в течение соответствующего времени огневого воздействия. Для обеспечения механического сопротивления при пожаре конструкция должна быть спроектирована и изготовлена так, чтобы обеспечивалось сохранение ее несущей функции в течение требуемого времени огневого воздействия.

2.1.1(3), (4)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Критерий деформаций должен вводиться в том случае, если соответствующие требования по ограничению прогибов и перемещений несущих конструкций обусловлены использованием конкретных огнезащитных материалов либо расчетной методикой конструкций, формирующих противопожарные преграды. Критерии деформации несущих сталежелезобетонных конструкций не учитываются, если:

- огнезащитная способность защитного средства была определена согласно ENV 13381-1, ENV 13381-2, ENV 13381-4, ENV 13381-5 и ENV 13381-6. Документ ДСТУ Б В.1.1-17 представляет собой гармонизированный стандарт ENV 13381-4, со степенью гармонизации NEQ;
- конструкции, формирующие противопожарные преграды, соответствуют необходимым требованиям при номинальном температурно-временном режиме согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2.

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

9.1.1 ВАРИАНТЫ РАСЧЕТА ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Варианты расчетных методик для определения огнестойкости строительных конструкций схематично представлены на Рисунке 9.1.

С учетом выбранной методики, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 предписывает рассматривать четыре основных этапа расчета огнестойкости строительных конструкций:

- выбор соответствующих проектных сценариев пожара;
- определение соответствующих температурных режимов;
- расчет повышения температуры в строительных конструкциях;
- расчет механического поведения конструкции в условиях пожара.

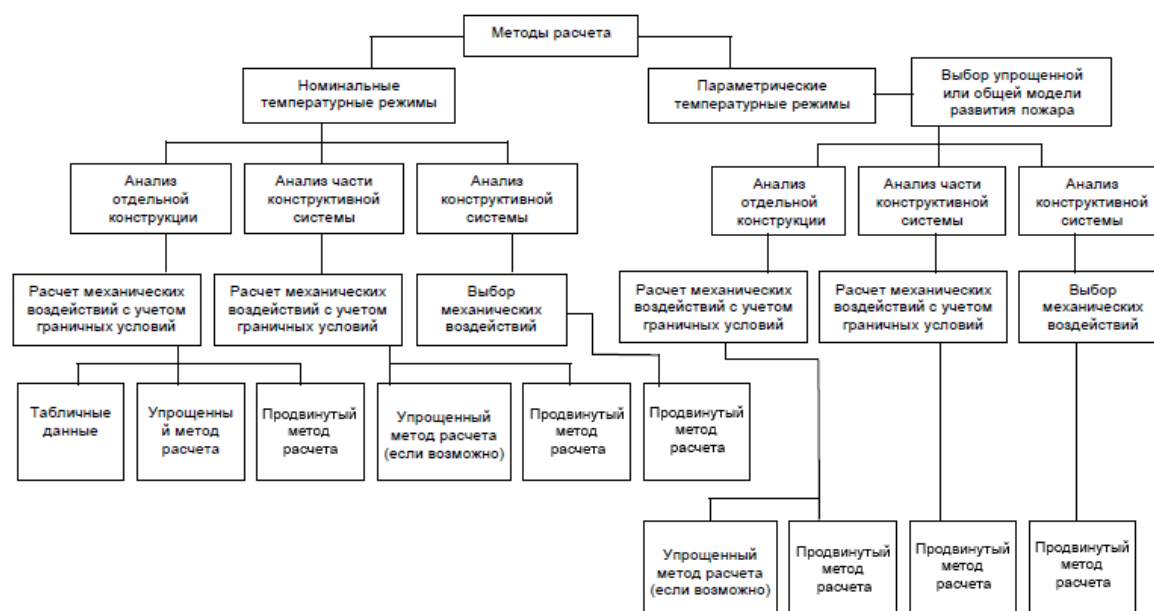


Рисунок 9.1. Варианты расчетных методик для строительных конструкций

9.2.1 ТЕМПЕРАТУРНЫЕ РЕЖИМЫ

Одним из основных критериев для расчета огнестойкости любой строительной конструкции является определение температурно-временной зависимости развития пожара. Различают номинальные и параметрические температурные режимы.

Для проектирования конструкций национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 рекомендует применять номинальный температурный режим, использующийся в национальных нормах проектирования.

При разработке мер противопожарной защиты зданий и сооружений может применяться моделирование реального (параметрического) пожара.

В данном разделе приведено краткое описание температурно-временных зависимостей развития пожара. Более подробная информация о температурных режимах

2.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

Рисунок 1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

1.5.3.15
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

НБ 2.2. На-
циональное
приложение к
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

и примерах их расчета приведена в публикации УЦСС К.В. Калафат, А.С Билык, Н.А. Беляев, Э.А. Ковалевская «Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

9.1.2.1 Номинальные температурно-временные зависимости

Номинальные температурно-временные зависимости – это общепринятые режимы развития пожара, которые адаптированы для обеспечения классификации и подтверждения огнестойкости различных строительных элементов и конструкций.

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 устанавливает следующие номинальные температурные режимы: стандартный температурный режим развития пожара, режим наружного (внешнего) пожара (e_f) и режим углеводородного пожара (H_C).

9.1.2.2 Стандартный температурный режим

Стандартный температурный режим – это температурно-временная зависимость, определенная в ISO 834 для представления сценария пожара, который полностью развился в противопожарном отсеке.

Стандартный температурный режим определяется по формуле:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \lg(8 \cdot t + 1)$$

где:

θ_g – температура окружающей газовой среды в противопожарном отсеке, °С

t – длительность периода времени развития пожара, мин

В соответствии со стандартным температурным режимом развития пожара, в зависимости от функционального назначения сталежелезобетонной конструкции, последняя должна соответствовать следующим критериям:

- при выполнении только ограждающей функции – сохранение целостности (условное буквенное обозначение E) и, при необходимости, сохранение теплоизолирующей функции (условное буквенное обозначение I);
- при выполнении только несущей функции – сохранение несущей способности (условное буквенное обозначение R);
- при выполнении несущей и ограждающей функций – сохранение несущей способности (условное буквенное обозначение R), целостности (условное буквенное обозначение E) и, при необходимости, теплоизолирующей функции (условное буквенное обозначение I).

Сохранение несущей способности (критерий R) обеспечено, если на протяжении требуемого отрезка времени в условиях пожара не происходит отказа конструкции, обусловленного достижением предельных состояний по несущей способности. При наличии требований к параметрам предельно допустимых деформаций такие состояния могут рассматриваться отдельно.

Сохранение теплоизолирующей способности (критерий I) считается обеспеченным, если на протяжении огневого воздействия среднее повышение температуры по всей

1.5.3.16
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

1.5.3.15
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

3.2.1 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

2.1.2 (1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.1.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.1.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

необогреваемой поверхности конструкции относительно ее начальной средней температуры составляет не более 140 °С, а увеличение температуры в любой ее точке не превышает 180°С.

9.1.2.3 Температурный режим наружного пожара *ef*

Температурный режим наружного пожара создает условия менее жесткие, чем те, что наблюдаются при испытаниях в стандартном температурном режиме. Данную температурно-временную зависимость используют при определении предела огнестойкости наружных стен зданий, которые могут подвергаться огневому воздействию сквозь различные части фасада – как, например, напрямую изнутри примыкающего противопожарного отсека либо нижележащих и смежных с рассматриваемой стеной отсеков.

Температурный режим наружного пожара определяют по формуле:

$$\theta_g = 660 \left(1 - 0,687 \cdot e^{-0,32 \cdot t} - 0,313 \cdot e^{-3,8 \cdot t} \right) + 20$$

9.1.2.4 Температурный режим углеводородного пожара *HC*

Температурный режим углеводородного пожара относится к более жестким режимам, чем стандартный. Данный режим необходимо использовать при определении огнестойкости строительных конструкций, применяемых на объектах нефтяной промышленности, где температура горения может возрасти значительно быстрее и достигать более высоких значений, чем при горении любых строительных и облицовочных материалов.

Температурный режим углеводородного пожара определяют по формуле:

$$\theta_g = 1080 \left(1 - 0,325 \cdot e^{-0,167 \cdot t} - 0,675 \cdot e^{-2,5 \cdot t} \right) + 20$$

Для температурных режимов наружного и углеводородного пожаров применяют те же критерии, что и для стандартного пожара; при этом используются индексы «*ef*» и «*HC*», соответственно. Например: $REI_{ef} 30$ или $REI_{HC} 60$.

9.1.2.5 Параметрические температурно-временные зависимости

Параметрическое огневое воздействие характеризуется набором температурно-временных зависимостей, которые установлены на базе моделей пожара и специальных физических параметров, определяющих состояние окружающей газовой среды в помещении при пожаре.

Сохранение несущей способности (критерий *R*) обеспечено, если на протяжении всего пожара (включая фазу затухания) либо требуемого промежутка времени не допускается разрушения конструкции.

Сохранение ограждающей функции с учетом теплоизолирующей способности (критерий *I*) считается обеспеченным, если:

- в момент времени, когда температура газовой среды достигает своего максимального значения, среднее повышение температуры по всей необогреваемой поверхности составляет не более 140°С, а увеличение температуры в любой ее точке не превышает 180°С.

1.5.3.5
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

3.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

1.5.3.16
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

2.1.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.1.3 (2) и
НБ 2.2. На-
ционального
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

- в ходе фазы затухания пожара среднее повышение температуры по всей неогреваемой поверхности составляет не более 200°C, а увеличение температуры в любой ее точке не превышает 240°C.

9.1.3 ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ В УСЛОВИЯХ ПОЖАРА

Принятая при анализе модель конструктивной системы должна отражать ожидаемое поведение конструкции в течение всего периода времени воздействия пожара t . При этом должно обеспечиваться выполнение следующих условий:

- во временном выражении

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ}$$

- в прочностном выражении

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$$

- в температурном выражении

$$\theta_d < \theta_{cr,d}$$

где:

$t_{fi,d}$ – расчетный предел огнестойкости

$t_{fi,requ}$ – требуемый предел огнестойкости

$R_{fi,d,t}$ – расчетная несущая способность элемента при пожаре в момент времени t

$E_{fi,d,t}$ – расчетный результат воздействия при пожаре в момент времени t

θ_d – расчетная температура материала

$\theta_{cr,d}$ – расчетная критическая температура материала

В качестве упрощения расчетной методики, результаты воздействий на конструкцию в условиях пожара $E_{fi,d,t}$ допускается определять по результатам, полученным для расчета в нормальных условиях:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

где:

E_d расчетное значение соответствующего усилия либо момента при нормальной температуре для основных сочетаний воздействий, согласно ДСТУ-Н Б EN 1990

η_{fi} коэффициент снижения результатов воздействий в условиях пожара

Понижающий коэффициент η_{fi} для сочетаний нагрузок, согласно формулам 6.10а и 6.10б ДСТУ-Н Б EN 1990, определяется по меньшему из значений:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,1}}$$

2.5 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

2.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

2.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}$$

где:

$Q_{k,1}$ – характеристическое значение преобладающего или главного (первого) переменного воздействия

G_k – характеристическое значение постоянного воздействия

γ_G – частный коэффициент надежности для постоянных воздействий

$\gamma_{Q,1}$ – частный коэффициент надежности для первого переменного воздействия

ψ_{fi} – коэффициент сочетания воздействий; принимается равным $\psi_{1,1}$ или $\psi_{2,1}$

$\psi_{0,1}$ – коэффициент сочетания воздействий для характеристического значения переменного воздействия

ξ – понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных воздействий

Выражение для расчета понижающего коэффициента η_{fi} в случае сочетания нагрузок по формуле 6.10 ДСТУ-Н Б EN 1990 не приводится, поскольку данная формула исключена соответствующим национальным приложением для постоянных и переходных расчетных ситуаций при нормальных температурах.

Коэффициент сочетания для аварийной расчетной ситуации в условиях пожара ψ_{fi} , согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2, принимается равным рекомендуемому значению $\psi_{fi} = \psi_{2,1}$.

Более подробное описание зависимостей понижающего коэффициента η_{fi} от характеристических значений $Q_{k,1}$ и G_k при различных значениях ψ_{fi} приведено в публикации УЦСС К.В. Калафат, А.С. Билык, Н.А. Беляев, Э.А. Ковалевская «Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

2.4.2 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2,
4.3.1 (2) и
НБ 2.7
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-2

9.2 СВОЙСТВА МАТЕРИАЛОВ

При высокой температуре все материалы меняют свои первоначальные свойства. Поэтому, чтобы установить зависимость огнестойкости строительной конструкции от температуры, необходимо располагать всеми данными о пределе снижения прочностных характеристик входящих в эту конструкцию материалов. Кроме того, следует знать, насколько быстро конструкция нагревается до температуры, при которой она уже не способна выдерживать нагрузки, которым она подвергается под воздействием огня. Для этого необходимо провести анализ теплопередачи, исходя из теплотехнических свойств материала. Как правило, свойства материалов изменяются в зависимости от окружающей температуры, в связи с чем необходимо определить температуры, которые могут быть достигнуты при развитии пожара в здании.

Определены два основных теплофизических свойства материала, необходимых для анализа теплопередачи, — удельная теплоемкость и теплопроводность материала.

9.2.1 ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

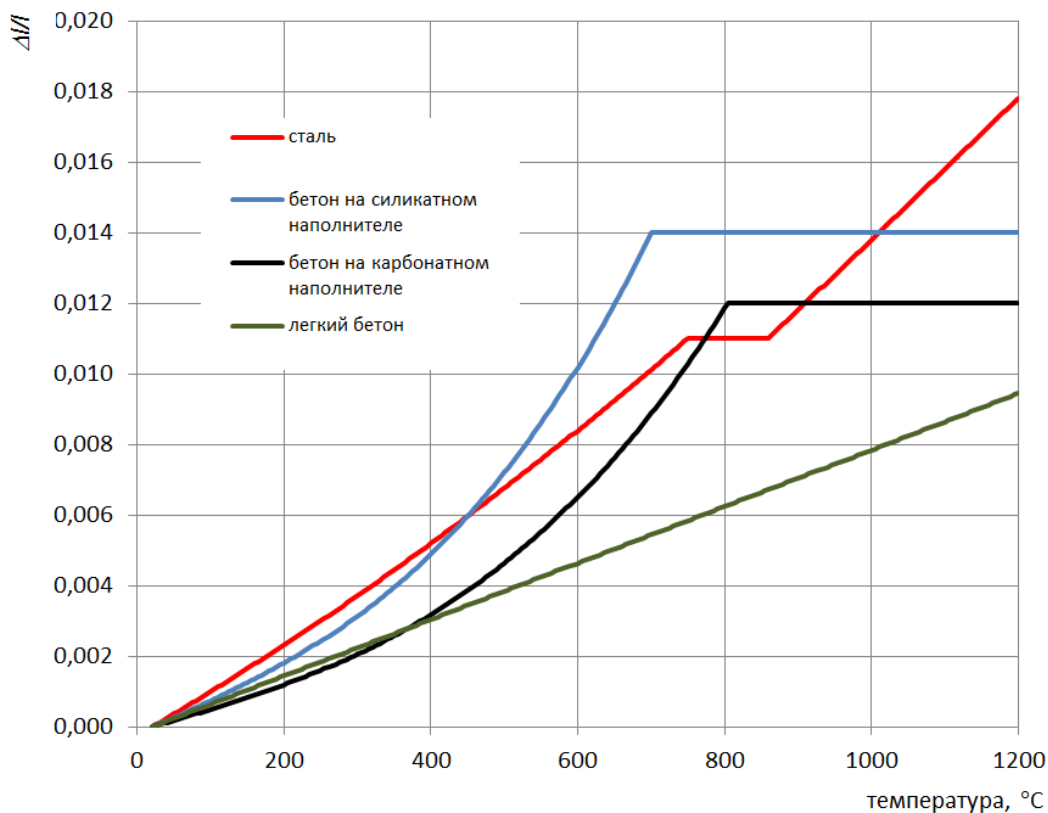
Общие зависимости величины температурного удлинения $(\Delta l/l)$ стали, обычных бетонов (с силикатными и карбонатными заполнителями) и легких бетонов от температуры их нагрева (θ_a и θ_c , соответственно) представлены на Рисунке 9.2.

Общие зависимости величины удельной теплоемкости $(c_a$ и $c_c)$ стали, обычных бетонов (с силикатными и карбонатными наполнителями) и легких бетонов от температуры их нагрева (θ_a и θ_c , соответственно) представлены на Рисунке 9.3.

Значение теплопроводности обычного бетона (λ_c) может приниматься в диапазоне между нижним и верхним пределами, определенными согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Рекомендуется использовать верхний предел коэффициента теплопроводности обычного бетона, поскольку соответствующее значение было получено по результатам испытаний сталежелезобетонных конструкций. Общие зависимости значений теплопроводности стали (λ_a) , верхнего предела теплопроводности обычных бетонов (λ_c) и теплопроводности легких бетонов (λ_c) от температуры нагрева этих веществ представлены на Рисунке 9.4.

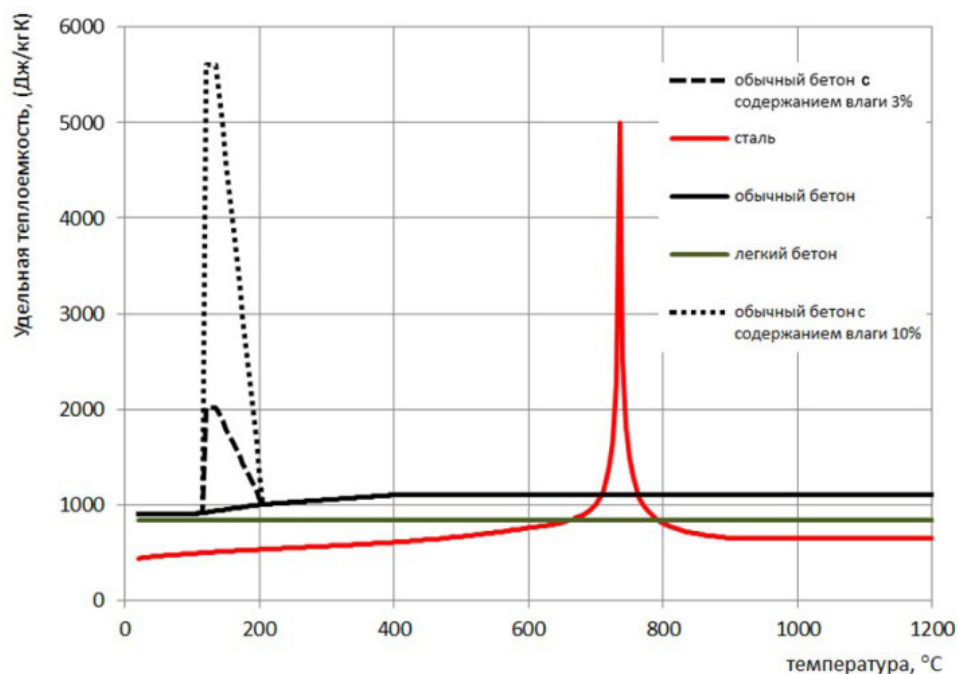
Как для конструкционной, так и для арматурной стали принимаются одни и те же зависимости температурного удлинения, удельной теплоемкости и теплопроводности.

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ



Рисунки 3.3 и 3.6
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-2

Рисунок 9.2. Зависимость относительного температурного удлинения материалов от их температуры



Рисунки 3.4 и 3.7
ДСТУ-Н Б
ЕН 1994-1-2

Рисунок 9.3. Зависимость удельной теплоемкости материалов от их температуры

Рисунки 3.5 и 3.8
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

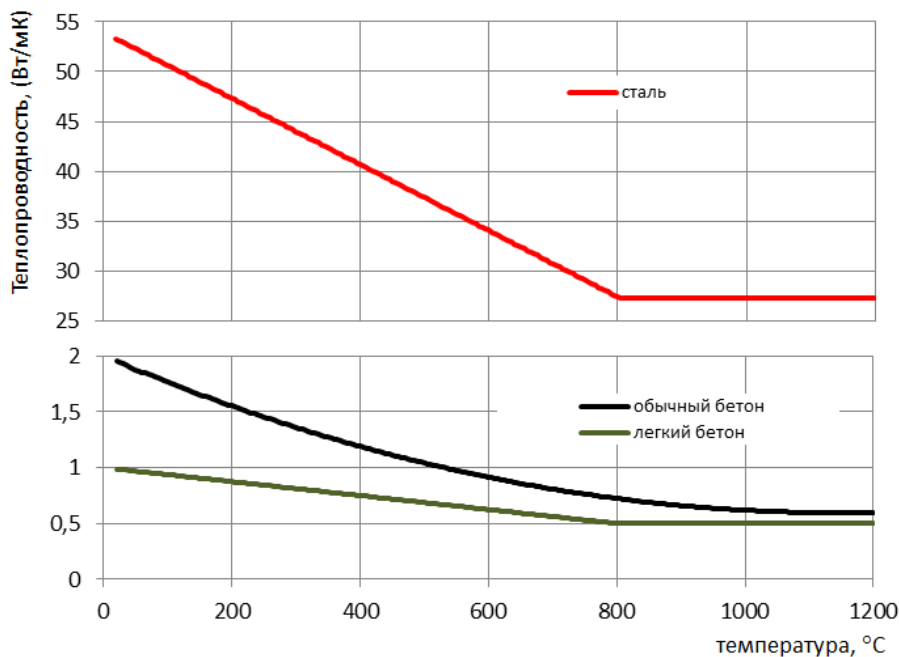


Рисунок 9.4. Зависимость теплопроводности материалов от их температуры

При использовании упрощенных расчетных моделей допускается принимать:

- зависимость температурного удлинения стали от температуры в виде

$$\Delta l / l = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20)$$

- зависимость температурного удлинения обычного бетона от температуры в виде

$$\Delta l / l = 18 \cdot 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

- удельную теплоемкость стали не зависящей от температуры и равной

$$c_a = 600, (\text{Дж/кг} \cdot \text{К})$$

- удельную теплоемкость обычного бетона не зависящей от температуры и равной

$$c_c = 1000, (\text{Дж/кг} \cdot \text{К})$$

- удельную теплопроводность стали не зависящей от температуры и равной

$$\lambda_a = 45, (\text{Вт/м} \cdot \text{К})$$

- удельную теплопроводность обычного бетона не зависящей от температуры и равной

$$\lambda_c = 1,60, (\text{Вт/м} \cdot \text{К})$$

где:

Δl изменение длины стального или бетонного элемента, обусловленное повышением температуры

3.3.1 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.3.1 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.3.2 (6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-

3.3.1 (9)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.3.2 (12)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

- l длина элемента при 20°C
- θ_a температура стали
- θ_c температура бетона
- c_a удельная теплоемкость стали
- c_c удельная теплоемкость бетона
- λ_a удельная теплопроводность стали
- λ_c удельная теплопроводность бетона

9.2.2 МЕХАНИЧЕСКИЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА КОНСТРУКЦИОННОЙ СТАЛИ

Большинство строительных материалов подвержено прогрессирующей потере прочности и жесткости при повышении температуры. Для стали эти изменения подробно изложены в Еврокоде 3. Хотя сталь не плавится до температуры, достигающей почти 1500 °С, тем не менее, при температуре 700 °С она сохраняет лишь 23% своей первоначальной прочности, а нагрев до температур 800 °С и 900 °С приводит к снижению прочностных характеристик до 11% и 6%, соответственно от первоначальных (см. Рисунок 9.5).

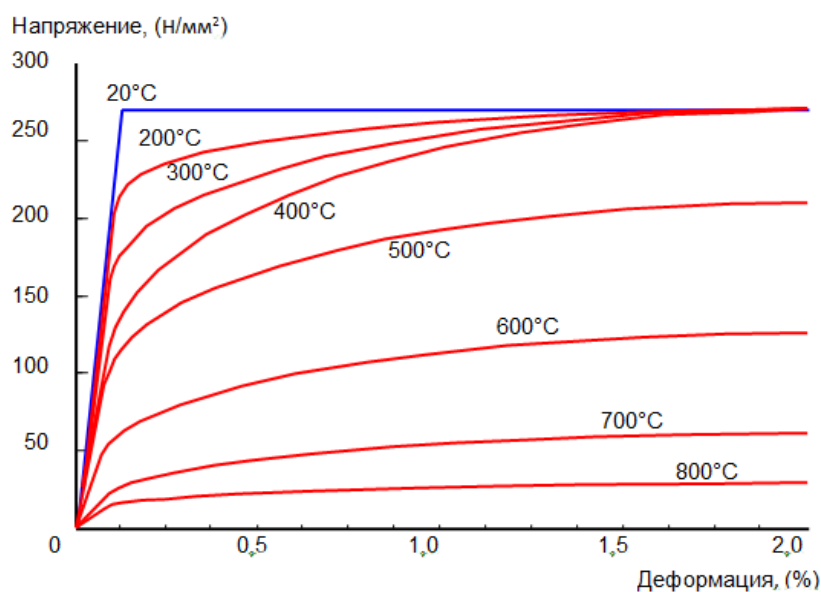


Рисунок 9.5. Характер изменения кривых зависимости «напряжение-деформация» для стали S235 при повышении температуры

Поведение стальных конструкций при воздействии высоких температур зависит от скорости нагрева. Под действием нагрузки нагретая сталь начинает непрерывно деформироваться. Причем величина приложенных напряжений может быть значительно ниже значения предела текучести, который определен для данной температуры. В связи с этим зависимости типа «напряжение-деформация» для повышенных температур, приведенные в стандартах ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 и ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, учитывают эффект ползучести. Данные соотношения «напряжение-деформация» справедливы для режимов нагрева интенсивностью от 2 до 50 °С/мин (см. Рисунок 9.6).

Рисунок А1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.2.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Рисунок 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

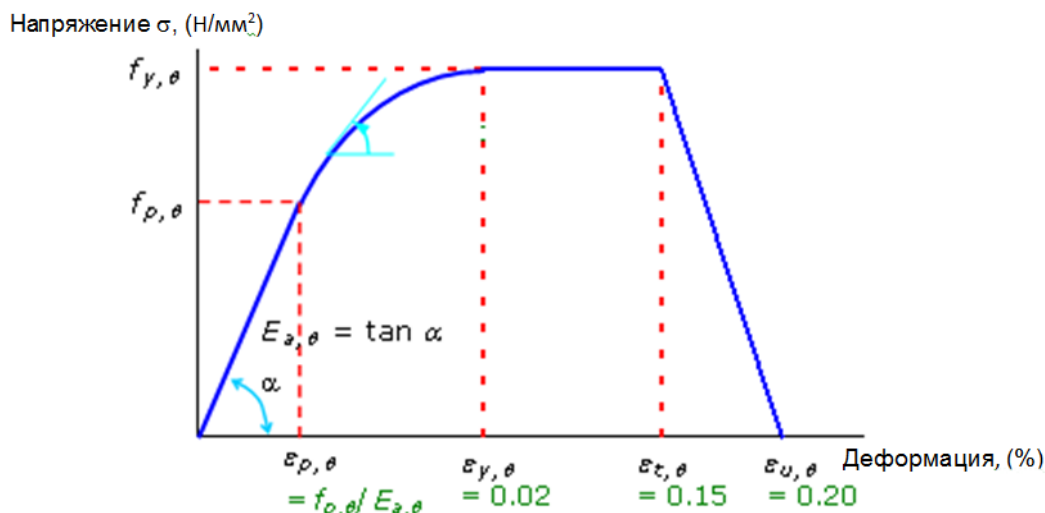


Рисунок 9.6. Модель зависимости «напряжение-деформация» для углеродистой стали при повышенных температурах

При этом:

для	$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$E_{t,\theta} = E_{a,\theta}$	$\sigma = \varepsilon \cdot E_{a,\theta}$
для	$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$E_{t,\theta} = \frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}}$	$\sigma = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}$
для	$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$E_{t,\theta} = 0$	$\sigma = f_{y,\theta}$
для	$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	-	$\sigma = f_{y,\theta} \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}}{\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta}} \right)$
для	$\varepsilon \geq \varepsilon_{u,\theta}$	-	$\sigma = 0$

где:

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{a,\theta}} \right)$$

$$b^2 = E_{a,\theta} (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) c + c^2$$

$$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{E_{a,\theta} (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$$

$f_{y,\theta}$ – расчетный предел текучести для стали при повышенной температуре θ_a

$f_{p,\theta}$ – предел пропорциональности для стали при повышенной температуре θ_a

$E_{a,\theta}$ – модуль упругости стали при повышенной температуре θ_a , равный тангенсу угла наклона линейного участка области упругих деформаций стали при повышенной-температуре θ_a

$\varepsilon_{p,\theta}$ – деформация, соответствующая пределу пропорциональности при повышенной температуре θ_a

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

$\varepsilon_{y,\theta}$ – деформация, соответствующая достижению предела текучести стали при повышенной температуре θ_a

$\varepsilon_{t,\theta}$ – предельная деформация области текучести стали при повышенной температуре θ_a

$\varepsilon_{u,\theta}$ – предельная деформация стали при повышенной температуре θ_a

В Таблице 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 и Таблице 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2 приводятся формулы и значения понижающих коэффициентов, по которым можно определить предел пропорциональности $f_{p,\theta}$, расчетный предел текучести $f_{y,\theta}$ и модуль упругости стали $E_{a,\theta}$ в зависимости от повышения температуры. Графическое отображение понижающих коэффициентов расчетного предела текучести ($k_{y,\theta}$), предела пропорциональности ($k_{p,\theta}$) и модуля упругости ($k_{t,\theta}$) стали в зависимости от температуры θ_a приведено на Рисунке 9.7.

Если локальный отказ конструкции (потеря местной устойчивости, локальный сдвиг, отслоение бетона и т. д.) исключен и соотношение $f_{u,\theta}/f_{y,\theta}$ приблизительно равно 1,25, то для температур ниже 400°C модель деформирования стали может быть расширена за счет механического упрочнения, что отражено на Рисунке 9.7.

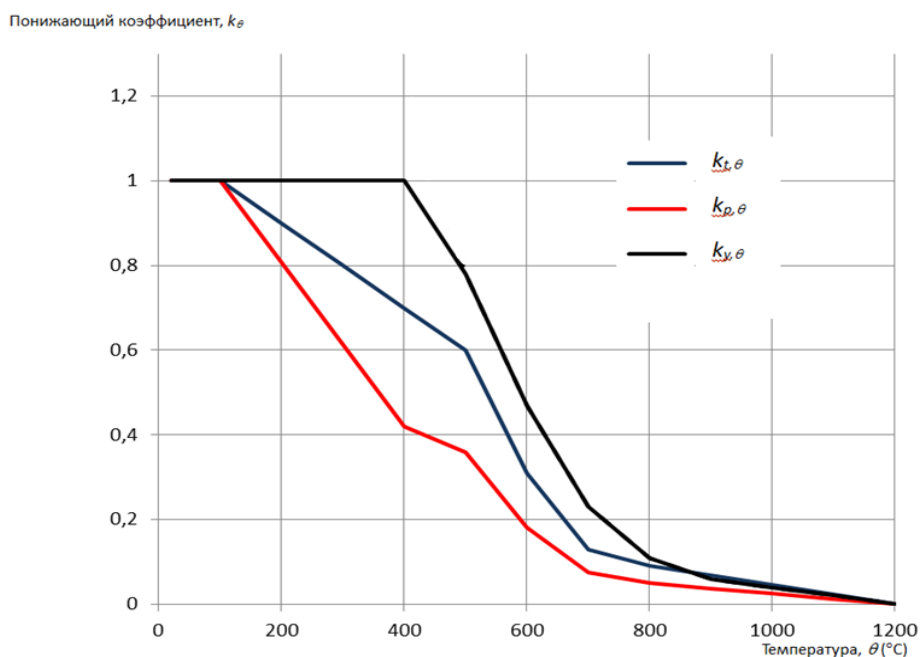


Рисунок 9.7. Изменение понижающих коэффициентов для диаграммы деформирования углеродистых конструкционных сталей в зависимости от температуры с учетом механического упрочнения

Из Рисунка 9.7 следует, что конструкционная сталь теряет упругость при температурах выше 100 °С, а предел текучести, с учетом механического упрочнения, снижается при температурах свыше 400 °С. Резкое снижение прочности углеродистых сталей наблюдается до температур, близких к 800°C.

При сравнении указанных понижающих коэффициентов становится очевидным, что жесткость стали снижается гораздо быстрее, чем прочность, в связи с чем характер отказа стальных конструкций при повышении температуры может меняться.

Таблица 3.2
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2,
Таблица 3.1 и
Рисунок 3.2
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-2

9.2.3 МЕХАНИЧЕСКИЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА БЕТОНА

Обычный бетон может иметь в своем составе силикатные (граниты, сиениты, диориты) и карбонатные (известняки, содержащие не менее 80% карбонатной составляющей) наполнители, в зависимости от чего свойства бетона при повышенных температурах могут варьироваться. Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 описывает свойства бетонов на силикатных наполнителях, а также дает указания и содержит ссылки на ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 относительно бетонов на карбонатных наполнителях. Легкий бетон имеет в своем составе золошлаковые или керамзитовые заполнители.

Классы бетона определяются как указано в Разделе 9.1.

Так же как и для стальных конструкций, механические и деформационные свойства бетона, описанные в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, проявляются при скоростях нагрева от 2 до 50°C/мин.

Прочность и деформационные свойства бетона при повышенных температурах должны определяться исходя из зависимостей типа «напряжение-деформация» (см. Рисунок 9.8). Данные зависимости определяются двумя основными параметрами: прочностью на сжатие $f_{c,\theta}$ и соответствующая ей деформация $\varepsilon_{cu,\theta}$.

Зависимость коэффициентов снижения прочности бетона на сжатие $k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_c$ от температуры бетона θ_c , согласно Таблице 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, приведена на Рисунке 9.9.

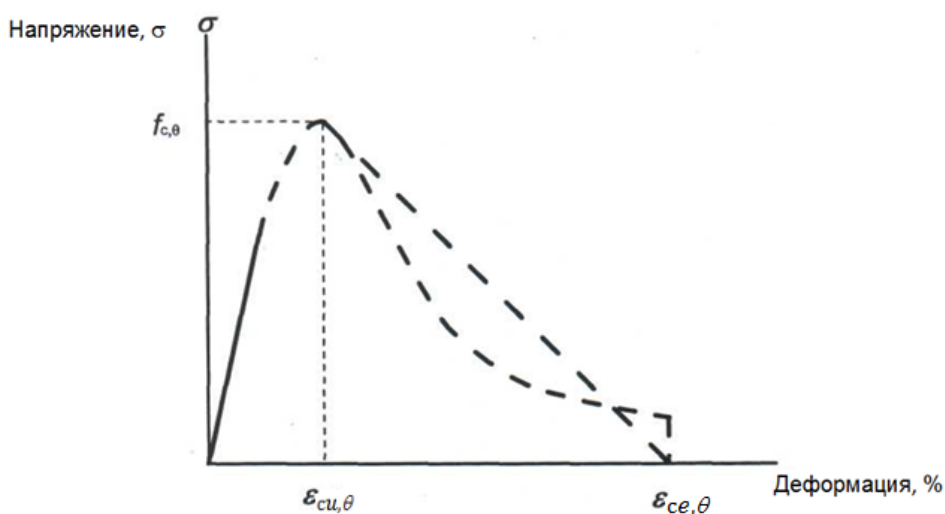


Рисунок 9.8. Модель зависимости «напряжение-деформация» для бетона при повышенных температурах

При этом:

$$\text{для } \varepsilon \leq \varepsilon_{cu,\theta} \quad \sigma = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_c}{\varepsilon_{cu,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cu,\theta}} \right)^3 \right)}$$

для $\varepsilon_{cu,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{se,\theta}$ следует определить нисходящий участок графика, что можно сделать, используя значения $\varepsilon_{cu,\theta}$, выбранные из Таблицы В.1 Приложения В ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2,

3.2.2(6)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.2.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.2.2(2)р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Рисунок 3.2 и
Приложение
В
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

где:

$f_{c,\theta}$ – характеристическая прочность бетона на сжатие по цилиндрическому образцу в условиях пожара при температуре θ_c , которая может определяться с использованием $k_{c,\theta}$, согласно Рисунку 9.9 и соответствующей Таблице 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

$\varepsilon_{cu,\theta}$ – деформация бетона, соответствующая $f_{c,\theta}$, согласно Таблице 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

$\varepsilon_{ce,\theta}$ – предельная деформация бетона в условиях пожара

Для легких бетонов значение $\varepsilon_{cu,\theta}$ может определяться путем испытаний.

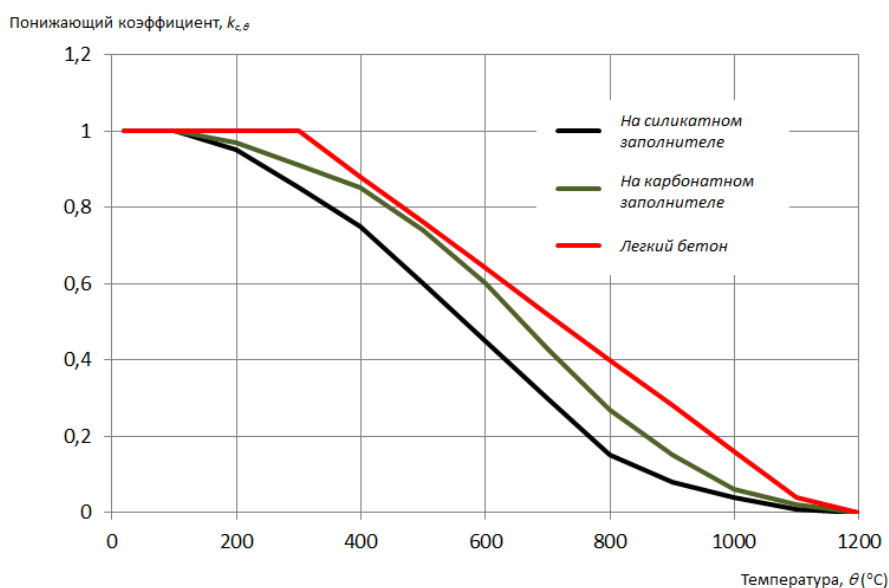


Рисунок 9.9. Изменение понижающих коэффициентов прочности бетона $k_{c,\theta}$ в зависимости от температуры бетона

При использовании моделей параметрических (реальных) пожаров и, особенно, при учете нисходящего участка температурно-временной зависимости (затухание пожара), следует модифицировать математическую модель зависимости «напряжение-деформация», поскольку бетон, остывая после нагрева, уже не возвращается к исходному значению своей прочности. Соответствующие рекомендации приводятся в Приложении С ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Пример зависимости «напряжение-деформация» с нисходящим участком температурно-временной зависимости для бетона класса прочности С40/С50, для случая использования в уточненных расчетных моделях с заданием реального пожара, приводится в Пункте 5 Приложения С ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

9.2.4 МЕХАНИЧЕСКИЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА АРМАТУРНЫХ СТАЛЕЙ

При повышенных температурах прочностные и деформационные характеристики арматурных сталей могут определяться по математической модели, аналогичной модели, используемой для конструкционных сталей (см. Рисунок 9.6). Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 содержит правила для расчета горячекатаного и холодноформованного арматурного проката, однако не дает рекомендаций для расчета предварительно напряженной арматуры ввиду ограниченного ее использования в сталеже-

по Таблице
3.3
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.2.2 (7)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

3.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

лезобетонных конструкциях.

3.2.3 (2) и
3.2.3 (3)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Механические свойства горячекатаного и холодноформованного арматурного проката отличаются. Для горячекатаной арматурной стали три основных параметра принимаются, как и в случае с конструкционной сталью, по Рисунку 9.7, но значение $k_{u,\theta} = f_{u,\theta} / f_{y,\theta}$ в данном случае должно составлять не более 1,1. Понижающие коэффициенты модуля упругости, предела пропорциональности и предела текучести холодноформованной арматурной стали даны в Таблице 3.4 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Также соответствующие значения можно найти в Таблице 3.2а ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2.

9.2.5 МЕХАНИЧЕСКИЕ И ДЕФОРМАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА БОЛТОВЫХ И СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

В соответствии с Пунктом НБ.3 Национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2, справочное Приложение D «Соединения» используется без изменений. По результатам испытаний в Приложении D приводятся понижающие коэффициенты для болтов ($k_{b,\theta}$), работающих на растяжение и на сдвиг, а также для сварных швов ($k_{w,\theta}$).

Зависимости коэффициентов снижения прочности болтовых и сварных соединений от температуры приведены на Рисунке 9.10.

по
Таблице D.1
Приложения
D
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-2

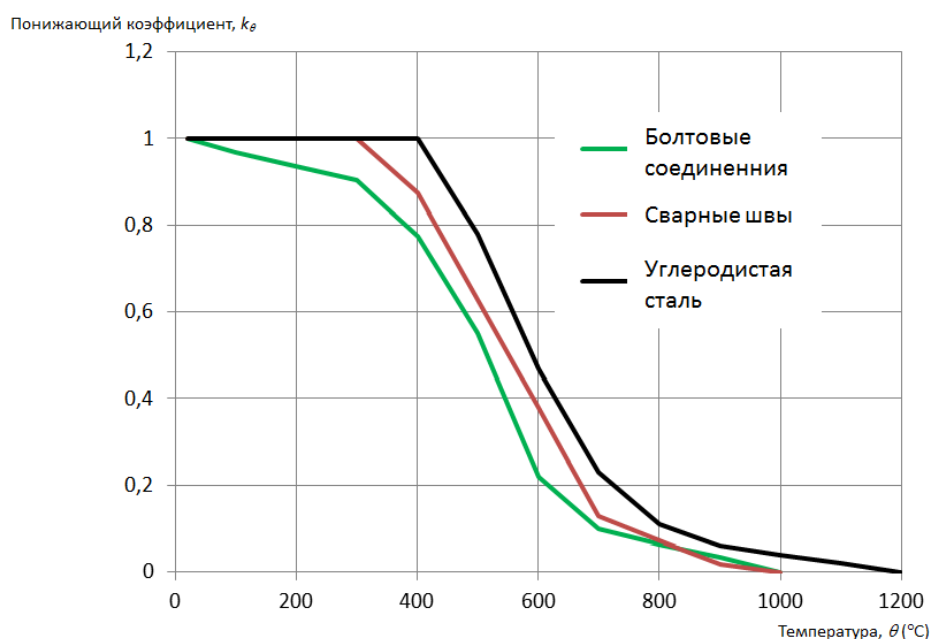


Рисунок 9.10. Изменение понижающих коэффициентов для соединений и углеродистой стали в зависимости от температуры

9.3 МЕТОДИКА РАСЧЕТА ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

9.3.1 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Оценка огнестойкости сталежелезобетонных конструкций должна основываться на требованиях Раздела 5 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 и одной из следующих трех методик проектирования:

- табличные данные для конкретных типов конструкций;
- упрощенные расчетные модели;
- уточненные расчетные модели.

Применение табличных данных и упрощенных расчетных моделей ограничено конструкциями, которые рассматриваются в качестве отдельных элементов, подвергающихся огневому воздействию при стандартном температурном режиме по всей своей длине. Экстраполяция результатов за пределы области данных, изученной экспериментально, не допускается.

Применение уточненных расчетных моделей позволяет оценить работу отдельных элементов, подсистем или всего здания в условиях пожара и, при необходимости, проанализировать взаимодействие частей, которые непосредственно подвержены огневому воздействию, с теми частями, которые такому воздействию не подвергаются.

В случаях, когда для оценки огнестойкости сталежелезобетонных конструкций нельзя применить табличные данные и упрощенные расчетные модели, следует прибегать к расчету по уточненным расчетным моделям либо по соответствующим натурным испытаниям.

Коэффициенты использования конструкции определяются соотношением расчетного значения результата воздействий и соответствующей несущей способностью:

- для нормальных условий (расчет ведется согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1)

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0$$

где:

E_d – расчетное значение результата воздействий в нормальных условиях

R_d – соответствующая несущая способность в нормальных условиях

- для условий пожара (аварийная расчетная ситуация)

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d}$$

где:

$E_{fi,d,t}$ – расчетное значение результата воздействий во время пожара в момент времени t

4.1 (1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (2)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (4)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (6)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (7)P
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

4.1 (9)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Важно обратить внимание на то, что в данной формулировке $\eta_{f_i,t}$ используется понятие несущей способности конструкции R_d для нормальных условий эксплуатации. Также следует отличать коэффициент использования конструкции $\eta_{f_i,t}$ от коэффициента снижения результатов воздействий в условиях пожара η_{f_i} , который был определен ранее в Разделе 9.1.3.

Независимо от того, какой из расчетных методов используется (анализ отдельной конструкции, анализ всей конструктивной схемы или ее части), во время пожара потеря несущей способности по признаку R наступает в момент, когда несущая способность $R_{f_i,d,t}$ снижается до уровня расчетного значения результата воздействий $E_{f_i,d,t}$ в условиях пожара.

В данном учебнике наибольшее внимание уделено проектированию сталежелезобетонных конструкций с использованием табличных данных, приведенных в ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, как наиболее простому типовому решению, применяемому на практике.

4.1 (15)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 определяет, что в условиях пожара огневое воздействие на колонны считается равномерным со всех сторон сечения, а балки, поддерживающие перекрытия, обогрываются только с трех сторон под плитой.

4.1 (16)
ДСТУ-Н Б
EN 1994-1-2

Балки, которые примыкают к плитам по профилированным настилам, допускается рассматривать как обогреваемые с трех сторон в том случае, если не менее 85% площади верхней полки стального профиля непосредственно закрыто профнастилом.

Принятый конструктив должен обеспечивать надлежащий уровень сдвигового соединения по контакту стали и бетона в сталежелезобетонных колоннах и балках, как для нормальных условий эксплуатации, так и для условий пожара. Если в условиях пожара нет возможности обеспечить сдвиговое соединение, то стальная либо бетонная части сечения конструкции должны по отдельности отвечать требованиям к огнестойкости.

4.1(14)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Для балки, в работу которой включена плита, расчет поперечного армирования на продольный сдвиг согласно Разделу 5.2.2.7 может учитывать вклад профнастила только до того момента, пока температура последнего не превысила 350 °С. Значение эффективной ширины b_{eff} при повышенных температурах принимается, как и для нормальных условий, согласно Разделу 5.2.2.1.

5.1(1)Р и (2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Данное правило справедливо в том случае, когда расстояние a от ближайшей обогреваемой поверхности до оси поперечной арматуры соответствует значениям, приведенным в Таблице 9.1.

5.1(5), (6) и (7)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Для бетонных поверхностей, подвергающихся огневому воздействию, толщина защитного слоя бетона, согласно Разделу 8.4, должна составлять от 20 мм до 50 мм. Если обетонирование стального профиля выполняет исключительно изоляционную функцию, то, с учетом уже указанного требования к толщине защитного слоя, сечение по периметру необходимо заармировать сеткой с шагом стержней не более 250 мм в обоих направлениях и диаметром не менее 4 мм. Если толщина защитного слоя основных стержней превышает 50 мм, следует предусматривать дополнительную арматурную сетку у поверхности бетона.

Таблица 9.1. Минимальные расстояния до оси арматуры в зависимости от классов огнестойкости плит перекрытия

Класс огнестойкости плит	Расстояние a до оси арматуры, мм
REI 30	10 ¹⁾
REI 60	20
REI 90	30
REI 120	40
REI 180	55
REI 240	65

¹⁾ данное значение следует проверить на соответствие требованиям к минимальной толщине защитного слоя бетона согласно положениям Раздела 8.4

9.3.2 КОНСТРУИРОВАНИЕ

9.3.2.1 Балки и колонны с частичным обетонированием

В балках и колоннах с частичным обетонированием сечения бетон между полками должен быть армирован и крепиться к стенке профиля. Закрепить бетон к профилю могут расположенные на стенке стад-болты и приваренные либо пропущенные сквозь нее хомуты, как показано на Рисунке 9.11.

В балках бетон должен быть армирован хомутами с минимальным диаметром 6 мм или арматурной сеткой с минимальным диаметром 4 мм. Толщина защитного слоя хомутов не должна превышать 35 мм. Шаг хомутов не должен превышать 250 мм. В углах хомутов должно предусматриваться продольное армирование с минимальным диаметром $\phi_r = 8$ мм, как показано на Рисунке 9.11.

Крепление бетона между полками балок может осуществляться хомутами, приваренными к стенке угловыми швами с высотой a_w не менее $0,5 \cdot \phi_s$ и длиной соединения l_w не менее $4 \cdot \phi_s$, как показано на Рисунке 9.11.

Если для соединения бетона со стенкой балки используются арматурные стержни, пропущенные сквозь профиль, либо приваренные с двух сторон стенки анкерные упоры, следует соблюдать следующие конструктивные правила:

- минимальный диаметр арматурных стержней $\phi_b = 6$ мм;
- минимальный диаметр анкерных упоров $d = 10$ мм;
- минимальная длина анкерных упоров – не менее 30% ширины полки ($h_v \geq 0,3b$);
- толщина защитного слоя бетона для анкерного упора, отсчитываемая от его верха до поверхности бетона, – не менее 20 мм;
- анкерные упоры или арматурные стержни, крепящие бетон к стенке стального профиля высотой до 400 мм, располагаются согласно принципиальной схеме на иллюстрации (1) Рисунка 9.12, а для профилей высотой более 400 мм – согласно иллюстрации (2) Рисунка 9.12. Если, при высоте профиля более 400 мм, анкерные упоры расположены в шахматном порядке, расстояние между их продольными рядами не должно превышать 200 мм.

Таблица 5.8
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

5.2(1)Р,
5.3.1(1)Р и
5.3.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.2(2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.2(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.2(4)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Анкерные упоры не должны напрямую крепиться к незащищенным обогреваемым частям сечения (например, к незащищенным полкам). Допускается крепить стад-болты в местах усиления сечения толстыми пластинами.



Рисунок 5.1
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Рисунок 9.11. Крепление бетонного заполнения к стальной балке

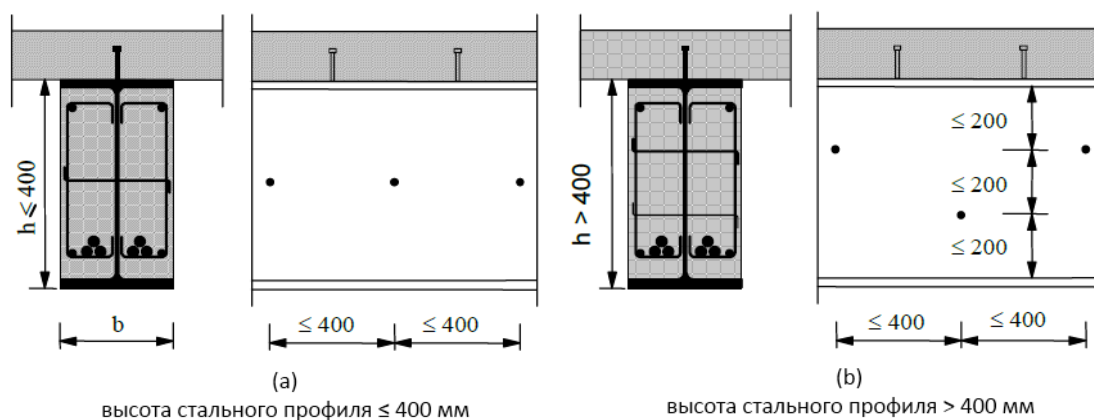


Рисунок 5.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Рисунок 9.12. Размещение упоров и арматурных стержней, крепящих бетонное заполнение к стальной балке

В частично обетонированных колоннах шаг стад-болтов или хомутов по длине элемента не должен превышать 500 мм. В зонах приложения нагрузок с соответствующим шагом должно предусматриваться расчетное поперечное армирование, согласно Разделу 5.2.3.

9.3.2.2 Трубобетонные колонны

В трубобетонных колоннах на участках между местами примыкания к колонне балок не должно быть дополнительных сдвиговых соединений.

В местах своей установки анкерные упоры также не должны напрямую крепиться к незащищенным обогреваемым частям сечения (например, к незащищенному замкнутому профилю), за исключением локальных участков, усиленных толстыми пластинами.

Дополнительное армирование должно удерживаться в проектном положении при помощи хомутов и дистанций.

Шаг хомутов вдоль оси колонны не должен превышать 15 минимальных диаметров продольной арматуры.

5.3.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.3.2 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.3.2 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

В замкнутом стальном профиле следует предусматривать отверстия диаметром не менее 20 мм на уровне верха и низа колонн на каждом этаже. Расстояние между этими отверстиями не должно превышать 5 м.

9.3.2.3 Узлы примыкания балок к колоннам

Узлы должны быть сконструированы таким образом, чтобы выдерживать прилагаемые к ним усилия в течение того же периода времени огневого воздействия, что и сами конструкции, которые передают на них эти усилия.

Один из главных способов выполнения данного требования – применение в узле системы огнезащиты класса не ниже, чем для самих элементов, передающих на него усилия, а также контроль значения коэффициента использования узла, которое не должно превышать значения коэффициента использования примыкающих элементов.

Предел огнестойкости болтового или сварного соединения может считаться достаточным при выполнении следующих условий:

- значение сопротивления теплопередаче огнезащиты в месте соединения равно минимальному значению сопротивления теплопередаче огнезащиты, используемой для любой из соединяемых конструкций, либо превышает его:

$$\left(\frac{d_f}{\lambda_f}\right)_c \geq \left(\frac{d_f}{\lambda_f}\right)_m$$

где:

d_f – толщина огнезащитного материала ($d_f = 0$ для незащищенной конструкции)

λ_f – расчетный коэффициент теплопроводности огнезащитного материала

- значение коэффициента использования узла не превышает максимального из значений коэффициентов использования соединяемых конструкций;
- несущая способность узла в нормальных условиях соответствует требованиям ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

В качестве альтернативы, предел огнестойкости узлов и соединений допускается определять согласно методу, изложенному в Приложении D ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2. Ряд характерных случаев примыкания сталежелезобетонных элементов, согласующихся с повышенными требованиями к огнестойкости, приводится в пунктах 5.4.2-5.4.4 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

9.3.3 УПРОЩЕННЫЕ РАСЧЕТНЫЕ МЕТОДИКИ

В Разделе 4.3 и приложениях ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 приводятся подробные правила проектирования сталежелезобетонных конструкций с использованием упрощенных расчетных моделей. В стандарте рассматриваются элементы (балки, колонны, плиты) как с защитными покрытиями, так и без них. В данном учебнике приведены только некоторые основные правила оценки огнестойкости сталежелезобетонных конструкций с использованием упрощенных методов. Применение упрощенных моделей, в отдельных их формулировках, продемонстрировано на примерах балки и плиты в Разделе 9.5.

5.4.1 (4) и
5.4.1 (5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.4.1(1) Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.4.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

5.4.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.1(6)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-2

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

С теорией и примерами расчета стальных элементов можно ознакомиться в публикации УЦСС К.В. Калафат, А.С. Билык, Н.А. Беляев, Э.А. Ковалевская «Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины».

Логика упрощенных методов определения огнестойкости для стальных и сталежелезобетонных конструкций одинакова. Заключается она в том, что в условиях пожара характеристики материалов в составе сечения снижаются и в определенный момент достигают предельных значений, когда элемент уже не может выполнять свою функцию (несущую и/или ограждающую). Упрощенные методы помогают математически описать данный процесс для отдельных элементов с использованием коэффициентов снижения $k_{i,t}$, согласно положениям Раздела 9.2, либо путем редуцирования размеров расчетного сечения и его отдельных составляющих. Исходными данными для несущих конструкций являются геометрические характеристики сечения, свойства материалов, нагрузки в условиях пожара и принятая температурно-временная зависимость. В результате становится возможным описать задачу в качестве функции времени протекания пожара (t). Каждому моменту времени соответствует свое сечение, свои температуры окружающей среды и материалов и своя несущая способность. Точка, в которой несущая способность уравнивается с усилиями в условиях пожара, является критической. Момент времени в этой точке соответствует пределу огнестойкости по критерию R , а значения температур соответствуют критическому уровню. Логика упрощенного метода расчета огнестойкости наглядно показана на Рисунке 9.13, на примере стальной колонны без защитных покрытий.

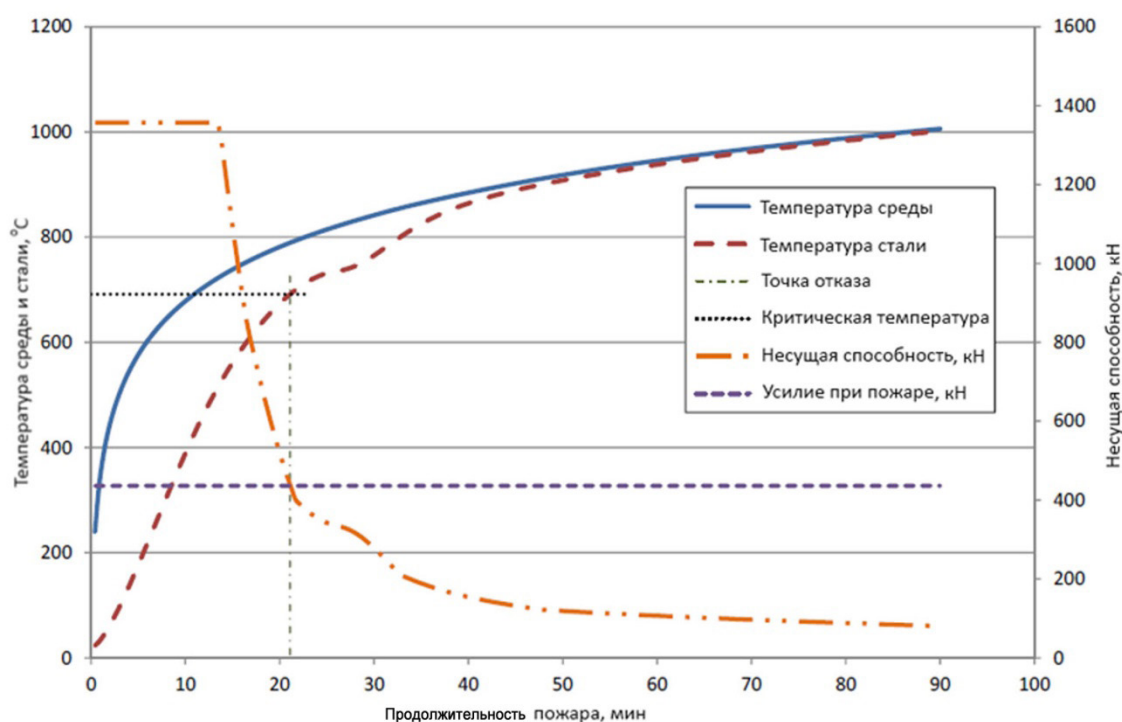


Рисунок 9.13. Основные зависимости упрощенного метода на примере стальной колонны

В отличие от стальных конструкций с одним основным материалом сечения или железобетонных конструкций с двумя основными компонентами, сталежелезобетонное сечение может включать в себя намного больше элементов: стальной профиль,

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

бетонную полку и/или обетонирование сечения, рабочее армирование, профнастилы и анкерные упоры (сдвиговое соединение). Из информации, приведенной в Разделе 9.2, видно, что каждая из этих составляющих частей в условиях пожара ведет себя по-разному; как следствие, математическая модель процесса усложняется. Поэтому при работе со сталежелезобетонными конструкциями инженеры стараются изначально обеспечить соответствие конструктивным требованиям еще более простого табличного метода.

В отдельных случаях, если накоплен значительный опыт проведения соответствующих работ, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 дает возможность сократить количество расчетов по упрощенному методу до минимума.

К указанным относится типовой случай применения сталежелезобетонных балок без обетонирования сечения с опиранием плиты сверху, когда используется симметричный стальной профиль высотой h не более 500 мм и плита толщиной h_d не менее 120 мм, а балка работает по стандартной однопролетной схеме исключительно под действием положительного изгибающего момента в пролете.

Тогда критическую температуру θ_{cr} допускается рассчитывать в зависимости от коэффициента использования сталежелезобетонного сечения в условиях пожара $\eta_{fi,t}$, исходя из значения сопротивления стали в момент отказа при повышенной температуре:

- для R30 из равенства $0,9 \cdot \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}}/f_{ay}$;
- в других случаях из равенства $1,0 \cdot \eta_{fi,t} = f_{ay,\theta_{cr}}/f_{ay}$.

С учетом подстановок $\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t}/R_d$ и $E_{fi,d,t} = \eta_{fi} \cdot E_d$, выражения для $f_{ay,\theta_{cr}}$ принимают следующий вид:

- $f_{ay,\theta_{cr}} = 0,9 \cdot \eta_{fi} \cdot E_d \cdot f_{ay}/R_d$ для R30;
- $f_{ay,\theta_{cr}} = 1,0 \cdot \eta_{fi} \cdot E_d \cdot f_{ay}/R_d$ в других случаях.

Зная $f_{ay,\theta_{cr}}$, по коэффициенту снижения прочности стали $k_{y,\theta}$ можно определить критическую температуру θ_{cr} . Распределение температуры в стальном профиле для данного случая считается равномерным. Значение θ_{cr} достаточно для определения системы огнезащиты профиля. Повышение температуры стали допускается упрощенно рассчитывать согласно Разделу 4.3.4.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 – с использованием коэффициентов сечения A_{pi}/V_i или A_i/V_i для нижней полки профиля. Временная зависимость повышения температуры стали используется в качестве источника дополнительных данных для определения момента отказа конструкции в условиях пожара.

В той или иной степени в стандарте ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 приводятся сокращенные алгоритмы для большинства типовых случаев сталежелезобетонных элементов. Один из сокращенных расчетов для сталежелезобетонных балок был приведен ранее; второй приводится в Приложении Е ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Более простая математическая модель для балок с частичным обетонированием сечения содержится в Приложении F ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, для колонн с частичным обетонированием – в Приложении G, для трубобетонных колонн – в Приложении H. Таким образом, стандарт частично компенсирует тот факт, что упрощенные методики расчета ста-

4.3.4.2.3 (2)P
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.4.2.3 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.4.2.3 (1)
и (4)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

лежелезобетонных элементов являются относительно усложненными в сравнении с другими типами строительных конструкций.

Каждый из подобных случаев все же имеет ограниченную область применения в своем подклассе конструкций. Например, процедура расчета балок с частичным обетонированием стенки по Приложению F применима к элементам со сплошными плитами, а также плитами по профнастилам с обратными гофром либо трапецеидальным настилом, у которых гофры перекрывают не менее 85% верхней полки балки. В противном случае настил с трапецеидальными гофрами может использоваться при заполнении пустот между балкой и плитой пригодным для огнезащиты стали материалом. Кроме того, толщина плит должна составлять не менее 60, 80, 100, 120 и 150 мм для классов огнестойкости R30, R60, R 90, R120 и R180, соответственно. Толщина стальной полки не должна превышать 1/8 высоты профиля, а габариты обетонированного сечения должны превышать значения, приведенные в Таблице F.8 Приложения F ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Согласно расчету, выполняемому в соответствии с положениями Приложений G и H, огнестойкость частично обетонированных и трубобетонных колон может составить до 120 минут включительно. Область применения Приложений G и H ограничивается характером работы элементов, расчетной длиной в условиях пожара, габаритами сечения и их соотношениями, а также коэффициентом армирования и классом бетона.

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 позволяет без проведения дополнительных расчетов и независимо от наличия дополнительной арматуры классифицировать огнестойкость сталежелезобетонных плит по критерию несущей способности на уровне R30, если конструкция плит соответствует требованиям ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1.

Критерий целостности «E» для сталежелезобетонных плит считается достаточным при выборе его по конструктивным признакам.

Расчет предела огнестойкости незащищенных плит по теплоизолирующей способности (критерий «I») и по несущей способности (критерий «R») изложен в Приложении D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Использование защитных систем для плит основано на явлении снижения теплопередачи на тонколистовую сталь, что, в свою очередь, приводит к повышению огнестойкости плит. Несущая способность плиты во время пожара считается сохраненной (критерий «R») до тех пор, пока температура стального листа не превысит 350°C.

Эффективность защитных систем (огнезащитные материалы, подвесные потолки, экраны и т.д.) для плит может быть оценена при помощи проведения натуральных испытаний согласно действующим стандартам.

9.3.4 ТАБЛИЧНЫЕ ДАННЫЕ

Табличный метод применим к определенным типам элементов и позволяет по конструктивным признакам оценить их огнестойкость. Конструктивные требования табличного метода определяются коэффициентом использования конструкции в условиях пожара $\eta_{fi,t}$ и геометрией сечения. Зная необходимый класс огнестойкости, можно изначально выбрать соответствующую конструкцию сечения.

4.3.4.3.1 (7)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.8 и
F.3 (2)
Приложение
F
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.2 (5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.2 (6)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.1 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Для табличного метода несущая способность в условиях пожара $R_{fi,d,t}$ принимается равной:

$$R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d$$

где:

$\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t} / R_d$ – коэффициент использования конструкции в условиях пожара;

R_d – соответствующая несущая способность в нормальных условиях.

Расчетные значения усилий, которые считаются независимыми от параметра времени, допускается упрощенно принимать равными $E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi,t} \cdot E_d$, что более подробно описано в Разделе 9.1.3. Альтернативно, значения усилий можно получить, воспользовавшись описанием аварийных расчетных ситуаций, непосредственно из расчетной схемы здания.

Для всех параметров, приведенных в Таблицах 9.2-9.4 и 9.6-9.8, разрешается использование линейной интерполяции.

9.3.4.1 Балки с частичным обетонированием сечения

Огнестойкость балок с частичным обетонированием (Рисунок 9.14, Таблицы 9.2 и 9.3) классифицируется в зависимости от значений коэффициента использования $\eta_{fi,t}$, ширины балки b и отношения площади дополнительного армирования A_s к площади нижней полки A_f .

Использование Таблицы 9.2 накладывает на конструкции следующие общие ограничения:

- рассматривается однопролетная шарнирно опертая балка;
- для дополнительного армирования A_s используется сталь S500;
- толщина стенки e_w не превышает 1/15 ширины балки b , то есть, $b / e_w \geq 15$;
- толщина нижней полки e_f не превышает двух толщин стенки e_w , то есть, $e_f / e_w \leq 2$;
- толщина перекрытия $h_c \geq 120$;
- отношение площади дополнительного армирования балки к общей площади между полками $A_s / (A_A + A_s)$ не превышает 5%, то есть, $[A_s / (A_A + A_s)] \leq 5\%$;
- расчетная несущая способность R_d определяется согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1; при этом эффективная ширина бетонной полки b_{eff} не превышает 5 м ($b_{eff} \leq 5$), а дополнительное армирование A_s не учитывается.

Значения, приведенные в Таблице 9.2, соответствуют профилям из стали S355. Для других классов стали основных профилей минимальные показатели дополнительного армирования следует умножать на коэффициент, равный отношению предела текучести рассматриваемой стали к пределу текучести стали S355. Следовательно:

$$\frac{A_s}{A_f} = \frac{f_y}{f_{y,S355}} \left(\frac{A_s}{A_f} \right)_{S355}$$

4.1 (7)Р и (10)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.1 (3) и
2.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.1 (5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.2 (2), (3) и
(5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.2 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.2 (4)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.2.2 (6), (7) и
(8)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Кроме того, значения в Таблицах 9.2. и 9.3 ограничены случаями использования балок с частичным обетонированием, верхняя полка которых соединена со сплошными плоскими железобетонными плитами либо сталежелезобетонными плитами, при условии, что гофры настила закрывают не менее 85% площади верхней полки балки. При меньшем значении площади обязательным условием использования данных Таблиц 9.2 и 9.3 является заполнение промежутков между гофрами и верхней полкой профиля материалом, пригодным для огнезащиты стали.

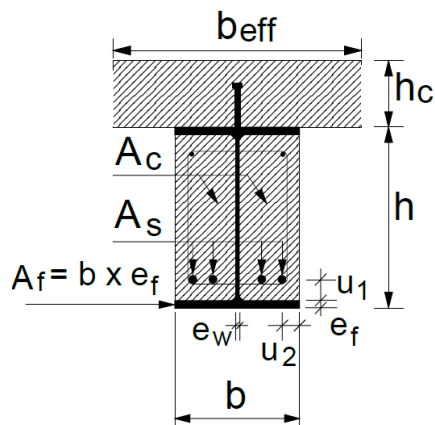


Рисунок 9.14. Балка с частичным обетонированием и дополнительным армированием.

Таблица 4.1
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 9.2. Минимальная ширина балки b_{min} и отношение площади минимального дополнительного армирования к площади нижней полки (A_s / A_f) в сталежелезобетонных балках с частичным обетонированием стального профиля, исходя из требований огнестойкости и расчетных параметров для условий пожара

Минимальный размер сечения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости балки с частичным обетонированием				
	R30	R60	R90	R120	R180
$\eta_{fi,t} \leq 0,3$					
b_{min} (мм) и отношение площади дополнительной арматуры к площади полки A_s / A_f при:					
$h \geq 0,9 \cdot b_{min}$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0
$h \geq 1,5 \cdot b_{min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0
$h \geq 2,0 \cdot b_{min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0

Таблица 4.1
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Минимальный размер сечения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{f,t}$	Класс огнестойкости балки с частичным обетонированием				
	R30	R60	R90	R120	R180
$\eta_{f,t} \leq 0,5$					
b_{min} (мм) и отношение площади дополнительной арматуры к площади полки A_s / A_f при:					
$h \geq 0,9 \cdot b_{min}$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-
$h \geq 1,5 \cdot b_{min}$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5
$h \geq 2,0 \cdot b_{min}$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3
$h \geq 3,0 \cdot b_{min}$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3
$\eta_{f,t} \leq 0,7$					
b_{min} (мм) и отношение площади дополнительной арматуры к площади полки A_s / A_f при:					
$h \geq 0,9 \cdot b_{min}$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-
$h \geq 1,5 \cdot b_{min}$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-
$h \geq 2,0 \cdot b_{min}$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0
$h \geq 3,0 \cdot b_{min}$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8

Дополнительное армирование должно располагаться как можно ближе к нижним полкам, но при этом должны соблюдаться требования к минимальным расстояниям u_1 и u_2 между гранями бетонного заполнения бетона и осями дополнительной арматуры, согласно Таблице 9.3.

Таблица 9.3. Минимальные осевые расстояния для дополнительного армирования сталежелезобетонных балок с частичным обетонированием сечения

Ширина балки b , мм	Минимальные осевые расстояния дополнительной арматуры, мм	Класс огнестойкости балки			
		R60	R90	R120	R180
170	u_1	100	120	-	-
	u_2	45	60	-	-
200	u_1	80	100	120	-
	u_2	40	55	60	-
250	u_1	60	75	90	120
	u_2	35	50	60	60
≥ 300	u_1	40	50	70	90
	u_2	25 ¹⁾	45	60	60

¹⁾ данное значение следует проверять на соответствие требованиям к минимальной толщине защитного слоя бетона, согласно Разделу 8.4

4.2.2 (9)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.2 (10) и (11)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Если обетонирование выполняет исключительно огнезащитную (изоляционную) функцию, огнестойкость на уровне от R30 до R180 можно обеспечить путем соблюдения требований к минимальному защитному слою бетона поверх стального сечения, согласно данным Таблицы 9.4 и Рисунка 9.15. Кроме случаев с требуемым классом огнестойкости до R30 включительно, изоляционный слой бетона должен быть армирован сеткой с параметрами, соответствующими указанным в Разделе 9.3.1 или более лучшими.

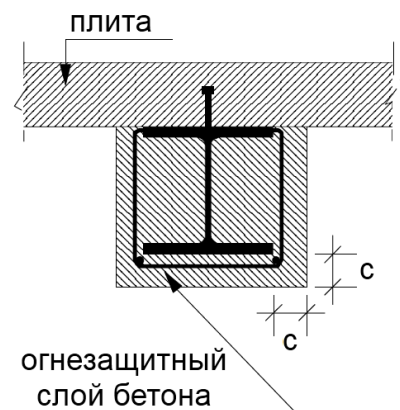


Рисунок 9.15. Балка с полным обетонированием сечения, в которой бетон выполняет исключительно огнезащитную функцию

Таблица 9.4. Минимальная толщина защитного слоя бетона поверх стального сечения для повышения огнестойкости стальных профилей

Защитный слой бетона c , мм	Класс огнестойкости балки
0	R30 ¹⁾
25	R60
30	R90
40	R120
50	R180

¹⁾ для повышения огнестойкости до уровня R30 достаточно частичного обетонирования пространства между полками стального профиля без применения дополнительной арматурной сетки

9.3.4.2 Колонны с частичным обетонированием сечения

Огнестойкость сталежелезобетонных колонн с частичным обетонированием сечения (Рисунок 9.16, Таблица 9.5) классифицируется в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$, размеров поперечного сечения b или h , расстояния u_s от оси арматурных стержней до грани бетона и коэффициента армирования бетонного заполнения $A_s / (A_c + A_s)$.

Область применения Таблицы 9.5 ограничена следующими условиями:

- рассматривается сжатая либо внецентренно-сжатая колонна;
- колонна входит в состав связевого (но не рамного) каркаса;
- длина колонны не превышает минимальный габарит поперечного сечения более чем в 30 раз; то есть, $L \leq 30 \cdot \min \{b; h\}$;

4.2.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

4.2.3.1 (1), (4), (5), 4.2.3.3 (3)
и Таблица 4.6
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

- стальное сечение изготовлено из стали класса S235, S275 или S355;
- толщина нижней полки e_f не превышает двух толщин стенки e_w , то есть, $e_f/e_w \leq 2$;
- коэффициент использования $\eta_{fi,t}$ определен согласно положениям Раздела 9.3.1.

Расчетное значение несущей способности R_d должно приниматься с учетом удвоенной расчетной длины колонны в условиях пожара. Коэффициенты $\eta_{fi,t}$, приведенные в Таблице 9.5, изначально основаны на расчете значения R_d для шарнирно опертых колонн, которые в условиях пожара можно считать закрепленными от поворота в узлах. При определении значения R_d должен учитываться эксцентриситет приложения нагрузки, а коэффициенты армирования $A_s/(A_c + A_s)$ величиной свыше 6% и ниже 1%, наоборот, учитываться не должны.

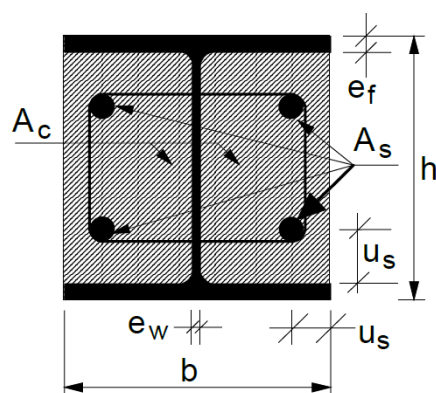


Рисунок 9.16. Сталежелезобетонная колонна с частичным обетонированием сечения

Таблица 9.5. Минимальные размеры сечения, осевые расстояния для арматурных стержней и коэффициент армирования сталежелезобетонных колонн с частичным обетонированием сечения, принимаемые исходя из требований к огнестойкости и расчетных параметров в условиях пожара

Минимальные значения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости колонн с частичным обетонированием сечения			
	R30	R60	R90	R120
$\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
минимальные размеры сечения h и b , мм	160	200	300	400
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	50	50	70
минимальный процент армирования $A_s/(A_c + A_s)$, %	-	4	3	4

4.2.3.1 (2), (3)
и 4.2.3.3 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.6
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Минимальные значения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости колонн с частичным обетонированием сечения			
	R30	R60	R90	R120
$\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
минимальные размеры сечения h и b , мм	160	300	400	-
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	50	70	-
минимальный процент армирования $A_s / (A_c + A_s)$, %	-	4	4	-
$\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
минимальные размеры сечения h и b , мм	160	400	-	-
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	40	70	-	-
минимальный процент армирования $A_s / (A_c + A_s)$, %	1	4	-	-

9.3.4.3 Колонны с полным обетонированием сечения

Огнестойкость сталежелезобетонных колонн с полностью обетонированным сечением (Рисунок 9.17, Таблица 9.6) классифицируется в зависимости от размеров поперечного сечения b_c и h_c , толщины защитного слоя бетона с поверх стального профиля и расстояния u_s от оси арматурных стержней до грани бетона при любых коэффициентах использования конструкции $\eta_{fi,t}$.

Минимальный и максимальный процент армирования сечения, а также шаг и расположение хомутов, должны соответствовать требованиям Разделов 5.2.3 и 8.7. Кроме того, армирование колонны должно состоять не менее чем из четырех стержней диаметром 12 мм, располагаемых по углам сечения.

Область применения Таблицы 9.6 ограничена следующими условиями:

- рассматривается сжатая либо внецентренно-сжатая колонна;
- колонна входит в состав связевого (но не рамного) каркаса;
- длина колонны не превышает минимальный габарит поперечного сечения более чем в 30 раз; то есть, $L \leq 30 \cdot \min\{b; h\}$;

При определении значения R_d должен учитываться эксцентриситет приложения нагрузки.

Если обетонирование выполняет исключительно огнезащитную (изоляционную) функцию, огнестойкость на уровне от R30 до R180 можно обеспечить путем соблюдения требований к минимальному защитному слою бетона поверх стального сечения, согласно Таблице 9.7 и Рисунку 9.18. Кроме случаев с требуемым классом огнестойкости до R30 включительно, изоляционный слой бетона должен быть армирован сеткой с параметрами, соответствующими указанным в Разделе 9.3.1 настоящей публикации или лучшими.

4.2.3.2 (3) и (4)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

4.2.3.1 (1), (4) и (5)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

4.2.3.2 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

4.2.3.2 (5) и (6)
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

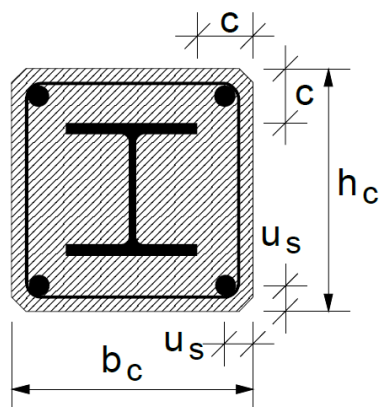


Рисунок 9.17. Колонна с полностью обетонированным сечением.

Таблица 9.6. Минимальные размеры сечения, толщина защитного слоя поверх стального сечения и осевые расстояния арматурных стержней для сталежелезобетонных колонн с полным обетонированием сечения, исходя из требований к огнестойкости

Минимальные значения	Класс огнестойкости колонн с полным обетонированием сечения					
	R30	R60	R90	R120	R180	R240
размеры сечения h_A и b_A , мм	150	180	220	300	350	400
защитный слой бетона стального сечения c , мм	40	50	50	75	75	75
расстояние до оси арматуры u_s , мм	20 ¹⁾	30	30	40	50	50
размеры сечения h_A и b_A , мм	-	200	250	350	400	-
защитный слой бетона стального сечения c , мм	-	40	40	50	60	-
расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	20 ¹⁾	20 ¹⁾	30	40	-

¹⁾ данное значение следует проверять на соответствие требованиям к минимальной толщине защитного слоя бетона, согласно Разделу 8.4

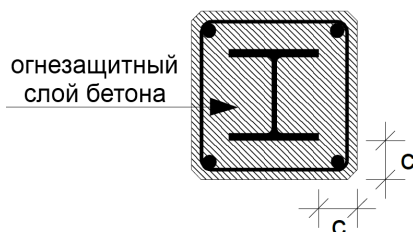


Рисунок 9.18. Колонна с полностью обетонированным сечением, в которой бетон выполняет исключительно огнезащитную функцию

Таблица 4.4
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.4
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.5
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 9.7. Минимальная толщина защитного слоя бетона поверх стального сечения для повышения огнестойкости стальных колонн

Защитный слой бетона c , мм	Класс огнестойкости колонн
0	R30 ¹⁾
25	R60
30	R90
40	R120
50	R180

¹⁾ для повышения огнестойкости до уровня R30 достаточно частичного обетонирования пространства между полками стального профиля без применения дополнительной арматурной сетки

9.3.4.4 Трубобетонные колонны

Огнестойкость трубобетонных колонн (Рисунок 9.19, Таблица 9.8) классифицируется в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$, размеров поперечного сечения b и h (либо диаметра d), процента армирования $A_s / (A_c + A_s)$ и расстояния u_s от оси арматурных стержней до грани бетона.

Область применения Таблицы 9.8 ограничена следующими условиями:

- рассматривается сжатая либо внецентренно-сжатая колонна;
- колонна входит в состав связевого (но не рамного) каркаса;
- длина колонны не превышает минимальный габарит поперечного сечения более чем в 30 раз; то есть, $L \leq 30 \cdot \min \{b; h; d\}$;
- для армирования колонн используется сталь S500.

Для трубобетонных колонн значение несущей способности R_d в нормальных условиях эксплуатации должно определяться согласно следующим правилам:

- для расчета используется удвоенная расчетная длина колонны в условиях пожара;
- расчет должен учитывать эксцентриситет приложения нагрузки;
- независимо от марки используемой конструкционной стали, расчет ведется с использованием номинального значения предела текучести, равного 235 Н/мм₂;
- учитывается только та часть толщины стенки e профиля, которая не превышает 1/25 габарита b и диаметра d ;
- коэффициенты армирования $A_s / (A_c + A_s)$ величиной свыше 3% не учитываются;
- прочность бетона принимается как для нормальных условий эксплуатации.

Использование в расчетах удвоенной расчетной длины для условий пожара обусловлено тем, что коэффициенты $\eta_{fi,t}$, приведенные в Таблице 9.8 и в Таблице 9.5,

Таблица 4.5
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.4 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.1 (1), (4),
(5) и 4.2.3.4
(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.1 (3),
(4) и
4.2.3.4 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.1 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

изначально основаны на расчете значения R_d для шарнирно опертых колонн, которые в условиях пожара можно считать закрепленными от поворота в узлах.

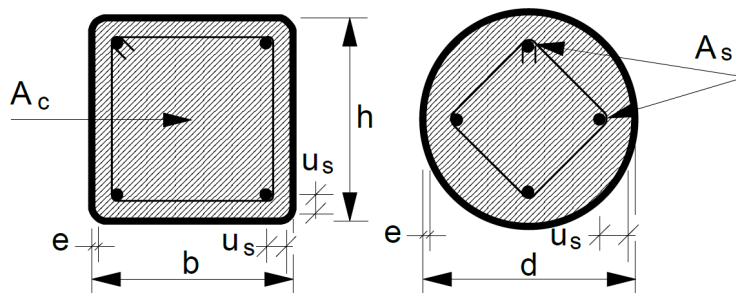


Рисунок 9.18. Трубобетонные колонны

Таблица 9.8. Минимальные размеры сечения, осевые расстояния для арматурных стержней и коэффициент армирования трубобетонных колонн, принимаемые исходя из требований огнестойкости и расчетных параметров в условиях пожара

Минимальные значения в зависимости от коэффициента использования $\eta_{fi,t}$	Класс огнестойкости трубо- бетонных колонн				
	R30	R60	R90	R120	R180
$\eta_{fi,t} \leq 0,28$					
минимальные размеры сечения h , b или d , мм	160	200	220	260	400
минимальный процент армирования $A_s / (A_c + A_s)$, %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	30	40	50	60
$\eta_{fi,t} \leq 0,47$					
минимальные размеры сечения h , b или d , мм	260	260	400	450	500
минимальный процент армирования $A_s / (A_c + A_s)$, %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	-	30	40	50	60
$\eta_{fi,t} \leq 0,66$					
минимальные размеры сечения h , b или d , мм	260	450	550	-	-
минимальный процент армирования $A_s / (A_c + A_s)$, %	3,0	6,0	6,0	-	-
минимальное расстояние до оси арматуры u_s , мм	25	30	40	-	-

Важной альтернативой, предоставляемой стандартом ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 для случая расчета трубобетонных колонн, является возможность использовать для них табличные данные стандарта ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2. Таким образом, трубобетонные колонны в условиях пожара могут приравниваться к железобетонным; аргументацией такого решения служит тот факт, что незащищенная стальная труба в условиях пожара быстро исключается из работы. Для оценки огнестойкости железобетонных колонн в ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 приведены два табличных метода: метод А – согласно положениям Раздела 5.3.2 и метод В – согласно положениям Раздела 5.3.3.

Таблица 4.7
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.7
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.2.3.4 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2 и
5.3.1 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

5.3.2 (1) и (2)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Конструктивные требования метода А приведены в Таблице 9.9, с обозначениями согласно Рисунку 9.19. Область его применения ограничена следующими условиями:

- рассматриваются преимущественно сжатые колонны с эксцентриситетом приложения нагрузки для условий пожара $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq 0,15h$ (или b)
- колонны входят в состав связевого (но не рамного) каркаса;
- расчетная длина колонны в условиях пожара не превышает 3м; то есть, $l_{0,fi} \leq 3м$
- площадь армирования должна составлять менее 4% площади бетона; то есть, $A_s < 0,04A_c$.

5.3.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Классификация огнестойкости колонны выполняется в зависимости коэффициента μ_{fi} , который аналогичен $\eta_{fi,t}$ и равен:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}}$$

где:

$N_{Ed,fi}$ – расчетное осевое усилие в условиях пожара

N_{Rd} – расчетная несущая способность колонны в нормальных условиях эксплуатации

Рисунок 5.2
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Таблица 5.2а
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

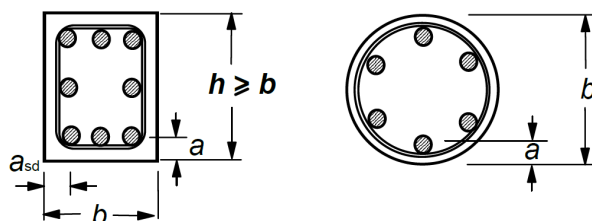


Рисунок 9.19. Обозначения к определению огнестойкости железобетонных колонн

5.3.3 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Базовые конструктивные требования, регламентируемые методом В, приводятся в Таблице 9.10 с обозначениями согласно Рисунку 9.19. Они включают в себя только часть случаев. Расширенный вариант метода В содержится в Приложении С ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2. Область применения метода В шире, чем у метода А. Базовые требования согласно Таблице 9.10 ограничены следующими условиями:

- рассматриваются сжатые и внецентренно-сжатые колонны с эксцентриситетом $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq 0,25 \cdot \min(b; h; d)$ и $e \leq 100$ мм без учета геометрической нелинейности;
- колонны входят в состав связевого (но не рамного) каркаса;
- значение гибкости колонн в условиях пожара λ_{fi} не превышает 30; то есть, $\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i \leq 30$.

5.3.3 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Классификация огнестойкости колонны выполняется в зависимости от коэффициента использования n и коэффициента армирования ω для нормальных условий эксплуатации.

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Таблица 9.9. Минимальные размеры колонны и значения расстояний от грани бетона до оси арматурных стержней для прямоугольных и круглых сечений

Класс огнестойкости железобетонной колонны	Минимальные значения (ширины колонны b_{min})/(расстояния до оси арматурных стержней a_{min}), мм			
	Огневое воздействие более чем с одной стороны			Огневое воздействие с одной стороны
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R90	200/31 300/25	300/45 450/38	350/53 450/401)	155/25
R120	250/40 350/35	350/451) 450/401)	350/571) 450/511)	175/35
R180	350/451)	350/631)	450/701)	230/55
R240	350/611)	450/751)	-	295/70

¹⁾ не менее 8 арматурных стержней

Коэффициент использования n определяется по формуле:

$$n = \frac{N_{0Ed,fi}}{0,7(A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})}$$

Коэффициент армирования ω равен:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Если для колонн с площадью поперечного сечения арматуры $A_s \geq 0,02 \cdot A_c$ требуется обеспечить уровень огнестойкости выше R90, арматурные стержни должны располагаться равномерно по периметру сечения.

Таблица 9.10. Минимальные размеры колонн и расстояния от грани бетона до оси арматурных стержней для прямоугольных и круглых сечений

Класс огнестойкости железобет. колонны	Коэфф. армирования ω	Минимальные значения (ширины колонны b_{min})/(расстояния до оси арматурных стержней a_{min}), мм			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R30	0,100	150/251)	150/251)	200/30:250/251)	300/30:350/251)
	0,500	150/251)	150/251)	150/251)	200/30:250/251)
	1,000	150/251)	150/251)	150/251)	200/30:300/251)
R60	0,100	150/30:200/251)	200/40:300/251)	300/40:500/251)	500/251)
	0,500	150/251)	150/35:200/251)	250/35:350/251)	350/40:550/251)
	1,000	150/251)	150/30:200/251)	200/40:400/251)	300/50:600/30

5.3.3 (4)
ДСТУ-Н Б
EN
1992-1-2

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Таблица 5.2b
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

Класс огнестойкости железобет. колонны	Коэфф. армирования ω	Минимальные значения (ширины колонны b_{min})/ (расстояния до оси арматурных стержней a_{min}), мм			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R90	0,100	200/40:250/251)	300/40:400/251)	500/50:550/251)	550/40:600/251)
	0,500	150/35:200/251)	200/45:300/251)	300/45:550/251)	500/50:600/40
	1,000	200/251)	200/40:300/251)	250/40:550/251)	500/50:600/45
R120	0,100	250/50:350/251)	400/50:550/251)	550/251)	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/251)	300/45:550/251)	450/50:600/251)	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/251)	250/50:400/251)	450/45:600/30	600/60
R180	0,100	400/50:500/251)	500/60:550/251)	550/60:600/301)	2)
	0,500	300/45:450/251)	450/50:600/251)	500/60:600/501)	600/75
	1,000	300/35:400/251)	450/50:550/251)	500/60:600/451)	2)
R240	0,100	500/60:550/251)	550/40:600/251)	600/75	2)
	0,500	450/45:500/251)	550/55:600/251)	600/70	2)
	1,000	400/45:500/251)	500/40:600/30	600/60	2)

¹⁾ в общем случае определяющим будет значение минимальной толщины защитного слоя, выбранное согласно Разделу 8.4

²⁾ требуется обеспечение габарита сечения на уровне свыше 600 мм и проведение расчетной оценки устойчивости колонны

Используя для оценки огнестойкости трубобетонных колонн аналогию в виде железобетонных элементов, следует помнить, что в таком случае коэффициенты использования должны определяться относительно несущей способности только железобетонного заполнения, но не всего исходного сечения.

Как видно из Таблицы 9.8, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 во многих случаях требует применения высокого (3-6%) минимального коэффициента армирования $A_s / (A_c + A_s)$ трубобетонных колонн. Альтернативные методы А и В, изначально предназначенные для железобетонных колонн, не имеют столь жесткой привязки к коэффициенту армирования и в большей степени оперируют параметрами минимальных габаритов сечения и осевого расстояния арматурных стержней. Это позволяет обеспечить требуемую огнестойкость трубобетонных колонн, сохраняя при этом разумный баланс между количеством арматуры и размерами сечения.

Приложение С ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2 дополнительно приводит конструктивные требования к железобетонным колоннам с габаритами сечения до 600 мм, значением гибкости элемента $\lambda_{fi} \leq 80$ и эксцентриситетом приложения нагрузки $e \leq 200$.

Значение гибкости λ_{fi} железобетонных колонн в условиях пожара во всех случаях, рассматриваемых в описаниях Метода А и Метода В, может приниматься равным значению гибкости λ при нормальных условиях эксплуатации. Если к колонне в составе связевого каркаса выдвигаются требования выше класса R30, ее расчетную длину $l_{0,fi}$ для условий пожара допускается принимать равной $0,5 \cdot l$ для промежуточных этажей и в диапазоне от $0,5 \cdot l$ до $0,7 \cdot l$ – для верхнего этажа, где l – это фактическая геометрическая длина колонны.

9.3.5 УТОЧНЕННЫЕ РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ

Уточненные расчетные модели призваны обеспечить реалистичную оценку поведения конструкции в условиях пожара. Они отражают фактические условия экс-

Приложение С
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

5.3.2 (2) и
5.3.3 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

4.4.1(1)P и (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

плутации более точно, чем табличные данные и упрощенные расчетные модели, и могут использоваться как для отдельных элементов и подсистем, так и для целых сооружений.

В состав указанных моделей могут входить отдельные расчетные модели для определения параметров процесса развития температуры в конструктивных элементах (модель температурной реакции) и механической работы конструкции или любой ее части (модель механической реакции).

Любые возможные формы отказа, не рассматриваемые в уточненной расчетной модели (включая местную потерю устойчивости и разрушение при сдвиге), должны быть исключены конструктивными либо другими методами.

Уточненные расчетные модели могут использоваться для оценки напряжений, деформаций, перемещений, характера распределения температур и пределов огнестойкости.

Проверка правильности любой расчётной модели должна основываться на результатах соответствующих испытаний. Основные параметры должны быть проверены путем проведения анализа чувствительности; это необходимо для гарантирования соответствия модели заложенным в нее инженерным принципам.

4.4.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.4.1(6) и
4.4.4 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.4.4(2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.4.4(4)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.4.1(5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9.4 ОГНЕЗАЩИТА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Проведение огнезащитных мероприятий для сталежелезобетонных конструкций ничем не отличается от процедур огнезащиты стальных каркасов, принципы которой подробно изложены в публикациях УЦСС Вахитова Л.Н., Калафат К.В «Огнезащита стальных конструкций» и Вахитова Л.Н, Калафат К.В «Конструктивная огнезащита стальных каркасов зданий».

Качество выполнения огнезащитных работ определяется двумя основными факторами: правильностью технических решений проекта проведения огнезащитных работ и правильностью выбора огнезащитного материала. Способы и средства огнезащиты сталежелезобетонных элементов определяются при составлении проекта проведения огнезащитных работ для конкретного объекта строительства, исходя из класса огнестойкости конструкций, значений коэффициентов сечения (в случае организации огнезащиты балок и колонн), значений критических температур и других расчетных параметров.

Средства огнезащиты можно разделить на следующие типы:

- средства с реализацией реактивного способа огнезащиты, базирующиеся на использовании тонкослойных покрытий, которые при действии огня образуют плотный теплоизоляционный слой, предохраняющий конструкцию от температурного воздействия. Эти средства огнезащиты называют тонкослойными интумесцентными (вспучивающимися, терморасширяющимися) составами.
- огнезащитные сухие строительные смеси (штукатурки, спреи) – представляют собой теплоизоляционные составы с комплексом специальных добавок, которые образуют на поверхности конструкций покрытия толщиной 10-50 мм.
- огнезащитные плиты и листовые волокнистые материалы – представляют собой конструктивные средства огнезащиты, которые подходят как для стержневых элементов (балок и колонн), так и для плитных конструкций.

Процедура подбора средства огнезащиты для сталежелезобетонных конструкций должна осуществляться после проведения соответствующих испытаний. Характеристики некоторых огнезащитных материалов, которые могут быть использованы для защиты стальных и сталежелезобетонных конструкций, приведены в публикации УЦСС Вахитова Л.Н., Калафат К.В «Каталог средств огнезащиты стальных конструкций 2017».

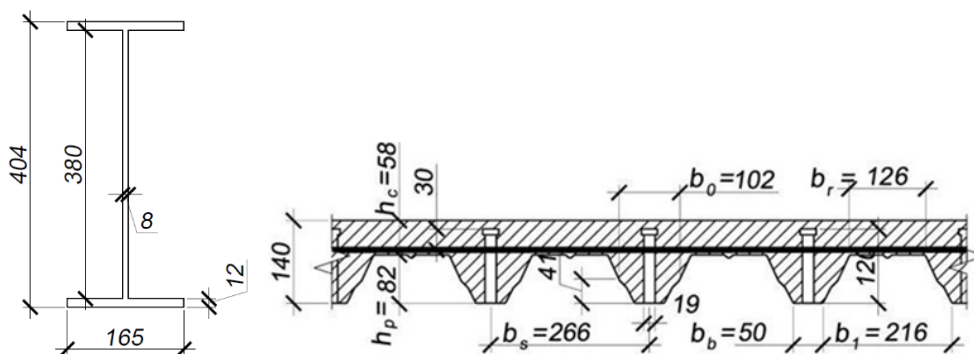
9.5 РАБОЧИЕ ПРИМЕРЫ

Приведенные ниже примеры не являются типовыми и оптимальными решениями. Примеры подобраны таким образом, чтобы продемонстрировать упрощенные методы расчета балок и плит в наиболее кратких формулировках.

9.5.1 РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ БЕЗ ОБЕТОНИРОВАНИЯ СЕЧЕНИЯ

Необходимо рассчитать критическую температуру сталежелезобетонной балки, рассмотренной в примере Раздела 7.2, и подобрать огнезащитное покрытие, исходя из требуемого класса огнестойкости R45.

Из примера в Разделе 7.2 выберем необходимые для решения текущей задачи данные.



Исходные данные

Свойства материалов:

Сталь S235 - $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$

Характеристики стального сечения:

Общая высота $h_a = 404 \text{ мм}$

Высота стенки $h_w = 380 \text{ мм}$

Ширина полки $b_f = 165 \text{ мм}$

Толщина стенки $t_w = 8 \text{ мм}$

Толщина полки $t_f = 12 \text{ мм}$

Плита:

Общая толщина плиты $h = 140 \text{ мм}$

Ширина нижней полки $b_b = 50 \text{ мм}$

Шаг гофров $b_s = 266 \text{ мм}$

Нагрузки:

Постоянные нагрузки на этапе эксплуатации $g_k = 3,47 \text{ кН/м}^2$

Таблица НБ
2.2
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

Полезная нагрузка $g_{k,1}=4,0$ кН/м² (категория С2 – зоны со стационарными сиденьями)

Дополнительная переменная нагрузка $g_{k,2}=0,8$ кН/м² (временные перегородки, вес которых превышает 2,0 кН/м.п.)

6.3.1.2 (8)
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

Определяющее значение усилия при нормальной температуре: $E_d = M_{Ed} = 339,59$ кНм
(соответствует комбинации 6.10b)

Несущая способность при нормальной температуре: $R_d = M_{Rd} = 403,35$ кНм

Проверка соответствия критериям упрощенного метода согласно 4.3.4.2.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 (Раздел 9.3.3)

Сечение сталежелезобетонной балки – без обетонирования, с верхним опиранием плиты;

Сечение стального профиля – симметричное (сварной двутавр);

4.3.4.2.3 (2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Высота стального профиля $h_a = 404$ мм < 500 мм;

Общая толщина плиты $h = 140$ мм > 120; (поскольку значение приведенной толщины плиты составляет 87 мм, следует заполнить промежутки между балкой и настилом негорючим материалом либо использовать плиту с приведенной толщиной более 120 мм, что обеспечивается особой формой профнастила или использованием бетона соответствующей толщины);

Расчетная схема – однопролетная шарнирно опертая балка.

С учетом перечисленного выше, данный случай соответствует требованиям использования наиболее сокращенного расчета, согласно Разделу 4.3.4.2.3 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Расчет усилий в условиях пожара

Чтобы упрощенно определить усилия в условиях пожара, рассчитаем понижающие коэффициенты η_{fi} относительно двух основных комбинаций 6.10a и 6.10b, которые определяют усилия в нормальных условиях.

Коэффициенты сочетания полезных нагрузок для помещений категории С, согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990, равны: $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$.

Для условий пожара, согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2, $\psi_{fi} = \psi_2$.

Тогда:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,47 + 0,6 \cdot (4,0 + 0,8)}{1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (4,0 + 0,8)} = 0,65$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,47 + 0,6 \cdot (4,0 + 0,8)}{0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot (4,0 + 0,8)} = 0,57$$

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2, η_{fi} принимается соответствующим минимальному из полученных значений ($\eta_{fi} = 0,57$), поскольку это соответствует более нагруженному случаю в нормальных условиях эксплуатации, который является определяющим для несущей способности.

2.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица
НБ.2.2
Националь-
ное приложе-
ние
ДСТУ-Н Б EN
1990

Расчет критической температуры стального профиля θ_{cr}

Требуемый класс огнестойкости – R45, поэтому для расчета сопротивления стали в момент отказа при повышенной температуре используется следующая формула:

$$f_{ay, \theta_{cr}} = 1,0 \eta_{fi} \cdot E_d \cdot f_{ay} / R_d$$

С учетом подстановок:

$$f_{ay, \theta_{cr}} = 1,0 \cdot 0,57 \cdot 339,59 \cdot 235 / 403,35 = 112,8 \text{ МПа}$$

Отсюда, коэффициент снижения $k_{y, \theta}$ для критической температуры рассчитывается следующим образом:

$$k_{y, \theta} = \frac{f_{ay, \theta_{cr}}}{f_{ay}} = \frac{112,8}{235} = 0,48$$

Используя Таблицу 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 или Рисунок 9.7 данного учебника, можно определить, что значению $k_{y, \theta} = 0,48$ соответствует температура $\theta_a = \theta_{cr} = 603^\circ\text{C}$.

Найдем коэффициент сечения профиля.

Определим, какой процент площади верхней полки находится в непосредственном контакте с профнастилом:

$$\frac{b_b}{b_s} \cdot 100\% = \frac{50}{266} \cdot 100\% = 18,8\% < 85\%$$

Поскольку получено значение менее 85%, профиль не может считаться обогреваемым только с трех сторон и должен считаться обогреваемым со всех четырех сторон.

Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 при высоте профиля более 500 мм разделяет набор температур в различных его частях (стенке, полках), но для нашего случая с $h_a = 404 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$ можно предполагать равномерное распределение температуры стали.

Тогда, используя выражения Таблицы 4.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2, рассчитаем коэффициент сечения профиля:

$$\begin{aligned} \frac{A_m}{V} &= \frac{\text{периметр сечения}}{\text{площадь сечения}} = \frac{4 \cdot b_f + 2 \cdot h_w + 4 \cdot t_f - 2 \cdot t_w}{A_a} = \\ &= \frac{(4 \cdot 165 + 2 \cdot 380 + 4 \cdot 12 - 2 \cdot 8) \cdot 10^{-3}}{70 \cdot 10^{-4}} = 207,4 \text{ м}^{-1} \end{aligned}$$

Альтернативно, стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 для данного метода позволяет рассчитать коэффициент сечения по значению только для нижней полки. Для пластины, согласно Разделу 4.3.4.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 или Таблице 4.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2, коэффициент сечения равен:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (b + t)}{b \cdot t} = \frac{2 \cdot (b_f + t_f)}{b_f \cdot t_f} = \frac{2 \cdot (165 + 12) \cdot 10^{-3}}{165 \cdot 12 \cdot 10^{-6}} = 178,8 \text{ м}^{-1}$$

В запас используем более высокое значение $\frac{A_m}{V} = 207,4 \text{ м}^{-1}$.

4.3.4.2.3 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 3.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.1 (16)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.4.2.3 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица 4.2
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-2

4.3.4.2.3 (4) и
4.3.4.2.2 (9)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Проектирование огнезащиты

Имея три известных параметра – критическую температуру, профильный коэффициент сечения и класс огнестойкости конструкции – можно рассчитать оптимальную толщину огнезащитного покрытия.

Подбор огнезащитного материала осуществим на основании данных, приведенных в публикации УЦСС Вахитова Л.Н., Калафат К.В. «Каталог средств огнезащиты стальных конструкций 2017».

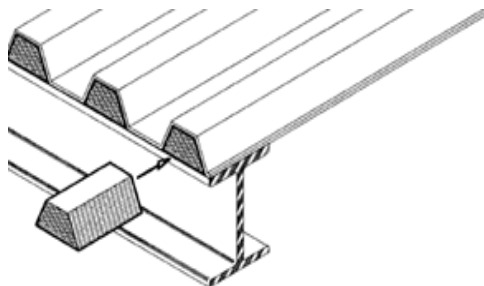
Для повышения класса огнестойкости сталежелезобетонной конструкции до R45, при критической температуре стали, равной

$$\theta_{cr} = 603^{\circ},$$

и профильном коэффициенте сечения, равном

$$A_m / V = 201 \text{ м}^{-1},$$

возможно использование интумесцентных огнезащитных покрытий. Зазоры между гофрами настила и верхним поясом балки заполняются огнестойким утеплителем либо другим материалом, подходящим для огнезащиты стальных конструкций, пример чего показан на иллюстрациях ниже.



В качестве основного огнезащитного покрытия может быть принят, к примеру, состав «POLYLACK А», который испытан согласно методике ДСТУ Б В.1.1-17 (ENV 13381-4:2002,NEQ), и для класса огнестойкости R45 имеет следующие значения толщин:

Проектная температура, °С		400	450	500	550	600	650
Приведен-ная толщина δ , мм	Коэффициент сечения, A_m / V , м ⁻¹	Класс огнестойкости R 45					
		Минимальная толщина покрытия, при которой температура остается ниже проектной, мм					
6,67	150	1,12	0,96	0,80	0,65	0,50	0,35
6,25	160	1,18	1,02	0,85	0,70	0,54	0,39
5,88	170	1,24	1,07	0,91	0,75	0,59	0,43
5,56	180	1,30	1,13	0,96	0,79	0,63	0,47
5,26	190	1,35	1,18	1,01	0,84	0,67	0,51
5,00	200	1,41	1,23	1,05	0,88	0,71	0,55
4,76	210	1,46	1,28	1,10	0,92	0,75	0,59
4,55	220	-	1,32	1,14	0,96	0,79	0,62
4,35	230	-	1,37	1,18	1,00	0,83	0,66

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Проектная температура, °С		400	450	500	550	600	650
Приведенная толщина δ , мм	Коэффициент сечения, A_m/V , м ⁻¹	Класс огнестойкости R 45					
		Минимальная толщина покрытия, при которой температура остается ниже проектной, мм					
4,17	240	-	1,41	1,22	1,04	0,86	0,69
4,00	250	-	1,45	1,26	1,08	0,90	0,72
3,85	260	-	-	1,30	1,11	0,93	0,75

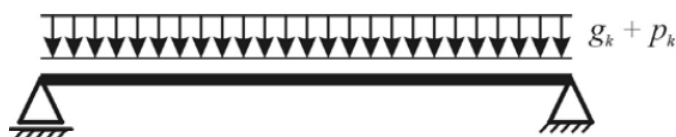
Ближайшим значением профильного коэффициента сечения является 210 м⁻¹ (так как должно быть выбрано значение коэффициента сечения не ниже расчетного), а значение критической температуры – 600 °С (так как выбранное значение критической температуры не должно превышать расчетное).

Таким образом, для рассчитанных параметров балки перекрытия минимальная толщина огнезащитного покрытия «POLYLACK А» составит:

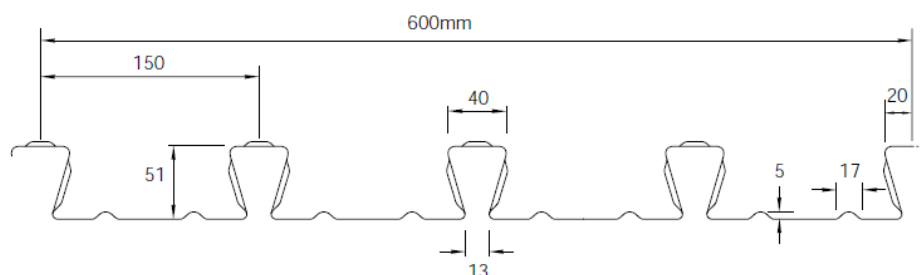
$$d_p = 0,75 \text{ мм.}$$

9.5.2 РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ СОГЛАСНО ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Плита входит в состав перекрытия общественного здания и рассчитывается по схеме однопролетной балки с шарнирными опорами шагом 4,8 м.



Основой плиты служит профилированный стальной настил Kingspan Multideck 50-V2 специального типа с обратным (закрытым) гофром толщиной 0,9 мм. Он обеспечивает передачу усилий продольного сдвига (совместную работу) посредством фрикционного соединения благодаря контакту бетона и стали.



Исходные данные

Сталь:

Сталь профнастила S350 GD, $f_{yp} = 350 \text{ Н/мм}^2$

Площадь поперечного сечения $A_{yp} = 1605 \text{ мм}^2/\text{м}$

Коэффициент надежности по материалу в условиях пожара $\gamma_{M,fi,a} = 1,0$

2.3 (2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2
И
2.3 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-2

Бетон:

Класс бетона – С25/30;

Прочность по цилиндрическому образцу $f_{ck} = 25 \text{ Н/мм}^2$

Общая толщина плиты $h_t = 140 \text{ мм}$

Площадь поперечного сечения бетона $A_c = 130990 \text{ мм}^2/\text{м}$

Коэффициент надежности по материалу в условиях пожара $\gamma_{M,fi,C} = 1,0$

Нагрузки:

Для стального листа $g_{p,k} = 0,13 \text{ кН/м}^2$

Для бетона $g_{c,k} = 3,29 \text{ кН/м}^2$

Для отделки $g_{f,k} = 1,2 \text{ кН/м}^2$

Полезная нагрузка $q_{k,1} = 3,0 \text{ кН/м}^2$ (категория С1.3 – читальные залы, помещения кафе, ресторанов, столовых, залы собраний, совещаний, ожидания, выставок и экспозиций, помещения театров и спортивных объектов)

Дополнительная переменная нагрузка $q_{k,2} = 0,8 \text{ кН/м}^2$ (временные перегородки, вес которых превышает 2,0 кН/м.п.)

Расчетный изгибающий момент в нормальных условиях: $M_{Ed} = 32,4 \text{ кНм/м}$

Критическая температура стального настила, как тонкостенного стального профиля, упрощенно может приниматься равной 350°C. Поэтому в сталежелезобетонных плитах с дополнительным армированием в запас допускается не учитывать вклад профнастила в несущую способность для условий пожара (аварийной расчетной ситуации). В рассматриваемом примере сопротивление стального профнастила включено в расчет.

Расчет усилий для условий пожара

Чтобы упрощенно определить усилия в условиях пожара, рассчитаем понижающие коэффициенты η_{fi} относительно двух основных комбинаций 6.10a и 6.10b, которые определяют усилия в нормальных условиях.

Коэффициенты сочетания полезных нагрузок для помещений категории С, согласно национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990, равны: $\psi_0 = 0,7; \psi_1 = 0,7; \psi_2 = 0,6$.

Для условий пожара, согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2, $\psi_{fi} = \psi_2$.

Тогда:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{(3,29 + 1,2 + 0,13) + 0,6(3,0 + 0,8)}{1,35(3,29 + 1,2 + 0,13) + 1,5 \cdot 0,7(3,0 + 0,8)} = 0,67$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{(3,29 + 1,2 + 0,13) + 0,6(3,0 + 0,8)}{0,85 \cdot 1,35(3,29 + 1,2 + 0,13) + 1,5(3,0 + 0,8)} = 0,63$$

2.3 (2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2
И

2.3 (2)Р
ДСТУ-Н Б EN
1992-1-2

6.3.1.2 (8)
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

Таблица НБ
2.2
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

2.4.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица
НБ.2.2
Националь-
ное приложе-
ние
ДСТУ-Н Б EN
1990

Согласно ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2, η_{fi} принимается равным минимальному из полученных значений ($\eta_{fi} = 0,63$), поскольку это соответствует более нагруженному случаю в нормальных условиях эксплуатации, который является определяющим для несущей способности.

С учетом понижающего коэффициента η_{fi} , расчётный изгибающий момент в условиях пожара $M_{fi,d}$ равен:

$$M_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} = 0,63 \cdot 32,4 = 20,4 \text{ кНм/м}$$

Методика оценки огнестойкости

Плиты перекрытия выполняют одновременно несущую и ограждающую функции. Они формируют противопожарные преграды, которые разделяют здание на отсеки в вертикальном направлении. Поэтому классификация огнестойкости сталежелезобетонной плиты включает в себя оценку несущей способности, теплоизолирующей способности и целостности конструкции.

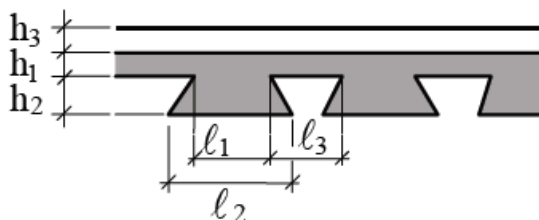
Критерий целостности «Е» невозможно оценить путем проведения математических расчетов. Стандарт ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 разрешает определять целостность сталежелезобетонных плит в условиях пожара как достаточную на основании конструктивных признаков. Поэтому принимаем, что сталежелезобетонная плита толщиной 140 мм будет отвечать критериям целостности, как минимум, в течение 90-120 минут огневого воздействия при стандартном температурном режиме.

Оценка несущей способности (критерий «R») сталежелезобетонной плиты по изгибающему моменту в условиях пожара может быть выполнена по упрощенному методу в соответствии с положениями Разделов D.2 и D.3 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Предел огнестойкости по признаку потери теплоизолирующей способности (критерий «I») при стандартном температурном режиме может быть рассчитан в соответствии с положениями Раздела D.1 того же Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Проверка соответствия критериям упрощенного метода, в соответствии с положениями Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Процедура расчета, приведенная в Приложении D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, имеет ограниченную область применения. Основные ограничения накладываются на геометрию плиты, параметры которой должны находиться в заданных диапазонах. Приложение D дает два набора условий, отдельно для профнастилов с трапециевидными и обратными (закрытыми) гофрами. В нашем случае используется профнастил с обратными гофрами. Проверим соответствующие ограничения:



2.4.2 (2)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

4.3.2 (6)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

D.5
Приложение
D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Рисунок 4.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица D.7
Приложение
D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Ограничения области применения, согласно данным Приложения D для профнастилов с обратными гофрами, мм	Существующие геометри- ческие параметры, мм
$77,0 \leq l_1 \leq 135,0$	110
$110,0 \leq l_2 \leq 150,0$	137
$38,5 \leq l_3 \leq 97,5$	40
$50,0 \leq h_1 \leq 130,0$	89
$30,0 \leq h_2 \leq 60,0$	51

Как видим, данная плита соответствует области применения Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

Оценка теплоизолирующей способности (критерий «I»)

Теплоизолирующая способность «I» характеризует меру ограничения роста температуры необогреваемой поверхности преграждающей огонь конструкции во время пожара. Согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, для стандартной температурно-временной зависимости теплоизолирующая способность считается достаточной, если среднее повышение температуры необогреваемой поверхности не превышает 140 °С, а превышение в любой ее точке составляет не более 180 °С. Оценка теплоизолирующей способности сталежелезобетонной плиты, согласно Приложению D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, учитывает оба условия.

Расчет предела огнестойкости по теплоизолирующей способности ведется по формуле:

$$t_i = a_0 + a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot \Phi + a_3 \cdot \frac{A}{L_r} + a_4 \cdot \frac{1}{l_3} + a_5 \cdot \frac{A}{L_r} \cdot \frac{1}{l_3}$$

где:

t_i предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности, мин

A объем бетона ребра на метр его (ребра) длины, мм³/м

L_r площадь открытой поверхности ребра на метр его длины, мм²/м

A/L_r коэффициент геометрии ребра, мм

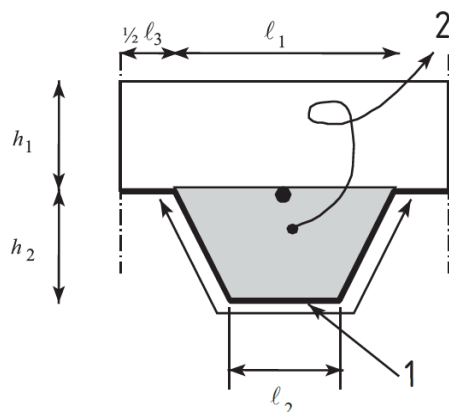
Φ коэффициент формы верхней полки

l_3 ширина верхней полки, мм

a_i коэффициенты, которые отдельно для обычных и легких бетонов приводятся в Таблице D.1 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2.

2.1.2 (3)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

D.1 (1)
Приложение
D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2



1-Поверхность ребра, которая подвергается огневому воздействию

2-Площадь сечения ребра

Коэффициент геометрии ребра A / L_r по своей сути эквивалентен коэффициенту сечения для стальных конструкций A_p / V . Коэффициент учитывает тот факт, что увеличение показателей массы и высоты уменьшает скорость прогрева плиты.

$$\frac{A}{L_r} = \frac{h_2 \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)}{l_2 + 2 \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}} = \frac{51 \left(\frac{110 + 137}{2} \right)}{137 + 2 \sqrt{51^2 + \left(\frac{110 - 137}{2} \right)^2}} = 26 \text{ мм}$$

Коэффициент формы верхней полки Φ определяет теневой эффект ребра:

$$\Phi = \frac{\sqrt{h_2^2 + \left(l_3 + \frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2} - \sqrt{h_2^2 + \left(\frac{l_1 - l_2}{2} \right)^2}}{l_3} = \frac{\sqrt{51^2 + \left(40 + \frac{110 - 137}{2} \right)^2} - \sqrt{51^2 + \left(\frac{110 - 137}{2} \right)^2}}{40} = 0,118$$

Для обычного бетона, согласно Таблице D.1 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, принимаем следующие значения коэффициентов a_i :

Тип бетона	a_0 , мин	a_1 , мин/мм	a_2 , мин	a_3 , мин/ мм	a_4 , мм · мин	a_5 , мин
Обычный бетон	-28,8	1,55	-12,6	0,33	-735	48,0

С учетом всех подстановок, предел огнестойкости плиты по потере теплоизолирующей способности t_i равен:

$$t_i = -28,8 + 1,55 \cdot 89 + (-12,6) \cdot 0,118 + 0,33 \cdot 26 + (-735) \cdot \frac{1}{40} + 48 \cdot 26 \cdot \frac{1}{40} = 129 \text{ мин}$$

Таким образом, плита с заданными параметрами имеет предел огнестойкости по теплоизолирующей способности (критерий «I») на уровне 129 минут, что соответствует классу огнестойкости I 120.

Рисунок D.1
Приложение
D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

D.1 (2)
Приложение
D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица D.1
Приложение
D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Оценка результата огневого воздействия на конструкцию

Раздел D.2 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 содержит упрощенную методику определения температуры основных элементов поперечного сечения сталежелезобетонной плиты (профнастила, арматуры и бетона) для стандартных пределов огнестойкости (R60, R90, R120). Следует напомнить, что огнестойкость по критерию несущей способности R30 для сталежелезобетонных плит, согласно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, считается обеспеченной по конструктивным признакам.

Температуры θ_a нижней полки, стенки и верхней полки профнастила определяются по следующей формуле:

$$\theta_a = b_0 + b_1 \cdot \frac{1}{l_3} + b_2 \cdot \frac{A}{L_r} + b_3 \cdot \Phi + b_4 \cdot \Phi^2$$

Коэффициенты b_i для стандартных пределов огнестойкости, в зависимости от части сечения и типа бетона, приводятся в Таблице D.2 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2. Проверим рассматриваемую плиту на значение огнестойкости 90 мин по критерию несущей способности «R» (R90). Тогда:

Тип бетона	Предел огнестойкости, мин	Часть сечения профнастила	b_0 , °C	b_1 , °C·мм	b_2 , °C·мм	b_3 , °C	b_4 , °C
Обычный бетон	90	Нижняя полка	1018	-839	-1,55	65,1	-108,1
		Стенка	816	-959	-2,21	464,9	-340,2
		Верхняя полка	618	-2786	-1,79	767,9	-472,0

Вычислим значения температур θ_a для нижней полки, стенки и верхней полки профнастила, исходя из огнестойкости в 90 мин.:

– температура нижней полки $\theta_{a,l}$

$$\theta_{a,l} = 1018 - 839 \cdot \frac{1}{40} - 1,55 \cdot 26 + 65,1 \cdot 0,118 - 108,1 \cdot 0,118^2 = 962,9^\circ C$$

– температура стенки $\theta_{a,w}$

$$\theta_{a,w} = 816 - 959 \cdot \frac{1}{40} - 2,21 \cdot 26 + 464,9 \cdot 0,118 - 340,2 \cdot 0,118^2 = 784,7^\circ C$$

– температура верхней полки $\theta_{a,u}$

$$\theta_{a,u} = 618 - 2786 \cdot \frac{1}{40} - 1,79 \cdot 26 + 767,9 \cdot 0,118 - 472,0 \cdot 0,118^2 = 585,9^\circ C$$

Для получения необходимого предела огнестойкости по критерию несущей способности «R», устанавливается дополнительное резервирующее армирование, наличия которого, как правило, не требуется при проведении расчета для нормальных условий эксплуатации. В сталежелезобетонных плитах, к которым не предъявляются требования по огнестойкости, дополнительное армирование может не устанавливаться вовсе. В рассматриваемом случае, для повышения несущей способности в условиях пожара, используем по одному арматурному стержню $\varnothing 10$ в каждом ребре со

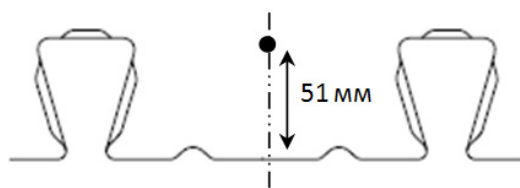
4.3.2 (5)
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

D.2 (1)
Приложение
D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица D.2
Приложение
D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

9. РАСЧЕТ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

следующим расположением:



Температуру θ_s арматурных стержней, расположенных в ребре, определим по формуле:

$$\theta_s = c_0 + \left(c_1 \cdot \frac{u_3}{h_2} \right) + (c_2 \cdot z) + \left(c_3 \cdot \frac{A}{L_r} \right) + (c_4 \cdot \alpha) + \left(c_5 \cdot \frac{1}{l_3} \right)$$

где:

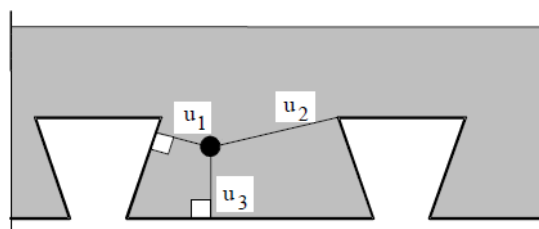
u_3 — расстояние до нижней полки, мм

z — показатель положения арматуры в ребре, мм^{-0.5}

α — угол наклона стенки, град

c_i — коэффициенты, которые для стандартных пределов огнестойкости в зависимости от типа бетона приводятся в Таблице D.3 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2

Параметры, определяющие положение арматурных стержней в ребре профнастила, можно проиллюстрировать следующим образом:



Исходя из предела огнестойкости R90, для обычного бетона, согласно Таблице D.3 Приложения D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, принимаем следующие значения коэффициентов c_i :

Тип бетона	Предел огнестойкости, мин	c_0 , °C	c_1 , °C	c_2 , °C · мм ^{0.5}	c_3 , °C · мм	c_4 , °C/град	c_5 , °C · мм
Обычный бетон	90	1342	-256	-235	-5,30	1,39	-1267

Параметр z , характеризующий положение арматуры, определяется по формуле:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} = \frac{1}{\sqrt{68,5}} + \frac{1}{\sqrt{68,5}} + \frac{1}{\sqrt{51}} = 0,382$$

Отсюда:

D.2 (3)
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Рисунок D.2
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица D.3
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

D.2 (4)
Приложение D
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

$$z = \frac{1}{0,382} = 2,62 \text{ мм}^{-0,5}$$

С учетом всех подстановок, температура θ_s арматурных стержней $\varnothing 10$, расположенных в ребре, по истечении 90 минут пожара составит:

$$\theta_s = 1342 + \left(-256 \cdot \frac{51}{51}\right) + (-235 \cdot 2,62) + (-5,30 \cdot 26) + (1,39 \cdot 105) + \left(-1267 \cdot \frac{1}{40}\right) = 446,7 \text{ }^\circ\text{C}$$

Оценка несущей способности плиты в условиях пожара [критерий «R»]

Расчетная несущая способность сталежелезобетонной плиты на изгиб в условиях пожара $M_{f_i,t,Rd}$ может быть определена как сумма предельных моментов для отдельных элементов сечения с учетом температуры каждого из них:

$$M_{f_i,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i \cdot z_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,f_i,a}}\right) + \alpha_{slab} \cdot \sum_{j=1}^m A_j \cdot z_j \cdot k_{c,\theta,j} \cdot \left(\frac{f_{c,j}}{\gamma_{M,f_i,c}}\right)$$

Значения понижающего коэффициента $k_{y,\theta}$ для сечений класса 4, включая тонкостенные профили, к которым относятся стальные профнастилы, приводятся в Таблице Е.1 Приложения Е ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2. Для горячекатаной арматуры, которая принята в данном случае, значения $k_{y,\theta}$ определяются по Таблице 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2, как для конструкционной стали. Тогда несущую способность каждого стального компонента сечения можно представить в следующей табличной форме:

Компонент сечения	Температура стали, $^\circ\text{C}$	Понижающий коэффициент $k_{y,\theta,i}$	Площадь сечения $A_i, \text{мм}^2$	Предел текучести $f_{y,i}, \text{Н/мм}^2$	$F_i = \frac{A_i \cdot k_{y,\theta,i} \cdot f_{y,i}}{\gamma_{M,f_i,a}}$, кН
Нижняя полка	962,9	0,037	123,3	350	1,6
Стенка	784,7	0,079	95,0	350	2,6
Верхняя полка	585,9	0,332	36,0	350	4,2
Арматура	446,7	0,897	78,5	500	35,2

Сумма предельных моментов для стальных компонентов сечения в пределах одного ребра относительно верхней грани плиты:

Компонент сечения	Предельное усилие в компоненте $F_i, \text{кН}$	Координата ц.т. компонента $z_i, \text{м}$	Предельный момент $M_i, \text{кНм}$
Нижняя полка	1,6	0,139	0,22
Ребро (стенка)	2,6	0,114	0,30
Верхняя полка	4,2	0,088	0,37
Арматура	35,2	0,088	3,10
Σ			3,99

Исходя из условия равновесия продольных усилий, рассчитаем размер сжатой зоны x_{pl} бетона в пластической стадии:

4.3.1 [5]
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

Таблица Е.1
Приложение
Е
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-2
и
Таблица 3.2
ДСТУ-Н Б EN
1994-1-2

$$x_{pl} = \frac{\sum F_i}{\alpha_{slab} \cdot b \cdot f_{cd,fi}} = \frac{1,6 + 2,6 + 4,2 + 35,2}{0,85(110 + 40) 25 \cdot 10^{-3}} = 13,68 \text{ мм} \leq h_1 = 89 \text{ мм}$$

где:

$b = l_1 + l_3$ ширина сечения в пределах одного ребра настила

$f_{cd,fi} = f_{ck} / \gamma_{M,fi,C}$ расчетная цилиндрическая прочность бетона в условиях пожара

Вычислим предельное усилие в бетоне F_c :

$$F_c = \alpha_{slab} \cdot f_{cd,fi} \cdot b \cdot x_{pl} = 0,85 \cdot 25 \cdot 10^{-3} \cdot (110 + 40) \cdot 13,68 = 43,6 \text{ кН},$$

что, по условию равновесия, должно совпадать с $\sum F_i = 43,6 \text{ кН}$.

Тогда предельный изгибающий момент сжатой зоны бетона относительно верхней грани плиты M_c рассчитывается следующим образом:

$$M_c = F_c \cdot \left(\frac{x_{pl}}{2} \right) = 43,6 \cdot \left(\frac{13,68}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 0,298 \text{ кНм}$$

Зная предельные моменты всех составляющих сечения (профнастила, арматуры и бетона) относительно соответствующей точки отсчета, можно определить суммарную несущую способность, которая для одного ребра равна:

$$M_{fi,Rd,rib} = 3,99 - 0,298 = 3,692 \text{ кНм}$$

Приведем полученное значение к метру ширины плиты:

$$M_{fi,Rd} = \frac{M_{fi,Rd,rib}}{b} = \frac{3,692 \cdot 1000}{110 + 40} = 24,6 \text{ кНм/м}$$

Итак, сравним полученное значение несущей способности на изгиб в условиях пожара $M_{fi,Rd}$ с соответствующим расчетным усилием $M_{fi,d}$:

$$20,4 \text{ кНм/м} < 24,6 \text{ кНм/м}$$

Следовательно, плита имеет предел огнестойкости по признаку несущей способности (критерий «R») не менее 90 минут, что соответствует классу огнестойкости не ниже R90.

С учетом всех критериев, класс огнестойкости плиты с заданными параметрами можно определить как R90/EI120.

В Приложении D ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 также приведена упрощенная методика для сечений на опорах неразрезных плит. Она основана на исключении профнастила и редуцировании бетонного сечения на опоре по очертанию изотермы с температурой θ_{lim} . Аналогичную логику снижения характеристик либо редуцирования сечения следует применять и к другим характерным формам отказа.

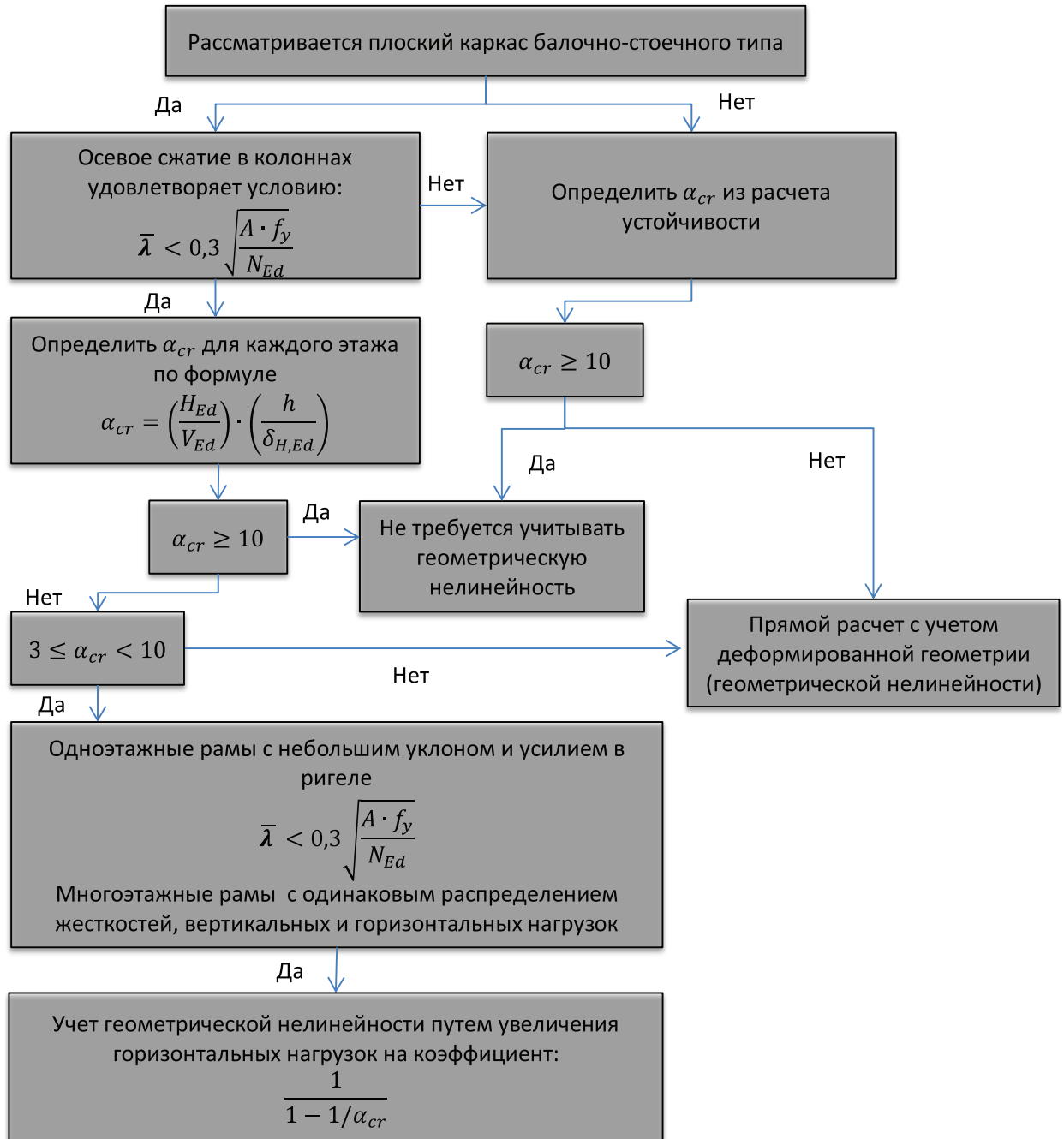
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДСТУ-Н Б EN 1990 «Основы проектирования конструкций»
2. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 «Общие воздействия. Удельный вес, собственный вес, эксплуатационные нагрузки»
3. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 «Общие воздействия. Воздействия на конструкции в условиях пожара»
4. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6 «Общие воздействия. Воздействия на этапе возведения»
5. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 «Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий»
6. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила и правила для зданий»
7. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-2. Общие положения. Расчет конструкций на огнестойкость (EN 1993-1-2:2005, IDT)».
8. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов»
9. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Проектирование соединений (EN 1993-1-8:2005, IDT)».
10. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий»
11. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-2 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Общие правила. Расчет конструкций на огнестойкость»
12. ДСТУ Б В.1.1-17:2007 «Защита от пожара. Огнезащитные покрытия для строительных несущих металлических конструкций. Метод определения огнезащитной способности (ENV 13381-4:2002)».
13. D. Dujmovic, B. Androic, I. Lukacevic «Composite structures according to Eurocode 4. Worked Examples»
14. R. P. Johnson «Composite structures of steel and concrete. Volume 1. Beams, slabs, columns and frames for buildings»
15. Р. П. Джонсон «Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: проектирование сталежелезобетонных конструкций», научная редакция перевода В.О. Алмазов, А.Н. Топилин, МГСУ
16. СТО 57398459-035-2014 «Плиты перекрытий зданий и сооружений сталежелезобетонные с применением стальных профилированных листов. Нормы проектирования»
17. СТО 0047-2005 «Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу»
18. НТП РК Х.ХХ-ХХ-2011 (к СН РК EN 1994-1-1:2004/2011) «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1. Общие положения» (Проект)

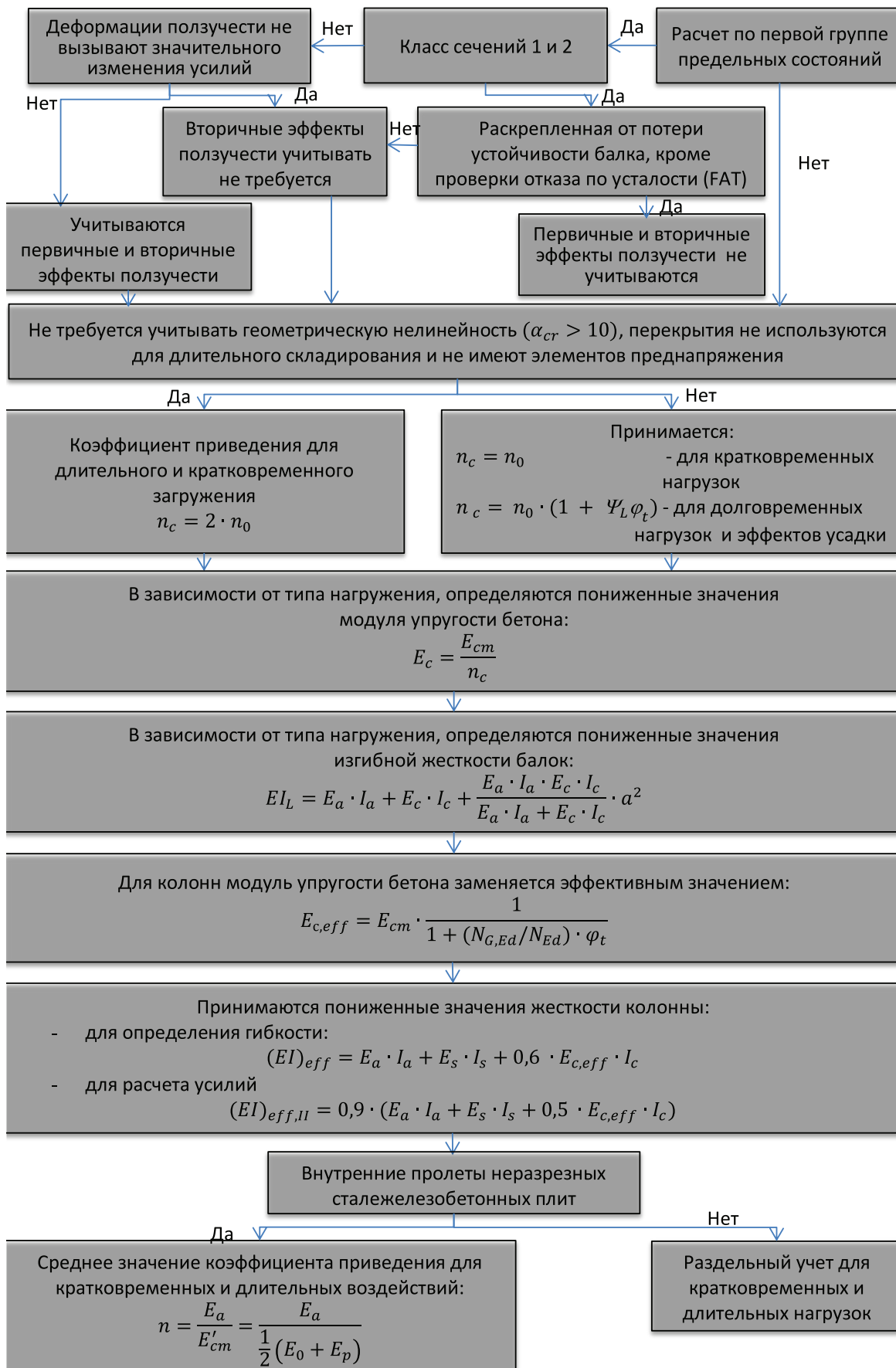
19. НТП РК Х.ХХ-ХХ-2011 (к СН РК EN 1994-1-1:2004/2011) «Проектирование стале-железобетонных конструкций. Часть 2. Монолитные железобетонные перекрытия со стальным профилированным настилом» (Проект)
20. ЦНИИ Промзданий Госстроя СССР «Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом»
21. И. В. Санников, В. А. Величко, С. В. Сломонов, Г. Е. Бимбад, М. Г. Томильцев «Монолитные перекрытия зданий и сооружений»
22. SCI Publication P300, J. W. Rackham, G. H. Couchman, S. J. Hicks «Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction»
23. SCI Publication P359, W. I. Simms, A.F. Hughes «Composite design of steel framed buildings»
24. G. Hanswille «Eurocode 4. Composite columns»
25. BCSA Publication №37/04 «Code of practice for metal decking and stud welding»
26. BCSA Publication №44/07 «BCSA Guide to the installation of deep decking»
27. SCI Publication P355, R. M. Lawson, S. J. Hicks «Design of composite beams with large web openings»
28. S. Hicks «EN1994 – Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Composite slabs»
29. ASC Steel Deck catalogue «Composite deck and non-composite deck»
30. A. Rodega Garcia «Design of composite beams using light steel sections»
31. К.В. Калафат, А.С. Билык, Н.А. Беляев, Э.А. Ковалевская «Расчет огнестойкости стальных конструкций и проектирование огнезащиты в соответствии с Еврокодом 3 и национальными приложениями Украины, публикация УЦСС.
32. Л.Н. Вахитова, К.В. Калафат «Каталог средств огнезащиты стальных конструкций 2017», публикация УЦСС.
33. ISO 834-1:1999 «Fire-resistance tests. Elements of building construction. General requirements».
34. ENV 13381-1:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 1: Horizontal protective membranes».
35. ENV 13381-2:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 2: Vertical protective membranes».
36. ENV 13381-4:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 4: Applied protection to steel members».
37. ENV 13381-5:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 5: Applied protection to concrete/profiled sheet composite members».
38. ENV 13381-6:2002 «Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members – Part 6: Applied protection to concrete filled hollow steel columns».

ПРИЛОЖЕНИЕ А:
РЕКОМЕНДУЕМАЯ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ПРОВЕДЕНИЯ РАСЧЕТОВ ЭЛЕМЕНТОВ

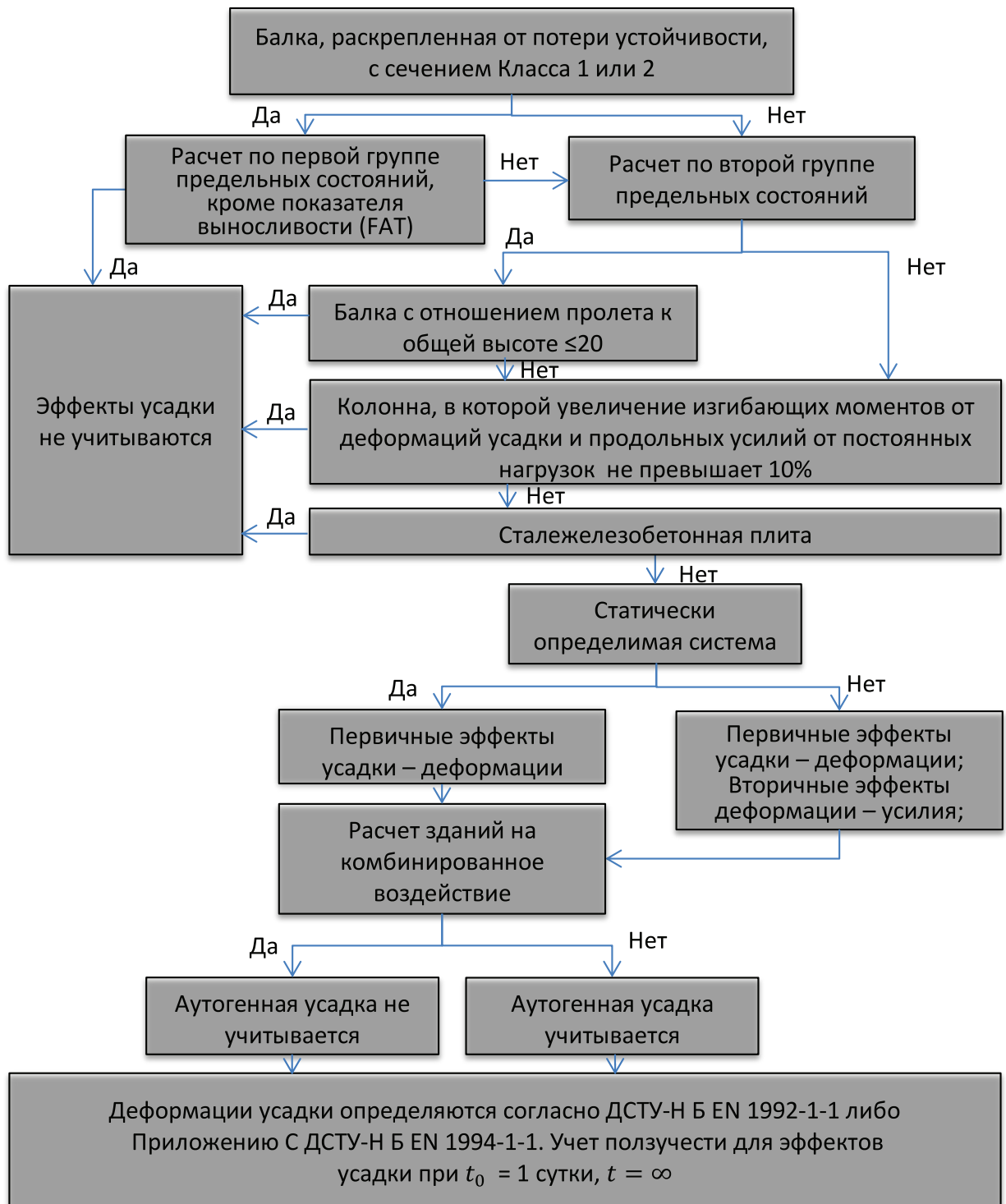
А.1. Учет геометрической нелинейности



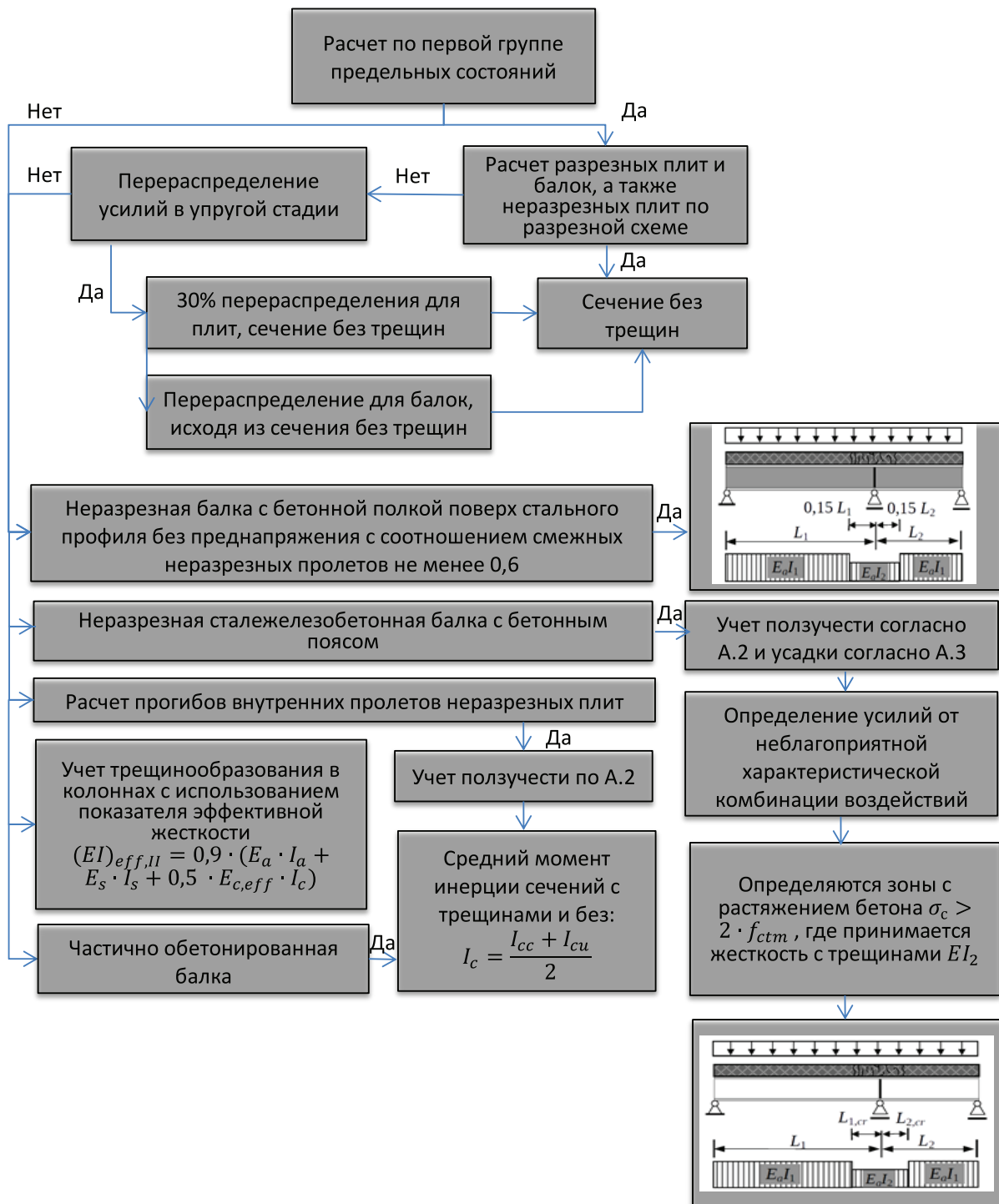
А.2. Учет ползучести



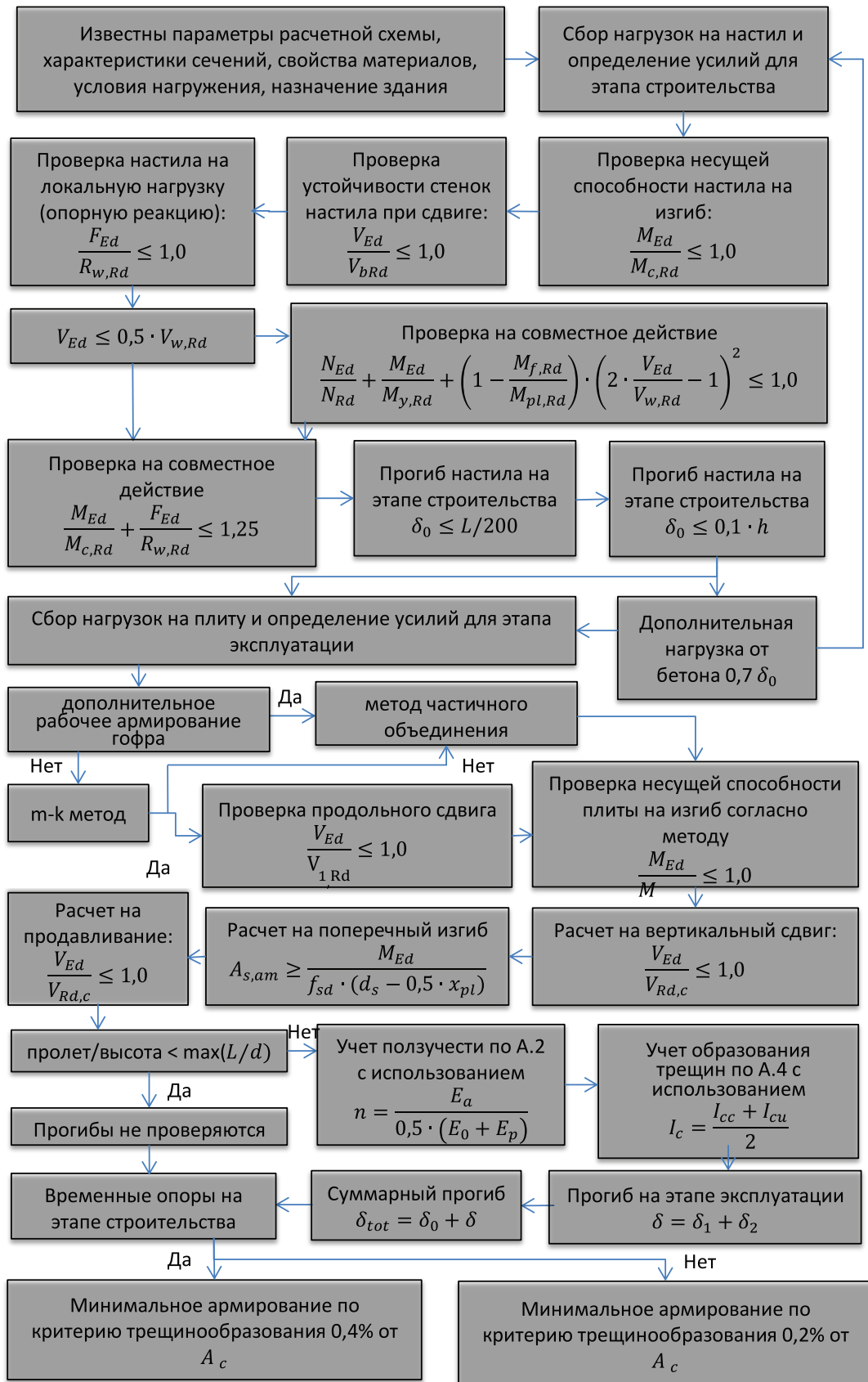
А.3. Учет усадки



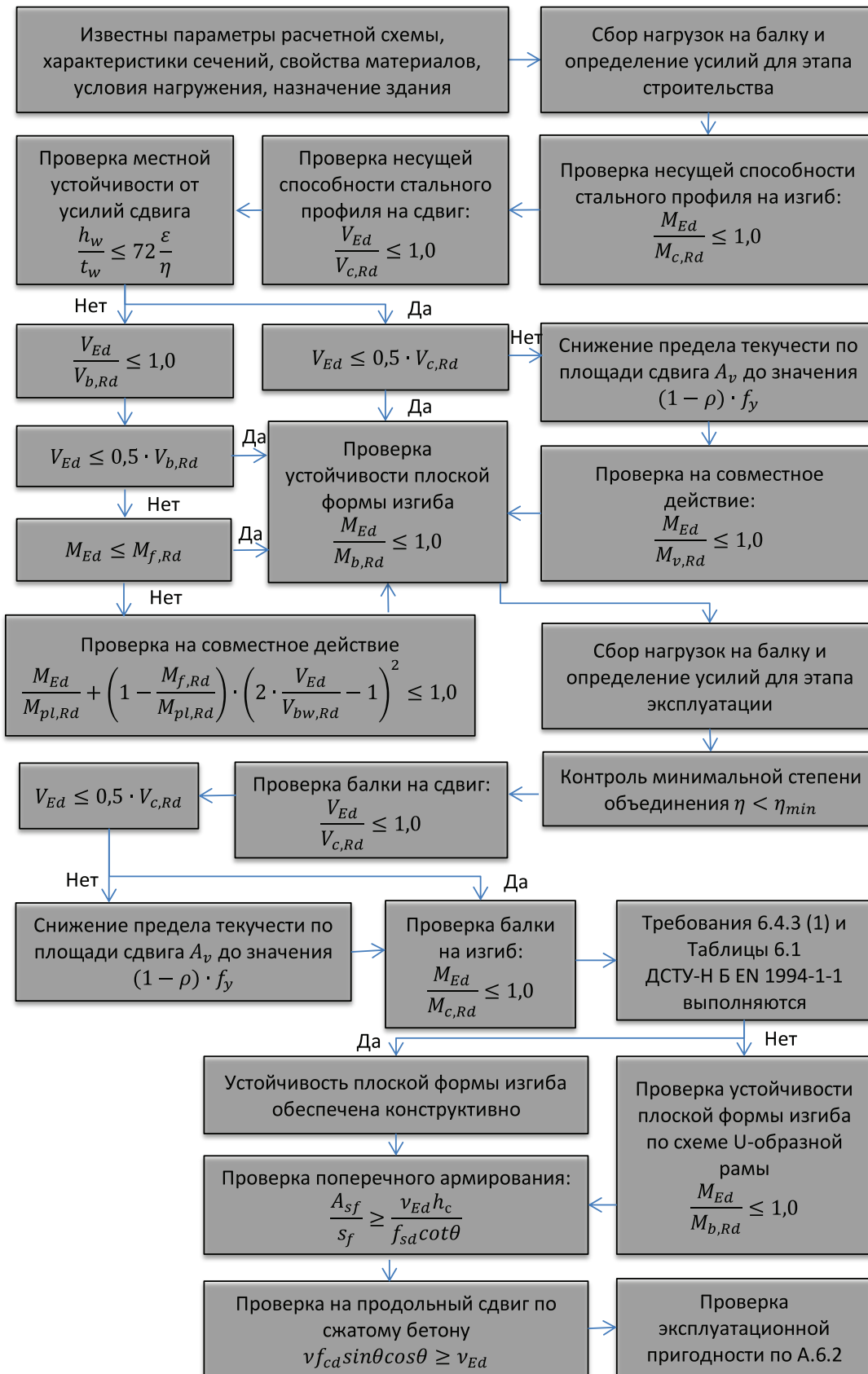
А.4. Учет образования трещин



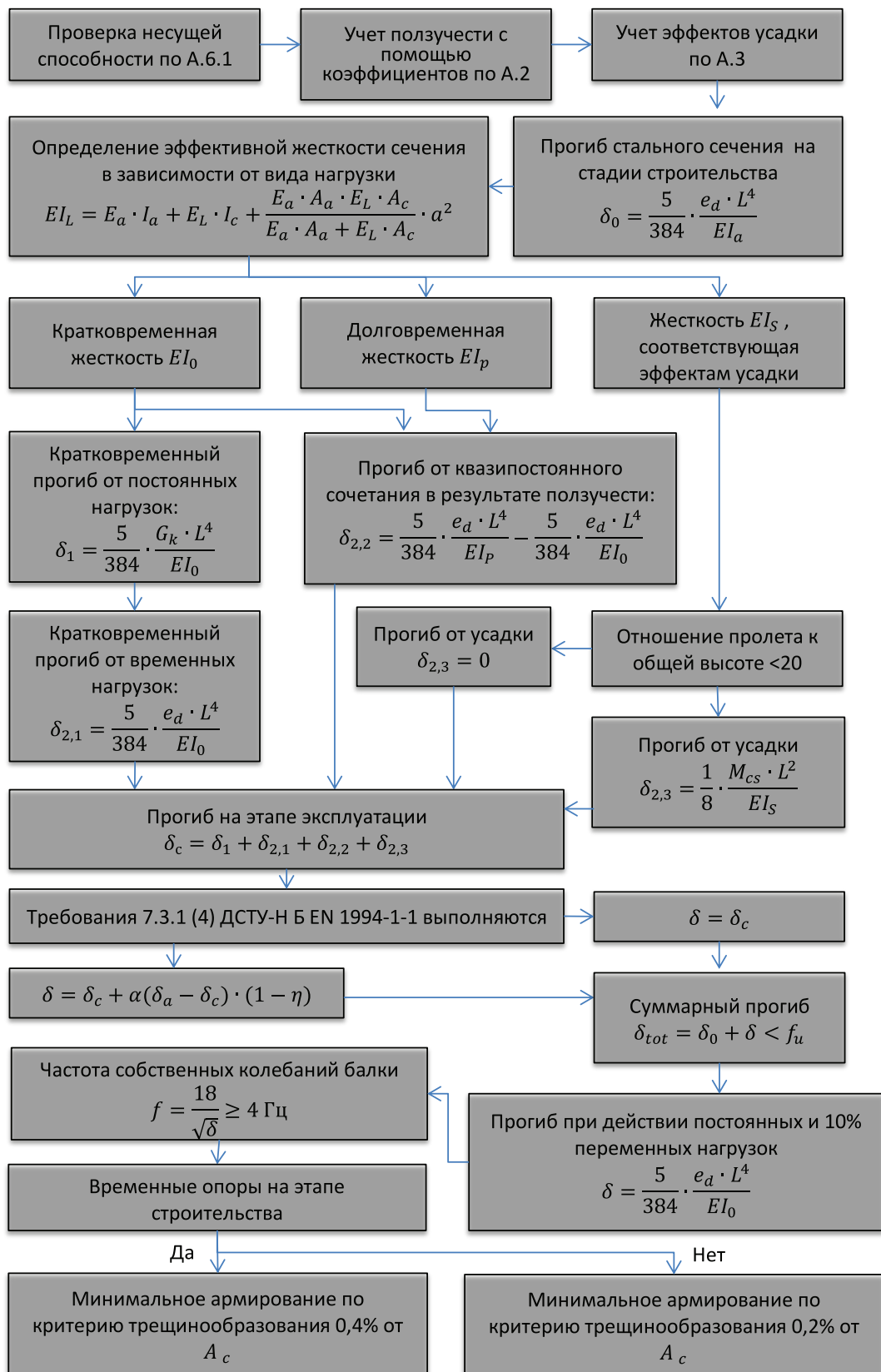
А.5. Расчет неразрезной сталежелезобетонной плиты



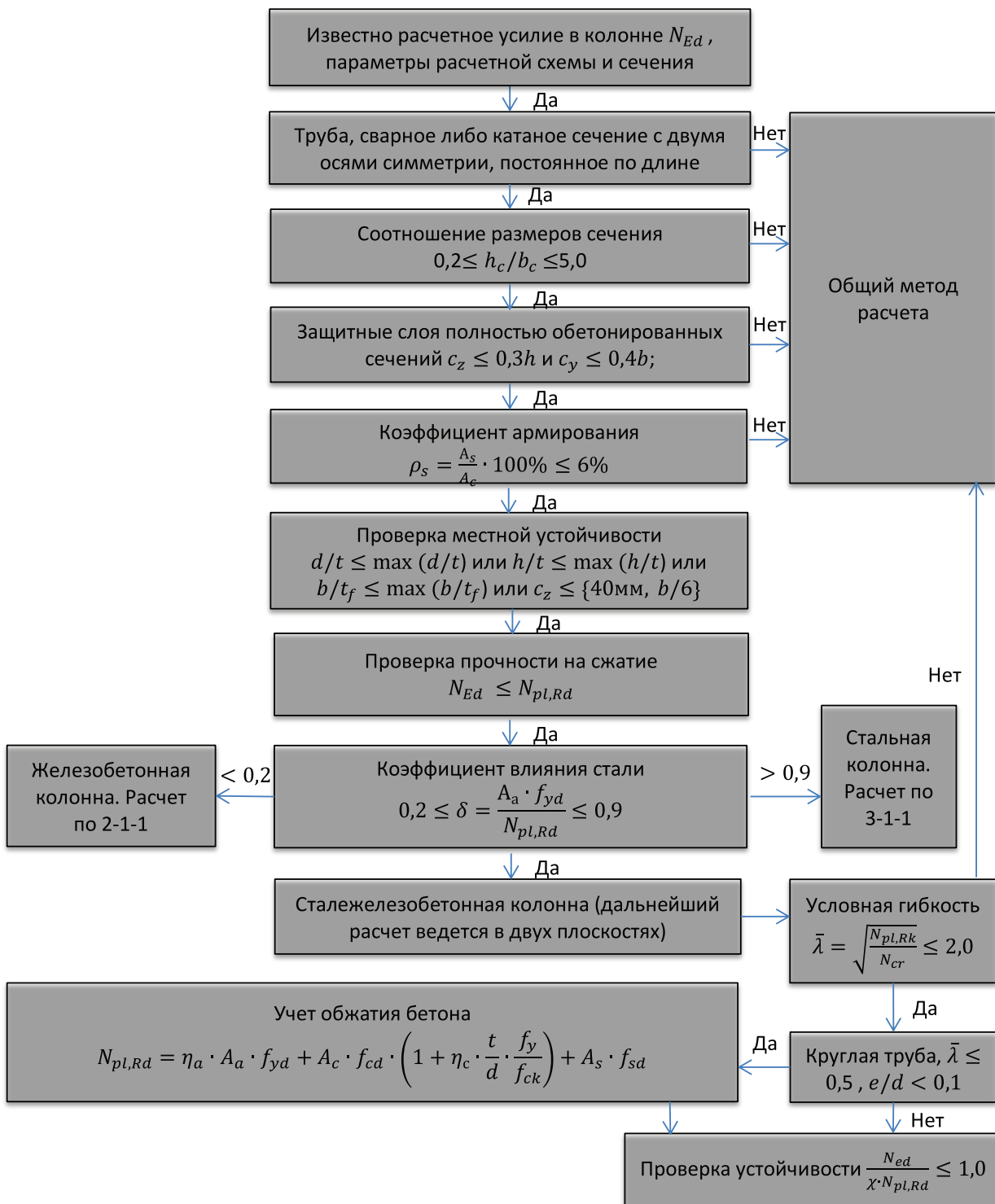
А.6.1 Расчет шарнирно опертой однопролетной сталежелезобетонной балки по несущей способности



А.6.2 Расчет шарнирно опертой однопролетной сталежелезобетонной балки по эксплуатационной пригодности



А.7. Расчет центрально-сжатой колонны



А.8. Расчет сжато-изогнутой колонны

