

Еврокод 2
ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 2. Железобетонные мосты.
Правила проектирования и расчета

Еўракод 2
ПРАЕКТАВАННЕ ЖАЛЕЗАБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦЫЙ
Частка 2. Жалезабетонныя масты.
Правілы праектавання і разліку

(EN 1992-2:2005, IDT)

Издание официальное

Ключевые слова: железобетонные конструкции, долговечность, защитный слой, предельные состояния по несущей способности, надежность, характеристики арматуры, усадка и ползучесть

Предисловие

Цели, основные принципы, положения по государственному регулированию и управлению в области технического нормирования и стандартизации установлены Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации».

1 ПОДГОТОВЛЕН Государственным предприятием «БелдорНИИ»

ВНЕСЕН Департаментом «Белавтодор» Министерства транспорта и коммуникаций Республики Беларусь

2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ приказом Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 10 декабря 2009 г. № 404

В Национальном комплексе технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства настоящий технический кодекс установившейся практики входит в блок 3.03 «Сооружения транспорта и транспортная инфраструктура»

3 Настоящий технический кодекс установившейся практики идентичен европейскому стандарту **EN 1992-2:2005** Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 2. Concrete bridges. Design and detailing rules (Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета).

Европейский стандарт разработан техническим комитетом по стандартизации CEN/TC 250 «Еврокоды конструкций», секретариат которого находится при BSI.

Перевод с английского языка (en).

Официальные экземпляры европейского стандарта, на основе которого подготовлен настоящий технический кодекс установившейся практики, и европейских стандартов, на которые даны ссылки, имеются в Национальном фонде ТНПА.

В разделе «Нормативные ссылки» и тексте технического кодекса установившейся практики ссылочные европейские стандарты актуализированы.

Сведения о соответствии государственных стандартов ссылочным европейским стандартам приведены в дополнительном приложении Д.А.

Степень соответствия — идентичная (IDT)

4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

© Минстройархитектуры, 2010

Настоящий технический кодекс установившейся практики не может быть воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь

Белорусская редакция**Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций.
Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета**

Настоящий технический кодекс установившейся практики разработан на основе европейского стандарта, принятого CEN 25 апреля 2005 г.

Члены Европейского комитета по стандартизации (CEN) обязаны выполнять регламент CEN/CENELEC, в котором содержатся условия, при которых европейскому стандарту придается статус национально-го стандарта без каких-либо изменений. Актуализированные списки данных национальных стандартов с их библиографическими данными можно получить в центральном секретариате или у любого члена CEN по запросу.

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

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



Европейский комитет по стандартизации
Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization
Comitee Europeen de Normalisation

Введение к Еврокодам

Европейский стандарт (EN 1992-2:2005) разработан техническим комитетом CEN/TC 250 «Еврокоды конструкций», секретариат которого находится при BSI.

Настоящий европейский стандарт должен получить статус национального стандарта путем публикации идентичного текста или путем утверждения настоящего текста не позднее августа 2006 г. Национальные стандарты, противоречащие настоящему стандарту, должны быть отменены не позднее марта 2010 г.

В соответствии с регламентом Европейского комитета по стандартизации и Европейского комитета по стандартизации в электротехнике (CEN/CENELEC) национальные институты по стандартизации следующих стран договорились о принятии настоящего европейского стандарта: Австрия, Бельгия, Кипр, Чехия, Дания, Эстония, Финляндия, Франция, Германия, Греция, Венгрия, Исландия, Ирландия, Италия, Латвия, Литва, Люксембург, Мальта, Нидерланды, Норвегия, Польша, Португалия, Словакия, Словения, Испания, Швеция, Швейцария, Великобритания.

С принятием настоящего Еврокода утрачивает силу стандарт ENV 1992-2:1996.

Статус и область применения Еврокодов

См. EN 1992-1-1.

Национальные редакции Еврокодов

См. EN 1992-1-1.

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

См. EN 1992-1-1.

Дополнительные сведения о EN 1992-2 и его связи с EN 1992-1-1

EN 1992-2 устанавливает принципы и требования в отношении безопасности, эксплуатационной пригодности и надежности железобетонных конструкций, а также специальные положения в отношении мостов. Стандарт основывается на концепции предельных состояний, применяемой в сочетании с методом частных коэффициентов безопасности.

В EN 1992-2 приводятся принципы и правила проектирования мостов в дополнение к принципам и правилам, приведенным в EN 1992-1-1. Все относящиеся к соответствующим случаям пункты EN 1992-1-1 применимы к проектированию мостов, за исключением пунктов, исключенных или измененных в соответствии с EN 1992-2. Кроме того, некоторые сведения добавлены в EN 1992-2 в виде новых пунктов или в виде изменений некоторых пунктов EN 1992-1-1, не являющихся специальными положениями по проектированию мостов и относящихся исключительно к EN 1992-1-1. Такие дополнения и изменения рассматриваются как точная интерпретация EN 1992-1-1, и проекты, соответствующие требованиям EN 1992-2, рассматриваются как соответствующие принципам, изложенным в EN 1992-1-1.

Пункты EN 1992-2, вносящие изменения в пункты EN 1992-1-1, нумеруются путем добавления числа 100 к соответствующему номеру пункта в EN 1992-1-1.

Если в EN 1992-2 вносятся дополнительные пункты или подпункты, то они нумеруются путем добавления числа 101 к последнему соответствующему номеру пункта или подпункта в EN 1992-1-1.

При проектировании новых конструкций должен непосредственно применяться EN 1992-2 в сочетании с другими частями EN 1992, а также с Еврокодами EN 1990, EN 1991, EN 1997, EN 1998.

EN 1992-2 является также справочным документом для других технических комитетов CEN по вопросам, связанным со строительными конструкциями.

EN 1992-2 предназначен для использования следующими лицами и организациями:

- организациями, разрабатывающими другие стандарты в области проектирования строительных конструкций и связанных с ними изделий, а также в области испытаний и выполнения строительных работ;
- заказчиками (например, для формулирования конкретных требований в отношении уровней надежности и долговечности);

- проектировщиками и конструкторами;
- соответствующими органами управления.

Приведенные в настоящем стандарте числовые значения частных коэффициентов безопасности и других параметров надежности рекомендуется использовать в качестве базовых величин, обеспечивающих приемлемый уровень надежности. При выборе этих величин предполагалось, что будет обеспечен надлежащий уровень выполнения работ и управления качеством. Если EN 1992-2 используется в качестве базового документа другими техническими комитетами CEN, то эти комитеты должны использовать величины, приведенные в настоящем стандарте.

Национальное приложение к техническому кодексу установившейся практики ТКП EN 1992-2

В европейском стандарте некоторые значения сопровождаются примечаниями, указывающими, что эти значения могут устанавливаться по выбору конкретной страны. Поэтому национальные стандарты, реализующие EN 1992-2, должны содержать национальное приложение (National Annex), содержащее все устанавливаемые на уровне страны параметры, которые должны применяться при проектировании мостов, предназначенных для строительства в соответствующей стране.

Выбор на уровне страны допускается в следующих элементах EN 1992-2:

3.1.2 (102)P	5.3.2.2 (104)	6.8.1 (102)	9.1 (103)
3.1.6 (101)P	5.5 (104)	6.8.7 (101)	9.2.2 (101)
3.1.6 (102)P	5.7 (105)	7.2 (102)	9.5.3 (101)
3.2.4 (101)P	6.1 (109)	7.3.1 (105)	9.7 (102)
4.2 (105)	6.1 (110)	7.3.3 (101)	9.8.1 (103)
4.2 (106)	6.2.2 (101)	7.3.4 (101)	11.9 (101)
4.4.1.2 (109)	6.2.3 (103)	8.9.1 (101)	113.2 (102)
5.1.3 (101)P	6.2.3 (107)	8.10.4 (105)	113.3.2 (103).
5.2 (105)	6.2.3 (109)	8.10.4 (107)	

Национальное введение

Настоящий технический кодекс установившейся практики (далее — технический кодекс) подготовлен на основе европейского стандарта **EN 1992-2:2005** с идентичной степенью соответствия, разработанного CEN/TC 250 «Еврокоды конструкций», секретариат которого находится при BSI.

Ответственным органом по подготовке технического кодекса является научно-проектно-производственное республиканское унитарное предприятие «Стройтехнорм» (РУП «Стройтехнорм»).

Настоящий технический кодекс является частью группы ТНПА, рассматривающих проектирование конструкций, которые предназначены для применения в виде «комплекса».

Содержание

1	Общие положения	1
1.1	Область применения	1
1.1.2	Область применения части 2 Еврокода 2	1
1.106	Условные обозначения	1
1.2	Нормативные ссылки	5
2	Основы проектирования	5
3	Материалы	5
3.1	Бетон	6
3.1.2	Прочность	6
3.1.6	Расчетные значения прочности бетона на сжатие и на растяжение	6
3.2	Арматурная сталь	6
3.2.4	Характеристика деформативности	6
4	Долговечность. Защитный слой	7
4.2	Условия окружающей среды	7
4.3	Требования к долговечности	7
4.4	Методы проверок соответствия	7
4.4.1	Защитный слой	7
4.4.1.2	Минимальный защитный слой c_{min}	7
5	Расчет конструкций	8
5.1	Общие положения	8
5.1.1	Общие требования	8
5.1.3	Случаи и сочетания нагрузок	8
5.2	Геометрические несовершенства	9
5.3	Идеализация конструкции	9
5.3.1	Расчетные модели для общего расчета	9
5.3.2	Геометрические характеристики	9
5.3.2.2	Расчетный пролет балок и плит	9
5.5	Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением	9
5.6	Пластический расчет	10
5.6.1	Общие сведения	10
5.6.2	Пластический расчет для балок, рам и плит	10
5.6.3	Предельный угол поворота сечения	10
5.7	Нелинейный расчет	10
5.8	Расчет эффектов второго порядка при осевой нагрузке	11
5.8.3	Упрощенные критерии эффектов второго порядка	11
5.8.3.3	Общие эффекты второго порядка в сооружениях	11
5.8.4	Ползучесть	11

5.10 Предварительно напряженные элементы и конструкции	11
5.10.1 Общие сведения	11
5.10.8 Влияние предварительного напряжения на предельное состояние по несущей способности	11
6 Предельные состояния по несущей способности (ULS)	11
6.1 Изгиб с осевой нагрузкой или без нее	12
6.2 Поперечная сила	13
6.2.2 Элементы, не требующие поперечного армирования	13
6.2.3 Расчет поперечного армирования элементов	14
6.2.4 Сдвиг между ребром и полкой тавровых сечений	16
6.2.5 Сдвиг по контактной поверхности бетонных элементов, изготовленных в разное время	17
6.2.106 Сдвиг по стыку бетонных конструкций, изготовленных в разное время	17
6.3 Кручение	18
6.3.2 Порядок расчета	18
6.7 Местное действие нагрузки	19
6.8 Усталость	20
6.8.1 Условия проверки	20
6.8.4 Порядок проверки для ненапрягаемой и предварительно напряженной арматуры	20
6.8.7 Проверка бетона на сжатие или поперечную силу	20
6.109 Мембранные элементы	21
7 Предельные состояния по пригодности к эксплуатации (SLS)	22
7.2 Ограничения напряжений	22
7.3 Контроль трещин	22
7.3.1 Общие положения	22
7.3.2 Минимальные площади арматуры	23
7.3.3 Контроль трещиностойкости без прямого расчета	24
7.3.4 Расчет ширины раскрытия трещин	24
7.4 Контроль прогибов	24
7.4.1 Общие положения	24
7.4.2 Случаи, не требующие расчета	24
8 Конструктивные требования к арматуре и предварительно напряженным арматурным элементам. Общие положения	25
8.9 Пучки арматурных стержней	25
8.9.1 Общие положения	25
8.10 Предварительно напряженные арматурные элементы	25
8.10.3 Анкеровка при натяжении на упоры	25
8.10.4 Анкеры и муфты для предварительно напряженных арматурных элементов	26
9 Конструирование элементов конструкций и специальные правила	26
9.1 Общие сведения	27
9.2 Балки	27
9.2.2 Поперечное армирование	27
9.5 Колонны	27
9.5.3 Поперечное армирование	27

9.7 Балки-стенки	27
9.8 Фундаменты	28
9.8.1 Свайные ростверки	28
9.10 Системы связей	28
10 Дополнительные правила для элементов и конструкций из сборного железобетона	28
10.1 Общие сведения	28
10.9 Специальные правила конструирования и расчета	28
10.9.7 Системы связей	28
11 Конструкции из легкого бетона	28
11.9 Специальные правила конструирования и расчета	29
12 Бетонные и слабоармированные конструкции	29
113 Проектирование с учетом технологии строительства	29
113.1 Общие положения	29
113.2 Нагрузки и воздействия в ходе строительства	29
113.3 Критерии проверки	29
113.3.1 Предельные состояния по несущей способности	29
113.3.2 Предельные состояния по пригодности к эксплуатации	30
Приложение А (справочное) Частные коэффициенты безопасности для материалов	31
Приложение В (справочное) Относительные деформации ползучести и усадки	32
Приложение С (обязательное) Свойства арматурной стали, пригодной для использования с настоящим Еврокодом	37
Приложение D (справочное) Более точный метод расчета потерь усилий напряжения из-за релаксации	37
Приложение E (справочное) Индикативные классы прочности для обеспечения долговечности	37
Приложение F (справочное) Уравнения для определения напряжений в арматуре при плоском напряженном состоянии	38
Приложение G (справочное) Взаимодействие конструкций с основанием	40
Приложение H (справочное) Общие эффекты второго порядка в конструкциях	40
Приложение I (справочное) Расчет плит перекрытий и диафрагм	40
Приложение J (справочное) Отдельные правила расчета и конструирования	41
Приложение KK (справочное) Зависимые от времени характеристики бетона	43
Приложение LL (справочное) Элементы бетонной оболочки	47
Приложение MM (справочное) Сдвиг и поперечный изгиб	52
Приложение NN (справочное) Повреждающие эквивалентные напряжения для проверки на усталостную прочность	54
Приложение OO (справочное) Характерные области сложного напряженно-деформированного состояния мостов	62
Приложение PP (справочное) Формат обеспечения надежности для нелинейного расчета	67
Приложение QQ (справочное) Расчет по трещиностойкости стенок балок	70
Библиография	71
Приложение Д.А (справочное) Сведения о соответствии государственных стандартов ссылочным европейским стандартам	72
Национальное приложение	73

ТЕХНИЧЕСКИЙ КОДЕКС УСТАНОВИВШЕЙСЯ ПРАКТИКИ

Еврокод 2**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ****Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета****Еўракод 2****ПРАЕКТАВАННЕ ЖАЛЕЗАБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦЫЙ****Частка 2. Жалезабетонныя масты. Правілы праектавання і разліку****Eurocode 2****Design of concrete structures****Part 2. Concrete bridges. Design and detailing rules**

Дата введения 2010-01-01

1 Общие положения

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

1.1.1 (1)P	1.1.2 (3)P	1.2.2	1.5.2.1
1.1.1 (2)P	1.1.2 (4)P	1.3 (1)P	1.5.2.2
1.1.1 (3)P	1.2 (1)P	1.4 (1)P	1.5.2.3
1.1.1 (4)P	1.2.1	1.5.1 (1)P	1.5.2.4.

1.1 Область применения**1.1.2 Область применения части 2 Еврокода 2**

(101)P Часть 2 Еврокода 2 устанавливает основные положения в области проектирования мостов и конструкций из бетона, железобетона и предварительно напряженного бетона с тяжелыми и легкими заполнителями.

(102)P В части 2 рассматриваются следующие вопросы:

раздел 1. Общие положения

раздел 2. Основы проектирования

раздел 3. Материалы

раздел 4. Долговечность. Защитный слой

раздел 5. Расчет конструкций

раздел 6. Предельные состояния по несущей способности (ULS)

раздел 7. Предельные состояния по пригодности к эксплуатации (SLS)

раздел 8. Конструктивные требования к арматуре и предварительно напряженным арматурным элементам. Общие положения

раздел 9. Конструирование элементов конструкций и специальные правила

раздел 10. Дополнительные правила для элементов и конструкций из сборного железобетона

раздел 11. Конструкции из легкого бетона

раздел 12. Бетонные и слабоармированные конструкции

раздел 113. Проектирование с учетом технологии строительства.

1.106 Условные обозначения

В настоящем стандарте применяются следующие условные обозначения.

Примечание — Используемая система условных обозначений основана на [1]. Насколько это возможно, используются символы, имеющие единственное значение. Однако в некоторых случаях символ может иметь несколько значений, в зависимости от контекста.

Прописные буквы латинского алфавита

A	— случайное воздействие;
A	— площадь поперечного сечения;
A_c	— площадь поперечного сечения бетона;
A_{cl}	— площадь бетона в зоне растяжения;
A_p	— площадь сечения одного или нескольких преднапряженных стержней;
A_s	— площадь сечения ненапрягаемой арматуры;
$A_{s,min}$	— минимальная площадь сечения ненапрягаемой арматуры;
A_{sw}	— площадь сечения поперечной арматуры;
D	— диаметр оправки;
D_{Ed}	— коэффициент усталостного повреждения;
E	— результат воздействия;
$E_c, E_{c(28)}$	— модуль упругости тяжелого бетона при напряжении $\sigma_c = 0$ на 28-й день;
$E_{c,eff}$	— эффективный модуль упругости бетона;
E_{cd}	— расчетное значение модуля упругости бетона;
E_{cm}	— секущий модуль упругости бетона;
$E_c(t)$	— модуль упругости тяжелого бетона при напряжении $\sigma_c = 0$ на момент времени t ;
E_p	— расчетное значение модуля упругости предварительно напряженной арматуры;
E_s	— расчетное значение модуля упругости ненапрягаемой арматуры;
EI	— жесткость при изгибе;
EQU	— статическое равновесие;
F	— сила, воздействие;
F_d	— расчетное значение воздействия;
F_k	— характеристическое (нормативное) значение воздействия;
G_k	— характеристическое (нормативное) значение постоянного воздействия;
I	— момент инерции бетонного сечения;
J	— функция ползучести;
K_c	— коэффициент трещиностойкости и ползучести;
K_s	— коэффициент армирования;
L	— длина;
M	— изгибающий момент;
M_{Ed}	— расчетное значение внутреннего изгибающего момента;
M_{rep}	— момент трещинообразования;
N	— продольная сила или количество циклических нагрузок при усталости;
N_{Ed}	— расчетное значение продольной силы (растяжение или сжатие);
P	— усилие предварительного напряжения;
P_0	— начальное усилие предварительного напряжения на конце арматурного элемента непосредственно после напряжения;
Q_k	— характеристическое (нормативное) значение переменного воздействия;
Q_{fat}	— характеристическое (нормативное) значение переменного воздействия при расчете на выносливость;
R	— сопротивление или функция релаксации;
S	— внутренние усилия и моменты;
S	— статический момент;
SLS	— предельное состояние по пригодности к нормальной эксплуатации;
T	— крутящий момент;
T_{Ed}	— расчетный крутящий момент;
ULS	— предельное состояние по несущей способности;
V	— поперечная сила;
V_{Ed}	— расчетное значение поперечной силы;
Vol	— интенсивность движения;
X	— рекомендуемый предел процента армирования предварительно напряженных арматурных элементов в сечении.

Строчные буквы латинского алфавита

a	— расстояние;
a	— геометрические данные;
Δa	— отклонение геометрических параметров;
b	— общая ширина поперечного сечения или ширина полки тавровой или L-образной балки;
b_w	— ширина ребра тавровой, двутавровой или L-образной балки;
c_{min}	— минимальный защитный слой;
d	— диаметр, глубина;
d	— эффективная высота поперечного сечения;
d_g	— максимальный размер крупного заполнителя;
e	— эксцентриситет;
f	— частота;
f_c	— предел прочности бетона при осевом сжатии;
f_{cd}	— расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии;
f_{ck}	— характеристическая (нормативная) цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут;
f_{cm}	— среднее значение прочности бетонного цилиндра на сжатие;
f_{ctb}	— расчетное значение предела прочности бетона при осевом растяжении;
f_{ctk}	— характеристический (нормативный) предел прочности бетона при осевом растяжении;
f_{ctm}	— среднее значение прочности бетона на осевое растяжение;
f_{ctx}	— предел прочности бетона при растяжении при расчете момента трещинообразования;
f_p	— предел прочности предварительно напряженной арматуры растяжению;
f_{pk}	— характеристический (нормативный) предел прочности предварительно напряженной арматуры растяжению;
$f_{p0,1}$	— 0,1 %-ный условный предел текучести предварительно напряженной арматуры;
$f_{p0,1k}$	— характеристический (нормативный) 0,1 %-ный условный предел текучести предварительно напряженной арматуры;
$f_{0,2k}$	— характеристический (нормативный) 0,2 %-ный условный предел текучести арматуры;
f_t	— предел прочности арматуры на растяжение;
f_{tk}	— характеристический (нормативный) предел прочности арматуры на растяжение;
f_y	— предел текучести арматуры;
f_{yd}	— расчетный предел текучести арматуры;
f_{yk}	— характеристический (нормативный) предел текучести арматуры;
f_{ywd}	— расчетный предел текучести поперечной арматуры;
h	— высота;
h	— полная высота сечения;
i	— радиус инерции;
k	— коэффициент, фактор;
l	— длина, пролет или высота;
m	— масса, плитные элементы;
n	— пластинчатые элементы;
q_{ud}	— максимальное значение комбинации, достигнутое в нелинейном анализе;
r	— радиус или корректирующий коэффициент для предварительного напряжения;
$1/r$	— кривизна сечения;
s	— расстояние между трещинами;
t	— толщина;
t	— время;
t_0	— возраст бетона на момент нагружения;
u	— периметр сечения бетонной конструкции площадью A_c ;
u	— составляющая смещения точки;
v	— составляющая смещения точки или поперечная сила;
w	— составляющая смещения точки или ширина раскрытия трещины;
x	— высота нейтральной оси;
x, y, z	— координаты;

- x_u — высота нейтральной оси в предельном состоянии по несущей способности после перераспределения;
 z — плечо рычага внутренних сил.

Прописные буквы греческого алфавита

- Φ — динамический коэффициент (согласно EN 1991-2).

Строчные буквы греческого алфавита

- α — угол, отношение, коэффициент долгосрочного действия или отношение главных напряжений;
 α_e — отношение E_s/E_{cm} ;
 α_h — понижающий коэффициент для θ_1 ;
 β — угол, отношение, коэффициент;
 γ — частный коэффициент безопасности;
 γ_A — частный коэффициент безопасности для случайных воздействий A ;
 γ_C — частный коэффициент безопасности для бетона;
 γ_F — частный коэффициент безопасности для воздействий F ;
 $\gamma_{F,fat}$ — частный коэффициент безопасности при многократно повторяющихся воздействиях;
 $\gamma_{C,fat}$ — частный коэффициент безопасности при многократно повторяющихся воздействиях для бетона;
 γ_O — общий коэффициент;
 γ_G — частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий G ;
 γ_M — частный коэффициент безопасности для свойства материала, учитывающий неопределенности свойств самого материала, геометрические несовершенства, используемые в расчетной модели;
 γ_P — частный коэффициент безопасности для воздействий, связанных с предварительным напряжением P ;
 γ_Q — частный коэффициент безопасности для переменных воздействий Q ;
 γ_S — частный коэффициент безопасности для ненапрягаемой или предварительно напряженной арматуры;
 $\gamma_{S,fat}$ — частный коэффициент безопасности для ненапрягаемой или предварительно напряженной арматуры при многократно повторяющихся воздействиях;
 γ_f — частный коэффициент безопасности для воздействий, принимаемый без учета неопределенностей в расчетной модели;
 γ_g — частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий, принимаемый без учета неопределенностей в расчетной модели;
 γ_m — частный коэффициент безопасности для свойств материала, учитывающий только неопределенности свойств самого материала;
 δ — приращение, коэффициент перераспределения;
 ξ — функция перераспределения ползучести или коэффициент прочности сцепления;
 ξ — понижающий коэффициент, коэффициент распределения;
 ϵ_c — относительная деформация сжатия в бетоне;
 ϵ_{ca} — собственная усадка;
 ϵ_{cc} — относительная деформация ползучести;
 ϵ_{cd} — усадка при высыхании;
 ϵ_{c1} — относительная деформация сжатия в бетоне при пиковой нагрузке f_c ;
 ϵ_{cu} — предельная относительная деформация сжатия в бетоне;
 ϵ_u — относительная деформация ненапрягаемой или предварительно напряженной арматуры при максимальной нагрузке;
 ϵ_{uk} — характеристическая (нормативная) относительная деформация ненапрягаемой или предварительно напряженной арматуры при максимальной нагрузке;
 θ — угол;
 θ_1 — угол наклона для геометрических дефектов;
 λ — коэффициент гибкости или эквивалентный коэффициент при усталости;

μ	— коэффициент трения между предварительно напряженными арматурными элементами и каналами;
ν	— коэффициент Пуассона;
ν	— коэффициент снижения предела прочности на сжатие для бетона с трещинами;
ρ	— плотность сухого бетона, кг/м ³ ;
ρ_{1000}	— величина потери от релаксации, %, через 1000 ч после натяжения при средней температуре 20 °C;
ρ_1	— коэффициент армирования для продольной арматуры;
ρ_w	— коэффициент армирования для поперечной арматуры;
σ_c	— сжимающее напряжение в бетоне;
σ_{cp}	— сжимающее напряжение в бетоне при осевой нагрузке или предварительном напряжении;
σ_{cu}	— сжимающее напряжение в бетоне при предельной относительной деформации сжатия ε_{cu} ;
τ	— касательное напряжение;
$\varnothing$	— диаметр арматурного стержня или напрягаемого пучка;
$\varnothing_n$	— эквивалентный диаметр пучка арматурных стержней;
$\varphi(t, t_0)$	— коэффициент ползучести для бетона в интервале времени t_0 до t ;
φ_{fat}	— динамический эквивалентный коэффициент при усталости;
$\varphi(\infty, t_0)$	— предельное значение коэффициента ползучести;
ψ	— коэффициенты, определяющие репрезентативные (характерные) величины временных воздействий:
ψ_0	— для комбинированных величин;
ψ_1	— для часто повторяющихся величин;
ψ_2	— для длительно действующих величин;
χ	— коэффициент износа (старения).

1.2 Нормативные ссылки

Настоящий технический кодекс содержит датированные и недатированные ссылки на стандарты и положения других документов. Нормативные ссылки, перечисленные ниже, приведены в соответствующих местах в тексте. Для датированных ссылок последующие изменения или пересмотр их применяют в настоящем техническом кодексе только при внесении в него изменений или пересмотре. Для недатированных ссылок применяют их последние издания (включая изменения).

Примечание — Еврокоды опубликованы как европейские предварительные стандарты. В разделах европейского стандарта даются ссылки на действующие стандарты и на стандарты, находящиеся на стадии разработки.

EN 1990 Основы проектирования сооружений

EN 1991-1-6 Воздействия на сооружения: воздействия в период строительства

EN 1991-2 Воздействия на конструкции: транспортные нагрузки на мосты

EN 1992-1-1 Проектирование железобетонных конструкций: общие правила и правила для зданий

EN 13670 Возведение железобетонных конструкций.

2 Основы проектирования

Применяются все элементы EN 1992-1-1.

3 Материалы

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

3.1.1 (1)P	3.1.8 (1)	3.3.1 (1)P	3.3.4 (5)
3.1.1 (2)	3.1.9 (1)	3.3.1 (2)P	3.3.5 (1)P
3.1.2 (1)P	3.1.9 (2)	3.3.1 (3)	3.3.5 (2)P
3.1.2 (3)	3.2.1 (1)P	3.3.1 (4)	3.3.6 (1)P
3.1.2 (4)	3.2.1 (2)P	3.3.1 (5)P	3.3.6 (2)
3.1.2 (5)	3.2.1 (3)P	3.3.1 (6)	3.3.6 (3)
3.1.2 (6)	3.2.1 (4)P	3.3.1 (7)P	3.3.6 (4)
3.1.2 (7)P	3.2.1 (5)	3.3.1 (8)P	3.3.6 (5)
3.1.2 (8)	3.2.2 (1)P	3.3.1 (9)P	3.3.6 (6)

3.1.2 (9)	3.2.2 (2)P	3.3.1 (10)P	3.3.6 (7)
3.1.3 (1)	3.2.2 (3)P	3.3.1 (11)P	3.3.7 (1)P
3.1.3 (2)	3.2.2 (4)P	3.3.2 (1)P	3.3.7 (2)P
3.1.3 (3)	3.2.2 (5)	3.3.2 (2)P	3.4.1.1 (1)P
3.1.3 (4)	3.2.2 (6)P	3.3.2 (3)P	3.4.1.1 (2)P
3.1.3 (5)	3.2.3 (1)P	3.3.2 (4)P	3.4.1.1 (3)P
3.1.4 (1)P	3.2.4 (2)	3.3.2 (5)	3.4.1.2.1 (1)P
3.1.4 (2)	3.2.5 (1)P	3.3.2 (6)	3.4.1.2.1 (2)
3.1.4 (3)	3.2.5 (2)P	3.3.2 (7)	3.4.1.2.2 (1)P
3.1.4 (4)	3.2.5 (3)P	3.3.2 (8)	3.4.2.1 (1)P
3.1.4 (5)	3.2.5 (4)	3.3.2 (9)	3.4.2.1 (2)P
3.1.4 (6)	3.2.6 (1)P	3.3.3 (1)P	3.4.2.1 (3)
3.1.5 (1)	3.2.7 (1)	3.3.4 (1)P	3.4.2.2 (1).
3.1.7 (1)	3.2.7 (2)	3.3.4 (2)	
3.1.7 (2)	3.2.7 (3)	3.3.4 (3)	
3.1.7 (3)	3.2.7 (4)	3.3.4 (4)	

3.1 Бетон

3.1.2 Прочность

(102)P Классы прочности C в настоящем техническом кодексе задаются нормативной цилиндрической прочностью на сжатие f_{ck} , определяемой на 28-й день, с минимальным C_{min} и максимальным C_{max} значениями.

Примечание — Значения C_{min} и C_{max} для использования в конкретной стране приводятся в национальном приложении. Рекомендуемые значения — $C^{30}/_{37}$ и $C^{70}/_{85}$ соответственно.

3.1.6 Расчетные значения прочности бетона на сжатие и на растяжение

(101)P Расчетная прочность на сжатие определяется по формуле

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C, \quad (3.15)$$

где γ_C — частный коэффициент безопасности для бетона, см. 2.4.2.4;

α_{cc} — коэффициент, учитывающий долгосрочные воздействия, влияющие на прочность на сжатие, а также неблагоприятные воздействия, связанные со способом приложения нагрузки.

Примечание — Значение α_{cc} для использования в конкретной стране должно составлять от 0,80 до 1,00. Оно приводится в национальном приложении. Рекомендуемое значение $\alpha_{cc} = 0,85$.

(102)P Расчетная прочность на растяжение f_{ctd} определяется по формуле

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C,$$

где γ_C — частный коэффициент безопасности для бетона, см. 2.4.2.4;

α_{ct} — коэффициент, учитывающий долгосрочные воздействия, влияющие на прочность на растяжение, а также неблагоприятные воздействия, связанные со способом приложения нагрузки.

Примечание — Значение α_{ct} для использования в конкретной стране должно составлять от 0,80 до 1,00. Оно приводится в национальном приложении. Рекомендуемое значение $\alpha_{ct} = 1,00$.

3.2 Арматурная сталь

3.2.4 Характеристика деформативности

(101)P Арматура должна иметь достаточную деформативность, определяемую отношением прочности на растяжение к пределу текучести $(f_t/f_{yk})_k$ и относительным удлинением при максимальном усилии ε_{uk} .

Примечание — Классы арматуры, подлежащие использованию при строительстве мостов в конкретной стране, приводятся в национальном приложении. Рекомендуемые классы — В и С.

4 Долговечность. Защитный слой

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

4.1 (1)P	4.2 (3)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.2 (13)
4.1 (2)P	4.3 (1)P	4.4.1.2 (5)	4.4.1.3 (1)P
4.1 (3)P	4.3 (2)P	4.4.1.2 (6)	4.4.1.3 (2)
4.1 (4)	4.4.1.1 (1)P	4.4.1.2 (7)	4.4.1.3 (3)
4.1 (5)	4.4.1.1 (2)P	4.4.1.2 (8)	4.4.1.3 (4).
4.1 (6)	4.4.1.2 (1)P	4.4.1.2 (10)	
4.1 (1)P	4.4.1.2 (2)P	4.4.1.2 (11)	
4.2 (2)	4.4.1.2 (3)	4.4.1.2 (12)	

4.2 Условия окружающей среды

(104) При проектировании необходимо учитывать возможность фильтрации воды с мостового полотна внутрь полых конструкций.

(105) Для бетонных поверхностей, защищаемых гидроизоляцией, класс внешнего воздействия должен быть приведен в национальном приложении.

Примечание — Для поверхностей, защищаемых гидроизоляцией, используемый в конкретной стране класс внешнего воздействия указывается в национальном приложении. Рекомендуемый класс — XC3.

(106) Если используется антиобледенительная соль, то все открытые бетонные поверхности в пределах x м от проезжей части по горизонтали или в пределах y м под проезжей частью должны рассматриваться как подвергающиеся непосредственному воздействию этой соли. Кроме того, верхние поверхности опор под температурными швами (деформационными швами) также должны рассматриваться как подвергающиеся непосредственному воздействию антиобледенительной соли.

Примечание 1 — Расстояния x и y для использования в конкретной стране приводятся в национальном приложении. Рекомендуемые значения: $x = 6$ м, $y = 6$ м.

Примечание 2 — Для поверхностей, подвергающихся непосредственному воздействию антиобледенительной соли, используемый в конкретной стране класс внешнего воздействия указывается в национальном приложении. Рекомендуемые классы внешнего воздействия в этом случае: XD3 и XF2 или XF4, в зависимости от характеристик слоя бетона, приведенных в таблицах 4.4N и 4.5N ТКП EN 1992-1-1 для классов XD.

4.3 Требования к долговечности

(103) Внешние предварительно напряженные арматурные элементы должны соответствовать требованиям национальных органов управления.

4.4 Методы проверок соответствия

4.4.1 Защитный слой

4.4.1.2 Минимальный слой c_{min}

(109) Если бетон, укладываемый на стройплощадке, укладывается на существующую бетонную поверхность (сборную или уложенную на стройплощадке), то требования к защитному слою бетона от поверхности до арматуры могут быть изменены.

Примечание — Требования к защитному слою бетона для конкретной страны приводятся в национальном приложении.

Для обеспечения сцепления укладываемого покрытия с существующей бетонной поверхностью должны выполняться следующие рекомендуемые требования (EN 1992-1-1, 4.4.1.2 (3)):

- имеющаяся бетонная поверхность не должна подвергаться воздействию окружающей среды в течение более чем 28 дней;
- имеющаяся бетонная поверхность должна быть шероховатой;
- класс прочности имеющейся бетонной поверхности должен быть не ниже $C^{25}_{/30}$.

(114) Открытые бетонные покрытия ездового полотна на автодорожных мостах, не имеющие гидроизоляции или других покрытий, классифицируются как относящиеся к классу трения XM2.

(115) Если бетонная поверхность подвергается истиранию, вызываемому льдом или переносимыми текущей водой твердыми частицами, то минимальную толщину защитного слоя бетона необходимо увеличивать не менее чем на 10 мм.

5 Расчет конструкций

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

5.1.1 (1)P	5.6.1 (3)P	5.8.5 (2)	5.10.1 (3)
5.1.1 (2)	5.6.1 (4)	5.8.5 (3)	5.10.1 (4)
5.1.1 (3)	5.6.2 (1)P	5.8.5 (4)	5.10.1 (5)P
5.1.1 (4)P	5.6.2 (3)	5.8.6 (1)P	5.10.2.1 (1)P
5.1.1 (5)	5.6.2 (4)	5.8.6 (2)P	5.10.2.1 (2)
5.1.1 (6)P	5.6.2 (5)	5.8.6 (3)	5.10.2.2 (1)P
5.1.1 (7)	5.6.3 (1)	5.8.6 (4)	5.10.2.2 (2)P
5.1.2 (1)P	5.6.3 (3)	5.8.6 (5)	5.10.2.2 (3)P
5.1.2 (2)	5.6.3 (4)	5.8.6 (6)	5.10.2.2 (4)
5.1.2 (3)	5.6.4 (1)	5.8.7.1 (1)	5.10.2.2 (5)
5.1.2 (4)	5.6.4 (2)	5.8.7.1 (2)	5.10.2.3 (1)P
5.1.2 (5)	5.6.4 (3)	5.8.7.2 (1)	5.10.3 (1)P
5.1.4 (1)P	5.6.4 (4)	5.8.7.2 (2)	5.10.3 (2)
5.1.4 (2)	5.6.4 (5)	5.8.7.2 (3)	5.10.3 (3)
5.1.4 (3)	5.7 (1)	5.8.7.2 (4)	5.10.3 (4)
5.2 (1)P	5.7 (2)	5.8.7.3 (1)	5.10.4 (1)
5.2 (2)P	5.7 (3)	5.8.7.3 (2)	5.10.5.1 (1)
5.2 (3)	5.7 (4)P	5.8.7.3 (3)	5.10.5.1 (2)
5.2 (7)	5.8.1	5.8.7.3 (4)	5.10.5.2 (1)
5.3.1 (1)P	5.8.2 (1)P	5.8.8.1 (1)	5.10.5.2 (2)
5.3.1 (3)	5.8.2 (2)P	5.8.8.1 (2)	5.10.5.2 (3)
5.3.1 (4)	5.8.2 (3)P	5.8.8.2 (1)	5.10.5.2 (4)
5.3.1 (5)	5.8.2 (4)P	5.8.8.2 (2)	5.10.5.3 (1)
5.3.1 (7)	5.8.2 (5)P	5.8.8.2 (3)	5.10.5.3 (2)
5.3.2.1 (1)P	5.8.2 (6)	5.8.8.2 (4)	5.10.6 (1)
5.3.2.1 (2)	5.8.3.1 (1)	5.8.8.3 (1)	5.10.6 (2)
5.3.2.1 (3)	5.8.3.1 (2)	5.8.8.3 (2)	5.10.6 (3)
5.3.2.1 (4)	5.8.3.2 (1)	5.8.8.3 (3)	5.10.7 (1)
5.3.2.2 (1)	5.8.3.2 (2)	5.8.8.3 (4)	5.10.7 (2)
5.3.2.2 (2)	5.8.3.2 (3)	5.8.9 (1)	5.10.7 (3)
5.3.2.2 (3)	5.8.3.2 (4)	5.8.9 (2)	5.10.7 (4)
5.4 (1)	5.8.3.2 (5)	5.8.9 (3)	5.10.7 (5)
5.4 (2)	5.8.3.2 (6)	5.8.9 (4)	5.10.7 (6)
5.4 (3)	5.8.3.2 (7)	5.9 (1)P	5.10.8 (1)
5.5 (1)P	5.8.4 (1)P	5.9 (2)	5.10.8 (2)
5.5 (2)	5.8.4 (2)	5.9 (3)	5.10.9 (1)P
5.5 (3)	5.8.4 (3)	5.9 (4)	5.11 (1)P
5.5 (6)	5.8.4 (4)	5.10.1 (1)P	5.11 (2)P.
5.6.1 (2)P	5.8.5 (1)	5.10.1 (2)	

5.1 Общие положения

5.1.1 Общие требования

(108) Для анализа зависящих от времени воздействий на мосты применяются признанные методы проектирования и расчета.

Примечание — Подробности см. в приложении КК.

5.1.3 Случаи и сочетания нагрузок

(101)P При рассмотрении сочетаний нагрузок (EN 1990, раздел 6 и приложение A2 необходимо рассматривать соответствующие случаи нагрузки таким образом, чтобы обеспечить расчетом критические условия для всех участков проектируемой конструкции или ее частей.

Примечание — Упрощения в расположении нагрузок, предназначенных для использования в конкретных странах, приводятся в национальных приложениях. Рекомендации в отношении этих упрощений в европейском стандарте не приводятся.

5.2 Геометрические несовершенства

(104) Положения пунктов (105) и (106) настоящей части технического кодекса, а также пункта (7) EN 1992-1-1 относятся к центрально сжатым элементам и к конструкциям с вертикальной нагрузкой. Числовые значения в указанных пунктах соответствуют стандартным отклонениям исполнения (класс 1 согласно EN 13670). Если применяются другие отклонения исполнения, то числовые значения необходимо скорректировать соответствующим образом.

(105) Отклонения могут быть представлены углом наклона θ_1 , вычисляемого по формуле

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h, \quad (5.101)$$

где θ_0 — базовая величина;

α_h — понижающий коэффициент для длины или высоты: $\alpha_h = 2 / \sqrt{l}$; $\alpha_h \leq 1$,

здесь l — длина или высота, м.

Примечание — Значение θ_0 для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение $\theta_0 = 1/200$.

(106) Для арочных мостов несовершенства в горизонтальной и вертикальной плоскостях должны определяться на основе первых горизонтальной и вертикальной форм потери устойчивости соответственно. Каждая форма потери устойчивости может быть идеализирована в виде синусоидального профиля. Амплитуда принимается равной $a = \theta_1 \cdot \frac{l}{2}$, где l — половина длины волны.

Пункты (8) и (9) EN 1992-1-1 не применяются.

5.3 Идеализация конструкции

5.3.1 Расчетные модели для общего расчета

Пункты (2) и (6) EN 1992-1-1 не применяются.

5.3.2 Геометрические характеристики

5.3.2.2 Расчетный пролет балок и плит

Примечание — Пункты (1), (2) и (3) EN 1992-1-1 применяются, несмотря на то, что заголовок соответствующего пункта относится к зданиям.

(104) Если балка или плита располагается как многопролетная конструкция на опоре, которую можно считать не создающей препятствий для поворота (например, на стенах), и в расчете предполагается использование точечной опоры, то расчетный опорный момент, вычисляемый на основе пролета, равного межцентровому расстоянию между опорами, можно уменьшить на величину ΔM_{Ed} , определяемую по формуле

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

где $F_{Ed, sup}$ — расчетное значение опорной реакции.

Примечание — Значение t для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение — ширина опорной поверхности.

5.5 Линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением

(104) В многопролетных неразрезных балках и плитах, соответствующих следующим условиям:

а) конструкции подвергаются, главным образом, изгибу;

б) отношение длин соседних пролетов составляет от 0,5 до 2,

перераспределение изгибающих моментов может производиться без расчета углов поворота, если соблюдаются следующие условия:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d, \quad \text{если } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}; \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d, \quad \text{если } f_{ck} > 50 \text{ МПа}; \quad (5.10b)$$

$\delta \geq k_5$, если используется арматура класса В и класса С (приложение С).

Для арматурной стали класса А перераспределение не допускается (приложение С).

Где δ — отношение перераспределенного момента к моменту упругого изгиба;

x_u — высота сжатой зоны в предельном состоянии по несущей способности после перераспределения;

d — эффективная высота сечения.

Примечание 1 — Значения k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 для использования в конкретной стране указываются в национальном приложении. Рекомендуемые значения следующие: $k_1 = 0,44$; $k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$; $k_3 = 0,54$; $k_4 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$; $k_5 = 0,85$.

Примечание 2 — Ограничения, установленные в EN 1992-1-1, могут использоваться при проектировании плит сплошного сечения.

(105) Перераспределение не допускается в случаях, когда невозможно с достаточной надежностью установить предельный угол поворота сечения (например, для криволинейных или расположенных под углом мостов).

5.6 Пластический расчет

5.6.1 Общие сведения

(101) Р Методы на основе пластического расчета допускается использовать только для проверки в предельных состояниях по несущей способности и только с разрешения национальных органов управления.

5.6.2 Пластический расчет балок, рам и плит

(102) Требования по пластичности можно считать выполненными, если соблюдаются следующие условия:

i) площадь растянутой арматуры ограничена таким образом, что в любом ее сечении выполняются следующие условия:

$x_u/d \leq 0,15$ — для классов прочности бетона $C^{50}/_{60}$ и ниже;

$x_u/d \leq 0,10$ — то же $C^{55}/_{67}$ и выше;

ii) арматурная сталь — класса В или С;

iii) отношение моментов на промежуточных опорах к моментам в пролете составляет от 0,5 до 2.

Примечание — Ограничения, установленные в EN 1992-1-1, могут использоваться при проектировании плит сплошного сечения.

5.6.3 Предельный угол поворота сечения

(102) В областях пластических шарниров для бетонов класса прочности $C^{50}/_{60}$ и ниже величина x_u/d должна составлять не более 0,30, а для бетонов класса прочности $C^{55}/_{67}$ и выше — не более 0,23.

5.7 Нелинейный расчет

(105) Нелинейный расчет может применяться при условии, что модель может надлежащим образом охватывать все режимы разрушения (например, разрушение при изгибе, осевых нагрузках, сдвиге, сжатии при пониженной прочности бетона и т. д.), и при этом сопротивление бетона растяжению равно нулю.

Если какой-либо расчет недостаточен для проверки всех механизмов разрушения, то необходимо выполнить дополнительный расчет.

Примечание 1 — Подробности о применимых методах нелинейного расчета и уровнях обеспечения надежности, которые должны использоваться в конкретной стране, приводятся в национальном приложении. Рекомендации на этот счет приведены ниже.

При использовании нелинейного расчета допускаются следующие предположения:

— для арматуры используется диаграмма «напряжение — деформация» на основе рисунка 3.8 (кривая А), причем вместо величин f_{yk} и kf_{yk} на этой диаграмме должны использоваться величины $1,1f_{yk}$ и $1,1kf_{yk}$ соответственно;

— для предварительно напрягаемой арматуры используется идеализированная диаграмма «напряжение — деформация», приведенная в 3.3.6 (рисунок 3.10, кривая А), причем на этой диаграмме вместо величины f_{pk} должна использоваться величина $1,1f_{pk}$;

— для бетона используется диаграмма «напряжение — деформация» на основе формулы (3.14), приведенной в 3.1.5, причем в этой формуле, а также для величины k вместо величины f_{cm} должна использоваться величина $\gamma_{cf}f_{ck}$, где $\gamma_{cf} = 1,1\gamma_s/\gamma_c$.

Должен использоваться следующий порядок расчета:

— выполнить оценку сопротивления для различных уровней соответствующих нагрузок, которые должны повышаться, начиная с нормативных величин. Это повышение должно выполняться в виде приращений, причем таким образом, чтобы величины $\gamma_G G_k$ и $\gamma_Q Q_k$ достигались на одном и том же шаге. Процесс приращения должен продолжаться до тех пор, пока один из участков конструкции не достигнет предела прочности, рассчитанного с учетом величины α_{cc} или пока не будет достигнуто полное разрушение конструкции. Соответствующая нагрузка обозначается как q_{ud} ;

— применив общий коэффициент запаса прочности γ_o , получить соответствующую прочность $R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_o} \right)$;

— убедиться, что соблюдается одно из следующих неравенств:

$$\gamma_{Rd} E \cdot (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right), \quad (5.102 \text{ aN})$$

$$E \cdot (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \gamma_O} \right), \quad (5.102 \text{ bN})$$

$$\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E \cdot (\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right), \quad (5.102 \text{ cN})$$

где γ_{Rd} — частный коэффициент неопределенности модели для сопротивления, $\gamma_{Rd} = 1,06$;

γ_{Sd} — частный коэффициент неопределенности модели для воздействия, $\gamma_{Sd} = 1,15$;

γ_O — общий коэффициент запаса прочности, $\gamma_O = 1,20$.

Подробности см. в приложении PP.

Если характеристики неопределенности модели γ_{Rd} и γ_{Sd} в явном виде в ходе расчета не учитываются (т. е. принимается $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$), то следует использовать значение $\gamma_O = 1,27$.

Примечание 2 — Если для нелинейного расчета используются расчетные свойства материалов (например, согласно 5.8.6 EN 1992-1-1), то необходимо уделять особое внимание учету влияния косвенных воздействий (например, налагаемых деформаций).

5.8 Расчет эффектов второго порядка при осевой нагрузке

5.8.3 Упрощенные критерии эффектов второго порядка

5.8.3.3 Общие эффекты второго порядка в сооружениях

Этот пункт не применяется.

5.8.4 Ползучесть

(105) Может применяться более точный подход к оценке ползучести.

Примечание — Подробности см. в приложении КК.

5.10 Предварительно напряженные элементы и конструкции

5.10.1 Общие сведения

(106) Следует избегать хрупкого разрушения, используя метод, описанный в 6.1 (109).

5.10.8 Влияние предварительного напряжения на предельное состояние по несущей способности

(103) Если нарастание напряжения во внешних предварительно напрягаемых арматурных элементах рассчитывается с использованием деформации элемента в целом, то следует применять нелинейный расчет (5.7).

6 Предельные состояния по несущей способности (ULS)

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

6.1 (1)P	6.2.4 (6)	6.4.3 (1)P	6.5.4 (9)
6.1 (2)P	6.2.4 (7)	6.4.3 (2)	6.6 (1)P
6.1 (3)P	6.2.5 (1)	6.4.3 (3)	6.6 (2)
6.1 (4)	6.2.5 (2)	6.4.3 (4)	6.6 (3)
6.1 (5)	6.2.5 (3)	6.4.3 (5)	6.7 (1)P
6.1 (6)	6.2.5 (4)	6.4.3 (6)	6.7 (2)
6.1 (7)	6.3.1 (1)P	6.4.3 (7)	6.7 (3)
6.2.1 (1)P	6.3.1 (2)	6.4.3 (8)	6.7 (4)
6.2.1 (2)	6.3.1 (3)	6.4.3 (9)	6.8.1 (1)P
6.2.1 (3)	6.3.1 (4)	6.4.4 (1)	6.8.2 (1)P
6.2.1 (4)	6.3.1 (5)	6.4.4 (2)	6.8.2 (2)P
6.2.1 (5)	6.3.2 (1)	6.4.5 (1)	6.8.2 (3)
6.2.1 (6)	6.3.2 (5)	6.4.5 (2)	6.8.3 (1)P
6.2.1 (7)	6.3.3 (1)	6.4.5 (3)	6.8.3 (2)P
6.2.1 (8)	6.3.3 (2)	6.4.5 (4)	6.8.3 (3)P
6.2.1 (9)	6.4.1 (1)P	6.4.5 (5)	6.8.4 (1)

6.2.2 (2)	6.4.1 (2)P	6.5.1 (1)P	6.8.4 (2)
6.2.2 (3)	6.4.1 (3)	6.5.2 (1)	6.8.4 (3)P
6.2.2 (4)	6.4.1 (4)	6.5.2 (2)	6.8.4 (4)
6.2.2 (5)	6.4.1 (5)	6.5.2 (3)	6.8.4 (5)
6.2.2 (6)	6.4.2 (1)	6.5.3 (1)	6.8.4 (6)P
6.2.2 (7)	6.4.2 (2)	6.5.3 (2)	6.8.5 (1)P
6.2.3 (1)	6.4.2 (3)	6.5.3 (3)	6.8.5 (2)
6.2.3 (2)	6.4.2 (4)	6.5.4 (1)P	6.8.5 (3)
6.2.3 (4)	6.4.2 (5)	6.5.4 (2)P	6.8.6 (1)
6.2.3 (5)	6.4.2 (6)	6.5.4 (3)	6.8.6 (2)
6.2.3 (6)	6.4.2 (7)	6.5.4 (4)	6.8.7 (2)
6.2.3 (8)	6.4.2 (8)	6.5.4 (5)	6.8.7 (3)
6.2.4 (1)	6.4.2 (9)	6.5.4 (6)	6.8.7 (4).
6.2.4 (2)	6.4.2 (10)	6.5.4 (7)	
6.2.4 (4)	6.4.2 (11)	6.5.4 (8)	

6.1 Изгиб с осевой нагрузкой или без нее

(108) Для внешних предварительно напряженных арматурных элементов, не имеющих сцепления с бетоном, относительные деформации в предварительно напряженной арматуре между двумя последовательно закрепленными точками предполагаются постоянными. Относительные деформации в предварительно напряженной арматуре равны остаточным относительным деформациям после проявления потерь, увеличенным на величину относительной деформации, вызванной деформацией конструкции между рассматриваемыми закрепленными точками.

(109) Для предварительно напряженных конструкций требование 5(P) (5.10.1) может быть выполнено любым из следующих способов:

а) проверка несущей способности с использованием уменьшенной площади предварительно напрягаемой арматуры. Проверка выполняется в следующем порядке:

- i) вычислить изгибающий момент, вызванный часто встречающейся комбинацией нагрузок;
- ii) определить уменьшенную площадь предварительно напрягаемой арматуры таким образом, чтобы при совместном воздействии предварительного напряжения и изгибающего момента, вычисленного согласно перечислению i), напряжение на крайних фибрах достигло величины f_{ctm} ;
- iii) используя уменьшенную площадь предварительно напрягаемой арматуры, вычислить предельный изгибающий момент. Необходимо убедиться, что этот момент превышает изгибающий момент, вызванный часто встречающейся комбинацией нагрузок. При этой проверке может учитываться перераспределение внутренних усилий в пределах конструкции; в этом случае предельный изгибающий момент следует рассчитывать с использованием частных коэффициентов безопасности запаса прочности материала для случайных проектных условий, указанных в таблице 2.1N (2.4.2.4);

б) обеспечение минимальной площади сечения арматуры по формуле (6.101a). Площадь сечения арматуры, предназначенная для других целей, может быть включена в расчет $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{Z_s f_{yk}}, \quad (6.101a)$$

где M_{rep} — момент трещинообразования, вычисленный с использованием соответствующей прочности на растяжение f_{ctx} на крайней растянутой фибре; при этом влияние предварительного напряжения не учитывается. По стыкам сборных элементов следует принимать $M_{rep} = 0$;

Z_s — плечо рычага относительно арматуры в предельном состоянии по несущей способности;

Примечание — Значение f_{ctx} для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение: $f_{ctx} = f_{ctm}$.

с) обеспечение легкого доступа к предварительно напряженным бетонным элементам для того, чтобы проверять и контролировать состояние напрягающих элементов посредством неразрушающих методов или мониторинга.

Примечание — Один или несколько из методов а), б), с) указываются в качестве применимых для конкретной страны в национальном приложении.

(110) Если в пункте (109) выбран метод б), то применяются следующие правила:

i) необходимо обеспечить минимальную площадь сечения арматуры на участках, где в бетоне возникают напряжения растяжения при сочетании нормативных нагрузок. При этой проверке следует учитывать паразитные эффекты предварительного напряжения, а первичные эффекты следует игнорировать;

ii) для предварительно напряженных элементов применяется формула (6.101а) с использованием одного из двух следующих альтернативных подходов:

а) площадь предварительно напряженных арматурных элементов с защитным слоем бетона, не менее чем в k_{cm} раз превышающим заданную в 4.4.1.2 минимальную величину, рассматривается как площадь $A_{s,min}$. В формуле используется величина z_s для арматурных прядей; вместо величины f_{yk} используется $f_{p0,1k}$;

б) предварительно напряженные арматурные элементы с напряжениями ниже $0,6f_{pk}$ после проявления потерь при воздействии сочетания нормативных нагрузок рассматриваются как полностью активные. В этом случае вместо формулы (6.101а) используется следующая формула:

$$A_{s,min} f_{yk} + A_p \Delta \sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z}, \quad (6.101b)$$

где $\Delta \sigma_p$ определяется как меньшая из величин $0,4f_{ptk}$ и 500 МПа;

Примечание — Значение k_{cm} для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение: $k_{cm} = 2,0$.

iii) для обеспечения достаточной деформативности арматуру с минимальной площадью сечения $A_{s,min}$, полученной по формуле (6.101), для многопролетных неразрезных балок следует доводить до промежуточной опоры в рассматриваемом пролете.

Такое увеличение, однако, не является необходимым, если в предельном состоянии по несущей способности сопротивление растяжению, обеспечиваемое ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой (расположенной над опорами), рассчитанное для нормативных значений прочности f_{yk} и $f_{p0,1k}$, оказывается меньшим, чем сопротивление сжатию сжатой зоны, из чего следует, что разрушение последней маловероятно:

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 \alpha_{cc} f_{ck}, \quad (6.102)$$

где t_{inf} , b_0 — соответственно толщина и ширина сечения сжатой зоны. Для тавровых профилей $t_{inf} = b_0$;

A_s , A_p — соответственно, площадь сечения ненапрягаемой и предварительно напряженной арматуры в зоне растяжения в предельном состоянии по несущей способности.

Примечание — Значение k_p для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение: $k_p = 1,0$.

6.2 Поперечная сила

6.2.2 Элементы, не требующие поперечного армирования

(101) Расчетное значение сопротивления поперечной силе $V_{Rd,c}$ определяется по формуле

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot b_w d, \quad (6.2.a)$$

с минимальным значением:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot b_w d, \quad (6.2.b)$$

где f_{ck} — в мегапаскалях;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ где } d \text{ — в миллиметрах;}$$

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

здесь A_{sl} — площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена на расстояние $\geq (l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение (рисунок 6.3). В расчет A_{sl} может включаться площадь сечения предварительно напряженной арматуры, имеющей сцепление с бетоном; в этом случае может использоваться средневзвешенное значение d ;

b_w — наименьшая ширина поперечного сечения растянутой зоны, мм;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$, МПа,

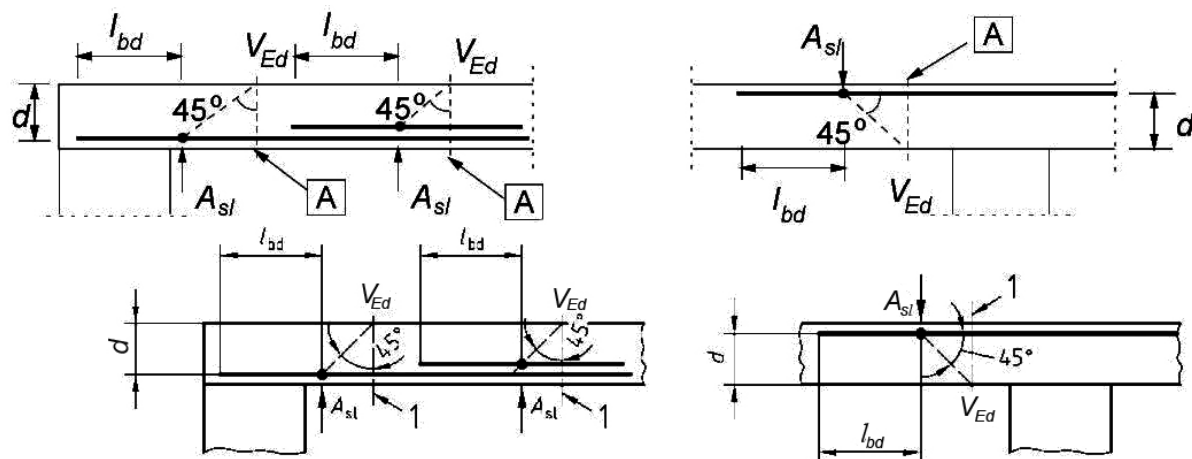
здесь N_{Ed} — осевое усилие в поперечном сечении от нагрузки или предварительного напряжения, в ньютонах (при сжатии $N_{Ed} > 0$). Влияние вынужденных деформаций от N_{Ed} можно не учитывать;

A_c — площадь поперечного сечения бетона, мм²;

$V_{Rd,c}$ — в ньютонах.

Примечание — Значения $C_{Rd,c}$, v_{min} и k_1 для использования в конкретной стране указываются в национальном приложении. Рекомендуемые значения: $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$; v_{min} — по формуле (6.3N); $k_1 = 0,15$.

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}. \quad (6.3N)$$



А — рассчитываемое сечение

Рисунок 6.3 — Определение величины A_{sl} в формуле (6.2)

6.2.3 Расчет поперечного армирования элементов

(103) Для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление поперечной силе V_{Rd} определяется как минимальная из величин, вычисленных по формулам (6.8) и (6.9):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z f_{ywd} \cot \theta, \quad (6.8)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (6.9)$$

где A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры;

s — шаг арматурных стержней;

f_{ywd} — расчетный предел текучести поперечной арматуры;

v_1 — коэффициент снижения прочности бетона с трещинами при действии поперечной силы;

α_{cw} — коэффициент, учитывающий влияние напряжений в сжатом поясе.

Примечание 1 — Если используется формула (6.10), то в формуле (6.8) величину f_{ywd} следует уменьшить до $0,8f_{ywk}$.

Примечание 2 — Значения v_1 и α_{cw} для использования в конкретной стране указываются в национальном приложении. Рекомендуемое значение: $v_1 = v$ (см. формулу (6.6N)).

Примечание 3 — Если расчетное значение напряжения в поперечной арматуре составляет менее 80 % от нормативного предела текучести f_{yk} , то v_1 определяется следующим образом:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{для } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа}; \quad (6.10.aN)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{для } f_{ck} \geq 60 \text{ МПа}. \quad (6.10.bN)$$

Примечание 4 — Рекомендуемое значение α_{cw} определяется следующим образом:

1 для конструкций без предварительного напряжения;

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{для } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}; \quad (6.11.aN)$$

$$1,25 \quad \text{для } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}; \quad (6.11.bN)$$

$$2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{для } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd}, \quad (6.11.cN)$$

где σ_{cp} — среднее сжимающее напряжение в бетоне, принимаемое положительным, вызванное действием расчетных осевых сил. Эта величина определяется как осредненная в бетонном сечении с учетом арматуры. На расстоянии менее $0,5d \cot \theta$ от края опоры вычислять значение σ_{cp} не требуется.

Если растянутый или сжатый пояса балок могут выдерживать все усилие предварительного напряжения и по краям балок имеются уширения для распределения этого усилия (рисунок 6.101), то при использовании прямых, предварительно напряженных арматурных элементов с высоким уровнем предварительных напряжений ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$) в балках с тонкими стенками допускается распределять усилие предварительного напряжения между поясами. В этих условиях для стенки следует учитывать только сжатие, вызванное поперечной силой ($\alpha_{cw} = 1$).

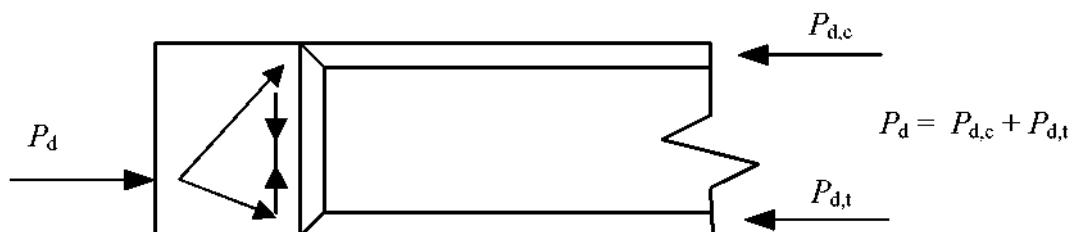


Рисунок 6.101 — Распределение предварительного напряжения торцевыми уширениями по поясам

Примечание 5 — Максимальная эффективная площадь сечения поперечной арматуры $A_{sw,max}$ для $\cot\theta = 1$ определяется по формуле

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(107) Дополнительное растягивающее усилие ΔF_{td} в продольной арматуре, вызванное поперечной силой V_{Ed} , можно вычислить по формуле

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha). \quad (6.18)$$

При этом $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ не должно превышать $M_{Ed,max}/z$.

Примечание — Указания по совмещению различных моделей ферм для использования в конкретной стране указываются в национальном приложении. Рекомендуемые указания приведены ниже.

Если используется сцепленная с бетоном предварительно напряженная арматура, расположенная внутри растянутого пояса, то создаваемое предварительным напряжением сопротивление можно учитывать как составляющую для выдерживания полного продольного растягивающего усилия. При использовании наклонных предварительно напряженных арматурных элементов, сцепленных с бетоном, в сочетании с другой продольной арматурой или предварительно напряженными арматурными элементами прочность на поперечную силу можно рассчитывать в упрощенном виде, путем совмещения двух различных моделей балок с разной геометрией (рисунок 6.102N); для проверки напряжений бетона с использованием формулы (6.9) используется средневзвешенное значение между θ_1 и θ_2 .

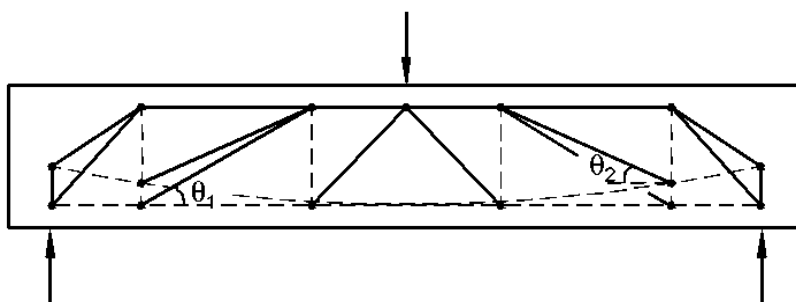
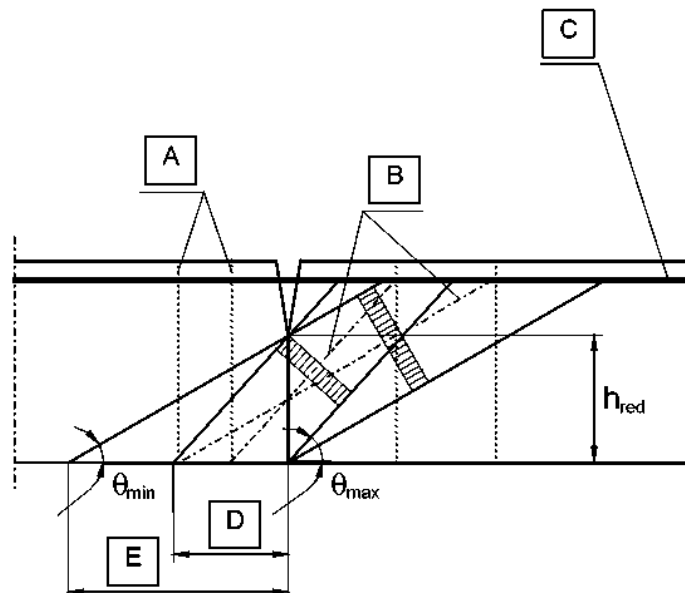


Рисунок 6.102N — Составная модель сопротивления поперечной силе

(109) Для составных конструкций со сборными железобетонными элементами и с предварительно напряженной арматурой без сцепления с бетоном внутри растянутого пояса необходимо учитывать влияние раскрытия стыков. В этих условиях, если не выполняется детальный расчет, то усилие в растянутом поясе после раскрытия стыка следует считать неизменным. Поэтому, по мере того как прилагаемая нагрузка возрастает и стык раскрывается (рисунок 6.103), наклон поля напряжений

бетона в стенке возрастает. Высота сечения стенки, доступной для сжатия, уменьшается до величины h_{red} . Допустимую нагрузку по поперечной силе можно оценить по формуле (6.8), используя в ней значение θ , полученное для минимального значения остаточной высоты h_{red} .

$$h_{red} = \frac{V_{Ed}}{b_w v f_{cd}} (\cot \theta + \tan \theta) . \quad (6.103)$$



- [A] — оси теоретического растянутого элемента; [B] — оси теоретических сжатых элементов;
 [C] — растянутый пояс балки (внешний предварительно напряженный арматурный элемент);
 [D] — поле A: расположение хомутов с θ_{max} ($\cot \theta = 1,0$);
 [E] — поле B: расположение хомутов с θ_{min} ($\cot \theta = 2,5$)

Рисунок 6.103 — Поля диагональных напряжений по стыку стенки балки

Поперечная арматура с площадью сечения на единицу длины, определяемой по формуле

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{h_{red} f_{ywd} \cot \theta} , \quad (6.104)$$

должна быть предусмотрена в пределах расстояния $h_{red} \cot \theta$, но не более чем на длину элемента в обе стороны от стыка.

Усилие предварительного напряжения при необходимости следует увеличить таким образом, чтобы в предельном состоянии по несущей способности, при сочетании изгибающего момента и сдвига, раскрытие стыка было ограничено величиной $h - h_{red}$ (расчет см. выше).

Примечание — Минимальное значение h_{red} для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение: $h_{red} = 0,5h$.

6.2.4 Сдвиг между ребром и полкой тавровых сечений

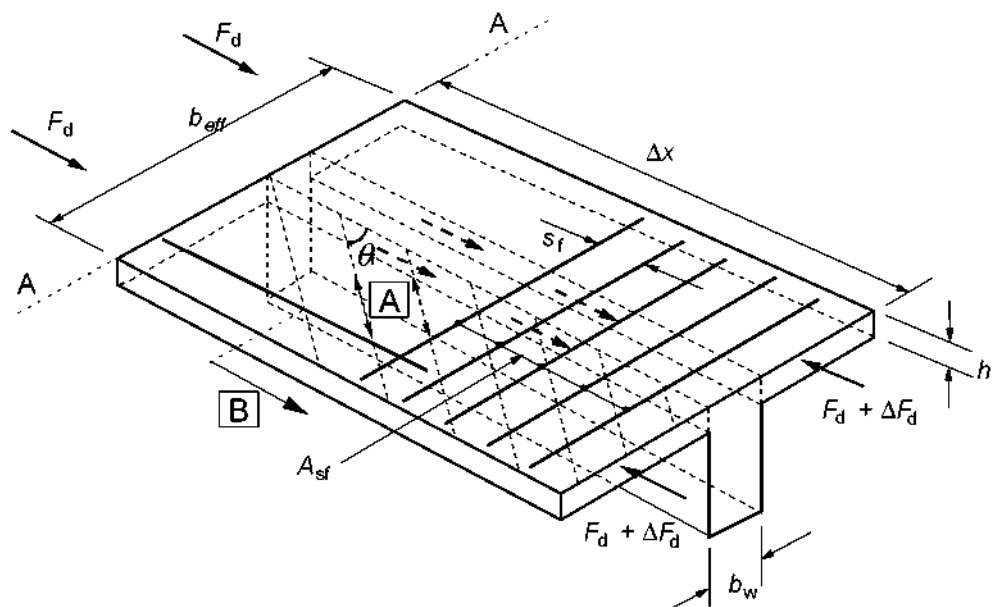
(103) Касательное напряжение сдвига V_{Ed} по стыку полки и стенки определяется изменением нормального (продольного) усилия в соответствующей части полки и вычисляется по следующей формуле:

$$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) , \quad (6.20)$$

где h_f — толщина полки в месте контакта;

Δx — длина расчетного участка (рисунок 6.7);

ΔF_d — изменение нормального усилия в полке на отрезке длиной Δx .



А — сжатые полосы; В — продольный стержень, закрепленный за расчетной точкой (6.2.4 (7))

Рисунок 6.7 — Обозначения для стыка между полкой и стенкой

Максимальное значение для величины Δx составляет половину расстояния между сечениями, где момент равен нулю и где момент максимален. Если прилагаются точечные нагрузки, то отрезок Δx не должен превышать расстояния между этими нагрузками.

В качестве альтернативного варианта, если рассматривать длину балки Δx , сдвиг, передаваемый от стенки к полке, составляет $V_{Ed}\Delta x/z$ и делится на три части: одна — остается в пределах ширины стенки, а две другие — доходят до верхней грани полки. Обычно следует предполагать, что доля усилия, остающегося в пределах стенки, определяется как b_w/b_{eff} от общего усилия. Эту долю следует предполагать большей, если полная эффективная ширина полки не требуется для того, чтобы сопротивляться изгибающему моменту. В этом случае требуется проверка на раскрытие трещины в предельном состоянии по пригодности к эксплуатации.

(105) При сочетании сдвига между полкой и стенкой и поперечного изгиба площадь сечения арматуры должна приниматься максимальной из следующих величин: величины, определяемой по формуле (6.21), и половины величины, определяемой по формуле (6.21) с добавлением величины, определяемой от действия поперечного изгиба.

Для проверки напряжений бетона при сжатии по формуле (6.22) EN 1992-1-1 величину h_f следует уменьшить на высоту сжатой зоны, учтывавшейся при оценке изгиба.

Примечание — Если по результатам проверки заданное условие не выполняется, то может применяться уточненный метод, приведенный в приложении ММ.

6.2.5 Сдвиг по контактной поверхности бетонных элементов, изготовленных в разное время

(105) Для проверки на усталость или динамику значения s в 6.2.5 (1) EN 1992-1-1 принимаются равными нулю.

6.2.106 Сдвиг по стыку бетонных конструкций, изготовленных в разное время

(101) Из-за наличия напряжения сжатия, возникающего вследствие поперечной силы и изгиба, при проектировании необходимо учитывать взаимное действие продольного сдвига и поперечного изгиба в стенках коробчатой балки.

Если $V_{Ed}/V_{Rd,max} < 0,2$ или $M_{Ed}/M_{Rd,max} < 0,1$, то этим можно пренебречь; здесь $V_{Rd,max}$ и $M_{Rd,max}$ представляют собой максимально допустимые усилия в стенке коробчатой балки при продольном сдвиге и поперечном изгибе соответственно.

Примечание — Дополнительные сведения о взаимном действии между сдвигом и поперечным изгибом приводятся в приложении ММ.

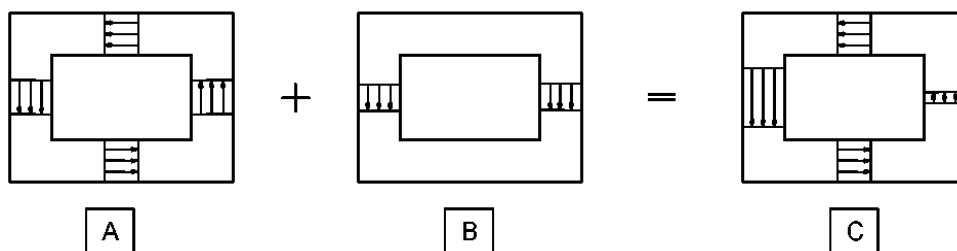
6.3 Кручение

6.3.2 Порядок расчета

(102) Воздействие кручения и сдвига как на полые, так и на сплошные элементы можно рассматривать как накладывающиеся, при условии одинакового угла наклона θ . Предельные значения для величины θ , приведенные в 6.2.3 (2), также полностью применимы к случаю сочетания сдвига и кручения.

Максимальная несущая способность элемента, находящегося под действием усилий сдвига и кручения, определяется по 6.3.2 (4).

Для коробчатых сечений каждую стенку необходимо проверять отдельно на сочетание внутренних усилий сдвига, полученных при действии сдвига и кручения (рисунок 6.104).



А — кручение; В — сдвиг; С — сочетание кручения и сдвига

Рисунок 6.104 — Сочетание внутренних усилий в разных стенках коробчатого сечения

(103) Необходимую площадь сечения продольной арматуры от влияния кручения $\sum A_{sl}$ можно вычислять по формуле (6.28):

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot \cot \theta, \quad (6.28)$$

где u_k — периметр сечения конструкции площадью A_k ;

f_{yd} — расчетный предел текучести продольной арматуры A_{sl} ;

θ — угол наклона сжатых раскосов (рисунок 6.5).

В сжатых поясах сечение продольной арматуры может быть уменьшено пропорционально имеющемуся усилию сжатия. В растянутых поясах продольная арматура для восприятия кручения должна быть добавлена к остальной арматуре. Продольная арматура должна располагаться равномерно по длине z_i , однако для малых сечений она может быть сконцентрирована на концах.

Предварительно напрягаемые арматурные элементы, имеющие сцепление с бетоном, могут учитываться с ограничением создаваемого ими напряжения $\Delta\sigma_p < 500$ МПа. В этом случае выражение $\sum A_{sl} f_{yd}$ в формуле (6.28) необходимо заменить на $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$.

(104) Максимальное сопротивление элемента, подвергаемого действию кручения и сдвига, ограничивается несущей способностью бетонных раскосов. Чтобы не допустить превышения этого сопротивления, необходимо соблюдение следующих условий:

— для сплошных поперечных сечений

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0, \quad (6.29)$$

где T_{Ed} — расчетный крутящий момент;

V_{Ed} — расчетное поперечное усилие;

$T_{Rd,max}$ — расчетное сопротивление скручиванию, определяемое по формуле

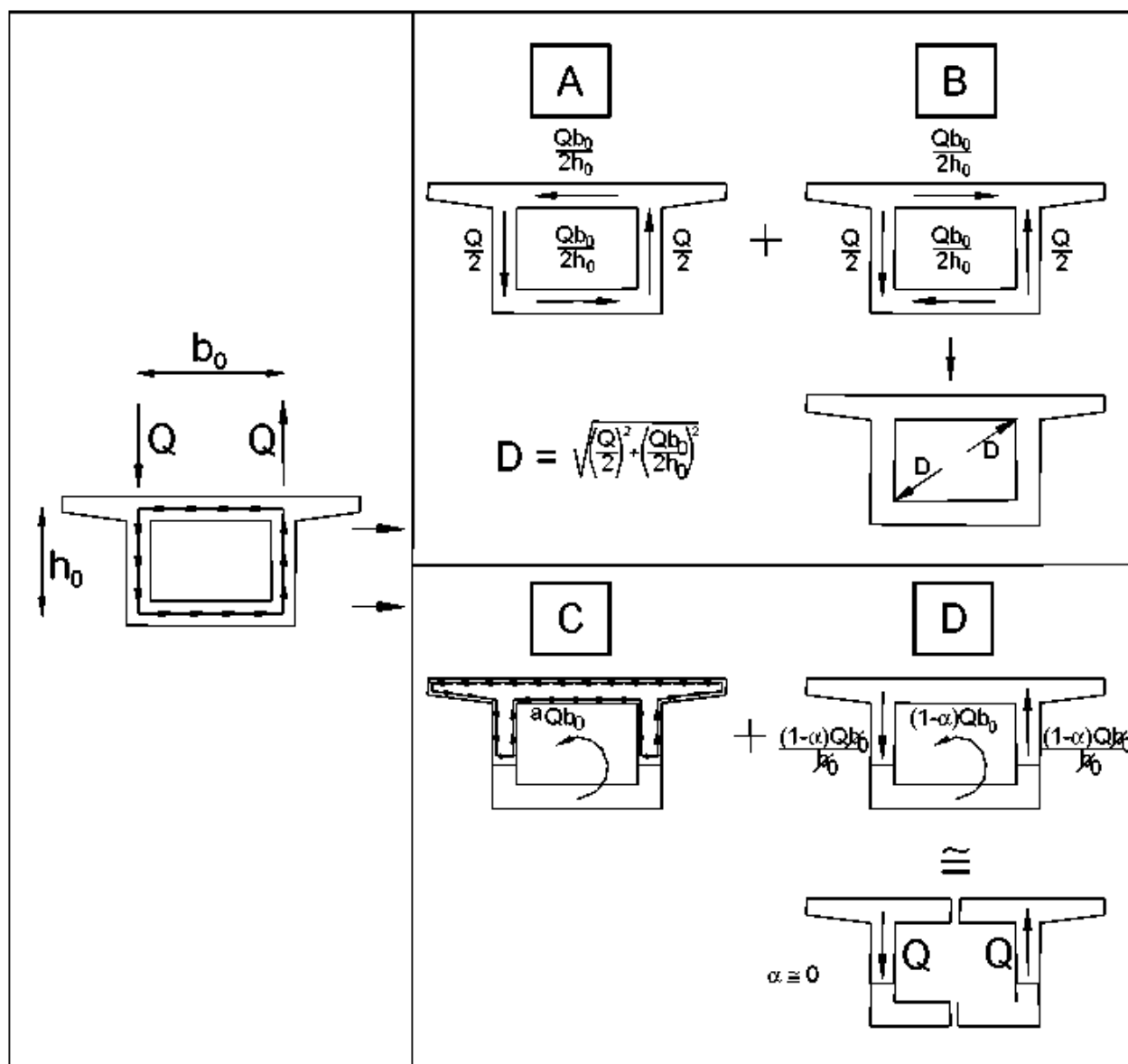
$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_{k,eff,i}\sin\theta\cos\theta, \quad (6.30)$$

здесь v определяется согласно EN 1992-1-1, 6.2.2 (формула (6.6)), а α_{cw} — по формуле (6.9);

$V_{Rd,max}$ — максимальное расчетное сопротивление сдвигу, определяемое по формуле (6.9) или (6.14). В сплошных сечениях для определения $V_{Rd,max}$ может использоваться полная ширина стенки балки;

— для коробчатых сечений расчет каждой стенки выполняется отдельно на сочетание усилий от сдвига и кручения. Предельное состояние по несущей способности для бетона следует проверять с учетом расчетного сопротивления сдвигу $V_{Rd,max}$.

(106) Для составных конструкций со сборными блочными элементами и с предварительно напряженной арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, раскрытие стыка на всю высоту соответствующей полки влечет существенное изменение механизма сопротивления кручению, если соответствующие шпонки, работающие на срез, оказываются неспособными воспринимать локальный срез из-за кручения. Вместо кругового кручения Бредта (Bredt) наблюдается сочетание деформирующего кручения и кручения Де Сен-Венона (De Saint Venant), причем первый механизм преобладает над вторым (рисунок 6.105). В результате сдвиг стенки, вызванный кручением, практически удваивается и наблюдается значительная деформация сечения. В этих условиях необходимо проверить несущую способность стенки в предельном состоянии по несущей способности для наиболее сильно напряженной стенки; проверка выполняется согласно методу, приведенному в приложении ММ, с учетом комбинации изгиба, сдвига и кручения.



А — кручение Бредта; В — самобалансирующееся кручение; С — кручение Де Сен-Венона;
D — деформирующее кручение

Рисунок 6.105 — Изменение характеристик кручения в открытом соединении по сравнению с закрытым

6.7 Местное действие нагрузки

(105) Проектирование и расчет опорных участков мостов должны осуществляться с использованием признанных методов.

Примечание — Дополнительные сведения приводятся в приложении J.

6.8 Усталость

6.8.1 Условия проверки

(102) Проверка на усталость должна выполняться для конструкций и их элементов, подверженных многократно повторяющимся воздействиям.

Примечание — Проверка на усталость обычно не требуется для следующих конструкций и элементов:

- а) пешеходные мосты, кроме элементов конструкции, особенно чувствительных к воздействию ветровой нагрузки;
- б) для автомобильных и железнодорожных мостов — арочные и рамные конструкции с толщиной засыпки не менее 1,00 и 1,50 м соответственно;
- в) фундаменты;
- г) пилоны и колонны, не объединенные жестко с вышележащими конструкциями;
- д) подпорные стены дорожных и железнодорожных насыпей;
- е) опоры дорожных и железнодорожных мостов, не объединенные жестко с вышележащими конструкциями, кроме стенок пустотелых опор;
- ж) ненапрягаемая и предварительно напряженная арматура — в областях, где при действии сочетания расчетных нагрузок и предварительного напряжения P_k в крайних бетонных волокнах возникают только сжимающие напряжения.

В национальном приложении могут быть приведены дополнительные правила.

6.8.4 Порядок проверки для ненапрягаемой и предварительно напряженной арматуры

(107) Для внешних и расположенных внутри бетонного сечения не имеющих сцепления с бетоном предварительно напряженных арматурных элементов проверка на усталость не требуется.

6.8.7 Проверка бетона на сжатие или поперечную силу

(101) Проверка должна выполняться с использованием данных о дорожном движении, диаграмм усталости (S-N) и типов нагрузок, установленных национальными органами управления. Проверочный расчет для железнодорожных мостов может выполняться на основе упрощенного подхода с использованием λ -величин (приложение NN).

Для проверки бетона применяется правило Майнера (Miner's rule); соответственно $\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$,

где m — количество интервалов постоянной амплитуды;

n_i — фактическое количество циклов постоянной амплитуды в i -м интервале;

N_i — предельное количество циклов постоянной амплитуды в i -м интервале, которое может быть выдержано до разрушения. Величина N_i может задаваться национальными органами управления (диаграммы S-N) или вычисляться упрощенным методом по формуле (6.72) EN 1992-1-1 с заменой коэффициента 0,43 на величину $(\log N_i)/14$ и преобразованием неравенства в равенство.

Усталостную прочность сжатого бетона можно считать приемлемой, если выполняется следующее условие:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1, \quad (6.105)$$

$$\text{где } N_i = 10 \exp \left(14 \cdot \left(1 - \frac{E_{cd, \max, i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right) \right), \quad (6.106)$$

здесь R_i — коэффициент напряжения:

$$R_i = \frac{E_{cd, \min, i}}{E_{cd, \max, i}}, \quad (6.107)$$

$E_{cd, \min, i}$ — минимальные сжимающие напряжения:

$$E_{cd, \min, i} = \frac{\sigma_{cd, \min, i}}{f_{cd, \text{fat}}}; \quad (6.108)$$

$E_{cd, \max, i}$ — максимальные сжимающие напряжения:

$$E_{cd, \max, i} = \frac{\sigma_{cd, \max, i}}{f_{cd, \text{fat}}}; \quad (6.109)$$

где $\sigma_{cd,max,i}$ — максимальные напряжения в цикле;

$\sigma_{cd,min,i}$ — минимальные напряжения в цикле;

$f_{cd,fat}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию при расчете на усталость по формуле (6.76):

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (6.76)$$

здесь $\beta_{cc}(t_0)$ — коэффициент прочности бетона при первом приложении нагрузки (см. EN 1992-1-1, 3.1.2 (6));

t_0 — время начала действия циклической нагрузки на бетон, дни.

Примечание 1 — Значение k_1 для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение: $k_1 = 0,85$.

Примечание 2 — Дополнительные сведения приведены в приложении NN.

6.109 Мембранные элементы

(101) Мембранные элементы могут использоваться для проектирования двумерных бетонных элементов, в которых возникают различные внутренние усилия; эти усилия рассчитываются методами конечных элементов. В мембранных элементах усилия, действующие в плоскости, — σ_{Edx} , σ_{Edy} , τ_{Edxy} , как показано на рисунке 6.106.

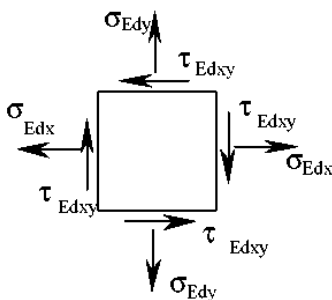


Рисунок 6.106 — Мембранный элемент

(102) Мембранные элементы могут проектироваться на основе применения теории пластичности с использованием нижнего граничного решения.

(103) Максимальное значение сжимающих напряжений можно определить как функцию основных значений напряжений:

i) если оба основных напряжения сжимающие, то максимальное сжатие в бетоне определяется по формуле

$$\sigma_{cd,max} = 0,85 f_{cd} \cdot \frac{1 + 3,80\alpha}{(1 + \alpha)^2}, \quad (6.110)$$

где $\alpha \leq 1$ — отношение двух основных напряжений;

ii) если пластический расчет выполнялся при $\theta = \theta_{el}$, и при этом по меньшей мере одно из главных напряжений растягивающее, и в арматуре не возникает текучести, то максимальное сжатие в бетоне определяется по формуле

$$\sigma_{cd,max} = f_{cd} \cdot \left[0,85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \cdot (0,85 - \nu) \right], \quad (6.111)$$

где σ_s — максимальное растягивающее напряжение арматуры;

ν определяется согласно 6.2.2 (6) EN 1992-1-1;

iii) если выполнен пластический расчет и где-либо в арматуре возникает текучесть, то максимальное сжатие в бетоне определяется по формуле

$$\sigma_{cd,max} = \nu f_{cd} \cdot (1 - 0,032|\theta - \theta_{el}|), \quad (6.112)$$

где θ_{el} — угол наклона главных сжимающих напряжений в пластическом расчете к оси x , градусы;
 θ — угол наклона главных сжимающих напряжений в предельном состоянии по несущей способности к оси x , градусы.

В формуле (6.112) величина $|\theta - \theta_{el}|$ должна быть ограничена 15° .

7 Предельные состояния по пригодности к эксплуатации (SLS)

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

7.1 (1)P	7.3.1 (4)	7.3.3 (3)	7.4.3 (1)P
7.1 (2)	7.3.1 (6)	7.3.3 (4)	7.4.3 (2)P
7.1 (1)P	7.3.1 (7)	7.3.4 (2)	7.4.3 (3)
7.2 (3)	7.3.1 (8)	7.3.4 (3)	7.4.3 (4)
7.2 (4)P	7.3.1 (9)	7.3.4 (4)	7.4.3 (5)
7.2 (5)	7.3.2 (1)P	7.3.4 (5)	7.4.3 (6)
7.3.1 (1)P	7.3.2 (3)	7.4.1 (1)P	7.4.3 (7).
7.3.1 (2)P	7.3.2 (4)	7.4.1 (2)	
7.3.1 (3)	7.3.3 (2)		

7.2 Ограничения напряжений

(102) Продольные трещины могут возникать, если напряжение при сочетании нормативных нагрузок превышает критическое значение. Такие трещины могут привести к снижению долговечности. При отсутствии других способов, например, увеличения защитного слоя бетона или усиления поперечной арматурой, может оказаться целесообразным ограничить сжимающие напряжения значением $k_1 f_{ck}$ на участках, подверженных воздействию окружающей среды классов XD, XF, XS (EN 1992-1-1, таблица 4.1).

Примечание — Значение k_1 для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение: $k_1 = 0,6$. Увеличение сжимающих напряжений свыше $k_1 f_{ck}$ при косвенном армировании также указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение — 10 %.

7.3 Контроль трещин

7.3.1 Общие положения

(105) Предельное значение ширины раскрытия трещины w_{max} назначается в соответствии с требуемыми функциями, видом конструкции, а также расходов на ограничение трещинообразования. Из-за случайного характера трещинообразования фактическую ширину раскрытия трещин предсказать невозможно. Однако если ширина раскрытия трещины, рассчитанная в соответствии с приведенными в настоящем техническом кодексе моделями, не превышает величин, указанных в таблице 7.101N, то нарушение эксплуатационной пригодности конструкции из-за трещин маловероятно.

Примечание — Значение w_{max} , а также определение минимальных сжимающих напряжений и их использование для конкретной страны указываются в национальном приложении. Рекомендуемые значения w_{max} и применение декомпрессии указаны в таблице 7.101N. Рекомендуемое определение декомпрессии приведено в тексте под таблицей.

Таблица 7.101N — Рекомендуемые значения w_{max} и соответствующие правила для комбинаций нагрузок

Класс воздействия	Железобетонные элементы и элементы с предварительно напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном	Железобетонные элементы и элементы с предварительно напрягаемой арматурой, имеющие сцепление с бетоном
	Псевдостатическая комбинация нагрузок	Часто встречающаяся комбинация нагрузок
X0, XC1	0,3 ^{a)}	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^{b)}
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Декомпрессия

Окончание таблицы 7.101N

- a) Для классов воздействия Х0 и ХС1 ширина раскрытия трещин не влияет на долговечность и ограничивается требованием к внешнему виду. Если требования в отношении внешнего вида отсутствуют, это ограничение может быть смягчено.
- b) Для этих классов воздействий при псевдостатической комбинации нагрузок необходима также проверка сжимающих напряжений.

Пределы декомпрессии требуют, чтобы весь бетон на определенном расстоянии от предварительно напрягаемых арматурных элементов, имеющих сцепление с бетоном, или их каналов оставался в сжатом состоянии под заданной нагрузкой.

Примечание — Расстояние для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение — 100 мм.

(110) В некоторых случаях может оказаться необходимым проверять и контролировать трещины от действия поперечных сил в стенках балок.

Примечание — Дополнительная информация приводится в приложении QQ.

7.3.2 Минимальные площади арматуры

(102) Требуемые минимальные площади сечения арматуры могут вычисляться, как показано ниже (за исключением случаев, когда по результатам расчетов, выполненных по более строгим методам, оказываются достаточными меньшие площади):

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

где $A_{s,min}$ — минимальная площадь сечения арматуры в растянутой зоне;

A_{ct} — площадь сечения бетона растянутой зоны. Под зоной растяжения понимается часть сечения, которая, по расчетам, находится в состоянии растяжения непосредственно перед образованием первой трещины;

σ_s — абсолютное максимальное напряжение, допустимое в арматуре, непосредственно после образования трещины. В качестве этой величины может использоваться предел текучести арматуры f_{yk} . Однако для выполнения ограничений по ширине раскрытия трещины в соответствии с максимальным диаметром арматуры или максимальным расстоянием между ними (EN 1992-1-1, 7.3.3 (2)) может потребоваться меньшая величина;

$f_{ct,eff}$ — среднее значение прочности бетона при растяжении на момент образования первой трещины: $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ или ниже, ($f_{ctm}(t)$), если образование трещин ожидается ранее чем через 28 сут;

k — коэффициент, учитывающий влияние неравномерных самоуравновешивающихся напряжений, приводящих к снижению ограничивающих усилий.

$k = 1,0$ — для стенок с $h \leq 300$ мм или полок шириной менее 300 мм;

$k = 0,65$ — для стенок с $h \geq 800$ мм или полок шириной свыше 800 мм;

промежуточные величины могут определяться путем интерполяции;

k_c — коэффициент, позволяющий учитывать распределение напряжений в сечении непосредственно перед образованием трещин и изменение уровня армирования.

Для чистого растяжения $k_c = 1,0$.

Для изгиба, в том числе для изгиба в сочетании с осевыми усилиями:

— для прямоугольных сечений, стенок коробчатых сечений и тавровых сечений:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h / h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1; \quad (7.2)$$

— для полок коробчатых и тавровых сечений:

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{CT}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5, \quad (7.3)$$

где σ_c — среднее напряжение бетона, действующее на рассматриваемую часть сечения:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh},$$

здесь N_{Ed} — осевое усилие в предельном состоянии по пригодности к эксплуатации, действующее на рассматриваемую часть поперечного сечения (усилие сжатия обозначается положительным знаком). Величину N_{Ed} необходимо определять при нормативных значениях предварительного напряжения и осевых усилий при соответствующем сочетании нагрузок;

$h^* = h$, если $h < 1,0$ м;

$h^* = 1,0$ м, если $h \geq 1,0$ м;

k_1 — коэффициент, учитывающий влияние осевых усилий на распределение напряжений:

$k_1 = 1,5$, если N_{Ed} — усилие сжатия;

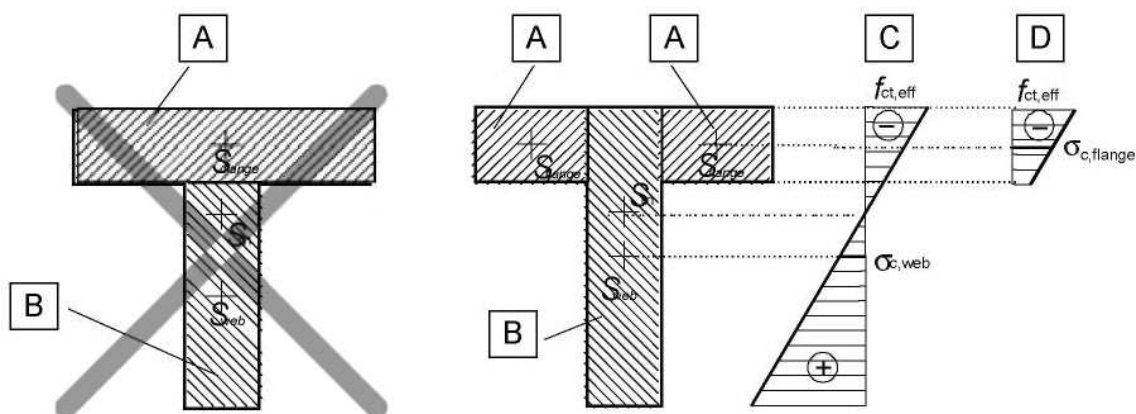
$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$, если N_{Ed} — усилие растяжения;

F_{CT} — абсолютная величина усилия растяжения в полке непосредственно перед образованием трещин, вызванная моментом трещинообразования, определенным с использованием $f_{ct,eff}$.

Для поперечных сечений сложной формы, например тавровых и коробчатых балок, минимальная площадь сечения арматуры определяется для отдельных частей сечения (стенки, полки).

Для сечений, имеющих полки, например тавровых и коробчатых балок, разделение на части должно выполняться в соответствии с рисунком 7.101.

Распределение напряжений для плоского изгиба: напряжения в поперечном сечении



А — сечение детали «фланец»; В — сечение детали «стенка»; С — стенка; D — фланец

Рисунок 7.101 — Пример разделения таврового поперечного сечения для расчета трещинообразования

(105) Для мостов при расчете минимального сечения арматуры с учетом усадки величина $f_{ct,eff}$ в формуле (7.1) EN 1992-1-1 должна приниматься максимальной из двух величин: 2,9 МПа или $f_{ctm}(t)$.

7.3.3 Контроль трещиностойкости без прямого расчета

(101) Контроль трещиностойкости без прямого расчета может выполняться упрощенными методами.

Примечание — Более подробные сведения об упрощенном методе контроля трещиностойкости без расчетов приводятся в национальном приложении. Рекомендуемый метод приводится в 7.3.3 (2)-(4) EN 1992-1-1.

7.3.4 Расчет ширины раскрытия трещины

(101) Расчет ширины раскрытия трещины выполняется с использованием признанных методов.

Примечание — Более подробные сведения о признанных методах контроля ширины трещины приводятся в национальном приложении. Рекомендуемый метод приводится в 7.3.4 EN 1992-1-1.

7.4 Контроль прогиба

7.4.1 Общие положения

Пункты (3), (4), (5), (6) EN 1992-1-1 не применяются.

7.4.2 Случаи, не требующие расчета

Этот пункт не применяется.

8 Конструктивные требования к арматуре и предварительно напряженным арматурным элементам. Общие положения

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

8.1 (1)P	8.7.1 (1)P	8.9.2 (3)
8.1 (2)P	8.7.2 (1)P	8.9.3 (1)
8.1 (3)	8.7.2 (2)	8.9.3 (2)
8.1 (4)	8.7.2 (3)	8.9.3 (3)
8.1 (1)P	8.7.2 (4)	8.10.1.1 (1)P
8.2 (2)	8.7.3 (1)	8.10.1.2 (1)
8.2 (3)	8.7.4.1 (1)	8.10.1.2 (2)
8.2 (4)	8.7.4.1 (2)	8.10.1.3 (1)P
8.3 (1)P	8.7.4.1 (3)	8.10.1.3 (2)
8.3 (2)	8.7.4.1 (4)	8.10.1.3 (3)
8.3 (3)	8.7.4.2 (1)	8.10.2.1 (1)
8.4.1 (1)P	8.7.5.1 (1)	8.10.2.2 (1)
8.4.1 (2)	8.7.5.1 (2)	8.10.2.2 (2)
8.4.1 (3)	8.7.5.1 (3)	8.10.2.2 (3)
8.4.1 (4)	8.7.5.1 (4)	8.10.2.2 (4)
8.4.1 (5)	8.7.5.1 (5)	8.10.2.2 (5)
8.4.1 (6)	8.7.5.1 (6)	8.10.2.3 (1)
8.4.2 (1)P	8.7.5.1 (7)	8.10.2.3 (2)
8.4.2 (2)	8.7.5.2 (1)	8.10.2.3 (3)
8.4.2 (1)P	8.8 (1)	8.10.2.3 (4)
8.4.3 (2)	8.8 (2)	8.10.2.3 (5)
8.4.3 (3)	8.8 (3)	8.10.2.3 (6)
8.4.3 (4)	8.8 (4)	8.10.3 (1)
8.4.4 (1)	8.8 (5)	8.10.3 (2)
8.4.4 (2)	8.8 (6)	8.10.3 (3)
8.5 (1)	8.8 (7)	8.10.3 (5)
8.5 (2)	8.8 (8)	8.10.4 (1)P
8.6 (1)	8.9.1 (2)	8.10.4 (2)P
8.6 (2)	8.9.1 (3)	8.10.4 (3)
8.6 (3)	8.9.1 (4)	8.10.4 (4)
8.6 (4)	8.9.2 (1)	8.10.5 (1)P
8.6 (5)	8.9.2 (2)	8.10.5 (2) P
		8.10.5 (3)P
		8.10.5 (4).

8.9 Пучки арматурных стержней

8.9.1 Общие положения

(101) Если не указано иное, правила для отдельных стержней применяются и к пучкам стержней. Все стержни в пучке должны иметь одинаковые характеристики (т. е. одинаковый тип и сорт). Стержни разных размеров можно объединять в один пучок при условии, что отношение их диаметров не превышает 1,7.

Примечание — Более подробные сведения об ограничениях на использование пучков стержней для конкретной страны приводятся в национальном приложении. Какие-либо дополнительные рекомендации на этот счет в европейском стандарте не приводятся.

8.10 Предварительно напряженные арматурные элементы

8.10.3 Анкеровка при натяжении на упоры

(104) Растягивающие усилия, вызванные концентрацией усилий, необходимо оценивать с помощью модели тяжей и распорок или другой обоснованной модели (см. 6.5). Арматура должна быть сконструирована с допущением, что в ней достигается ее расчетная прочность. Если напряжение, создаваемое этой арматурой, не превышает 250 МПа, то проверка на ширину раскрытия трещин не требуется.

(106) Особое внимание необходимо уделять расчету зон анкеровки, где закрепляются два и более предварительно напряженных арматурных элементов.

Примечание — Дополнительная информация приводится в приложении J.

8.10.4 Анкеры и муфты для предварительно напряженных арматурных элементов

(105) Не допускается размещение соединительных муфт более чем на X % предварительно напряженных арматурных элементов в одном поперечном сечении в любом из следующих случаев:

- обеспечена постоянная минимальная площадь сечения арматуры по формуле (7.1) (EN 1992-1-1, 7.3.2);
- от воздействия сочетания нормативных нагрузок в поперечном сечении возникают минимальные остаточные напряжения сжатия 3 МПа.

Примечание — Значение X и максимальный процент предварительно напряженных арматурных элементов, соединяемых муфтой в сечении, указываются для конкретной страны в национальном приложении. Рекомендуемые величины — соответственно 50 % и 67 %.

Если определенная доля предварительно напряженных арматурных элементов в конкретном поперечном сечении соединена муфтой, то остальные предварительно напряженные арматурные элементы не должны соединяться муфтами в пределах расстояния a от такого поперечного сечения.

Примечание — Расстояние a для конкретной страны указывается в национальном приложении. Рекомендуемые значения см. в таблице 8.101N.

Таблица 8.101N — Минимальное расстояние между сечениями для соединения предварительно напряженных арматурных элементов муфтами

Глубина конструкции h , м	Расстояние a , м
$\leq 1,5$	1,5
$1,5 < h < 3,0$	$a = h$
$\geq 3,0$	3,0

(106) Если плита проезжей части обжимается поперечными пучками, то необходимо обратить особое внимание на то, чтобы напряжения в ней от предварительного напряжения были достаточно равномерными.

(107) Необходимо избегать устройства отверстий и карманов, необходимых для закрепления предварительно напряженных арматурных элементов, на верхних сторонах плит, подвергающихся воздействию агрессивных сред. Если в исключительных случаях такое размещение отверстий и карманов оказывается необходимым, то необходимо принять меры для обеспечения долговечности конструкций.

Примечание — Дополнительные указания для конкретных стран, касающиеся размещения отверстий и карманов на верхних сторонах плиты проезжей части, приводятся в национальном приложении. В европейском стандарте каких-либо дополнительных рекомендаций на этот счет не приводится.

(108) Если предварительно напряженные арматурные элементы заанкерены в стыках конструкции или на внешних ребрах, карманах, полностью внутри бетонного элемента и т. д., то необходимо убедиться, что при воздействии сочетания расчетных нагрузок в местах анкерных креплений возникает минимальное остаточное сжимающее напряжение не менее 3 МПа, действующее по направлению усилия предварительного напряжения. Если минимальное остаточное напряжение отсутствует, то необходимо предусмотреть косвенное армирование для восприятия локальных напряжений за анкерным креплением. Проверка на остаточное напряжение не требуется, если предварительно напряженный арматурный элемент соединен муфтой с соответствующим анкерным креплением.

9 Конструирование элементов конструкций и специальные правила

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

9.1 (1)P	9.2.3 (1)	9.4.2 (1)	9.8.1 (1)
9.1 (2)	9.2.3 (2)	9.4.3 (1)	9.8.1 (2)
9.2.1.1 (1)	9.2.3 (3)	9.4.3 (2)	9.8.1 (4)
9.2.1.1 (2)	9.2.3 (4)	9.4.3 (3)	9.8.1 (5)
9.2.1.1 (3)	9.2.4 (1)	9.4.3 (4)	9.8.2.1 (1)

9.2.1.1 (4)	9.2.5 (1)	9.5.1 (1)	9.8.2.1 (2)
9.2.1.2 (1)	9.2.5 (2)	9.5.2 (1)	9.8.2.1 (3)
9.2.1.2 (2)	9.3 (1)	9.5.2 (2)	9.8.2.2 (1)
9.2.1.2 (3)	9.3.1.1 (1)	9.5.2 (3)	9.8.2.2 (2)
9.2.1.3 (1)	9.3.1.1 (2)	9.5.2 (4)	9.8.2.2 (3)
9.2.1.3 (2)	9.3.1.1 (3)	9.5.3 (2)	9.8.2.2 (4)
9.2.1.3 (3)	9.3.1.1 (4)	9.5.3 (3)	9.8.2.2 (5)
9.2.1.3 (4)	9.3.12 (1)	9.5.3 (4)	9.8.3 (1)
9.2.1.4 (1)	9.3.1.2 (2)	9.5.3 (5)	9.8.3 (2)
9.2.1.4 (2)	9.3.1.3 (1)	9.5.3 (6)	9.8.4 (1)
9.2.1.4 (3)	9.3.1.4 (1)	9.6.1 (1)	9.8.4 (2)
9.2.1.5 (1)	9.3.1.4 (2)	9.6.2 (1)	9.8.5 (1)
9.2.1.5 (2)	9.3.2 (1)	9.6.2 (2)	9.8.5 (2)
9.2.1.5 (3)	9.3.2 (2)	9.6.2 (3)	9.8.5 (3)
9.2.2 (3)	9.3.2 (3)	9.6.3 (1)	9.8.5 (4)
9.2.2 (4)	9.3.2 (4)	9.6.3 (2)	9.9 (1)
9.2.2 (5)	9.3.2 (5)	9.6.4 (1)	9.9 (2)P.
9.2.2 (6)	9.4.1 (1)	9.6.4 (2)	
9.2.2 (7)	9.4.1 (2)	9.7 (1)	
9.2.2 (8)	9.4.1 (3)	9.7 (3)	

9.1 Общие сведения

(103) Минимальные площади арматуры должны обеспечивать безопасность против хрупкого разрушения, недопустимого раскрытия трещин, а также выдерживать усилия, создаваемые местными нагрузками.

Примечание — Более подробные правила, касающиеся минимальной толщины элементов конструкции и их минимального армирования, в том числе минимальный диаметр стержней и максимальное расстояние между стержнями, приводятся для конкретной страны в национальном приложении. Какие-либо дополнительные указания на этот счет в европейском стандарте не приводятся.

9.2 Балки

9.2.2 Поперечное армирование

(101) Поперечная арматура должна располагаться под углом α от 45° до 90° к продольной оси элемента строительной конструкции.

Примечание — Более подробные указания в отношении формы поперечной арматуры, допустимой для применения в конкретной стране, приводятся в национальном приложении. Рекомендуются следующие формы:

- хомуты, охватывающие продольную растянутую арматуру и сжатую зону (EN 1992-1-1, рисунок 9.5);
- отгибы;
- комбинация из вышеуказанных вариантов.

Пункт (2) EN 1992-1-1 не применяется.

9.5 Колонны

9.5.3 Поперечное армирование

(101) Диаметр поперечной арматуры (хомуты, кольца, винтовая спиральная арматура) должен быть не менее максимального из двух величин: $\varnothing_{\min}$ и $1/4$ максимального диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки сварной проволочной сетки для поперечного армирования должен составлять не менее $\varnothing_{\min, \text{mesh}}$.

Примечание — Минимальный диаметр поперечной арматуры для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемые значения: $\varnothing_{\min} = 6$ мм, $\varnothing_{\min, \text{mesh}} = 5$ мм.

9.7 Балки-стенки

(102) Расстояние между двумя соседними арматурными стержнями не должно превышать s_{mesh} .

Примечание — Максимальное расстояние между соседними стержнями для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение: s_{mesh} принимается равным толщине стенки, но не более 300 мм.

9.8 Фундаменты

9.8.1 Свайные ростверки

(103) Основная растянутая арматура для сопротивления внешним воздействиям должна быть сосредоточена в зонах между головами свай. Должен приниматься минимальный диаметр стержней $d_{\min}$. Если площадь сечения арматуры назначена минимальной, ее следует располагать вблизи нижней поверхности элемента конструкции.

Примечание — Значение $d_{\min}$ для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение — 12 мм.

9.10 Системы связей

Этот пункт не применяется.

10 Дополнительные правила для элементов и конструкций из сборного железобетона

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

10.1.1	10.9.2 (1)	10.9.4.2 (1)P	10.9.5.1 (5)P
10.2 (1)P	10.9.2 (2)	10.9.4.2 (2)P	10.9.5.2 (1)
10.2 (2)	10.9.3 (1)P	10.9.4.2 (3)	10.9.5.2 (2)
10.2 (3)	10.9.3 (2)P	10.9.4.3 (1)	10.9.5.2 (3)
10.3.1.1 (1)	10.9.3 (3)P	10.9.4.3 (2)	10.9.5.3 (1)P
10.3.1.1 (2)	10.9.3 (4)	10.9.4.3 (3)	10.9.5.3 (2)P
10.3.1.1 (3)	10.9.3 (5)	10.9.4.3 (4)	10.9.5.3 (3)P
10.3.1.2 (1)	10.9.3 (6)	10.9.4.3 (5)	10.9.6.1 (1)P
10.3.1.2 (2)	10.9.3 (7)	10.9.4.3 (6)	10.9.6.2 (1)
10.3.1.2 (3)	10.9.3 (8)	10.9.4.4 (1)	10.9.6.2 (2)
10.3.2.2 (1)P	10.9.3 (9)	10.9.4.5 (1)P	10.9.6.2 (3)
10.3.2.2 (2)	10.9.3 (10)	10.9.4.5 (2)	10.9.6.3 (1)
10.5.1 (1)P	10.9.3 (11)	10.9.4.6 (1)	10.9.6.3 (2)
10.5.1 (2)	10.9.3 (12)	10.9.4.7 (1)	10.9.6.3 (3).
10.5.1 (3)	10.9.4.1 (1)P	10.9.5.1 (1)P	
10.5.2 (1)	10.9.4.1 (2)P	10.9.5.1 (2)P	
10.9.1 (1)	10.9.4.1 (3)P	10.9.5.1 (3)	
10.9.1 (2)	10.9.4.1 (4)P	10.9.5.1 (4)P	

10.1 Общие сведения

(101)P Положения настоящего раздела относятся к конструкциям, полностью или частично изготовленным из сборных железобетонных элементов, и являются дополнительными к положениям других разделов. Дополнительные сведения по расчету, изготовлению и монтажу таких конструкций приводятся в соответствующих стандартах на конкретные изделия.

10.9 Специальные правила конструирования и расчета

10.9.7 Системы связей

Этот пункт не применяется.

11 Конструкции из легкого бетона

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

11.1 (1)P	11.3.2 (1)	11.3.7 (1)	11.6.4.2 (1)
11.1.1 (1)P	11.3.2 (2)	11.4.1 (1)	11.6.4.2 (2)
11.1.1 (2)P	11.3.3 (1)	11.4.2 (1)P	11.6.5 (1)
11.1.1 (3)	11.3.3 (2)	11.5.1	11.6.6 (1)
11.1.1 (4)P	11.3.3 (3)	11.6.1 (1)	11.7 (1)P
11.1.2 (1)P	11.3.4 (1)	11.6.1 (2)	11.8.1 (1)
11.2 (1)P	11.3.5 (1)P	11.6.2 (1)	11.8.2 (1)
11.3.1 (1)P	11.3.5 (2)P	11.6.3.1 (1)	11.10 (1)P.
11.3.1 (2)	11.3.6 (1)	11.6.4.1 (1)	

11.3.1 (3)

11.3.6 (2)

11.6.4.1 (2)

11.9 Специальные правила конструирования и расчета

(101) Диаметр арматурных стержней, используемых в легких бетонах, как правило, не должен превышать 32 мм. Для легких бетонов количество стержней в пучке не должно быть более двух и их эквивалентный диаметр не должен превышать 45 мм.

Примечание — Использование групп арматурных стержней может быть ограничено положениями национального приложения.

12 Бетонные и слабоармированные конструкции

Применяются все положения EN 1992-1-1.

113 Проектирование с учетом технологии строительства**113.1 Общие положения**

(101) Для мостов, строительство которых выполняется в несколько стадий, технология возведения должна учитываться при проектировании в следующих случаях:

a) в ходе строительства в сечениях конструкций образуются усилия, отличные от создаваемых в готовой конструкции (например, при продольной надвигке пролетных строений моста, при строительстве устоев моста с использованием уравновешенного навесного монтажа);

b) перераспределение сил, обусловленных пластическими явлениями, происходит вследствие изменений распределения конструкций в ходе строительства (например, для многопролетных мостов неразрезной системы, строящихся пролет за пролетом с использованием строительных лесов или в виде консольных конструкций);

c) перераспределение напряжений, обусловленных пластическими явлениями, происходит вследствие изменений сечений конструкции в ходе строительства (например, пролетное строение, состоящее из сборных балок и монолитных плит);

d) последовательность возведения или бетонирования может влиять на устойчивость конструкций в ходе строительства, усилия в готовой конструкции или ее геометрию.

(102) Для конструкций, соответствующих условиям (101), перечисления a) – d), в ходе строительства, на различных его этапах, необходимо проверять предельные состояния по пригодности к эксплуатации и предельные состояния по несущей способности.

(104) Для конструкций, соответствующих условиям (101), перечисление d), технология возведения и бетонирования должна быть указана на чертежах или детально описана в документах по технологии строительства.

113.2 Нагрузки и воздействия в ходе строительства

(101) Воздействия, которые необходимо учитывать в ходе строительства, описаны в EN 1991-1-6.

(102) При проверке равновесия конструкции в предельном состоянии по несущей способности для мостов из сборных коробчатых блоков, строящихся методом уравновешенного навесного монтажа, следует учитывать неуровновешенную ветровую нагрузку. Учитываться должно подъемное или горизонтальное давление не менее $x \text{ Н/м}^2$, действующее на одну из консолей.

Примечание — Значение x для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение: $x = 200 \text{ Н/м}^2$.

(103) При проверке предельных состояний по несущей способности для мостов, строящихся методом уравновешенного навесного монтажа из монолитных конструкций, следует учитывать случайное воздействие, возникающее в случае падения опалубки. Это воздействие должно включаться в динамический расчет. Необходимо учитывать, что падение опалубки может произойти на любой стадии строительства (перемещение подвижных лесов, бетонирование и т. д.).

(104) При строительстве методом уравновешенного навесного монтажа из сборных блоков необходимо учитывать возможность случайного падения одного из блоков.

(105) При строительстве пролетов моста методом продольной надвигки необходимо учитывать деформации пролетов, возникающие в ходе надвигки.

113.3 Критерии проверки

113.3.1 Предельные состояния по несущей способности
(101) EN 1992-2, раздел 6.

113.3.2 Предельные состояния по пригодности к эксплуатации

(101) Проверка на любой стадии строительства должна выполняться так же, как и на стадии эксплуатации, за следующими исключениями.

(102) На промежуточных стадиях строительства не требуется проверка по пригодности к эксплуатации, если в их процессе не происходит снижение долговечности и ухудшение окончательного внешнего вида готовой конструкции (например, появление недопустимых деформаций).

(103) Для мостов или их элементов, для которых на стадии эксплуатации сжимающие напряжения при проверке трещиностойкости рассчитываются на воздействие псевдостатических или часто встречающихся нагрузок, на стадии строительства при воздействии псевдостатических нагрузок допускаются растягивающие напряжения не более величины $kf_{ctm}(t)$.

Примечание — Значение k для использования в конкретной стране указывается в национальном приложении. Рекомендуемое значение: $k = 1,0$.

(104) Для мостов или их элементов, для которых на стадии эксплуатации трещиностойкость проверяется на воздействие сочетания часто встречающихся нагрузок, на стадии строительства трещиностойкость следует проверять на воздействие псевдостатических нагрузок.

Приложение А
(справочное)

Частные коэффициенты безопасности для материалов

Применяются все элементы EN 1992-1-1.

Приложение В (справочное)

Относительные деформации ползучести и усадки

Следующие элементы EN 1992-1-1 применяются для обычного бетона, кроме сечений особенно большой толщины (см. ниже):

- В.1(1);
- В.1(2);
- В.1(3);
- В.2(1).

Раздел В.103 относится к высокоэффективному бетону, изготовленному из цементов класса R , с прочностью на сжатие выше C^{50}_{60} , с использованием микрокремнезема или без него. Методы, приведенные в разделе В.103, более предпочтительны (по сравнению с методами, приведенными в EN 1992-1-1) для вышеупомянутых бетонов, а также для элементов большой толщины, где кинетика основной ползучести достаточно отличается от ползучести при высыхании. Следует отметить, что указания, приведенные в настоящем приложении, проверены в ходе испытаний и измерений на строительных площадках. В качестве справочной литературы по этим вопросам указаны следующие источники:

Ле Рой, Р., Де Ларрард, Ф., Понс, Дж. (1996) Программа AFREM — типовая модель ползучести и усадки для высокоэффективных бетонов.

Тутльмонд, Ф., Де Ларрард, Ф., Бразильер, Д. (2002) Применение высокоэффективных бетонов в строительстве: обзор новейших исследований во Франции.

Ле Рой, Р., Кьюссак, Дж.М., Мартин, О. (1999) Конструкции, чувствительные к ползучести: от лабораторных исследований до строительного проектирования (на примере высокоскоростного железнодорожного путепровода в Авиньоне).

В.100 Общие сведения

(101) Данным приложением следует пользоваться для расчета ползучести и усадки, включая развитие указанных процессов во времени. Однако в типичных экспериментальных величинах может наблюдаться разброс $\pm 30\%$ относительно величин ползучести и усадки, прогнозируемых согласно настоящему приложению. Если из-за особой чувствительности конструкции к ползучести и/или усадке требуется более высокая точность, то следует выполнить экспериментальное исследование этих явлений и развития соответствующих деформаций во времени. В разделе В.104 приводятся указания по экспериментальному определению коэффициентов ползучести и усадки.

(102) Для высокопрочного бетона ($f_{ck} > 50$ МПа) возможен другой подход к оценке ползучести и усадки; см. раздел В.103. В этом альтернативном подходе учитывается влияние добавления микрокремнезема и точность прогнозирования существенно повышается.

(103) Кроме того, формулы для ползучести в разделах В.1 и В.103 верны, если средняя цилиндрическая прочность на момент нагружения $f_{cm}(t_0)$ превышает $0,6f_{cm}$, т. е. выполняется условие $f_{cm}(t_0) > 0,6f_{cm}$.

Если бетон требуется подвергать нагрузке на более ранних стадиях, с существенным нарастанием прочности в начале периода нагружения, то следует специально определить коэффициент ползучести. Его следует определять на основе экспериментов; математические выражения для ползучести следует определять на основе указаний, приведенных в разделе В.104.

(104) Как формулы, описывающие ползучесть и усадку, так и экспериментальные методы определения этих величин основываются на данных, собранных в ограниченном интервале времени. Экстраполяция таких результатов на очень длительные периоды (например, на 100 лет) приводит к дополнительным погрешностям, связанным с используемыми для экстраполяции математическими выражениями. Если требуется повышение безопасности за счет переоценки запаздывающих деформаций и это целесообразно по условиям проекта, то величины ползучести и усадки следует умножать на коэффициенты запаса, приведенные в разделе В.105.

В.103 Высокопрочный бетон

(101) При использовании высокопрочного бетона, под которым понимается бетон класса прочности на сжатие C^{55}_{67} и выше, для получения данных, лучше согласующихся с экспериментальными, следует пользоваться описанной в настоящем пункте моделью (при условии наличия информации,

необходимой для ее использования). Для высокопрочного бетона без добавления микрокремнезема ползучесть обычно оказывается выше, чем следует из выражений для средних величин, приведенных в разделе В.1. Формулы, приведенные в настоящем разделе, не следует использовать без проверки, если доля заполнителя составляет менее 67 %, что может наблюдаться достаточно часто для самоуплотняющегося бетона.

(102) В модели различается деформация, возникающая в гидроизолированном бетоне, и дополнительная деформация, обусловленная высыханием. Поэтому в настоящем пункте приводятся два выражения для усадки и два — для ползучести. Следующие составляющие деформации зависят от времени:

- собственная усадка;
- усадка при высыхании;
- основная ползучесть;
- ползучесть при высыхании.

Это разные явления, регулируемые разными физическими механизмами. Собственная усадка связана с процессом гидратации, в то время как усадка при высыхании, обусловленная изменениями влажности, связана со средой, в которой находится конструкция.

(103) Специальные формулы приведены для бетона с добавками микрокремнезема. В настоящем пункте бетоном с добавками микрокремнезема считается бетон, содержащий микрокремнезем в количестве не менее 5 % от веса цемента.

В.103.1 Собственная усадка

(101) Кинетика собственной усадки регулируется скоростью гидратации. Поэтому развитие собственной усадки зависит от скорости твердения. Соотношение $f_{cm}(t)/f_{ck}$, известное как зрелость молодого бетона, принимается до истечения 28 дней в качестве основной переменной. При зрелости менее 0,1 усадка представляется пренебрежимо малой. По истечении 28 дней основной переменной, от которой зависит развитие собственной усадки, становится время.

Модель для оценки собственной усадки имеет следующий вид:

— для $t < 28$ дней:

$$\text{если } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1, \quad \varepsilon_{ca}(t) = 0; \quad (\text{В.113})$$

$$\text{если } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1, \quad \varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \cdot \left(2,2 \cdot \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) \cdot 10^{-6}, \quad (\text{В.114})$$

где ε_{ca} — собственная усадка, происходящая в период между схватыванием бетона и моментом времени t . Если прочность $f_{cm}(t)$ неизвестна, то ее можно определить согласно EN 1992-1-1, 3.1.2 (6);

— для $t \geq 28$ дней:

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \cdot [2,8 - 1,1 \exp(-t / 96)] \cdot 10^{-6}. \quad (\text{В.115})$$

Таким образом, согласно этой модели, 97 % полной собственной усадки бетона происходит за 3 мес.

В.103.2 Усадка при высыхании

Формулы в разделе 103.2 применимы при относительной влажности до 80 %.

(101) Формула усадки при высыхании имеет вид:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) \cdot [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] \cdot (t - t_s) \cdot 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} h_0^2}, \quad (\text{В.116})$$

где $K(f_{ck}) = 18$, если $f_{ck} \leq 55$ МПа;
 $K(f_{ck}) = 30 - 0,21 f_{ck}$, если $f_{ck} > 55$ МПа;
 $\beta_{cd} = 0,007$ — для бетона с добавками микрокремнезема;
 $\beta_{cd} = 0,021$ — для бетона без добавок микрокремнезема.

В.103.3 Ползучесть

Формулы в разделе 103.3 применимы при относительной влажности до 80 %.

(101) Запаздывающая и зависящая от напряжения деформация $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, т. е. сумма основной ползучести и ползучести при высыхании, может вычисляться по следующей формуле:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} \cdot [\varphi_D(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)]. \quad (\text{B.117})$$

В.103.4 Основная ползучесть

(101) Установлено, что окончательный коэффициент основной ползучести для бетона с добавками микрокремнезема зависит от прочности при нагружении $f_{cm}(t_0)$. Кроме того, чем «моложе» бетон при нагружении, тем быстрее происходит деформация. Однако эта тенденция не наблюдается для бетона без добавок микрокремнезема. Для такого материала коэффициент ползучести можно считать постоянным, со средним значением 1,4. Таким образом, кинетическая составляющая оказывается функцией зрелости, выраженной величиной $f_{cm}(t)/f_{ck}$. Формула для основной ползучести имеет вид:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \cdot \frac{\sqrt{t - t_0}}{[\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}]}, \quad (\text{B.118})$$

где

$$\varphi_{b0} = \begin{cases} \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}} & \text{— для бетона с добавками микрокремнезема;} \\ 1,4 & \text{— для бетона без добавок микрокремнезема;} \end{cases} \quad (\text{B.119})$$

$$\beta_{bc} = \begin{cases} 0,37 \exp\left(2,8 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— для бетона с добавками микрокремнезема;} \\ 0,4 \exp\left(3,1 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— для бетона без добавок микрокремнезема.} \end{cases} \quad (\text{B.120})$$

В.103.5 Ползучесть при высыхании

Формулы в разделе 103.5 применимы при относительной влажности до 80 %.

(101) Ползучесть при высыхании, очень незначительная для бетона с добавками микрокремнезема, оценивается относительно усадки при высыхании, происходящей за тот же период. Коэффициент ползучести при высыхании можно вычислять по следующей упрощенной формуле:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} \cdot [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)], \quad (\text{B.121})$$

где $\varphi_{d0} = 1000$ — для бетона с добавками микрокремнезема;

$\varphi_{d0} = 3200$ — для бетона без добавок микрокремнезема.

В.104 Порядок экспериментальной идентификации

(101) Для более точной оценки запаздывающих деформаций может потребоваться идентификация параметров моделей, описывающих ползучесть и усадку, по результатам измерений в экспериментах. Для этого может применяться рассматриваемый ниже метод, основанный на экспериментальном определении коэффициентов, корректирующих формулы раздела В.103.

(102) Экспериментальные данные могут быть получены по результатам соответствующих испытаний на усадку и ползучесть как в условиях собственной усадки (ползучести), так и в условиях этих явлений при высыхании. Измерения должны выполняться в контролируемых условиях и регистрироваться в течение не менее чем 6 мес.

В.104.1 Собственная усадка

(101) Модель собственной усадки необходимо разделить на две части:

— для $t < 28$ дней:

$$\text{если } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1, \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} \cdot (f_{ck} - 20) \cdot \left(2,2 \cdot \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2\right) \cdot 10^{-6}. \quad (\text{B.122})$$

Параметр β_{ca1} необходимо выбирать таким образом, чтобы минимизировать сумму квадратов разностей между модельными оценками и экспериментальными результатами за период с начала измерений до 28-го дня;

— для $t \geq 28$ дней

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} \cdot (f_{ck} - 20) \cdot [\beta_{ca2} - \beta_{ca3} \exp(-t / \beta_{ca4})] \cdot 10^{-6}. \quad (B.123)$$

Остальные параметры β_{ca2} , β_{ca3} и β_{ca4} подбираются затем аналогичным образом.

В.104.2 Усадка при высыхании

Формулы в разделе 104.2 применимы при относительной влажности до 80 %.

(101) Формула усадки при высыхании имеет вид:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} \cdot \frac{K(f_{ck}) \cdot [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] \cdot (t - t_s) \cdot 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd2} h_0^2}. \quad (B.124)$$

Параметры β_{cd1} , β_{cd2} необходимо выбирать таким образом, чтобы минимизировать сумму квадратов разностей между модельными оценками и экспериментальными результатами.

В.104.3 Основная ползучесть

(101) Требуется определить два параметра: глобальный, β_{cd1} , относящийся к формуле основной ползучести в целом:

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}(t_0)) = \beta_{cd1} \varphi_{b0} \cdot \frac{\sqrt{t - t_0}}{[\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}]}, \quad (B.125)$$

и β_{bc2} , входящий в β_{bc} :

$$\beta_{bc} = \begin{cases} \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— для бетона с добавками микрокремнезема;} \\ \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{— для бетона без добавок микрокремнезема.} \end{cases} \quad (B.126)$$

Эти два параметра необходимо определить на основе минимизации суммы квадратов разностей между экспериментальными результатами и модельными оценками.

В.104.4 Ползучесть при высыхании

Формулы в разделе 104.4 применимы при относительной влажности до 80 %.

(101) Требуется идентифицировать только глобальный параметр φ_{d0} :

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0} \cdot [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)]. \quad (B.127)$$

Этот параметр необходимо определить на основе минимизации суммы квадратов разностей между экспериментальными результатами и модельными оценками.

В.105 Оценка долгосрочной запаздывающей деформации

(101) Как формулы, описывающие ползучесть и усадку, так и экспериментальные методы определения этих величин основываются на данных, собранных в ограниченном интервале времени. Экстраполяция таких результатов на очень длительные периоды (например, на 100 лет) приводит к дополнительным погрешностям, связанным с используемыми для экстраполяции математическими выражениями.

(102) Формулы, приведенные в разделах В.1, В.2 и В.103 настоящего приложения, обеспечивают получение удовлетворительных средних оценок запаздывающих деформаций, экстраполированных на длительные сроки. Однако если требуется повышение безопасности за счет переоценки запаздывающих деформаций и это целесообразно по условиям проекта, то величины ползучести и усадки, спрогнозированные по формулам или по результатам экспериментальных исследований, следует умножать на коэффициент запаса.

(103) Чтобы учесть неопределенность, связанную с реально существующими долгосрочными запаздывающими деформациями в бетоне (т. е. неопределенность, касающаяся правильности математических формул экстраполяции, построенных путем подгонки по результатам измерений ползучести и усадки за относительно короткий период), можно использовать коэффициенты запаса γ_{lt} из таблицы В.101.

Таблица В.101 — Коэффициенты запаса для долгосрочной экстраполяции запаздывающих деформаций (для уместных случаев)

Возраст бетона для оценки запаздывающих деформаций t , г.	γ_{lt}
$t < 1$	1
$t = 5$	1,07
$t = 10$	1,1
$t = 50$	1,17
$t = 100$	1,20
$t = 300$	1,25

Это соответствует следующим математическим выражениям:

$$\begin{aligned}
 t \leq 1 \text{ г.} \quad & \gamma_{lt} = 1; \\
 t \geq 1 \text{ г.} \quad & \gamma_{lt} = 1 + 0,1 \log \left(\frac{t}{t_{\text{ref}}} \right), \text{ где } t_{\text{ref}} = 1 \text{ г.}
 \end{aligned}
 \tag{B.128}$$

Для бетона возрастом менее 1 года формулы В1, В2 и В103 могут использоваться непосредственно, так как они соответствуют длительности экспериментов, на основе которых эти формулы были получены.

Для бетона возрастом 1 год и более, и в особенности — для долгосрочной экстраполяции деформаций значения, полученные по формулам (В.1) и (В.11) EN 1991-1-1, а также по формулам (В.16) и (В.118) EN 1991-2 (амплитуда запаздывающей деформации для времени t), необходимо умножать на γ_{lt} .

Приложение С
(обязательное)

**Свойства арматурной стали, пригодной
для использования с настоящим Еврокодом**

Применяются все элементы EN 1992-1-1.

Приложение D
(справочное)

Более точный метод расчета потерь усилий напряжения из-за релаксации

Применяются все элементы EN 1992-1-1.

Приложение E
(справочное)

Индикативные классы прочности для обеспечения долговечности

Применяются все элементы EN 1992-1-1.

Приложение F (справочное)

Уравнения для определения напряжений в арматуре при плоском напряженном состоянии

Примечание — Правила указания знаков, используемые в настоящем приложении, соответствуют EN 1992-1-1 и отличаются от используемых в разделе 6.9, приложениях LL и MM настоящего стандарта.

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

- F.1 (1);
- F.1 (2);
- F.1 (3);
- F.1 (5).

F.1 Общие сведения

(104) Армирование требуется в местах, где возникают растягивающие напряжения σ_{Edy} или выполняется условие $\sigma_{Edx} \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$.

Оптимальное армирование, соответствующее $\theta = 45^\circ$, обозначается верхним индексом «штрих». Соответствующие напряжения бетона определяются по приведенным ниже формулам.

Для $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$:

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx}, \quad (F.2)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy}, \quad (F.3)$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edxy}|. \quad (F.4)$$

Для $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$:

$$f'_{tdx} = 0, \quad (F.5)$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy}, \quad (F.6)$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \cdot \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right). \quad (F.7)$$

Напряжение бетона σ_{cd} необходимо проверять с использованием реалистичной модели сечений с трещинами (EN 1992-2, раздел 6.109).

Примечание — Минимальное армирование достигается, если направления арматуры идентичны направлениям основных напряжений.

В общем случае необходимое армирование и напряжения в бетоне могут быть также определены другим способом:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cdot \cot \theta - \sigma_{Edx}, \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy}, \quad (F.9)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \cdot \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right), \quad (F.10)$$

где θ — угол главных сжимающих напряжений в бетоне относительно оси x.

Примечание — Значение $\cot \theta$ необходимо выбирать таким образом, чтобы не допускать величин сжатия f_{td} .

Чтобы не допустить неприемлемых трещин в предельном состоянии по пригодности к эксплуатации, а также обеспечить требуемые деформации в предельном состоянии по несущей способности, характеристики арматуры, определяемые по формулам (F.8) и (F.9) для каждого направления, должны не более чем в 2 раза превышать характеристики арматуры, определяемые по формулам (F.2)

и (F.3) или (F.5) и (F.6), и составлять не менее половины этих величин: $\frac{1}{2}f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2f'_{tdx}$,

$$\frac{1}{2}f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2f'_{tdy}.$$

Приложение G
(справочное)

Взаимодействие конструкций с основанием

Применяются все элементы EN 1992-1-1.

Приложение H
(справочное)

Общие эффекты второго порядка в конструкциях

Данное приложение не применяется.

Приложение I
(справочное)

Расчет плит перекрытий и диафрагм

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

- I.1.1 (1);
- I.1.1 (2);
- I.1.2 (1);
- I.1.2 (2);
- I.1.2 (3).

I.1.2 Расчет методом эквивалентной рамы

Пункты (4) и (5) EN 1992-1-1 не применяются.

I.1.3 Нерегулярное размещение колонн

Этот пункт не применяется.

I.2 Диафрагмы

Этот пункт не применяется.

Приложение J (справочное)

Отдельные правила расчета и конструирования

Применяются следующие элементы EN 1992-1-1:

J.1 (1)	J.2.1 (1)	J.2.3 (1)	J.3 (4)
J.1 (3)	J.2.2 (1)	J.2.3 (2)	J.3 (5).
J.1 (4)	J.2.2 (2)	J.3 (1)	
J.1 (5)	J.2.2 (3)	J.3 (2)	
J.1 (6)	J.2.2 (4)	J.3 (3)	

J.104 Местное приложение нагрузки

J.104.1 Опорные зоны мостов

(101) Проектирование опорных зон мостов производится в соответствии с 6.5 и 6.7 EN 1992-1-1, а также с дополняющим их настоящим пунктом.

(102) Расстояние от края зоны приложения опорной нагрузки до свободного края бетонного сечения должно составлять не менее 1/6 от соответствующего размера площадки опирания, измеренного в том же направлении. При этом во всех случаях расстояние до свободного края должно составлять не менее 50 мм.

(103) Для классов бетона C^{55}_{67} и выше в формуле (6.63) EN 1992-1-1 вместо величины f_{cd} необходимо подставить $\frac{0,46f_{ck}^{2/3}}{1 + 0,1f_{ck}} \cdot f_{cd}$.

(104) Во избежание краевого скольжения арматура должна быть равномерно распределена параллельно нагруженной поверхности до точки рассеяния локальных напряжений сжатия. Эта точка определяется следующим образом: линия под углом θ (30°) к направлению приложения нагрузки проводится от края площадки опирания, противоположного ближайшей боковой поверхности сечения, до пересечения с боковой поверхностью, как показано на рисунке J.107. Арматура, предусматриваемая для недопущения краевого скольжения, должна быть надлежащим образом заанкерена.

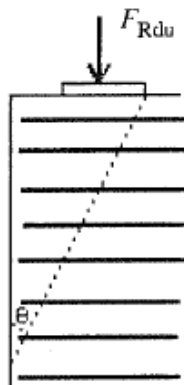


Рисунок J.107 — Механизм краевого скольжения

(105) Арматура, предусматриваемая для недопущения краевого скольжения A_r , рассчитывается по формуле $A_r f_{yd} \geq F_{Rdu} / 2$.

J.104.2 Зоны анкеровки предварительно напряженных элементов

(101) Правила, приведенные в настоящем пункте, применяются в дополнение к правилам 8.10.3 EN 1992-1-1 для проектирования зон анкеровки, используемых для закрепления двух и более предварительно напряженных арматурных элементов.

(102) Напряжение смятия за анкерными плитами проверяется следующим образом:

— минимальное расстояние между осевой линией анкерного крепления и краем бетона не должно быть меньше величины, указанной в соответствующем Европейском техническом свидетельстве

(European Technical Approval). Эта минимальная величина зависит от прочности бетона на момент натяжения;

— арматура, устанавливаемая для предотвращения разрыва и раскалывания в зонах анкеровки, размещается в прямоугольной бетонной призме, называемой «призмой первичной регуляризации» (primary regularization prism) и расположенной за каждым анкерным креплением. Поперечное сечение призмы, связанное с каждым анкерным креплением, называется «ассоциированным прямоугольником» (associate rectangle). Ассоциированный прямоугольник имеет тот же центр и те же оси симметрии, что и анкерная плита (у которой должно быть две оси симметрии), и при этом его размеры должны удовлетворять следующему условию:

$$\frac{P_{\max}}{cc'} \leq 0,6f_{ck}(t), \quad (\text{J.101})$$

где $P_{\max}$ — максимальное усилие, прилагаемое к предварительно напряженному арматурному элементу согласно 5.10.2.1 EN 1992-1-1;
 c, c' — размеры ассоциированного прямоугольника;
 $f_{ck}(t)$ — прочность бетона на момент натяжения.

Ассоциированный прямоугольник должен иметь примерно такое же соотношение размеров, как и анкерная плита. Это требование выполняется, если величины c/a и c'/a' не превышают

$1,25 \cdot \sqrt{\frac{cc'}{aa'}}$, где a и a' — размеры анкерной плиты;

— ассоциированные прямоугольники, связанные с расположенными в одном поперечном сечении анкерными креплениями, должны находиться внутри бетонного сечения и не должны перекрываться;

— призма первичной регуляризации очень приблизительно представляет объем бетона, в котором напряжения изменяются от максимальных значений (непосредственно за анкерной плитой) до допустимых значений для бетона, находящегося под одноосным сжатием. В качестве оси призмы принимается ось предварительно напряженного арматурного элемента, ее основание — в качестве ассоциированного прямоугольника, а ее глубина за анкерным креплением принимается как величина $1,2\max(c, c')$. Призмы, связанные с разными анкерными креплениями, могут перекрываться (это может происходить, если предварительно напряженные арматурные элементы не параллельны), однако должны оставаться внутри бетонного сечения.

(103) Арматура, необходимая для предотвращения разрыва и раскалывания бетона в каждой призме регуляризации (см. (102)), должна быть не менее

$$A_s = 0,15 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \cdot \gamma_{p,unfav}, \quad (\text{J.102})$$

где $\gamma_{p,unfav} \geq 1,20$;

$P_{\max}$ — максимальное усилие предварительного напряжения согласно 5.10.2.1 EN 1992-1-1 (формула (5.41));

f_{yd} — расчетный предел текучести арматуры.

Эта арматура должна быть равномерно распределена в каждом направлении по сечению призмы. Площадь сечения арматуры на максимально нагруженной поверхности должна составлять

не менее $0,03 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \cdot \gamma_{p,unfav}$ в каждом направлении.

(104) Должны быть обеспечены минимальные параметры арматуры, определяемые согласно соответствующему Европейскому техническому свидетельству. Распределение арматуры должно быть скорректировано, если она должна воспринимать растягивающие усилия, вычисленные согласно 8.10.3(4) EN 1992-1-1.

Приложение КК (справочное)

Зависимые от времени характеристики бетона

КК.1 Введение

В данном приложении рассматривается ряд методов оценки развивающихся во времени явлений, обусловленных свойствами бетона.

КК.2 Общие положения

(101) Конструктивные воздействия зависимых от времени свойств бетона, например изменения деформаций и/или внутренних усилий, должны рассматриваться, как правило, при расчетах по пригодности к эксплуатации.

Примечание — В отдельных случаях (например, для конструкций или их элементов, расчет эффектов второго порядка для которых является приоритетным, или для конструкций, в которых усилия невозможно перераспределить) воздействия, зависящие от времени, можно учитывать при расчетах по несущей способности.

(102) Если сжимающие напряжения в бетоне при воздействии псевдостатических нагрузок составляют менее $0,45f_{ck}(t)$, то могут применяться линейный структурный расчет и линейная вязкоупругая модель старения. Зависимые от времени характеристики бетона описываются коэффициентом ползучести $\phi(t, t_0)$ или функцией ползучести $J(t, t_0)$, или, в качестве альтернативного варианта, функцией релаксации $R(t, t_0)$. При более высоких сжимающих напряжениях должны учитываться воздействия нелинейной ползучести.

(103) Определение деформаций и внутренних усилий жестких заземленных бетонных конструкций (армированных и предварительно напряженных) с учетом времени может выполняться в предположении об их однородности; ограниченные вариации свойств бетона в различных частях конструкции могут при этом не учитываться. В ходе расчета необходимо учитывать все варианты в заземленном состоянии на различных этапах строительства и во время эксплуатации конструкции.

(104) Различные виды расчетов и их типичное применение показаны в таблице КК.101.

Таблица КК.101 — Типы расчетов

Типы расчетов	Пояснения и типичное применение
Общий и ступенчато нарастающий методы	Являются общими и применимы ко всем конструкциям. Они особенно полезны для проверки на промежуточных стадиях строительства в конструкциях, где свойства изменяются по длине (например, в консоли)
Методы, основанные на теоремах линейной вязкоупругости	Применимы к однородным конструкциям с жесткими заземлениями
Метод коэффициента старения	Метод будет полезен, когда силы и напряжения изменяются с течением времени. Используется в мостах со сложными сечениями (сборно-монолитные конструкции)
Упрощенный метод коэффициента старения	Применим к конструкциям, в которых изменяются условия опираний (например, «пролет в пролете» или свободная консоль)

Следующие предположения относятся ко всем методам, описанным выше:

- ползучесть и усадку считают независимыми друг от друга;
 - для всех типов бетонного сечения средняя ползучесть и свойства усадки приняты, игнорируя любые незначительные отличия в различных зонах конструкции;
 - принцип суперпозиции действителен для расчета полных деформаций с течением времени.
- Краткая детализация некоторых методов приведена в следующих разделах.

КК.3 Общий метод

(101) Приняты следующие допущения:

а) основное уравнение для деформации бетона с учетом времени:

$$\varepsilon_{c(t)} = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \cdot \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s). \quad (\text{КК.101})$$

В этом уравнении первое слагаемое представляет собой деформации от напряжений в момент времени t_0 . Второе слагаемое представляет собой ползучесть от этих напряжений. Третье слагаемое представляет собой сумму мгновенных деформаций и деформаций ползучести от напряжений, происходящих в момент времени t_i . Четвертое слагаемое представляет собой усадочные деформации;

б) предполагается, что арматура ведет себя линейно под мгновенными нагрузками. Если напряжение в преднапряженной арматуре больше, чем $0,5f_{p\max}$, то необходимо учитывать релаксацию и изменение деформаций;

с) арматура имеет надежное сцепление с бетоном;

д) линейные элементы, детали сохраняют свою плоскость после деформации;

е) поддерживаются равновесие и совместимость.

(102) Ползучесть бетона в каждом сечении зависит от предыстории его напряжений. При этом предполагается поэтапный процесс. Расчет выполняется для последовательных интервалов времени, обеспечивающих поддержание условий равновесия и совместимости; при этом используются базовые свойства материала, относящиеся к соответствующему моменту времени. Деформация рассчитывается для последовательных интервалов времени с использованием изменения напряжения бетона в предыдущий интервал времени.

КК.4 Нарастающий метод

(101) Для момента времени t , когда прилагаемое напряжение составляет σ , из всей предыстории нагружения теоретически выводится деформация ползучести $\varepsilon_{cc}(t)$, потенциальная деформация ползучести $\varepsilon_{\infty cc}(t)$ (т. е. деформация ползучести, которая была бы достигнута для времени $t = \infty$, если бы напряжение, прилагаемое в момент времени t , поддерживалось постоянно) и скорость ползучести.

(102) Оценку потенциальной деформации ползучести в момент времени t можно вычислить, используя принцип суперпозиции (обозначения приведены в описании формулы (КК.101), а также в приложении В EN 1992-1-1):

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \cdot \frac{\varphi(\infty, t)}{E_c}. \quad (\text{КК.102})$$

(103) Для момента времени t можно вычислить эквивалентное время t_e , такое, что в случае приложения постоянного напряжения в момент времени t_e будут достигнуты одинаковые деформация ползучести и потенциальная деформация ползучести. Время t_e вычисляется из уравнения

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \cdot \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t). \quad (\text{КК.103})$$

Скорость ползучести в момент t , таким образом, можно вычислить, используя кривую ползучести, соответствующую эквивалентному времени:

$$\frac{d\varepsilon_{cc}(t)}{dt} = d\varepsilon_{\infty cc}(t) \cdot \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t}. \quad (\text{КК.104})$$

(104) Если $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$, как это имеет место, в частности, в случае ползучести при снятии нагрузки, время t_e определяется на данном этапе с учетом смены знака прилагаемого напряжения:

$$\varepsilon_{cc\max}(t) - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{cc\max}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \beta_c(t, t_e), \quad (\text{КК.105})$$

$$\frac{d(\varepsilon_{cc\max}(t) - \varepsilon_{cc}(t))}{dt} = (\varepsilon_{cc\max}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t}, \quad (\text{КК.106})$$

где $\varepsilon_{cc\max}(t)$ — последнее максимальное значение деформации ползучести, достигнутое до момента времени t .

КК.5 Применение теорем линейной вязкоупругости

(101) В конструкциях с жесткими защемлениями напряжения и деформации можно оценивать методами пластических расчетов, предполагая модуль упругости постоянным.

(102) Зависимые от времени свойства бетона полностью описываются функцией ползучести $J(t, t_0)$ и функцией релаксации $R(t, t_0)$, где

$J(t, t_0)$ представляет общее напряжение, которое зависит от деформаций, вызванных единичными напряжениями, то есть реакция деформации в момент времени t является результирующей от устойчивых и постоянных прилагаемых единичных напряжений в момент времени t_0 ;

$R(t, t_0)$ представляет результирующую реакцию напряжения в момент времени t , зависящую от устойчивых и постоянных прилагаемых единичных напряжений, вызванных деформациями в момент времени t_0 .

(103) При непосредственных воздействиях нагрузок упругие напряжения не изменяются под действием ползучести. Деформации $D(t)$ в момент времени t могут быть вычислены путем интегрирования приращения упругих деформаций, умноженных на коэффициент ползучести $J(t, \tau) \cdot E_c$:

$$S(t) = S_{el}(t_0), \quad (\text{КК.107})$$

$$D(t) = E_c \int_0^t J(t, \tau) \cdot dD_{el}(\tau). \quad (\text{КК.108})$$

(104) При не прямых воздействиях (налагаемые деформации) упругие деформации не изменяются под действием ползучести. Напряжения в момент времени t могут быть получены путем интегрирования приращения упругих деформаций, умноженных на коэффициент релаксации $R(t, \tau) / E_c$:

$$D(t) = D_{el}(t_0), \quad (\text{КК.109})$$

$$S(t) = \frac{1}{E_c} \int_0^t R(t, \tau) \cdot dS_{el}(\tau). \quad (\text{КК.110})$$

(105) В конструкциях, подвергаемых воздействию постоянных нагрузок, для которых исходная статическая схема (101) преобразуется в окончательную схему (102) путем введения дополнительного ограничения в момент времени $t_1 \geq t_0$ (где t_0 — возраст конструкции на момент приложения нагрузки), распределение нагрузок при $t > t_1$ постепенно изменяется и приближается к распределению, соответствующему приложению нагрузки в окончательной статической схеме:

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1) \cdot \Delta S_{el,1}, \quad (\text{КК.111})$$

где $S_2(t)$ — распределение напряжений для $t > t_1$ в конструкции с измененными ограничениями;
 $S_{el,1}$ — распределение упругих напряжений в исходной статической схеме;
 $\Delta S_{el,1}$ — поправка, применяемая к полученному по упругой модели решению $S_{el,1}$ для обеспечения соответствия упругому решению, связанному с приложением нагрузки в окончательной статической схеме;
 $\xi(t, t_0, t_1)$ — функция перераспределения:

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t, \tau) \cdot dJ(\tau, t_0), \quad (\text{КК.112})$$

здесь $0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$;

$$\xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)}. \quad (\text{КК.113})$$

(106) Если переход от исходной к окончательной статической схеме выполняется путем нескольких изменений разных ограничений, причем эти изменения производятся в разные моменты времени $t_i \geq t_0$, то вызванное ползучестью изменение напряжения под действием приложения группы дополнительных ограничений Δn_j в момент времени t_j не зависит от предыдущих дополнительных ограничений, налагавшихся в моменты времени $t_i < t_j$, а зависит только от приложения ограничений Δn_j на момент времени t_j :

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_i) \cdot \Delta S_{el,i}. \quad (\text{КК.114})$$

КК.6 Метод коэффициента старения

(101) Метод коэффициента старения позволяет рассчитывать изменения напряжения, деформаций, усилий и соответствующих перемещений за бесконечное время, вызванные зависимыми от времени свойствами бетона и предварительно напрягаемой арматуры, не выполняя для этого расчет, связанный с дискретным временем. В частности, на уровне сечения изменения осевой деформации и кривизны, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией, могут быть определены относительно просто.

(102) Деформация, создаваемая изменениями напряжений в бетоне с течением времени, может рассматриваться как деформация, которая возникла бы в результате повышения напряжения, приложенного и поддерживаемого с промежуточного возраста бетона:

$$\int_{\tau=t_0}^t (1 + \varphi(t, \tau)) d\sigma(\tau) = (1 + \chi(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)) \cdot \Delta\sigma_{t_0 \rightarrow t}, \quad (\text{КК.118})$$

где χ — коэффициент старения. Значение χ можно определить для любого заданного момента времени путем пошагового расчета; для $t = \infty$ его можно принимать равным 0,80.

Релаксация при переменной деформации может рассчитываться для бесконечного времени упрощенным методом, как релаксация при постоянной длине, умноженная на понижающий коэффициент 0,80.

КК.7 Упрощенные формулы

(101) Для конструкций, подверженных изменениям опираний (конструкции «пролет в пролете», с уравновешенной сборкой, с перемещениями опорных узлов и т. д.), усилия для времени t_∞ могут рассчитываться упрощенным методом. В этих случаях в первом приближении распределение внутренних усилий для времени t_∞ можно принимать следующим:

$$S_\infty = S_0 + (S_c - S_0) \cdot \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 + \chi\varphi(\infty, t_c)}, \quad (\text{КК.119})$$

где S_0 — внутренние усилия на момент окончания процесса строительства;

S_c — внутренние усилия, полученные в случае, если конструкция возводится на опалубке;

t_0 — возраст бетона при приложении нагрузки;

t_c — возраст бетона при изменении состояния опирания.

Приложение LL (справочное)

Элементы бетонной оболочки

(101) В данном разделе рассматриваются элементы оболочки, в которых обычно имеется восемь составляющих внутренних усилий. Эти составляющие перечислены ниже, а также показаны на рисунке LL.1 для элемента единичных размеров:

- три плоские составляющие: n_{Edx} , n_{Edy} , $n_{Edxy} = n_{Edyx}$;
- три составляющие для плит: m_{Edx} , m_{Edy} , $m_{Edxy} = m_{Edyx}$;
- два поперечных усилия сдвига: v_{Edx} , v_{Edy} .

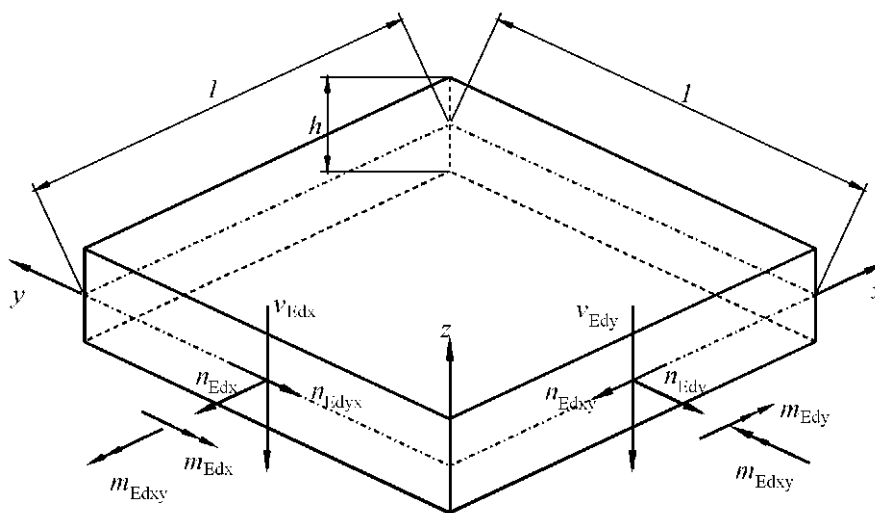


Рисунок LL.1 — Элемент оболочки

(102) Первый этап проверки состоит в том, чтобы выяснить, возникают ли трещины в элементе оболочки.

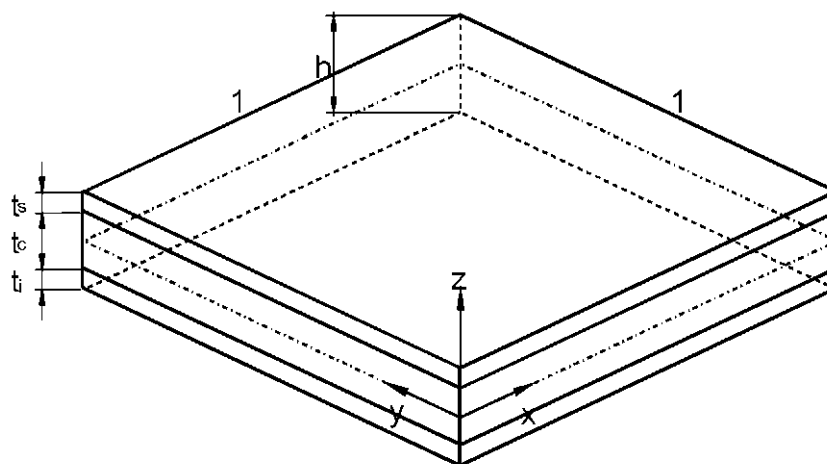


Рисунок LL.2 — Многослойная модель

(103) Для элемента без трещин требуется только одна проверка: необходимо убедиться, что минимальное главное напряжение меньше расчетной прочности бетона на сжатие f_{cd} . При определении f_{cd} целесообразно учесть состояние многоосевого сжатия.

(104) При наличии трещин для проектирования или проверки элементов оболочки применяется многослойная модель.

(105) В многослойной модели выделяются три слоя (рисунок LL.2): два наружных слоя воспринимают мембранные усилия, создаваемые составляющими n_{Edx} , n_{Edy} , n_{Edxy} , m_{Edx} , m_{Edy} , m_{Edxy} , а внутренний слой воспринимает усилия сдвига v_{Edx} , v_{Edy} . Толщина слоев определяется итерационным методом (правила (113) – (115)).

(106) Внутренний слой рассчитывается согласно 6.2 с учетом главного сдвига, его основного направления и продольной арматуры в этом направлении (правила (113) – (115)).

(107) Чтобы определить, возникают ли трещины в элементах оболочек, необходимо проверить главные напряжения на различных уровнях по высоте элемента. На практике проверяется следующее неравенство:

$$\Phi = \alpha \cdot \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \cdot \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 \leq 0, \quad (\text{LL.101})$$

$$\text{где } J_2 = \frac{1}{6} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]; \quad (\text{LL.102})$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m) \cdot (\sigma_2 - \sigma_m) \cdot (\sigma_3 - \sigma_m); \quad (\text{LL.103})$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3; \quad (\text{LL.104})$$

$$\text{здесь } \sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3; \quad (\text{LL.105})$$

$$\alpha = \frac{1}{9k^{1,4}}; \quad (\text{LL.106})$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{1}{3} \arccos(c_2 \cos 3\theta) \right], \text{ для } \cos 3\theta \geq 0; \quad (\text{LL.107})$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos(-c_2 \cos 3\theta) \right], \text{ для } \cos 3\theta < 0;$$

$$\beta = \frac{1}{3,7k^{1,1}}; \quad (\text{LL.108})$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}; \quad (\text{LL.109})$$

$$c_1 = \frac{1}{0,7k^{0,9}}; \quad (\text{LL.110})$$

$$c_2 = 1 - 6,8 \cdot (k - 0,07)^2; \quad (\text{LL.111})$$

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \quad (\text{LL.112})$$

Если неравенство (LL.101) выполняется, то элемент принимается без трещин; в противном случае следует считать, что в элементе возникают трещины.

(108) Если в элементе оболочки возникают трещины, то усилия в наружных слоях многослойной модели определяются по следующим формулам (рисунки LL.3а, LL.3б):

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \cdot \frac{z_x - y_{xs}}{z_x} + \frac{m_{Edx}}{z_x}, \quad (\text{LL.113})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \cdot \frac{z_x - y_{xi}}{z_x} - \frac{m_{Edx}}{z_x}, \quad (\text{LL.114})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \cdot \frac{z_y - y_{ys}}{z_y} + \frac{m_{Edy}}{z_y}, \quad (\text{LL.115})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \cdot \frac{z_y - y_{yi}}{z_y} - \frac{m_{Edy}}{z_y}, \quad (\text{LL.116})$$

$$n_{Edyxs} = n_{Edyx} \cdot \frac{z_{yx} - y_{yxs}}{z_{yx}} - \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}}, \quad (\text{LL.117})$$

$$n_{Edyxi} = n_{Edyx} \cdot \frac{z_{yx} - y_{yxi}}{z_{yx}} + \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}}, \quad (\text{LL.118})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \cdot \frac{z_{xy} - y_{xys}}{z_{xy}} - \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}}, \quad (\text{LL.119})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \cdot \frac{z_{xy} - y_{xyi}}{z_{xy}} + \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}}, \quad (\text{LL.120})$$

где z_x, z_y — плечи рычагов для изгибающих моментов и мембранных осевых усилий;
 $y_{xs}, y_{xi}, y_{ys}, y_{yi}$ — расстояния от центра тяжести арматуры до средней плоскости элемента в направлениях x и y относительно изгибающего и осевого мембранного усилия; таким образом, $z_x = y_{xs} + y_{xi}$, $z_y = y_{ys} + y_{yi}$;

$y_{yxs}, y_{yxi}, y_{xys}, y_{xyi}$ — расстояния от центра тяжести арматуры до средней плоскости элемента в направлениях x и y относительно крутящего момента и мембранного усилия сдвига; таким образом, $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$, $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$.

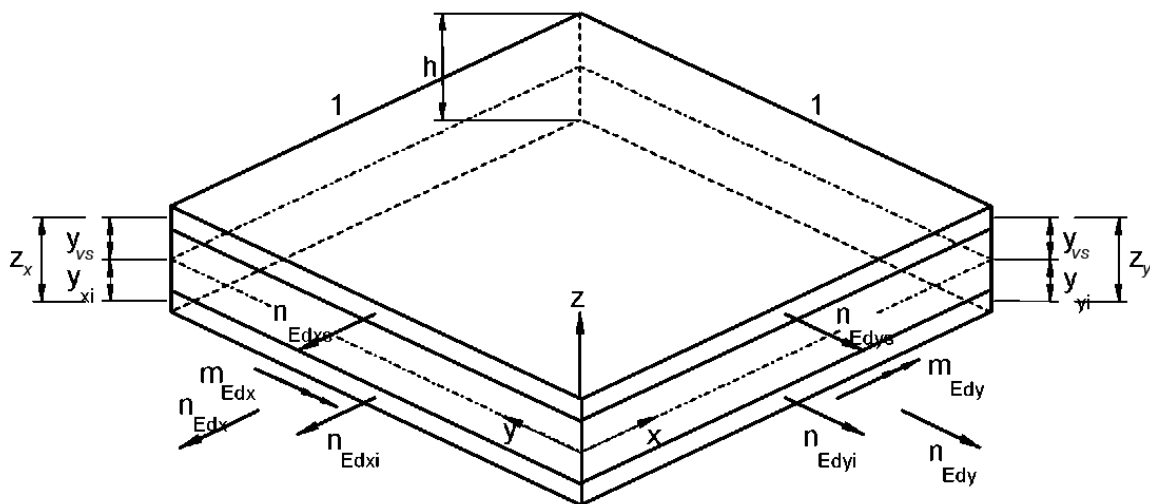


Рисунок LL.3a — Осевые воздействия и изгибающие моменты в наружном слое

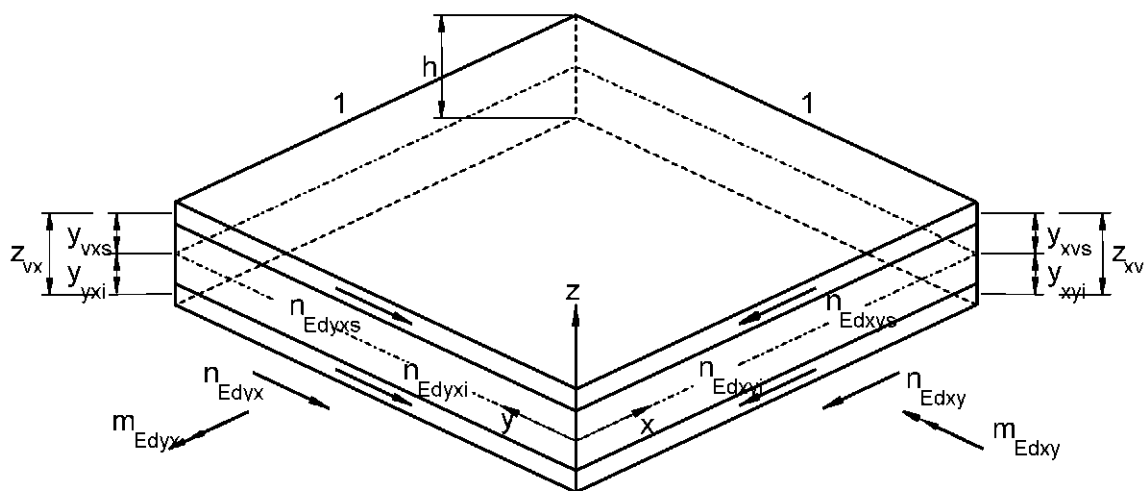


Рисунок LL.3b — Мембранные усилия сдвига и крутящие моменты в наружном слое

Усилия продольного сдвига v_{Edx} и v_{Edy} действуют на внутренний слой с плечом рычага z_c , определяемым относительно центров тяжести соответствующих слоев арматуры.

(109) Для расчета внутреннего слоя определяется главный сдвиг v_{Ed0} и его направление φ_0 по следующим формулам:

$$v_{Ed0} = \sqrt{v_{Edx}^2 + v_{Edy}^2}, \quad (\text{LL.121})$$

$$\tan \varphi_0 = \frac{v_{Edy}}{v_{Edx}}. \quad (\text{LL.122})$$

(110) В направлении главного сдвига поведение элемента оболочки аналогично поведению балки, поэтому применяются соответствующие правила расчета. В частности, для элементов, для которых не требуется поперечная арматура, следует использовать правила пункта 6.2.2, а для элементов, для которых поперечная арматура требуется, — 6.2.3. В формуле (6.2a) величина ρ_1 принимается следующей:

$$\rho_1 = \rho_x \cos^2 \varphi_0 + \rho_y \sin^2 \varphi_0. \quad (\text{LL.123})$$

(111) Если требуется поперечная арматура, то продольное усилие, создаваемое моделью диагональной связи $V_{Edn} \cot \theta$, приводит к появлению в направлениях x и y следующих мембранных усилий:

$$n_{Edyc} = \frac{v_{Edy}^2}{v_{Ed0}} \cdot \cot \theta, \quad (\text{LL.124})$$

$$n_{Edxyc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Ed0}} \cdot \cot \theta, \quad (\text{LL.125})$$

$$n_{Edxc} = \frac{v_{Edx}^2}{v_{Ed0}} \cdot \cot \theta, \quad (\text{LL.126})$$

$$n_{Edyxc} = n_{Edxyc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Ed0}} \cdot \cot \theta. \quad (\text{LL.127})$$

(112) Наружные слои проектируются как мембранные элементы с использованием правил пункта 6 (109) и приложения F.

(113) Для конструкций, приведенных на рисунках LL.3a и LL.3b, обычно может применяться следующий упрощенный подход:

$$y_{ns} = y_{xs} = y_{ys}, \quad (\text{LL.128})$$

$$y_{ni} = y_{xi} = y_{yi}, \quad (\text{LL.129})$$

$$y_{ts} = y_{xys} = y_{yxs}, \quad (\text{LL.130})$$

$$y_{ti} = y_{xyi} = y_{yxi}, \quad (\text{LL.131})$$

$$z_x = z_y = z_n = y_{ns} + y_{ni}, \quad (\text{LL.132})$$

$$z_{xy} = z_{yx} = z_t = y_{ts} + y_{ti}. \quad (\text{LL.133})$$

Различием между z_n и z_t обычно можно пренебречь, предполагая, что толщина наружных слоев равна удвоенной толщине защитного слоя бетона. Поэтому

$$y_{ns} = y_{ts} = y_s, \quad (\text{LL.134})$$

$$y_{ni} = y_{ti} = y_i, \quad (\text{LL.135})$$

$$z_n = z_t = z. \quad (\text{LL.136})$$

(114) На основе вышеуказанных предположений усилия, действующие в наружных слоях, можно рассчитывать следующим образом:

а) в случаях, когда для восприятия составляющих v_{Edx} и v_{Edy} поперечная арматура не требуется:

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \cdot \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z}, \quad (\text{LL.137})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \cdot \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z}, \quad (\text{LL.138})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \cdot \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z}, \quad (\text{LL.139})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \cdot \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z}, \quad (\text{LL.140})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \cdot \frac{z - y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z}, \quad (\text{LL.141})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \cdot \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z}, \quad (\text{LL.142})$$

б) в случаях, когда для восприятия составляющих v_{Edx} и v_{Edy} требуется поперечная арматура:

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \cdot \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \cdot \frac{v_{Edx}^2}{v_{Ed0}} \cot \theta, \quad (\text{LL.143})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \cdot \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \cdot \frac{v_{Edx}^2}{v_{Ed0}} \cot \theta, \quad (\text{LL.144})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \cdot \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \cdot \frac{v_{Edy}^2}{v_{Ed0}} \cot \theta, \quad (\text{LL.145})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \cdot \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \cdot \frac{v_{Edy}^2}{v_{Ed0}} \cot \theta, \quad (\text{LL.146})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \cdot \frac{z - y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \cdot \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Ed0}} \cot \theta, \quad (\text{LL.147})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \cdot \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \cdot \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Ed0}} \cot \theta. \quad (\text{LL.148})$$

(115) Если условие, заданное в пункте (112), не выполняется, то следует принять одну из следующих мер:

а) увеличить толщину защитного слоя бетона, в результате чего, соответственно, уменьшится внутреннее плечо рычага;

б) использовать разные значения z_n и z_t , при этом должно выполняться условие $z_n > z_t$. Внутренние напряжения бетона после этого требуется складывать как векторы;

с) увеличить толщину слоя, чтобы обеспечить выполнение условия проверки для бетона, и при этом оставить положение арматуры без изменений. В результате расположение арматуры в слое окажется эксцентрическим; вследствие этого два внутренних изгибающих момента увеличатся, и они должны быть в равновесии в пределах элемента оболочки. В этих условиях формулы для вычисления внутренних усилий в арматуре приобретают следующий вид:

$$n_{Eds}^* = \left[n_{Eds} \cdot \left(h - \frac{t_s}{2} - b'_i \right) + n_{Edi} \cdot \left(\frac{t_i}{2} - b'_i \right) \right] / (h - b'_i - b'_s), \quad (\text{LL.149})$$

$$n_{Edi}^* = n_{Eds} + n_{Edi} - n_{Eds}^*, \quad (\text{LL.150})$$

где t_s , t_i — толщина соответственно верхнего и нижнего слоя;

$b'_{i,s}$ — расстояние от наружной поверхности слоя до оси арматуры внутри слоя.

Внутренний слой необходимо проверить на дополнительный продольный сдвиг, соответствующий усилию, передаваемому между слоями арматуры.

Приложение ММ (справочное)

Сдвиг и поперечный изгиб

(101) В стенках коробчатых балок взаимосвязь между продольным сдвигом и поперечным изгибом можно рассчитывать с помощью многослойной модели (приложение LL). Для этого в общую модель можно ввести следующие упрощения (рисунок ММ.1):

- продольный сдвиг на единицу длины рассматривается как имеющий постоянное значение вдоль отрезка Δx : $u_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$;
- поперечный изгибающий момент на единицу длины рассматривается как имеющий постоянное значение вдоль отрезка Δy : $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta x$;
- продольное усилие предполагается постоянным на отрезке Δy : $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta y$;
- поперечный сдвиг в стенке, вызванный изменением соответствующего изгибающего момента, в пределах отрезка Δy не учитывается.

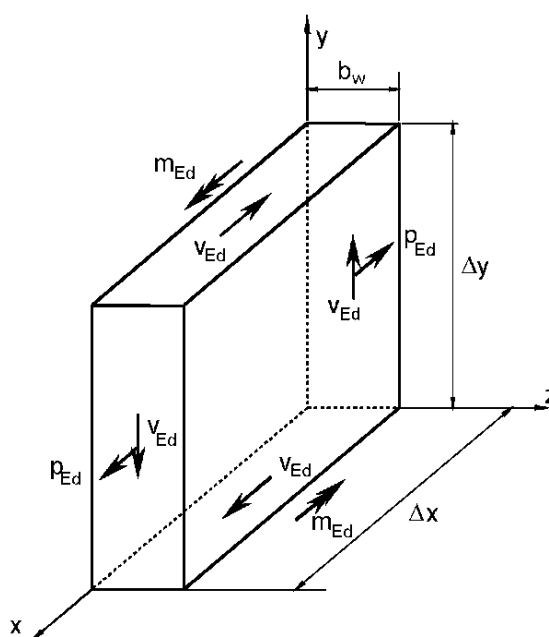


Рисунок ММ.1 — Внутренние воздействия в элементе стенки

(102) На основе вышеназванных допущений многослойная модель будет состоять только из двух плит, в которых действуют следующие напряжения (рисунок ММ.2):

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed} \cdot \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2) \cdot z_1}, \quad (\text{ММ.101})$$

$$\tau_{Ed2} = v_{Ed} \cdot \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2) \cdot z_2}, \quad (\text{ММ.102})$$

$$\sigma_{Edy1} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2) / 2) \cdot z_1}, \quad (\text{ММ.103})$$

$$\sigma_{Edy2} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2) / 2) \cdot z_2}, \quad (\text{ММ.104})$$

$$\sigma_{Edx1} = p_{Ed} \cdot \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2) \cdot z_1}, \quad (\text{ММ.105})$$

$$\sigma_{Edx2} = p_{Ed} \cdot \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2) \cdot z_2}. \quad (\text{ММ.106})$$

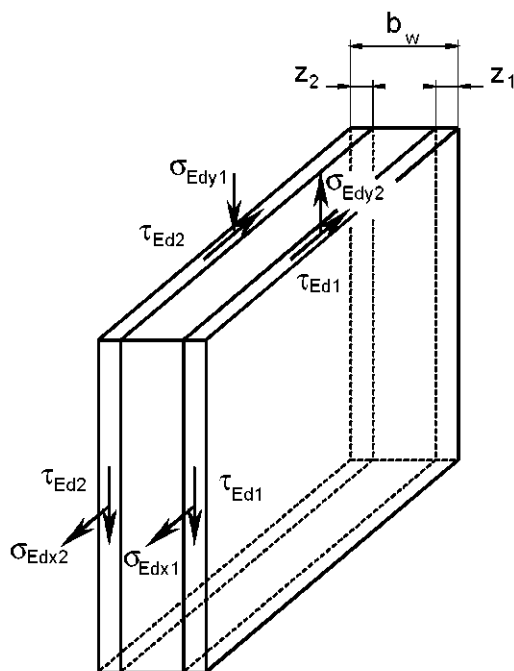


Рисунок ММ.2 — Модифицированная многослойная модель

(103) Расчет двух плит осуществляется на основе итерационного подхода в целях оптимизации толщины z_1 и z_2 ; для этого используется методика, приведенная в разделе 6.109 и в приложении F. Значения углов θ_{el} и θ для двух плит могут предполагаться разными, однако для каждой плиты эти углы должны быть постоянными. Если арматура в этих двух плитах оказывается расположенной с эксцентриситетом, то должны применяться формулы (LL.149) и (LL.150).

(104) Если расчетное продольное усилие оказывается усилием растяжения, оно может рассматриваться как воспринимаемое арматурой, распределенной вдоль стенки, или, в качестве другого варианта, как распределенное на растянутый и сжатый пояс (половина — на растянутый, половина — на сжатый).

(105) Если продольное усилие отсутствует, то в качестве упрощенного подхода могут использоваться правила раздела 6.24, однако к поперечной арматуре (работающей на срез) необходимо добавить арматуру, работающую на изгиб.

Приложение NN (справочное)

Повреждающие эквивалентные напряжения для проверки на усталостную прочность

NN.1 Общие сведения

(101) В настоящем приложении приводится упрощенная методика расчета повреждающих эквивалентных напряжений для проверки на усталостную прочность пролетных строений автодорожных и железнодорожных железобетонных мостов. Методика основана на моделях усталостных нагрузок, приведенных в EN 1991-2.

NN.2 Автодорожные мосты

NN.2.1 Ненапрягаемая и предварительно напряженная арматура

(101) Величины, приведенные в настоящем подпункте, применимы только к скорректированной модели усталостных нагрузок из EN 1991-2.

Расчет диапазонов повреждающих эквивалентных напряжений для проверки арматуры выполняется путем умножения осевых нагрузок, полученных по модели усталостных нагрузок 3, на следующие коэффициенты:

- 1,75 — для проверки промежуточных опор многопролетных мостов неразрезной конструкции;
- 1,40 — для проверки других участков.

(102) Диапазон повреждающих эквивалентных напряжений для проверки арматуры вычисляется по формуле

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,Ec} \lambda_s, \quad (NN.101)$$

где $\Delta\sigma_{s,Ec}$ — диапазон напряжений, вызванных моделью усталостных нагрузок 3 (согласно EN 1991-2), с осевыми нагрузками, увеличенными в соответствии с пунктом (101) на основе комбинации нагрузок, приведенной в 6.8.3 EN 1992-1-1;

λ_s — эквивалентный коэффициент усталостных повреждений, учитывающий конкретные местные условия, в том числе интенсивность движения по мосту, расчетный срок службы, конструкцию пролета.

(103) Корректирующий коэффициент λ_s учитывает влияние конструкции пролета, интенсивность движения по мосту, расчетный срок службы, количество полос движения, тип движения, шероховатость поверхности. Этот коэффициент рассчитывается по формуле

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4}, \quad (NN.102)$$

где $\lambda_{s,1}$ — коэффициент, учитывающий тип элемента (например, неразрезная многопролетная балка), а также повреждающее действие движения по мосту, зависящее от критической длины линии или области влияния;

$\lambda_{s,2}$ — коэффициент, учитывающий интенсивность движения по мосту;

$\lambda_{s,3}$ — коэффициент, учитывающий расчетный срок службы моста;

$\lambda_{s,4}$ — коэффициент, применяемый в случаях, когда элемент конструкции нагружен несколькими полосами движения;

φ_{fat} — динамический эквивалентный коэффициент повреждения, зависящий от шероховатости поверхности.

(104) Коэффициент $\lambda_{s,1}$ (рисунки NN.1, NN.2) учитывает критическую длину линии влияния и форму кривой усталости (S-N).

(105) Коэффициент $\lambda_{s,2}$ учитывает влияние годового объема дорожного движения и его типа. Эту величину можно вычислять по формуле

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}}, \quad (NN.103)$$

где N_{obs} — количество грузовых автомобилей в год, определяемое по таблице 4.5 EN 1991-2;
 k_2 — наклон соответствующей кривой усталости, определяемый по таблицам 6.3N и 6.4N EN 1992-1-1;
 $\bar{Q}$ — коэффициент, зависящий от типа движения и определяемый по таблице NN.1.

Таблица NN.1 — Коэффициенты типа движения

$\bar{Q}$	Тип движения (см. EN 1991-2, таблица 4.7)		
	Дальние перевозки	Средние перевозки	Местные перевозки
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

(106) Коэффициент $\lambda_{s,3}$ учитывает влияние срока службы. Эту величину можно вычислять по формуле

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{\text{Years}}}{100}}, \quad (\text{NN.104})$$

где N_{Years} — расчетный срок службы моста, г.

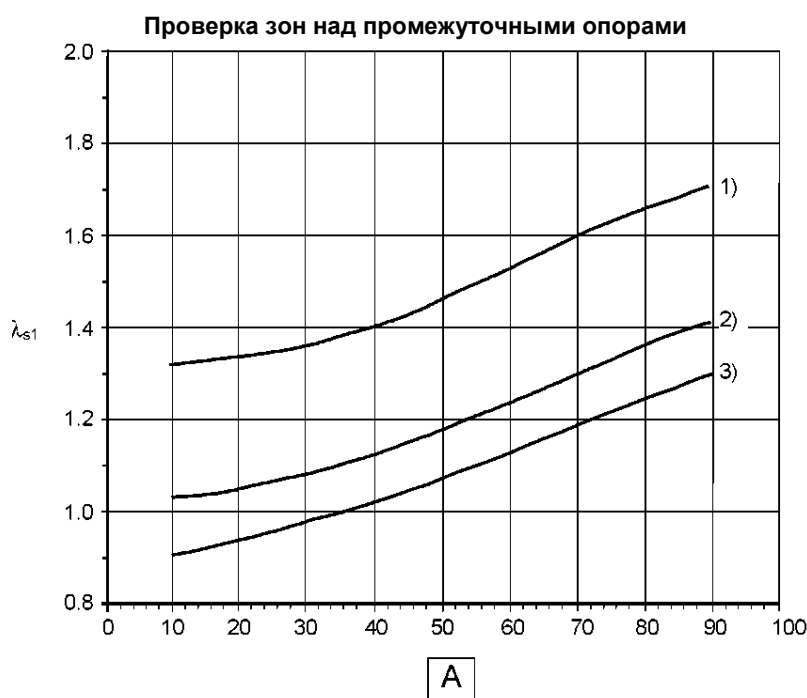
(107) Коэффициент $\lambda_{s,4}$ учитывает влияние нескольких полос движения. Эту величину можно вычислять по формуле

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{\text{obs},i}}{N_{\text{obs},1}}}, \quad (\text{NN.105})$$

где $N_{\text{obs},i}$ — ожидаемое количество грузовых автомобилей на i -й полосе в год;

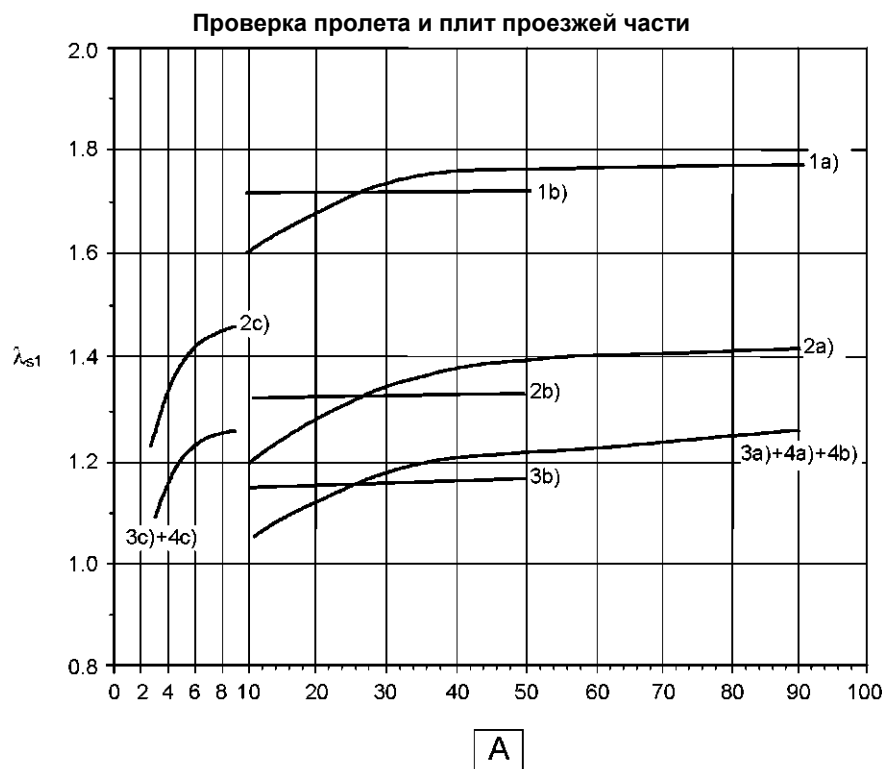
$N_{\text{obs},1}$ — ожидаемое количество грузовых автомобилей в правом ряду в год.

(108) Динамический эквивалентный коэффициент повреждения ϕ_{fat} , определяемый согласно EN 1991-2 (приложение В).



- 1) стыковочные устройства;
 - 2) полигональная предварительно напрягаемая арматура в стальных каналообразователях;
 - 3) предварительно напрягаемая арматура с натяжением:
 - на упоры (вся);
 - на бетон:
 - пучок в пластмассовых каналообразователях;
 - прямые пучки в стальных каналообразователях
- $\boxed{A}$ — критическая длина линии влияния, м

Рисунок NN.1 — Величины $\lambda_{s,1}$ для проверки зон над промежуточными опорами на усталостную прочность



- 1) стыковочные устройства;
 - 2) полигональная предварительно напрягаемая арматура в стальных каналах;
 - 3) предварительно напрягаемая арматура с натяжением:
 - на упоры (вся);
 - на бетон:
 - пучок в пластмассовых каналах;
 - прямые пучки в стальных каналах;
 - 4) поперечная арматура:
 - a) многопролетная неразрезная балка;
 - b) однопролетная балка;
 - c) плиты проезжей части
- A** — критическая длина линии влияния, м

Рисунок NN.2 — Величины $\lambda_{s,1}$ для проверки пролетов и локальных элементов на усталостную прочность

NN.3 Железнодорожные мосты

NN.3.1 Ненапрягаемая и предварительно напряженная арматура

(101) Диапазон повреждающих эквивалентных напряжений для проверки ненапрягаемой и предварительно напряженной арматуры вычисляется по формуле

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \Phi \Delta\sigma_{s,71}, \quad (NN.106)$$

где $\Delta\sigma_{s,71}$ — диапазон напряжений в арматуре, вызванный моделью нагрузок 71 (а также, при необходимости, SW/0), но исключая α , согласно EN 1991-2, в расчете на наиболее неблагоприятные условия для рассматриваемого элемента. Для конструкций с несколькими рельсовыми путями модель нагрузки 71 следует применять не более чем к двум рельсовым путям;

λ_s — корректирующий коэффициент для вычисления диапазона повреждающих эквивалентных напряжений на основе диапазона напряжений, вызываемого составляющей $\Phi \Delta\sigma_{s,71}$;

Φ — динамический коэффициент, определяемый по EN 1991-2.

(102) Корректирующий коэффициент λ_s учитывает влияние конструкции пролета, интенсивность движения по мосту, расчетный срок службы, количество рельсовых путей. Этот коэффициент рассчитывается по формуле

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4}, \quad (NN.107)$$

где $\lambda_{s,1}$ — коэффициент, учитывающий тип элемента (например, неразрезная многопролетная балка), а также повреждающее действие движения по мосту, зависящее от длины линии или области влияния;

$\lambda_{s,2}$ — коэффициент, учитывающий интенсивность движения по мосту;

$\lambda_{s,3}$ — коэффициент, учитывающий расчетный срок службы моста;

$\lambda_{s,4}$ — коэффициент, применяемый в случаях, когда элемент конструкции нагружен несколькими рельсовыми путями.

(103) Коэффициент $\lambda_{s,1}$ учитывает критическую длину линии влияния и характер движения. Значения $\lambda_{s,1}$ для стандартного и тяжелого состава движения могут определяться по таблице NN.2. Значения рассчитаны для постоянного отношения изгибающих моментов к диапазонам напряжений. Значения, приведенные для смешанного движения, соответствуют комбинации типов поездов, указанной в приложении F EN 1991-2.

Значения $\lambda_{s,1}$ для случая, когда критическая длина линии влияния составляет от 2 до 20 м, могут определяться по следующей формуле:

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2 \text{ м}) + [\lambda_{s,1}(20 \text{ м}) - \lambda_{s,1}(2 \text{ м})] \cdot (\log L - 0,3), \quad (\text{NN.108})$$

где L — критическая длина линии влияния, м;

$\lambda_{s,1}(2 \text{ м})$ — значение $\lambda_{s,1}$ для $L = 2 \text{ м}$;

$\lambda_{s,1}(20 \text{ м})$ — значение $\lambda_{s,1}$ для $L = 20 \text{ м}$;

$\lambda_{s,1}(L)$ — значение $\lambda_{s,1}$ для $2 < L < 20 \text{ м}$.

(104) Коэффициент $\lambda_{s,2}$ учитывает влияние годового объема дорожного движения и его типа и вычисляется по формуле

$$\lambda_{s,2} = k_2 \sqrt{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}}, \quad (\text{NN.109})$$

где Vol — объем перевозок, т/год на рельсовый путь;

k_2 — наклон соответствующей кривой усталости, определяемый по таблицам 6.3N и 6.4N EN 1992-1-1.

(105) Коэффициент $\lambda_{s,3}$ учитывает влияние срока службы и вычисляется по формуле

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{Years}}}{100}}, \quad (\text{NN.110})$$

где N_{Years} — расчетный срок службы моста, г.;

k_2 — наклон соответствующей кривой усталости, определяемый по таблицам 6.3N и 6.4N EN 1992-1-1.

(106) Коэффициент $\lambda_{s,4}$ учитывает влияние нагрузки, создаваемой несколькими рельсовыми путями. Для конструкций, на которых располагается несколько рельсовых путей, усталостная нагрузка рассматривается не более чем для двух путей, находящихся в наиболее неблагоприятных положениях (см. EN 1991-2). Коэффициент влияния нагрузки, создаваемой двумя рельсовыми путями, вычисляется по формуле

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{n + (1 - n) \cdot s_1^{k_2} + (1 - n) \cdot s_2^{k_2}}, \quad (\text{NN.111})$$

$$s_1 = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_{1+2}}, \quad s_2 = \frac{\Delta \sigma_2}{\Delta \sigma_{1+2}},$$

где n — доля движения по мосту, проходящего по нему одновременно. Рекомендуемое значение $n = 0,12$;

$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2$ — диапазон напряжений, вызванный моделью нагрузки 71, на один рельсовый путь на проверяемом участке;

$\Delta \sigma_{1+2}$ — диапазон напряжений на том же участке, вызванный моделью нагрузки 71, на любые два рельсовых пути, определяемый согласно EN 1991-2;

k_2 — наклон соответствующей кривой усталости, определяемый по таблицам 6.3N и 6.4N EN 1992-1-1.

Если при нагрузках, обусловленных движением по рельсовому пути, возникают только напряжения сжатия, то соответствующее значение s_j принимается равным 0.

Таблица NN.2 — Значения $\lambda_{s,1}$ для свободно опирающихся и многопролетных неразрезных балок

	$L, \text{ м}$	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,65	0,70
[2]	≤ 2	1,00	1,05
	≥ 20	0,70	0,70
[3]	≤ 2	1,25	1,35
	≥ 20	0,75	0,75
[4]	≤ 2	0,80	0,85
	≥ 20	0,40	0,40

Свободно опирающиеся балки

	$L, \text{ м}$	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,95	1,05
	≥ 20	0,50	0,55
[2]	≤ 2	1,00	1,15
	≥ 20	0,55	0,55
[3]	≤ 2	1,25	1,40
	≥ 20	0,55	0,55
[4]	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,35	0,30

Многопролетные неразрезные балки
(средний пролет)

	$L, \text{ м}$	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,90	1,00
	≥ 20	0,65	0,65
[2]	≤ 2	1,00	1,15
	≥ 20	0,65	0,65
[3]	≤ 2	1,30	1,45
	≥ 20	0,65	0,70
[4]	≤ 2	0,80	0,90
	≥ 20	0,35	0,35

Многопролетные неразрезные балки
(крайний пролет)

	$L, \text{ м}$	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,85	0,85
	≥ 20	0,70	0,75
[2]	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,70	0,75
[3]	≤ 2	1,10	1,10
	≥ 20	0,75	0,80
[4]	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,35	0,40

Многопролетные неразрезные балки
(зоны над промежуточными опорами) s^* — стандартный состав движения (т. е. стандартный состав поездов, проходящих по мосту); h^* — тяжелый состав движения;

[1] — напрягаемая арматура: с натяжением на упоры (вся), с натяжением на бетон (арматурные пучки в пластмассовых каналаобразователях, прямые пучки в стальных каналаобразователях);

[2] — напрягаемая арматура с натяжением на бетон (полигональные пучки в стальных каналаобразователях); кривые усталости ($S-N$) с $k_1 = 3$, $k_2 = 7$, $N^* = 10^6$;[3] — стыковые устройства (предварительно напряженная арматура); кривые усталости ($S-N$) с $k_1 = 3$, $k_2 = 5$, $N^* = 10^6$;[4] стыковые устройства (ненапрягаемая арматура); сварные стержни, включая сварку прихваточными швами и встык; кривые усталости ($S-N$) с $k_1 = 3$, $k_2 = 5$, $N^* = 10^7$.Между указанными значениями L допускается интерполяция по формуле (NN.108).

Примечание — В таблице NN.2 не приводятся значения $\lambda_{s,1}$ для легкого состава движения по мосту. Для мостов, проектируемых в расчете на легкий состав движения, значения $\lambda_{s,1}$ могут устанавливаться на основе величин, приведенных в таблице NN.2 для стандартного состава движения, или определяться путем детального расчета.

NN.3.2 Проверка сжатого бетона

(101) Для сжатого бетона усталостная прочность может считаться достаточной при выполнении следующего условия:

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,eq}}{\sqrt{1 - R_{eq}}} \geq 6, \quad (NN.112)$$

где $R_{eq} = \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}};$

$$E_{cd,min,eq} = \gamma_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}};$$

$$E_{cd,max,eq} = \gamma_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}};$$

$\sigma_{cd,max,eq}$ и $\sigma_{cd,min,eq}$ — верхняя и нижняя границы спектра повреждающих эквивалентных напряжений для количества циклов $N = 10^6$.

(102) Верхняя и нижняя границы спектра повреждающих эквивалентных напряжений вычисляются по следующим формулам:

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,max,eq} &= \sigma_{c,perm} + \lambda_c \cdot (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}), \\ \sigma_{cd,min,eq} &= \sigma_{c,perm} - \lambda_c \cdot (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}), \end{aligned} \quad (NN.113)$$

где $\sigma_{c,perm}$ — напряжение сжатия бетона, вызванное воздействием сочетания нормативных нагрузок, без учета модели нагрузки 71;

$\sigma_{c,max,71}$ — максимальное напряжение сжатия, вызванное воздействием сочетания нормативных нагрузок, включая модель нагрузки 71 и динамический коэффициент Φ (EN 1991-2);

$\sigma_{c,min,71}$ — минимальное напряжение сжатия, вызванное воздействием сочетания нормативных нагрузок, включая модель нагрузки 71 и динамический коэффициент Φ (EN 1991-2);

λ_c — поправочный коэффициент для вычисления верхней и нижней границ спектра повреждающих эквивалентных напряжений, обусловленных моделью нагрузки 71.

Примечание — Напряжения $\sigma_{c,perm}$, $\sigma_{c,max,71}$ и $\sigma_{c,min,71}$ не рассчитывают на другие переменные воздействия (ветровые, температурные нагрузки и т. д.).

(103) Поправочный коэффициент λ_c учитывает постоянные нагрузки, влияние конструкции пролета, интенсивность движения по мосту, расчетный срок службы, количество рельсовых путей. Этот коэффициент рассчитывается по формуле

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \lambda_{c,1} \lambda_{s,2,3} \lambda_{s,4}, \quad (NN.114)$$

где $\lambda_{c,0}$ — коэффициент, учитывающий постоянное напряжение;

$\lambda_{c,1}$ — коэффициент, учитывающий тип элемента (например, неразрезная многопролетная балка), а также повреждающее действие движения по мосту, зависящее от критической длины линии или области влияния;

$\lambda_{s,2,3}$ — коэффициент, учитывающий интенсивность движения по мосту и расчетный срок службы моста;

$\lambda_{s,4}$ — коэффициент, применяемый в случаях, когда элемент конструкции нагружен несколькими рельсовыми путями.

(104) Коэффициент $\lambda_{c,0}$ учитывает влияние постоянного напряжения. Этот коэффициент рассчитывается по формуле

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \cdot \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \text{ — для сжатой зоны;} \quad (NN.115)$$

$\lambda_{c,0} = 1$ — для растянутой зоны (включая эффект предварительного напряжения).

(105) Коэффициент $\lambda_{c,1}$ зависит от критической длины линии влияния и характера движения. Значения $\lambda_{c,1}$ для стандартного и тяжелого состава движения могут определяться по таблице NN.2.

Значения $\lambda_{c,1}$ для случая, когда критическая длина линии влияния составляет от 2 до 20 м, могут определяться по формуле (NN.108) с заменой $\lambda_{s,1}$ на $\lambda_{c,1}$.

(106) Коэффициент $\lambda_{c,2,3}$ учитывает влияние годового объема движения по мосту и срока его службы и определяется по формуле

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \cdot \log \left[\frac{Vol}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \cdot \log \left[\frac{N_{Years}}{100} \right], \quad (NN.116)$$

где Vol — объем перевозок, т/год на рельсовый путь;

N_{Years} — расчетный срок службы моста, г.

(107) Коэффициент $\lambda_{c,4}$ учитывает влияние нагрузки, создаваемой несколькими рельсовыми путями. Для конструкций, на которых располагается несколько рельсовых путей, усталостная нагрузка рассматривается не более чем для двух путей, находящихся в наиболее неблагоприятных положениях (EN 1991-2). Коэффициент влияния нагрузки, создаваемой двумя рельсовыми путями, вычисляется по формуле

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \cdot \log n \geq 0,54 \quad \text{для } a \leq 0,8, \quad (NN.117)$$

$$\lambda_{c,4} = 1 \quad \text{для } a > 0,8,$$

$$a = \frac{\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2})}{\sigma_{c1+2}}, \quad (NN.118)$$

где n — доля движения по мосту, проходящего по нему одновременно. Рекомендуемое значение $n = 0,12$;

σ_{c1}, σ_{c2} — напряжение сжатия, обусловленное моделью нагрузки 71, на один рельсовый путь, включая динамический коэффициент для модели нагрузки 71 согласно EN 1991-2;

σ_{c1+2} — напряжение сжатия, обусловленное моделью нагрузки 71, на два рельсовых пути, включая динамический коэффициент для модели нагрузки 71 согласно EN 1991-2.

Таблица NN.3 — Значения $\lambda_{c,1}$ для свободно опирающихся балок и многопролетных неразрезных балок

	$L, \text{ м}$	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,75	0,75
[2]	≤ 2	0,95	1,00
	≥ 20	0,90	0,90

Свободно опирающиеся балки

	$L, \text{ м}$	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,55	0,55
[2]	≤ 2	1,05	1,15
	≥ 20	0,65	0,70

Многопролетные неразрезные балки
(средний пролет)

Окончание таблицы NN.3

	L , м	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,75	0,80
	≥ 20	0,70	0,70
[2]	≤ 2	1,10	1,20
	≥ 20	0,70	0,70

Многопролетные неразрезные балки
(крайний пролет)

	L , м	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,70	0,75
	≥ 20	0,85	0,85
[2]	≤ 2	1,10	1,15
	≥ 20	0,80	0,85

Многопролетные неразрезные балки
(зона над промежуточными опорами)

s^* — стандартный состав движения (т. е. стандартный состав поездов, проходящих по мосту);

h^* — тяжелый состав движения;

[1] — сжатая зона;

[2] — растянутая зона (включая эффект предварительного напряжения).

Между указанными значениями L допускается интерполяция по формуле (NN.108) с заменой $\lambda_{s,1}$ на $\lambda_{c,1}$.

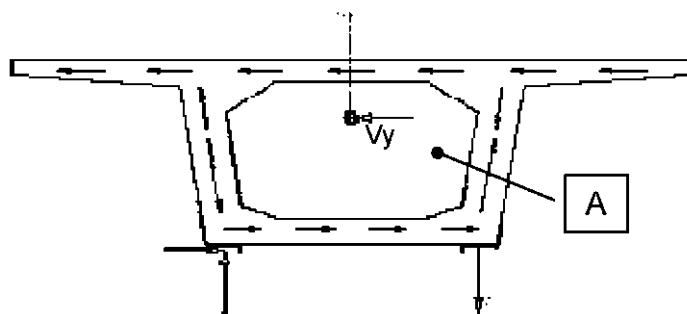
Примечание — В таблице NN.3 не приводятся значения $\lambda_{c,1}$ для легкого состава движения по мосту. Для мостов, проектируемых в расчете на легкий состав движения, значения $\lambda_{c,1}$ могут устанавливаться на основе величин, приведенных в таблице NN.3 для стандартного состава движения, или определяться путем детального расчета.

Приложение ОО (справочное)

Характерные области сложного напряженно-деформированного состояния мостов

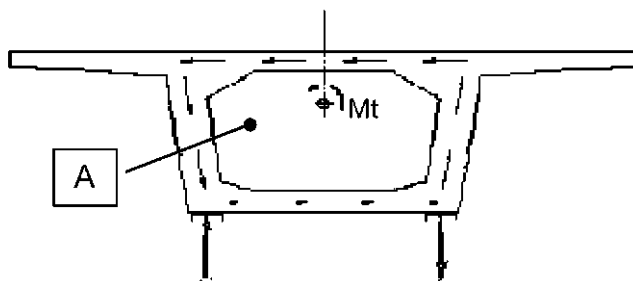
ОО.1 Диафрагмы в коробчатых пролетных строениях со стенками, непосредственно опирающимися на опорные части

(101) Если опоры располагаются непосредственно под стенками коробчатого сечения, то диафрагмы подвергаются усилиям, создаваемым передачей сдвига в горизонтальной плоскости (рисунок ОО.1), или усилиям, вызванным преобразованием крутящего момента в коробчатом сечении в пару сил, если имеются две опорные части (рисунок ОО.2).



$\boxed{A}$ — диафрагма

Рисунок ОО.1 — Горизонтальный сдвиг и реакция в зонах опирания



$\boxed{A}$ — диафрагма

Рисунок ОО.2 — Кручение в коробчатом сечении и реакция в зонах опирания

(102) В целом из рисунков ОО.1 и ОО.2 видно, что передача сил от нижней полки и от стенок происходит непосредственно к опорам без создания каких-либо сил в центральной части диафрагмы. Силы от верхней полки приводят к образованию сил, прилагаемых к диафрагме, на которые рассчитывается элемент. На рисунках ОО.3 и ОО.4 показаны возможные механизмы сопротивления, которые могут использоваться для подбора необходимой арматуры для элементов данного типа.

(103) Как правило, не требуется проверять узлы или сжатые элементы, если толщина диафрагмы не меньше размера опорной поверхности в продольном направлении моста. В этом случае необходимо проверить только узлы опирания.

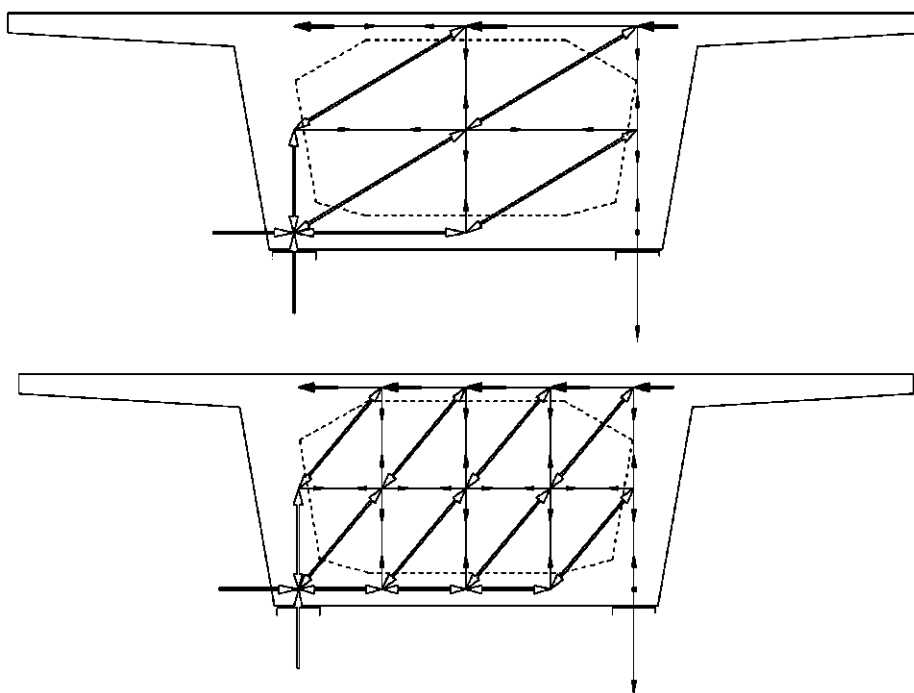


Рисунок ОО.3 — Модель сжатых и растянутых элементов для сплошной диафрагмы без люка

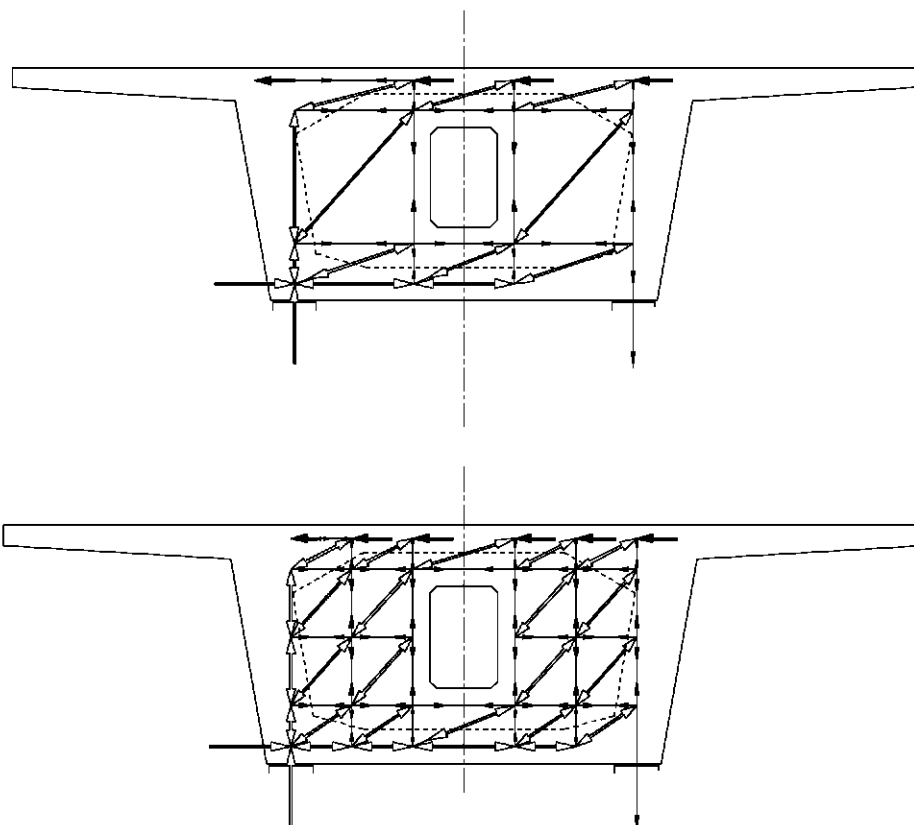


Рисунок ОО.4 — Модель сжатых и растянутых элементов для сплошной диафрагмы с люком

ОО.2 Диафрагмы в коробчатых пролетных строениях без непосредственного опирания стенок на опорные части

(101) В этом случае, в дополнение к сдвигу вдоль горизонтальной оси, а также к эффекту кручения (при наличии более чем одной опоры), диафрагма должна передавать силы вертикального сдвига от стенок к опиранию (опораниям).

Узлы опираний проверяются с использованием критериев, приведенных в 6.5 и 6.7 EN 1992-1-1.

(102) Расчет арматуры должен выполняться на усилия растянутых элементов, которые были получены в результате действия используемых механизмов сопротивления, с учетом ограничений натяжения в арматуре, указанных в 6.5 EN 1992-1-1. В данном случае, из-за способа передачи вертикального сдвига, необходимо обеспечить арматурное усиление подвески. Если для этой цели применяются наклонные стержни, то необходимо уделить особое внимание состоянию анкеровки (рисунок ОО.6).

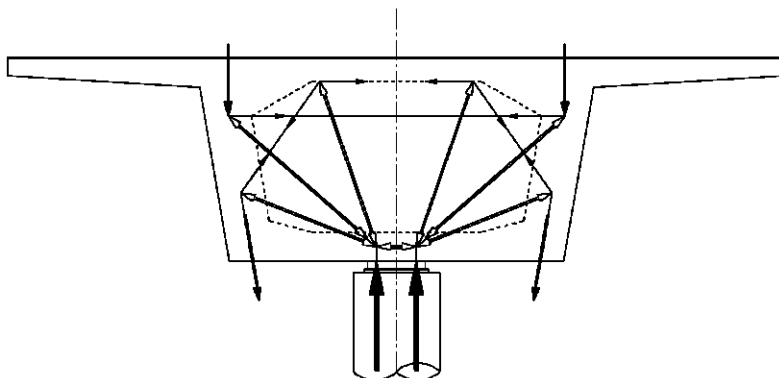
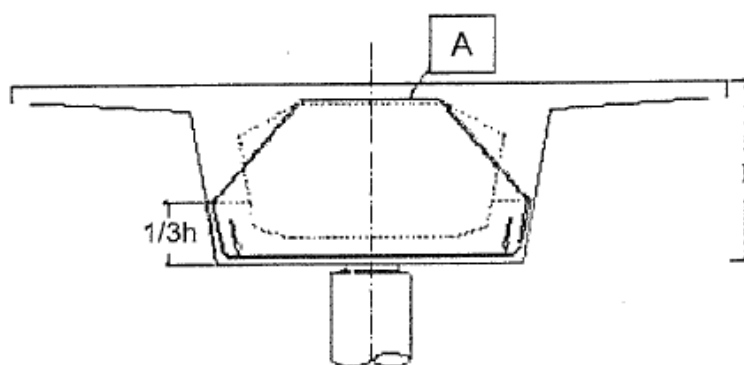


Рисунок ОО.5 — Диафрагмы вне зон опирания. Модель сжатых и растянутых элементов



А — диафрагма

Рисунок ОО.6 — Диафрагмы вне зон опирания. Анкерование арматуры подвески

(103) Если арматура подвески имеет вид замкнутых арматурных хомутов, то они должны охватывать арматуру верхней поверхности коробчатой балки (рисунок ОО.7).

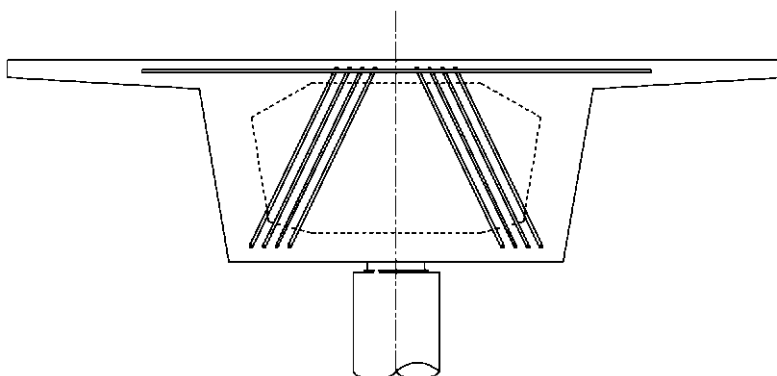


Рисунок ОО.7 — Диафрагмы вне зон опирания. Соединения, используемые в качестве арматуры подвески

(104) Если используется предварительное напряжение, например, предварительно напрягаемая арматура с натяжением на бетон, то в проекте должен быть четко указан порядок натяжения (предварительное напряжение диафрагмы обычно выполняется раньше, чем продольное натяжение). Особое внимание необходимо обращать на потери при предварительном напряжении с учетом небольшой длины предварительно напряженных арматурных элементов.

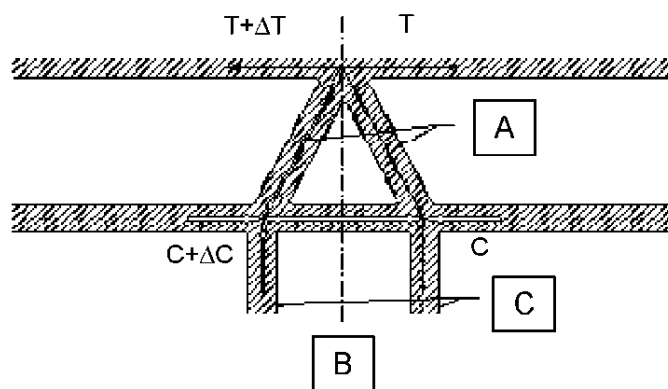
(105) В дополнение к арматуре, проектируемой на основе вышеуказанных механизмов сопротивления, необходима также конструктивная арматура, концентрируемая в зонах, расположенных над опираниями.

ОО.3 Диафрагмы в монолитных соединениях «настил — устой моста»

(101) В случаях, когда пролетное строение и опора моста совместно омоноличены, в опоре возникает момент, равный разности моментов пролетного строения в соседних пролетах по обе стороны опоры. Передача момента от пролета к опоре и создает силы, дополнительные к указанным выше.

(102) Для треугольных диафрагм (рисунок ОО.8) передача вертикальной нагрузки и усилия, созданного разностью моментов, осуществляется непосредственно, пока сохраняется целостность сжатых элементов и перекрытие (или анкеровка) растянутой арматуры.

(103) При использовании двойной вертикальной диафрагмы направление передачи сил от пролетов к опорам более сложное. В этом случае необходимо тщательно проверить непрерывность сжатия.



А — диафрагма; В — продольное сечение; С — опора моста

Рисунок ОО.8 — Диафрагма в монолитном соединении с двойной диафрагмой: эквивалентная система сжатых и растянутых элементов

ОО.4 Диафрагмы в пролетных строениях двутаврового сечения и стенками над опорами

(101) В этом случае диафрагмы будут подвергаться усилиям, создаваемым передачей сдвига по горизонтальной оси (рисунок ОО.9), или (в случае, если имеются две опоры) усилиям, созданным преобразованием крутящего момента пролетного строения в пару сил (рисунок ОО.10).

(102) Из рисунков ОО.9 и ОО.10 видно, что силы от стенок передаются непосредственно в опоры, без создания промежуточных сил в центральной части диафрагмы. Усилия от полки приводят к появлению сил, прикладываемых к диафрагме, и это необходимо учитывать при проектировании.

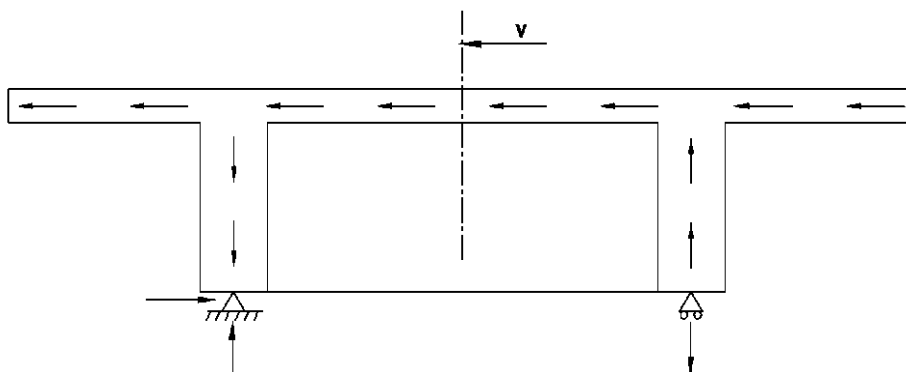


Рисунок ОО.9 — Горизонтальный сдвиг и реакции в опорах

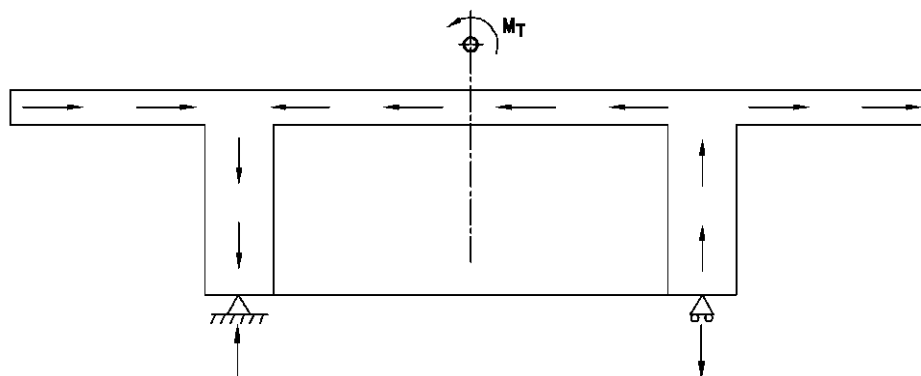


Рисунок ОО.10 — Кручение в полке пролетного строения и реакция в опорах

На рисунке ОО.11 показан возможный механизм сопротивления, позволяющий определить характеристики необходимой арматуры.

Если толщина диафрагмы не меньше размера опирания в продольном направлении моста, то необходимо проверить только опорные узлы согласно 6.5 EN 1992-1-1.

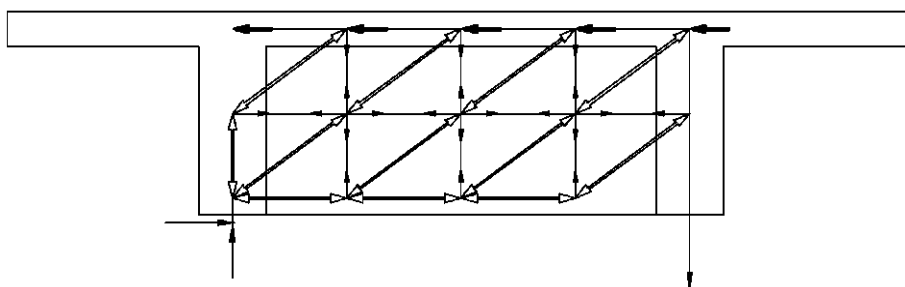


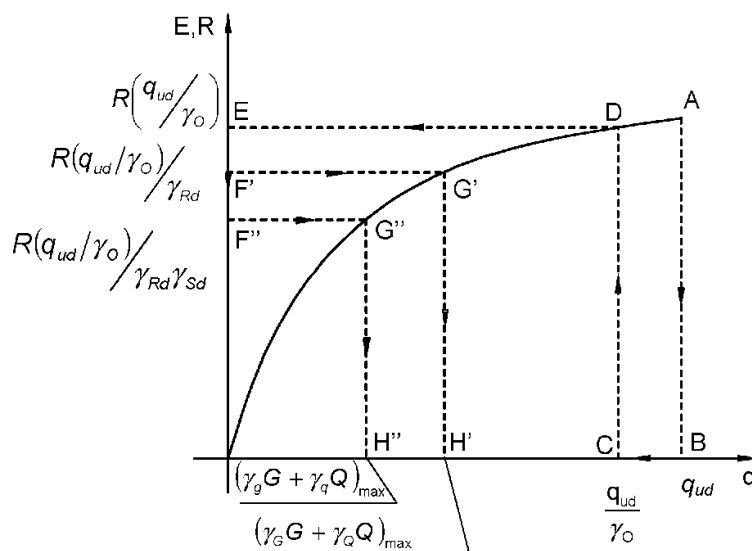
Рисунок ОО.11 — Модель сжатых и растянутых элементов в типичной диафрагме

Приложение РР (справочное)

Формат обеспечения надежности для нелинейного расчета

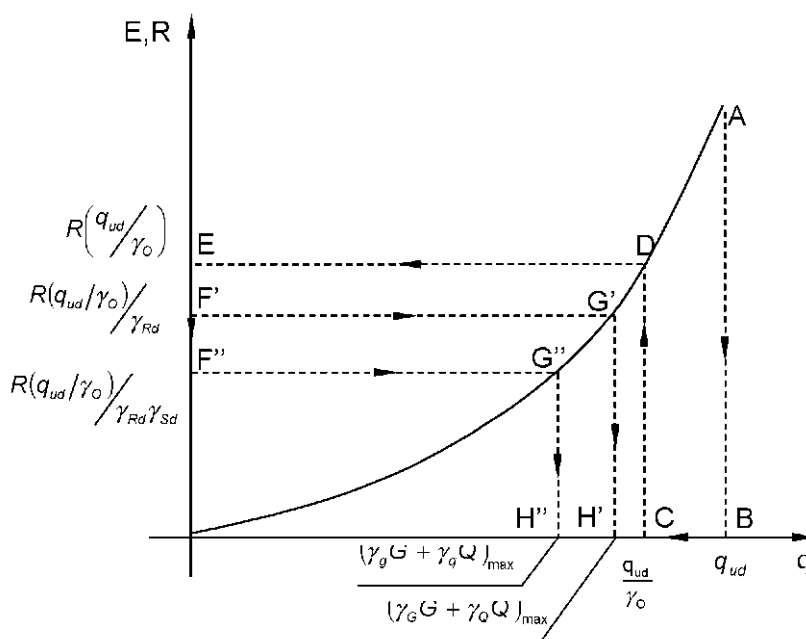
РР.1 Практическое применение

(101) Для скалярной комбинации внутренних воздействий на рисунках РР.1 и РР.2 показано обратное применение неравенств (5.102a) и (5.102b) для характеристик конструкции, отличающихся от пропорциональных соответственно в меньшую и большую сторону.



А — конечная точка нелинейного анализа

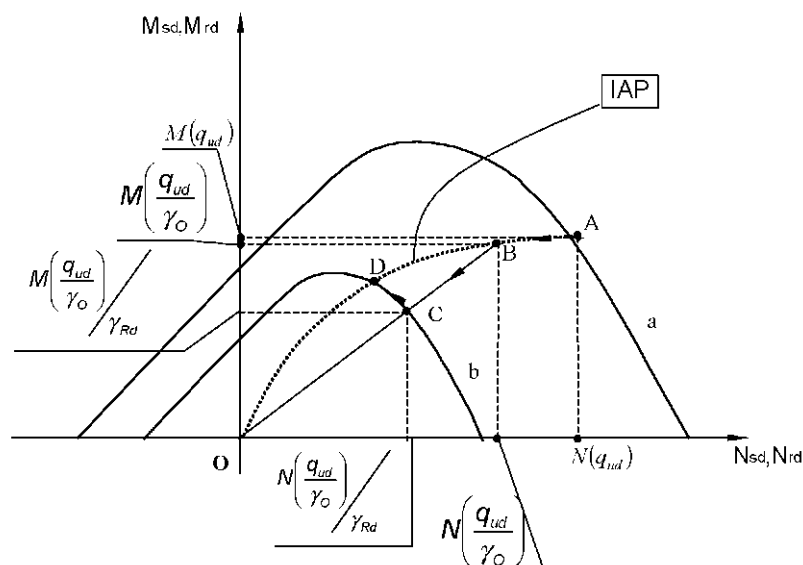
Рисунок РР.1 — Применение формата обеспечения надежности для скалярной характеристики, отличной от пропорциональной в меньшую сторону



А — конечная точка нелинейного анализа

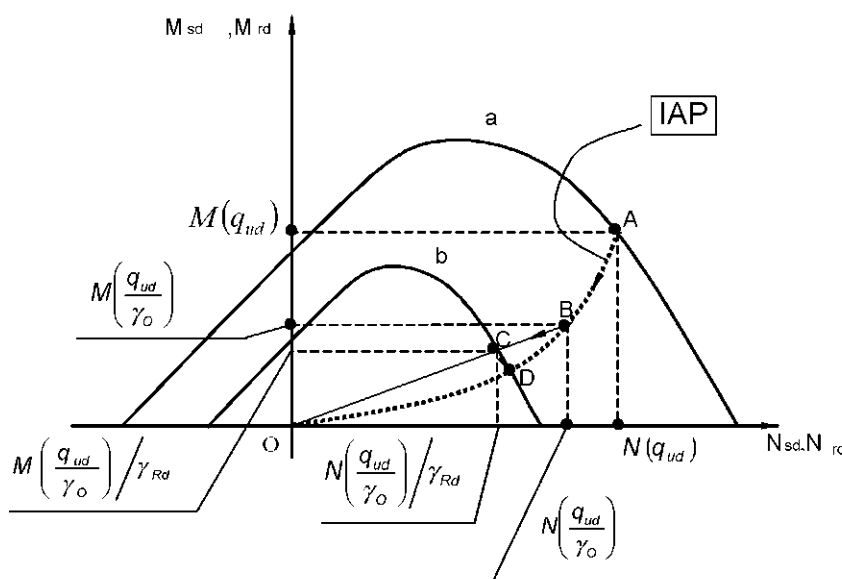
Рисунок РР.2 — Применение формата обеспечения надежности для скалярной характеристики, отличной от пропорциональной в большую сторону

(102) Для векторной комбинации внутренних воздействий на рисунках PP.3 и PP.4 показано применение неравенств (5.102a) и (5.102b) для характеристик конструкции, отличающихся от пропорциональных соответственно в меньшую и большую сторону. Кривая «а» — линия разрушения; кривая «b» получена масштабированием этой линии коэффициентами запаса γ_{Rd} и γ_O .



A — конечная точка нелинейного анализа; IAP — траектория внутренних воздействий

Рисунок PP.3 — Применение формата обеспечения надежности для векторной (M,N) характеристики, отличной от пропорциональной в меньшую сторону



A — конечная точка нелинейного анализа; IAP — траектория внутренних воздействий

Рисунок PP.4 — Применение формата обеспечения надежности для векторной (M,N) характеристики, отличной от пропорциональной в большую сторону

На обоих рисунках D — пересечение траектории внутренних воздействий и области обеспечения надежности «b».

Необходимо проверить, что точка с координатами $M(\gamma_G G + \gamma_O Q)$ и $N(\gamma_G G + \gamma_O Q)$, т. е. точка, соответствующая внутренним воздействиям (эффектам воздействий, разложенных по факторам), находится в области обеспечения надежности «b».

Аналогичная процедура применяется, если вводится частный коэффициент для модельной неопределенности γ_{Sd} , при этом вместо γ_{Rd} подставляется $\gamma_{Rd}\gamma_{Sd}$ и γ_G , а вместо γ_Q — γ_g и γ_q .

Аналогичные методы применяются для комбинаций $N/M_x/M_y$ и $n_x/n_y/n_{xy}$.

Примечание — Если рассмотренные методы применяются с $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$ и $\gamma_{O'} = 1,27$, то условие надежности считается выполненным, если $M_{Ed} \leq M_{Rd} \cdot (q_{ud} / \gamma_{O'})$ и $N_{Ed} \leq N_{Rd} \cdot (q_{ud} / \gamma_{O'})$.

Приложение QQ (справочное)

Расчет по трещиностойкости стенок балок

В настоящее время прогнозирование сдвиговых трещин в стенках сопровождается значительной модельной неопределенностью.

Если контроль на сдвиговые трещины признается необходимым, особенно для предварительно напряженных элементов, то характеристики армирования, необходимого для контроля трещинообразования, определяются следующим образом.

1. Зависящая от направления прочность бетона на растяжение f_{ctb} внутри стенок рассчитывается по формуле

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_3}{f_{ck}} \right) \cdot f_{ctk;0,05}, \quad (\text{QQ.101})$$

где f_{ctb} — прочность бетона на растяжение до образования трещин в двухосном напряженном состоянии;

σ_3 — максимальное главное сжимающее напряжение, взятое как положительная величина, $\sigma_3 < f_{ck}$.

2. Максимальное главное растягивающее напряжение в стенке σ_1 сравнивается с соответствующей величиной прочности f_{ctb} , полученной по формуле (QQ.101).

Если $\sigma_1 < f_{ctb}$, то в продольном направлении должно быть предусмотрено минимальное армирование согласно 7.3.2.

Если $\sigma_1 \geq f_{ctb}$, то ширину трещины необходимо контролировать в соответствии с 7.3.3 или выполнить расчет и проверку согласно 7.3.4 и 7.3.1, учитывая угол между направлениями главного напряжения и арматуры.

Библиография

- [1] ISO 3898:1987 Grundlagen für den entwurf (und die Berechnung) tragender Konstruktionsbauteile — Begriffe (und Definitionen) — Allgemeine Symbole (Abkürzungen und Formelzeichen)
(Основы проектирования (и расчета) несущих элементов конструкции. Термины (и определения). Общие символы (сокращения и условные обозначения))

Приложение Д.А
(справочное)

**Сведения о соответствии государственных стандартов
ссылочным европейским стандартам**

Таблица Д.А.1

Обозначение и наименование европейского стандарта	Степень соответствия	Обозначение и наименование государственного стандарта
EN 1991-1-1:2002 Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания	IDT	СТБ EN 1991-1-1-2007 Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания

**Национальное приложение
к ТКП EN 1992-2
Еврокод 2
Проектирование железобетонных конструкций
Часть 2. Железобетонные мосты. Правила проектирования и расчета**

National Annex
to TCP EN 1992-2
Eurocode 2
Design of concrete structures
Part 2. Concrete bridges. Design and detailing rules

Предисловие

Preface

Настоящее национальное приложение следует применять совместно с ТКП EN 1992-2.

This National Annex is used with standard TCP EN 1992-2.

Настоящее национальное приложение содержит национальные параметры для следующих элементов EN 1992-2, национальный выбор которых разрешен:

- 3.1.2 (102)P, 3.1.6 (101)P, 3.1.6 (102)P, 3.2.4 (101)P;
- 4.2 (105), 4.2 (106), 4.4.1.2 (109);
- 5.1.3 (101)P, 5.2 (105), 5.3.2.2 (104), 5.5 (104), 5.7 (105);
- 6.1 (109), 6.1 (110), 6.2.2 (101), 6.2.3 (103), 6.2.3 (107), 6.2.3 (109), 6.8.1 (102), 6.8.7 (101);
- 7.2 (102), 7.3.1 (105), 7.3.3 (101), 7.3.4 (101);
- 8.9.1 (101), 8.10.4 (105), 8.10.4 (107);
- 9.1 (103), 9.2.2 (101), 9.5.3 (101), 9.7 (102), 9.8.1 (103);
- 11.9 (101), 113.2 (102), 113.3.2 (103).

The national parameters for the following paragraphs in standard EN 1992-2 where national selection is permitted:

- 3.1.2 (102)P, 3.1.6 (101)P, 3.1.6 (102)P, 3.2.4 (101)P;
- 4.2 (105), 4.2 (106), 4.4.1.2 (109);
- 5.1.3 (101)P, 5.2 (105), 5.3.2.2 (104), 5.5 (104), 5.7 (105);
- 6.1 (109), 6.1 (110), 6.2.2 (101), 6.2.3 (103), 6.2.3 (107), 6.2.3 (109), 6.8.1 (102), 6.8.7 (101);
- 7.2 (102), 7.3.1 (105), 7.3.3 (101), 7.3.4 (101);
- 8.9.1 (101), 8.10.4 (105), 8.10.4 (107);
- 9.1 (103), 9.2.2 (101), 9.5.3 (101), 9.7 (102), 9.8.1 (103);
- 11.9 (101), 113.2 (102), 113.3.2 (103).

Таблица НП.1 — Национальные требования и национально установленные параметры при проектировании мостов на территории Республики Беларусь
National Annex to TCP EN 1992-2 Eurocode 2 with established national requirements for design of bridges on the territory of the Republic of Belarus

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
3.1.2 (102)P	Рекомендуемые значения $C_{\min}$ и $C_{\max}$ — $C^{20}_{/25}$ и $C^{70}_{/85}$ соответственно. Расчетные сопротивления бетона, применяемых в конструкциях мостов классов по прочности на сжатие для расчетов по предельным состояниям первой и второй групп, принимают по таблице 26 ТКП/ОР1/45-3.03-... Recommended values of $C_{\min}$ and $C_{\max}$ — $C^{20}_{/25}$ and $C^{70}_{/85}$, correspondingly. Rated resistances of concrete, classes of compression strength applied in design of bridges for analysis at marginal states of groups one and two, are taken according to table ТКП/ОР1/45-3.03-...
3.1.6 (101)P	СНБ 5.03.01-02. Рекомендуемое значение коэффициента $\alpha_{cc} = 0,85$ СНБ 5.03.01-02. Recommended value of coefficient $\alpha_{cc} = 0,85$
3.1.6 (102)P	СНБ 5.03.01-02. Рекомендуемое значение коэффициента $\alpha_{ct} = 1,00$ СНБ 5.03.01-02. Recommended value of coefficient $\alpha_{ct} = 1,00$
3.2.4 (101)P	В зависимости от условий работы элементов конструкций и средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства в железобетонных конструкциях мостов и труб следует принимать арматуру, отвечающую требованиям, приведенным в таблице 31 п.10.2.4 и п.10.2.5 ТКП/ОР1/45-3.03-... Depending on behaviour of structural elements and average ambient air temperature of the coldest five-day period in the region of construction, reinforcement in reinforced concrete structures of bridges and pipes should comply with requirements given in Table 31, clause 10.2.4 and clause 10.2.5 of ТКП/ОР1/45-3.03-...
4.2 (105)	Классы для мостовых конструкций по условиям эксплуатации для применения в Республике Беларусь назначаются в соответствии с таблицей 5.2 СНБ 5.03.01-02 Classes of external environment for bridge structures to be used in the Republic of Belarus are assigned according to Table 5.2 of Construction Norms of Belarus СНБ 5.03.01-02
4.2 (106), примечание 1 Note 1	Если используется антиобледенительная соль, то все открытые бетонные поверхности в пределах $x = 6$ м от проезжей части по горизонтали или в пределах $y = 6$ м под проезжей частью должны рассматриваться как подвергающиеся непосредственному воздействию этой соли If de-icer salt is used, all exposed concrete surfaces within $x = 6$ m away from driveway horizontally, or within $y = 6$ m under driveway should be considered as directly effected by the salt

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
4.2 (106), примечание 2 Note 2	Классы внешнего воздействия принимаются XD3 и XF2 или XF4, в зависимости от характеристик слоя бетона, приведенных в таблицах 4.4N и 4.5N ТКП EN 1992-1-1 для классов XD (в соответствии с таблицей 5.2 СНБ 5.03.01-02) Classes of external action are assumed as XD3 and XF2 or XF4 depending on characteristics of concrete layer given in tables 4.4N and 4.5N TCP EN 1992-1-1 for classes XD (as per table 5.2 СНБ 5.03.01-02)
4.4.1.2 (109)	Рекомендуемые требования к слою бетона следующие: должны соблюдаться требования к сцеплению (EN 1992-1-1, 4.4.1.2 (3)) при выполнении следующих условий: — имеющаяся бетонная поверхность не подвергалась воздействию окружающей среды в течение более чем 28 дней; — имеющаяся бетонная поверхность — шероховатая; — класс прочности имеющейся бетонной поверхности — не ниже $C^{25}_{/30}$; — толщину защитного слоя бетона для арматуры сборных элементов в местах, подлежащих в дальнейшем намоноличиванию при монолитном бетоне класса $C^{20}_{/25}$ и выше, допускается принимать равной 5 мм. При этом общая толщина защитного слоя бетона с учетом монолитного бетона должна удовлетворять требованиям СНБ 5.03.01 (7.1.6 ТКП 45-5.03-97-2009) Recommended requirements for concrete layer are as follows: requirements for road adherence (EN 1992-1-1, clause 4.4.1.2 (3)) have to be observed: — available concrete surface was not exposed to environmental effect for more than 28 days; — available concrete surface is rough; — strength class of available concrete surface is not lower than $C^{25}_{/30}$; — thickness of concrete protection layer for reinforcement of prefabricated elements in sites of additional concrete casting with monolithic concrete class $C^{20}_{/25}$ and above is allowed to be taken equal 5mm. In this case total thickness of protection layer accounting for monolithic concrete should meet requirements of СНБ 5.03.01 (clause 7.1.6 ТКП 45-5.03-97-2009)
5.1.3 (101)P	Конструкции мостов и труб на дорогах трансъевропейских коридоров, категорий I-а и I-б, следует рассчитывать на комбинации воздействий (EN 1990, раздел 6 и приложение A2) . Конструкции мостов и труб на дорогах остальных категорий следует рассчитывать на нагрузки и воздействия и их сочетания, принимаемые в соответствии со СНиП 2.05.03-84 (раздел 2) Structures of bridges and pipes on roads of trans-European passages of categories I-a and I-b should be calculated for combined effects (EN 1990, section 6 and Annex A2). Structures of bridges and pipes on roads of other categories should be calculated for loads and effects, and combination thereof, assumed in compliance with Building Regulations СНиП 2.05.03-84 (section 2)
5.2 (105)	Рекомендуемое значение для исполнения в Республике Беларусь $\theta_0 = 1/200$ Recommended value to be used in the Republic of Belarus $\theta_0 = 1/200$

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
5.3.2.2 (104)	Эффективный пролет балок и плит Рекомендуемое значение t для использования в Республике Беларусь — ширина опорной поверхности Effective span of beams and slabs Recommended value t to be used in the Republic of Belarus — width of bearing surface
5.5 (104)	Линейно-упругий анализ с ограниченным перераспределением Рекомендуемые значения для использования в Республике Беларусь следующие: $k_1 = 0,44$; $k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$; $k_3 = 0,54$, $k_4 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$; $k_5 = 0,85$ Linear-elastic analysis with limited redistribution. Recommended values to be used in the Republic of Belarus are as follows: $k_1 = 0,44$; $k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$; $k_3 = 0,54$, $k_4 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$; $k_5 = 0,85$
5.7 (105)	Нелинейный анализ При использовании нелинейного анализа допускаются следующие предположения: — для арматурной стали используется диаграмма «напряжение — деформация» на основе рисунка 3.8 (кривая А), причем вместо величин f_{yk} и kf_{yk} на этой диаграмме должны использоваться величины $1,1f_{yk}$ и $1,1kf_{yk}$; — для предварительно напряженной стали используется идеализированная диаграмма «напряжение — деформация», приведенная в 3.3.6 (рисунок 3.10, кривая А), причем на этой диаграмме вместо величины f_{pk} должна использоваться величина $1,1f_{pk}$; — для бетона используется диаграмма «напряжение — деформация» на основе формулы (3.14) в 3.1.5, причем в этой формуле, а также для величины k вместо величины f_{cm} должна использоваться величина $\gamma_{cf}f_{ck}$, где $\gamma_{cf} = 1,1\gamma_s/\gamma_c$.

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
5.7 (105)	Должен использоваться следующий формат проекта: — выполнить оценку сопротивления для различных уровней соответствующих воздействий, которые должны повышаться, начиная с величин эксплуатационной пригодности. Это повышение должно выполняться в виде инкрементных приращений, причем таким образом, чтобы величины $\gamma_G G_k$ и $\gamma_Q Q_k$ достигались на одном и том же шаге. Процесс приращения должен продолжаться до тех пор, пока один из участков конструкции не достигнет предела прочности, рассчитанного с учетом величины α_{cc}, или пока не будет достигнуто полное разрушение конструкции. Соответствующая нагрузка обозначается q_{ud}; — применив общий коэффициент запаса прочности γ_O, получить соответствующую прочность $R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right)$; — убедиться, что соблюдается одно из следующих неравенств: $\gamma_{Rd} E \cdot (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right), \quad (5.102 \text{ aN})$ $E \cdot (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \gamma_O} \right), \quad (5.102 \text{ bN})$ $\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E \cdot (\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right), \quad (5.102 \text{ cN})$ где γ_{Rd} — частный коэффициент неопределенности модели для сопротивления, $\gamma_{Rd} = 1,06$; γ_{Sd} — частный коэффициент неопределенности модели для воздействия, $\gamma_{Sd} = 1,15$; γ_O — общий коэффициент запаса прочности, $\gamma_O = 1,20$. Подробности см. в приложении PP. Если характеристики неопределенности модели γ_{Rd} и γ_{Sd} в явном виде в ходе анализа не учитываются (т.е. принимается $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$), то следует использовать значение $\gamma_O = 1,27$

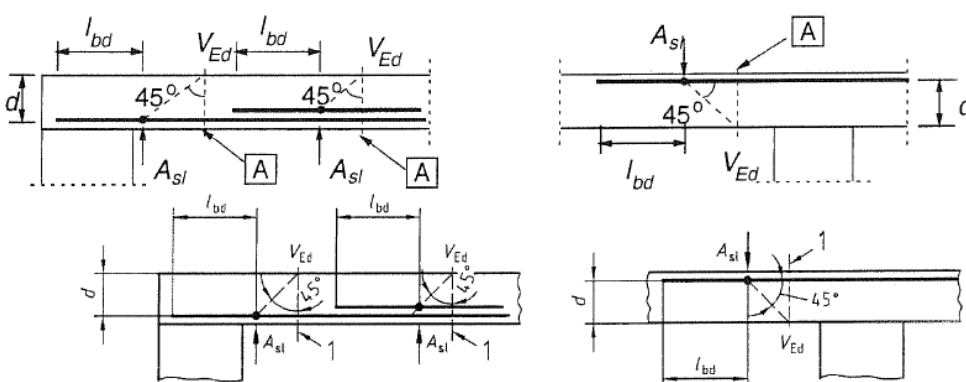
Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
5.7 (105)	Nonlinear analysis When using nonlinear analysis the following assumptions are allowed: — For reinforcing steel diagram «stress — deformation» based on figure 3.8 (curve A) is used, where instead of values f_{yk} and kf_{yk} in this diagram values $1.1f_{yk}$ and $1.1kf_y$ should be used; — For pre-stressed steel idealized diagram «stress — deformation», given in clause 3.3.6 (figure 3.10, curve A) is used, where in this diagram instead of value f_{pk} value $1.1f_{pk}$ should be used; — For concrete diagram «stress — deformation» based on formula (3.14) in clause 3.1.5 is used, where in this formula as well as for value k, instead of value f_{cm} index $\gamma_{cf}f_{ck}$, should be used, where $\gamma_{cf} = 1.1\gamma_s/\gamma_c$. The following project format should be used: — Make estimate of resistance for different levels of corresponding effects which have to be raised starting from values of serviceability. Such rise should be performed in the form of incremental steps, and in such a way that values $\gamma_G G_k$ and $\gamma_Q Q_k$ were obtained at one and the same step. Incrementation process should continue until one of structure sections reaches strength limit calculated accounting for value α_{cc}, or complete structure destruction is achieved. Corresponding load is designated q_{ud}; — having applied overall coefficient of margin of safety γ_O, obtain corresponding strength $R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right)$; — Make sure one of the following nonequalities is observed: $\gamma_{Rd} E \cdot (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right), \quad (5.102 \text{ aN})$ $E \cdot (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \gamma_O} \right), \quad (5.102 \text{ bN})$ $\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E \cdot (\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R \cdot \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right), \quad (5.102 \text{ cN})$ where γ_{Rd} — partial coefficient of model uncertainty for resistance, $\gamma_{Rd} = 1.06$; γ_{Sd} — partial coefficient of model uncertainty for effect, $\gamma_{Sd} = 1.15$; γ_O — overall coefficient of margin of safety, $\gamma_O = 1.20$. For details see Annex PP. If characteristics of model uncertainty γ_{Rd} and γ_{Sd} in the course of analysis are explicitly not accounted for (i.e., it is assumed that $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$), then value $\gamma_O = 1.27$ should be used

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
6.1 (109)	Изгиб с осевой нагрузкой или без нее b) <i>Примечание</i> Рекомендуемое значение для использования в Республике Беларусь: $f_{ctx} = f_{ctm}$. c) <i>Примечание</i> Для использования рекомендуются методы а) и b) Bend with axial load or without it b) <i>Note</i> Recommended value to be used in the Republic of Belarus: $f_{ctx} = f_{ctm}$. c) <i>Note</i> Methods a) and b) are recommended for use
6.1 (110)	Изгиб с осевой нагрузкой или без нее <i>Примечание 1.</i> Для использования рекомендуемое значение: $k_{cm} = 2,0$. <i>Примечание 2.</i> Рекомендуемое значение для использования в Республике Беларусь: $k_p = 1,0$ Bend with axial load or without it <i>Note 1.</i> Recommended value to be used: $k_{cm} = 2,0$. <i>Note 2.</i> Recommended value to be used in the Republic of Belarus: $k_p = 1,0$

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
6.2.2 (101)	Элементы, не требующие расчетной поперечной арматуры Рекомендуемые значения $C_{Rd,c}$, v_{min} и k_1 для использования: $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$; v_{min} — по формуле (6.3N); $k_1 = 0,15$. $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$ Elements that don't require calculated transverse reinforcement Recommended values $C_{Rd,c}$, v_{min} and k_1 to be used: $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$; v_{min} — by formula (6.3N); $k_1 = 0,15$. $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$  A — Анализируемое сечение A — Section being analyzed Рисунок 6.3 — Определение величины A_{sl} в формуле (6.2) Figure 6.3 — Determination of value A_{sl} in formula (6.2)
6.2.3 (103)	Элементы, требующие расчетной поперечной арматуры <i>Примечание 2</i> — Рекомендуемое значение: $v_1 = v$ (см. формулу (6.6N)) Elements that require calculated transverse reinforcement <i>Note 2</i> — Recommended value: $v_1 = v$ (see formula (6.6N))

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
6.2.3 (107)	Элементы, требующие расчетной поперечной арматуры Рекомендуемые указания приведены ниже. Если используется сцепленная с бетоном предварительно напряженная арматура, расположенная внутри растянутого пояса, то создаваемое предварительным напряжением сопротивление можно учитывать как составляющую для выдерживания полного продольного растягивающего усилия. При использовании наклонных предварительно напряженных арматурных элементов, сцепленных с бетоном, в сочетании с другой продольной арматурой или предварительно напряженными арматурными элементами прочность на сдвиг может рассчитываться, в упрощенном виде, путем наложения двух различных моделей ферм с разной геометрией (см. рисунок 6.102N); для проверки поля напряжений бетона с использованием формулы (6.9) используется средневзвешенное между θ_1 и θ_2. Elements that require calculated transverse reinforcement Recommended directions are given below. If coherent with concrete, prestressed reinforcement inside tension chord is used, then resistance created by prestress can be taken into account as component for sustainment of full longitudinal tensile strain. When inclined, coherent with concrete, prestressed reinforcement elements are used in combination with other longitudinal reinforcement or prepressed reinforcement elements, shear strength may be calculated in simplified form by superimposing two different models of girders having different geometry (see Figure 6.102N); to check field of concrete stress using formula (6.9), weighted average value between θ_1 and θ_2. is used Рисунок 6.102N — Составная модель сопротивления сдвигу Figure 6.102N — Composite model of shear strength

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
6.2.3 (107)	A — оси теоретического натяжного элемента; Axes of theoretical tie; B — оси теоретических сжатых элементов; Axes of theoretical compression struts; C — растянутый пояс фермы (внешний предварительно напряженный арматурный элемент); Tension girder chord (outer prepressed reinforcement element); D — поле A: расположение арматурных хомутов с $\theta_{\max}$ ($\cot \theta = 1,0$); Field A: arrangement of reinforcement stirrups with $\theta_{\max}$ ($\cot \theta = 1,0$); E — поле B: расположение арматурных хомутов с $\theta_{\min}$ ($\cot \theta = 2,5$); Field B: arrangement of reinforcement stirrups with $\theta_{\min}$ ($\cot \theta = 2,5$) Рисунок 6.103 — Поля диагональных напряжений в соединении стенки балки Figure 6.103 — Fields of diagonal stresses in the joint of beam wall
6.2.3 (109)	Элементы, требующие расчетной поперечной арматуры Рекомендуемое значение для использования: $h_{\text{red}} = 0,5h$

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
6.8.1 (102)	Усталость. Условия проверки Дополнительные правила по расчету на выносливость приведены в 3.91* – 3.94* СНиП 2.05.03-84 Fatigue. Testing conditions Additional rules for endurance calculations are given in clauses 3.91* – 3.94* of Building Regulations СНиП 2.05.03-84
6.8.7 (101)	Проверка бетона в состоянии сжатия или сдвига Рекомендуемое значение для использования: $k_1 = 0,85$ Testing concrete in state of compression or shear Recommended value to be used: $k_1 = 0,85$
7.2 (102)	Напряжения Рекомендуемое значение для использования: $k_1 = 0,6$. Максимальное увеличение предела напряжения свыше $k_1 f_{ck}$ в присутствии ограничителей — 10 % Stress Recommended value to be used: $k_1 = 0,6$. Maximum increase of stress limit to over $k_1 f_{ck}$ in presence of limiters — 10 %
7.3.1 (105)	Контроль трещин. Общие положения Рекомендуемые значения w_{max} и применение предела декомпрессии указаны в таблице 7.101N. Рекомендуемое определение декомпрессии приведено в тексте к таблице Cracking control. General provisions Recommended values of w_{max} and application of decompression limit are given in Table 7.101N. Recommended definition of decompression is given in the text enclosed with the table
7.3.3 (101)	Контроль растрескивания без прямого расчета Рекомендуемый метод приводится в EN 1992-1-1, 7.3.3 (2) – (4) Control of cracking without direct calculation Recommended method is given in EN 1992-1-1, clause 7.3.3 (2) – (4)
7.3.4 (101)	Расчет ширины трещины Рекомендуемый метод приводится в EN 1992-1-1, 7.3.4 Calculation of crack width Recommended method is given in EN 1992-1-1, clause 7.3.4

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)								
8.9.1 (101)	Пучки арматурных стержней. Общие положения Подробные сведения об ограничениях на использование групп стержней для использования приведены в 3.133* СНиП 2.05.03-84 Bundled reinforcement bars. General provisions Detailed information about limitations in using groups of bars to be used, is given in clause 3.133* of Building Regulations СНиП 2.05.03-84								
8.10.4 (105)	Предварительно напряженные арматурные элементы Размещение соединительных муфт нежелательно более чем на 50 % предварительно напряженных арматурных элементов в одном поперечном сечении. Максимальный процент предварительно напряженных арматурных элементов, соединяемых муфтой в одном поперечном сечении не более 67 %. Рекомендуемые значения расстояния a для использования см. в таблице 8.101N Prestressed reinforcement elements Allocation of joint couplings is undesirable in more than 50 % of prepressed reinforcement elements in one cross-section. Maximum percentage of prepressed reinforcement elements joint coupled in one cross-section should not exceed 67 %. For recommended values of distance a to be used see table 8.101N Таблица 8.101N — Минимальное расстояние между сечениями для соединения предварительно напряженных арматурных элементов муфтами Table 8.101N — Minimal distance between sections for joint coupling of prepressed reinforcement elements <table data-bbox="483 1054 1921 1315"> <tr> <th data-bbox="483 1054 1200 1145">Глубина конструкции h, м Depth of structure h, m</th><th data-bbox="1200 1054 1921 1145">Расстояние a, м Distance a, m</th></tr> <tr> <td data-bbox="483 1145 1200 1203">$\leq 1,5$</td><td data-bbox="1200 1145 1921 1203">1,5</td></tr> <tr> <td data-bbox="483 1203 1200 1257">$1,5 < h < 3,0$</td><td data-bbox="1200 1203 1921 1257">$a = h$</td></tr> <tr> <td data-bbox="483 1257 1200 1315">$\geq 3,0$</td><td data-bbox="1200 1257 1921 1315">3,0</td></tr> </table>	Глубина конструкции h , м Depth of structure h , m	Расстояние a , м Distance a , m	$\leq 1,5$	1,5	$1,5 < h < 3,0$	$a = h$	$\geq 3,0$	3,0
Глубина конструкции h , м Depth of structure h , m	Расстояние a , м Distance a , m								
$\leq 1,5$	1,5								
$1,5 < h < 3,0$	$a = h$								
$\geq 3,0$	3,0								

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
8.10.4 (107)	Предварительно напряженные арматурные элементы Каких-либо дополнительных рекомендаций, касающихся размещения отверстий и карманов на верхних сторонах плит для проезжей части, в национальном приложении не приводится Prepressed reinforcement elements The National Annexes gives no additional recommendations as to arrangement of passages and draw-ins on upper sides of drive-way slabs
9.1 (103)	Общие сведения Подробные правила, касающиеся минимальной толщины элементов конструкции и минимального армирования всех поверхностей элементов конструкции мостов, в том числе минимальный диаметр стержней и максимальный интервал между стержнями, приводятся в 3.116-3.123*, таблица 42-45 СНиП 2.05.03-84 General data Detailed regulations concerning minimal thickness of structural elements and minimal reinforcement of all surfaces of bridges' structural elements, including minimal diameter of bars and maximum interval among bars, are given in clauses 3.116-3.123* table 42-45 of Building Regulations СНиП 2.05.03-84
9.2.2 (101)	Балки. Поперечная арматура Рекомендуются следующие формы поперечной арматуры: — хомуты, охватывающие продольную растянутую арматуру и зону сжатия (см. EN 1992-1-1, рисунок 9.5); — отогнутая арматура; — комбинация двух вышеуказанных вариантов. Пункт (2) стандарта EN 1992-1-1 не применяется Beams. Transverse reinforcement The following shapes of transverse reinforcement are recommended: — stirrups embracing longitudinal tension reinforcement and compression zone (see EN 1992-1-1, figure 9.5); — unbent reinforcement; — combination of two abovementioned options. Clause (2) of standard EN 1992-1-1 is not applicable
9.5.3 (101)	Колонны. Поперечная арматура Минимальные диаметры поперечной арматуры для колонн принимаются в соответствии с 3.151-3.153 СНиП 2.05.03-84: $\varnothing_{\min} = 10 \text{ мм}$, $\varnothing_{\min, \text{mesh}} = 5 \text{ мм}$ Columns. Transverse reinforcement Minimal diameters of transverse reinforcement for columns are assumed in accordance with clauses 3.151-3.153 of Building Regulations СНиП 2.05.03-84: $\varnothing_{\min} = 10 \text{ мм}$, $\varnothing_{\min, \text{mesh}} = 5 \text{ мм}$

Продолжение таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
9.7 (102)	Высокие балки Значение максимального расстояния между соседними стержнями для использования в Республике Беларусь устанавливается в соответствии с 3.141 СНиП 2.05.03-84: s_{mesh} — меньшая толщина стенки, но не более 300 мм. Продольную арматуру в стенках ненапрягаемых балок следует устанавливать: — в пределах 1/3 высоты стенки, считая от растянутой грани балки — с шагом не более 12 диаметров применяемой арматуры ($\varnothing = 8\text{--}12$ мм); — в пределах остальной части высоты стенки — с шагом не более 20 диаметров арматуры ($\varnothing = 8\text{--}10$ мм); (см. 3.141 СНиП 2.05.03-84) High beams Value of minimal distance between adjacent bars to be used in the Republic of Belarus is set in compliance with clause 3.141 of Building Regulations СНиП 2.05.03-84: s_{mesh} — lesser wall thickness, but not more than 300mm. Longitudinal reinforcement in walls of nonprestressed beams should be set to: — within one third of wall height, counting from tension face of beam – with step not more than 12 diameters of reinforcement being used ($\varnothing = 8\text{--}12\text{mm}$); — within limits of the remaining part of wall height — with step not more than 20 diameters of reinforcement ($\varnothing = 8\text{--}10$ mm); (see 3.141 of Building Regulations СНиП 2.05.03-84)
9.8.1 (103)	Основания. Наголовники свай Рекомендуемое значение минимального диаметра стержней $\varnothing_{\text{min}} = 12$ мм Foundations. Pile caps Recommended value of minimal diameter of bars $\varnothing_{\text{min}} = 12\text{mm}$
11.9 (101)	Расчет деталей и специальные правила В конструкциях мостов и труб Республики Беларусь следует предусматривать применение конструкционного тяжелого бетона со средней плотностью от 2200 до 2500 кг/м³ включ., соответствующего ГОСТ 26633-91. Применение бетона с другими признаками и плотностью допускается в опытных конструкциях в установленном порядке (см. 3.18 СНиП 2.05.03-84) Calculation of parts and special regulations Structures of bridges and pipes in the Republic of Belarus should provide for the use of structural high-density concrete, having mean density from 2200 to 2500 kg/m³ including, complying with State Standard ГОСТ 26633-91. The use of concrete with other parameters and density is allowed in pilot structures in the established order (see clause 3.18 of Building Regulations СНиП 2.05.03-84)

Окончание таблицы НП.1

Пункт ТКП EN 1992-2 Clause TCP EN	Параметры, установленные на национальном уровне National Determined Parameters (NDP)
113.2 (102)	Рекомендуемое значение неуравновешенной ветровой нагрузки, действующее на одну из консолей, следует принимать не менее $x = 200 \text{ Н/м}^2$ Recommended value of unbalanced wind load effecting one of cantilevers, shall be assumed as not less than $x = 200 \text{ N/m}^2$
113.3.2 (103)	Для мостов или их деталей, для которых предельное состояние декомпрессии проверяется при квазипостоянной или часто встречающейся комбинации воздействий на готовой конструкции, в ходе строительства допускаются растягивающие напряжения менее величины $kf_{ctm}(t)$ при квазипостоянной комбинации воздействий. Рекомендуемое значение: $k = 1,0$ For bridges and parts thereof, for which marginal decompression state is checked at quasi-constant or common combination of effects on ready-made structure, in the process of construction tensile stresses less than $kf_{ctm}(t)$ are allowed at quasi-constant combination of effects. Recommended value: $k = 1,0$