
**ТЕХНИЧЕСКИЙ КОДЕКС
УСТАНОВИВШЕЙСЯ ПРАКТИКИ**

ТКП/ПР1 -202Х(33200)

МОСТЫ И ТРУБЫ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ

Правила проектирования

МАСТЫ І ТРУБЫ НА АЎТАМАБІЛЬНЫХ ДАРОГАХ АГУЛЬНАГА КАРЫСТАННЯ

Правілы праектавання

Настоящий технический кодекс не подлежит применению до его утверждения

**Министерство транспорта и коммуникаций
Республики Беларусь**

Минск

УДК 624.21.04

ОГКС 93.040

Ключевые слова: мост, труба, габарит, предельное состояние, коэффициент динамичности, долговечность, грузоподъемность, конструкция

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 РАЗРАБОТАН республиканским дочерним унитарным предприятием «Белорусский дорожный научно-исследовательский институт «БелдорНИИ»
- 2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ приказом Министерства транспорта и коммуникаций Республики Беларусь от
- 3 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Настоящий технический кодекс не может быть воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Министерства транспорта и коммуникаций Республики Беларусь

Издан на русском языке

Содержание

1	Область применения	
2	Нормативные ссылки	
3	Термины и определения и обозначения	
4	Классификация мостовых сооружений и труб.....	
5	Общие требования.....	
5.1	Требования безопасности	
5.2	Транспортно-эксплуатационные характеристики мостовых сооружений и труб	
5.3	Проектный срок службы	
5.4	Надежность.....	
5.5	Предельные состояния.....	
5.6	Расчетные схемы	
5.7	Архитектурные требования	
5.8	Расположение мостов и труб	
5.9	Расчет мостов и труб на воздействие водного потока	
5.10	Проектирование труб.....	
5.11	Расчет мостов и труб на силовые воздействия	
6	Основные требования к мостам и трубам	
6.1	Габариты	
6.2	Деформации, перемещения, продольный профиль	
6.3	Пролетные строения.....	
6.4	Опорные части	
6.5	Опоры.....	
6.6	Мостовое полотно	
6.7	Отвод воды	
6.8	Сопряжение мостов с подходами	
6.9	Оценка влияния на окружающую природную среду	
6.10	Особенности проектирования пешеходных мостов.....	
6.11	Особенности проектирования реконструкции и ремонтов мостов	
6.12	Эксплуатационные обустройства и коммуникации	
6.13	Подземные пешеходные переходы.....	
6.14	Содержание мостов	
6.15	Особенности проектирования мостов на подрабатываемых территориях	
7	Нагрузки и воздействия	
7.1	Общие требования.....	
7.2	Постоянные нагрузки и воздействия	
7.2.1	Вертикальные нагрузки от собственного веса	
7.2.2	Воздействие предварительного напряжения, усадки и ползучести бетона.....	
7.2.3	Давление грунта от веса насыпи на опоры мостов и звенья труб	
7.2.4	Гидростатическое давление	

7.2.5	Воздействие осадки грунта
7.2.6	Коэффициенты надежности (частные коэффициенты безопасности) для постоянных нагрузок и воздействий
7.3	Временные нагрузки от подвижного состава и пешеходов.....
7.3.1	Вертикальная нагрузка от подвижного состава на автодорожных мостах.....
7.3.2	Воздействие временной вертикальной нагрузки при загрузке нескольких полос или путей движения.....
7.3.3	Вертикальная нагрузка на тротуары от пешеходов
7.3.4	Горизонтальное давление грунта на подпорные стенки и устои мостов от транспортных средств
7.3.5	Горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы.....
7.3.6	Горизонтальная поперечная нагрузка от ударов транспортных средств.....
7.3.7	Горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги
7.3.8	Динамический коэффициент для нагрузок от транспортных средств и пешеходов
7.3.9	Коэффициент надежности (частный коэффициент безопасности) для временных нагрузок и воздействий
7.4	Прочие временные нагрузки и воздействия
7.4.1	Ветровая нагрузка.....
7.4.2	Ледовые нагрузки.....
7.4.3	Нагрузка от навала судов.....
7.4.4	Температурные воздействия
7.4.5	Сопротивление трению в подвижных опорных частях.....
7.4.6	Строительные нагрузки
7.4.7	Нагрузка от столкновения транспортного средства с опорами путепровода.....
7.4.8	Коэффициенты надежности по нагрузке к прочим временным нагрузкам и воздействиям, динамические коэффициенты
8	Сочетания нагрузок.....
9	Долговечность
10	Бетонные и железобетонные конструкции
10.1	Требования к бетону.....
10.2	Требования к арматуре
10.3	Общие требования к расчету бетонных и железобетонных конструкций.....
10.4	Расчет бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы
10.5	Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы
10.6	Конструктивные требования
10.6.1	Минимальные размеры сечений элементов конструкций.....
10.6.2	Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры.....
10.6.3	Защитный слой бетона.....
10.6.4	Минимальное расстояние между арматурными элементами
10.6.5	Анкеровка ненапрягаемой арматуры
10.6.6	Анкеровка напрягаемой арматуры

10.6.7	Продольное армирование элементов конструкций
10.6.8	Поперечное армирование элементов конструкций
10.6.9	Сварные соединения арматуры
10.6.10	Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки).....
10.6.11	Стыки элементов сборных железобетонных конструкций
10.6.12	Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов конструкций
10.6.13	Стальные закладные изделия
10.6.14	Конструирование опор.....
10.6.15	Гидроизоляция железобетонных поверхностей конструкций.....
11	Стальные конструкции.....
11.1	Общие положения.....
11.2	Материалы и полуфабрикаты.....
11.3	Расчетные характеристики материалов и соединений
11.4	Расчет стальных конструкций.....
11.5	Конструктивные требования
11.5.1	Общие положения.....
11.5.2	Сечения элементов конструкций
11.5.3	Ребра жесткости сплошных изгибаемых балок.....
11.5.4	Предварительно напряженные пролетные строения.....
11.5.5	Сварные и болтовые соединения, соединения на высокопрочных болтах.....
11.5.6	Детали конструкции
11.5.7	Конструкция планок и перфорированных листов.....
11.5.8	Особенности конструкции болтосварных пролетных строений.....
11.5.9	Конструкция ортотропной плиты проезжей части
11.5.10	Конструкция опорных частей
12	Сталежелезобетонные конструкции.....
12.1	Общие положения.....
12.2	Расчет сталежелезобетонных конструкций.....
12.3	Конструктивные требования
13	Деревянные конструкции.....
13.1	Общие положения
13.2	Требования к материалам.....
13.3	Расчетные характеристики материалов и изделий
13.4	Расчет деревянных конструкций.....
13.5	Конструктивные требования.....
14	Основания и фундаменты
14.1	Общие положения.....
14.2	Расчеты.....
14.3	Конструирование фундаментов.....
Приложение А Обозначения	
Приложение Б Коэффициент вертикального давления грунта при расчете	

звеньев (секций) труб.....	
Приложение В Нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на береговые опоры (устои) от транспортных средств	
Приложение Г Расчет бетонных и железобетонных конструкций	
Приложение Д Потери предварительного напряжения арматуры	
Приложение Е Расчет жестких звеньев круглых железобетонных труб.....	
Приложение Ж Коэффициент условий работы канатов.....	
Приложение К Расчет стальных конструкций мостов.....	
Приложение Л Учет ползучести, виброползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонных конструкциях	
Приложение М Определение напряжений в сталежелезобетонных балках от усадки бетона и температурных воздействий	
Приложение Н Расчет сталежелезобетонных конструкций	
Приложение П Расчетное сопротивление грунтов основания осевому сжатию.....	
Приложение Р Несущая способность по грунту фундамента из свай или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения	
Приложение С Несущая способность подстилающего слоя грунта.....	
Приложение Т Дополнительное давление на основание устоя от веса примыкающей части подходной насыпи	
Библиография	

ТЕХНИЧЕСКИЙ КОДЕКС УСТАНОВИВШЕЙСЯ ПРАКТИКИ**МОСТЫ И ТРУБЫ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ**
Правила проектирования**МАСТЫ І ТРУБЫ НА АЎТАМАБІЛЬНЫХ ДАРОГАХ АГУЛЬНАГА КАРЫСТАННЯ**
Правілы праектаванняBridges and culverts on roads
Design rules

Дата введения _____

1 Область применения

Настоящий технический кодекс установившейся практики (далее – технический кодекс) распространяется на мостовые сооружения (мосты, путепроводы, виадуки, эстакады, пешеходные мосты), водопропускные трубы, трубы (тоннели) в насыпях дорог для пропуска транспорта, пешеходов и животных (далее — мосты и трубы, сооружения, если не указано иное) и устанавливает требования к проектированию вновь возводимых, а также реконструкции и ремонту существующих сооружений на автомобильных дорогах общего пользования.

Проектирование мостов и труб на автомобильных дорогах общего пользования, проходящих через населенные пункты, следует осуществлять в соответствии с нормами проектирования мостов и труб в населенных пунктах.

2 Нормативные ссылки

ТР ТС 014/2011 Безопасность автомобильных дорог
ТКП 45-3.04-168-2009 (02250) Расчетные гидрологические характеристики. Порядок определения
ТКП 45-3.03-195-2010 (02250) Части опорные полимерные для автодорожных мостов. Правила проектирования
ТКП 376-2019 (33200) Мосты и трубы. Правила выполнения работ при эксплуатации
ТКП 479-2013 (02191) Правила определения грузоподъемности железобетонных и сталежелезобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов
ТКП 491-2013 (02190) Искусственные сооружения на железной дороге. Правила эксплуатации
ТКП 576-2024 (33200) Мосты и трубы. Вторичная защита от коррозии бетонных и железобетонных конструкций. Правила устройства
ТКП 615-2017 (33200) Мосты и трубы. Правила устройства металлических гофрированных труб (МГТ)
ТКП 616-2017 (33200) Дороги автомобильные. Порядок применения шумозащитных сооружений
ТКП 633-2019 (33200) Мосты и трубы. Мониторинг напряженно-деформированного состояния конструкций
ТКП 668-2022 (33200) Требования к железобетонным, стальным и сталежелезобетонным конструкциям по их повторному применению при ремонте и реконструкции мостовых сооружений
ТКП Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования (проект)
ТКП Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования фундаментов (проект)
ТКП EN 1991-2-2009 (02250) Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 2. Транспортные

нагрузки на мосты

СТБ 943-2007 Грунты. Классификация

СТБ 1107-2022 Материалы рулонные кровельные и гидроизоляционные на битумном и битумно-полимерном вяжущем. Технические условия

СТБ 1165-2016 Части опорные из литьевого полиуретана для мостовых сооружений. Технические условия

СТБ 1300-2024 Технические средства организации дорожного движения. Правила применения

СТБ 1481-2011 Бетоны конструкций мостовых сооружений. Методы определения содержания хлоридов и степени карбонизации

СТБ 1482-2004 Бетоны. Методы коррозионных испытаний

СТБ 1544-2005 Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия

СТБ 1704-2012 Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия

СТБ 1706-2006 Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия

СТБ 1711-2007 Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия

СТБ 1712-2007 Лесоматериалы круглые лиственных пород. Технические условия

СТБ 1714-2007 Пиломатериалы лиственных пород. Технические условия

СТБ 1723-2007 Строительство. Конструкции металлические. Термины и определения

СТБ 1768-2007 Строительство. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные. Термины и определения

СТБ 1994-2009 Конструкции железобетонные эксплуатируемые. Потенциометрический метод определения состояния арматуры

СТБ 2056-2010 Конструкции стальные мостовые. Общие технические условия

СТБ 2134-2010 Части опорные резинометаллические. Технические условия

СТБ 2174-2011 Изделия арматурные сварные для железобетонных конструкций. Технические условия

СТБ 2221-2020 Бетоны конструкционные тяжелые для транспортного и гидротехнического строительства. Технические условия

СТБ 2242-2011 Грунты. Методы полевых испытаний сваями

СТБ 2516-2024 Мостовое полотно автодорожных мостовых сооружений. Общие технические требования

СТБ EN 206-2016 Бетон. Требования, показатели, изготовление и соответствие

СТБ EN 10138-3-2009 Арматура напрягаемая канатная для железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 9.401-2018 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов

ГОСТ 535-2005 Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия

ГОСТ 977-88 Отливки стальные. Общие технические условия

ГОСТ 1050-2013Metalлопродукция из нелегированных конструкционных качественных и специальных сталей. Общие технические условия

ГОСТ 2770-74 Масло каменноугольное для пропитки древесины. Технические условия

ГОСТ 3064-80 Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1 · 37 (1 + 6 + 12 + 18). Сортамент

ГОСТ 4028-63 Гвозди строительные. Конструкция и размеры

ГОСТ 4543-2016 Metalлопродукция из конструкционной легированной стали. Технические условия

ГОСТ 4784-2019 Алюминий и сплавы алюминиевые деформируемые. Марки

ГОСТ 5632-2014 Легированные нержавеющие стали и сплавы коррозионно-стойкие, жаростойкие и жаропрочные. Марки

ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 5915-70 Гайки шестигранные класса точности В. Конструкция и размеры

ГОСТ 6713-2021 Прокат из конструкционной стали для мостостроения. Технические условия

ГОСТ 7348-81 Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 7798-70 Болты с шестигранной головкой класса точности В. Конструкция и размеры
ГОСТ 8267-93 Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия

ГОСТ 8479-70 Поковки из конструкционной углеродистой и легированной стали. Общие технические условия

ГОСТ 10060.2-95 Бетоны. Ускоренные методы определения морозостойкости при многократном замораживании и оттаивании

ГОСТ 10605-94 (ИСО 4032-86) Гайки шестигранные с диаметром резьбы свыше 48 мм класса точности В. Технические условия

ГОСТ 10922-2012 Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязаные и механические соединения для железобетонных конструкций. Общие технические условия

ГОСТ 13726-2023 Ленты из алюминия и алюминиевых сплавов. Технические условия

ГОСТ 13840-68 Канаты стальные арматурные 1×7. Технические условия

ГОСТ 14098-2014 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкция и размеры

ГОСТ 14637-89 Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия

ГОСТ 16483.10-73 Древесина. Методы определения предела прочности при сжатии вдоль волокон

ГОСТ 19281-2014 Прокат повышенной прочности. Общие технические условия

ГОСТ 21437-95 Сплавы цинковые антифрикционные. Марки, технические требования и методы испытаний

ГОСТ 21631-2023 Листы из алюминия и алюминиевых сплавов. Технические условия

ГОСТ 22353-77 Болты высокопрочные класса точности В. Конструкция и размеры

ГОСТ 22354-77 Гайки высокопрочные класса точности В. Конструкция и размеры

ГОСТ 22355-77 Шайбы класса точности С к высокопрочным болтам. Конструкция и размеры

ГОСТ 22356-77 Болты и гайки высокопрочные и шайбы. Общие технические условия

ГОСТ 24379.0-2012 Болты фундаментные. Общие технические условия

ГОСТ 24379.1-2012 Болты фундаментные. Конструкция и размеры

ГОСТ 26775-97 Габариты подмостовые судоходных пролетов мостов на внутренних водных путях.

Нормы и технические требования

ГОСТ 26804-2012 Ограждения дорожные металлические барьерного типа. Технические условия

ГОСТ 27751-88 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету

ГОСТ 32495-2013 Щебень, песок и песчано-щебеночные смеси из дробленого бетона и железобетона. Технические условия

ГОСТ 32957-2014 Дороги автомобильные общего пользования. Экраны акустические. Технические требования

ГОСТ 33128-2014 Дороги автомобильные общего пользования. Ограждения дорожные. Технические требования

ГОСТ 33150-2014 Дороги автомобильные общего пользования. Проектирование пешеходных и велосипедных дорожек. Общие требования

ГОСТ 33384-2015 Дороги автомобильные общего пользования. Проектирование мостовых сооружений. Общие требования

ГОСТ 33390-2015 Дороги автомобильные общего пользования. Мосты. Нагрузки и воздействия

ГОСТ 33391-2015 Дороги автомобильные общего пользования. Мостовые сооружения. Габариты приближения конструкций

ГОСТ ISO 898-1-2014 Механические свойства крепежных изделий из углеродистых и легированных сталей. Часть 1. Болты, винты и шпильки установленных классов прочности с крупным и мелким шагом резьбы

ГОСТ ISO 898-2-2015 Механические свойства крепежных изделий из углеродистых и легированных сталей. Часть 2. Гайки установленных классов прочности с крупным и мелким шагом резьбы.

Примечание — При пользовании настоящим техническим кодексом целесообразно проверить

действие ссылочных документов на официальном сайте Национального фонда технических нормативных правовых актов в глобальной компьютерной сети Интернет.

Если ссылочные документы заменены (изменены), то при пользовании настоящим техническим кодексом следует руководствоваться действующими взамен документами. Если ссылочные документы отменены без замены, то положение, в котором дана ссылка на них, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 Термины и определения и обозначения

3.1 Термины и определения

В настоящем техническом кодексе применяют термины, установленные в СТБ 1723, СТБ 1768 и ГОСТ 27751, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1.1 габарит приближения конструкций: Предельное поперечное очертание свободного пространства в плоскости, перпендикулярной продольной оси сооружения, внутрь которого не должны выступать элементы конструкций сооружения или другие устройства.

3.1.2 долговечность: Свойство сооружения сохранять работоспособное состояние до наступления предельного состояния при установленной системе содержания и ремонтов.

Примечание — Характеристиками долговечности являются срок службы и ресурс.

3.1.3 живучесть: Способность элемента или конструкции сохранять несущую способность при повреждении или разрушении отдельных частей.

3.1.4 мостовой переход: Комплекс инженерных сооружений, предназначенный для перехода через водоток.

Примечание — Мостовой переход включает мостовое сооружение, подходы к нему, берегоукрепительные и регуляционные сооружения.

3.1.5 мостовое сооружение: Инженерное сооружение, состоящее из опор и пролетных строений и предназначенное для пропуска через препятствия транспорта, пешеходов, а также коммуникаций различного назначения.

Примечание — К мостовым сооружениям относятся мосты, путепроводы, виадуки, эстакады.

3.1.6 надежность: Свойство сооружения выполнять свои функции в течение всего нормативного срока службы.

3.1.7 проектный срок службы: Период, в течение которого сооружение может выполнять предусмотренные проектом функции при условии выполнения работ по содержанию и ремонтам.

3.1.8 реконструкция сооружения: Совокупность работ и мероприятий, направленных на повышение основных технико-эксплуатационных показателей эксплуатируемого сооружения (длины, габаритов, грузоподъемности).

3.1.9 капитальный ремонт сооружения: Совокупность работ и мероприятий по восстановлению утраченных в процессе эксплуатации технико-эксплуатационных качеств сооружения, осуществленных путем восстановления, улучшения и (или) замены отдельных конструкций или элементов. Повышение класса сооружения по грузоподъемности или изменение габарита по ширине при капитальном ремонте выполняется, если это предусмотрено заданием на проектирование.

3.1.10 труба: Инженерное сооружение, расположенное в теле насыпи автомобильной или железной дороги, предназначенное для пропуска водного потока, дороги, пешеходов или животных.

3.2 Обозначения

Обозначения, принятые в настоящем техническом кодексе, приведены в приложении А.

4 Классификация мостовых сооружений и труб на автомобильных дорогах

4.1 По типам мостовые сооружения классифицируют на:

— мосты;

— эстакады;

- путепроводы;
- виадуки;
- акведуки.

4.2 По назначению мостовые сооружения классифицируют на:

- автодорожные;
- пешеходные;
- специальные;
- совмещенные;
- биопереходы.

4.3 По материалам пролетных строений мостовые сооружения классифицируют на:

- бетонные;
- железобетонные;
- металлические;
- сталежелезобетонные;
- деревянные;
- композитные;
- каменные.

4.4 По параметрам мостовые сооружения классифицируют на:

- по длине, м:
 - малые — до 25 включ.;
 - средние — св. 25 “ 100 «;
 - большие — 100, а также мосты длиной менее 100 м, но с пролетом св. 60м.

Длину мостовых сооружений принимают по внешним граням береговых устоев, включая открылки необсыпных устоев. Длину переходных плит в длину мостового сооружения не включают. Ширину мостовых сооружений принимают по наружным граням мостового полотна (карнизов, тротуаров и др.);

- по количеству пролетов:
 - однопролетные;
 - многопролетные.

4.5 По статической схеме:

- балочные разрезные;
- балочные неразрезные;
- плитные разрезные;
- арочные;
- висячие;
- вантовые с балкой жесткости;
- рамные;
- комбинированные.

4.6 Трубы классифицируют по:

- количеству отверстий (одноочковые, двухочковые и многоочковые);
- форме поперечного сечения (прямоугольные, круглые, овальные);
- материалам (железобетонные, металлические);
- назначению (для пропуска водного потока, дороги, пешеходов, животных).

Примечание — Мостовые сооружения, на которых покрытие мостового полотна выполнено из уплотненного грунта толщиной более 0,5 м, относятся к мостовым сооружениям засыпного типа.

5 Общие требования

5.1 Требования безопасности

5.1.1 На всех стадиях жизненного цикла мостового сооружения или трубы в соответствии с ТР ТС 014/2011 должны быть обеспечены:

- защита жизни и (или) здоровья граждан и имущества;
- охрана окружающей среды, животных и растений;

- энергетическая эффективность и ресурсосбережение;
- предупреждение действий, вводящих в заблуждение потребителей относительно их назначения и безопасности.

Выполнение этих требований обеспечивается соблюдением требований настоящего технического кодекса и других взаимосвязанных с указанным техническим регламентом технических нормативных правовых актов (далее- ТНПА).

5.1.2 Строительство и реконструкция больших мостовых сооружений с пролетами длиной 60 м и более, вантовых и висячих мостовых сооружений, мостовых сооружений сложных конструктивных схем, мостовых сооружений с опытными впервые применяемыми конструкциями должны быть обеспечены научно-техническим сопровождением для достижения требуемого качества и безопасности сооружения путем выявления и своевременного устранения возможных потенциально опасных отклонений от проекта, а также путем разработки совместно с производителем работ и разработчиком проектной документации решений, обеспечивающих достижение заданных показателей качества и безопасности.

5.2 Транспортно-эксплуатационные характеристики мостов и труб

5.2.1 При проектировании мостов и труб должны быть обеспечены следующие транспортно-эксплуатационные характеристики (потребительские свойства):

- функциональные;
- обеспечивающие живучесть;
- эксплуатационные;
- социально-экономические.

5.2.1.1 Функциональные характеристики:

- пропускная способность;
- грузоподъемность;
- безопасность и комфортность движения;
- долговечность и безотказность.

5.2.1.2 Характеристики, обеспечивающие живучесть:

- сопротивляемость воздействию водных потоков, ветровых нагрузок, ледоходов и других природных явлений;
- огнестойкость;
- живучесть при повреждениях.

5.2.1.3 Эксплуатационные характеристики:

- доступность для маломобильных групп населения (если это указано в задании на проектирование);
- доступность для ремонта и содержания;
- ремонтпригодность.

5.2.1.4 Социально-экономические характеристики:

- экономичность и планировочная целесообразность;
- экологичность;
- архитектурная и цветовая выразительность.

5.3 Проектный срок службы

5.3.1 Проектный срок службы должен составлять, лет, не менее:

- мостов (кроме деревянных) — 100;
- деревянных мостов — 25;
- труб — 50.

5.3.2 Проектный срок службы элементов мостов, при выполнении нормативных условий содержания и ремонтов, приведен в таблице 1.

Таблица 1

Элементы мостов	Проектный срок службы, лет, не менее
Конструкции пролетных строений с пролетами более 33 м, опоры (кроме деревянных)	100
Конструкции пролетных строений с пролетами до 33 м включ.	75
Деревянные конструкции пролетных строений, опор	25
Покрытие проезжей части мостов на республиканских автомобильных дорогах и в городах	7
Покрытие проезжей части мостов на местных автомобильных дорогах, в сельских населенных пунктах	10
Гидроизоляция проезжей части мостов	15
Система водоотвода и дренажа	20
Деформационные швы	Как для покрытия проезжей части
Дорожные удерживающие ограждения: железобетонные парапетного типа металлические барьерного типа	25
	15
Резиновые опорные части	25
Полиуретановые опорные части	100
Эксплуатационные обустройства	50
Деревянные элементы мостового полотна	5
Композитные элементы	30

5.4 Надежность

5.4.1 Требования надежности мостов и труб и их конструктивных элементов обеспечиваются при проектировании в соответствии с указаниями настоящего технического кодекса.

5.4.2 Сооружение должно быть запроектировано таким образом, чтобы при условии выполнения работ по содержанию сооружения надежность его конструктивных элементов в течение проектного срока службы соответствовала нормированным показателям.

Для мостов в зависимости от экономических, социальных и экологических последствий от их отказов устанавливаются три уровня ответственности, которые учитываются при проектировании нового строительства и реконструкции сооружений коэффициентом надежности по ответственности γ_n .

Значения коэффициента γ_n следует принимать по таблице 2.

При расчетах, выполняемых для эксплуатируемых мостов, а также при расчетах, выполняемых при проектировании капитального ремонта, значение коэффициента надежности по ответственности γ_n следует принимать равным 1,0.

Таблица 2

Уровень ответственности	Характеристика мостов	Коэффициент надежности по ответственности γ_n
I (повышенный)	Мосты с пролетами длиной 200 м и более	1,1
II (нормальный)	Мосты, не отнесенные к I и III уровням ответственности	1,0
III (пониженный)	Временные мосты	0,90

5.4.3 Коэффициент надежности по ответственности учитывают в расчетах при определении внутренних усилий и перемещений конструкций и оснований, вызываемых нагрузками и воздействиями.

5.4.4 Сооружение должно быть запроектировано с гарантированной минимальной вероятностью разрушения и последствий от возможных аварий транспорта, других непредвиденных разрушающих воздействий.

5.4.5 При проектировании предотвращение разрушения сооружения или ограничение последствий непредвиденных воздействий должно обеспечиваться следующими условиями:

- применением конструктивных схем и конструкций, которые позволяют уменьшить потенциальный риск повреждения или уничтожения конструктивных элементов сооружения;
- статическая схема сооружений должна минимально реагировать на непредвиденные воздействия (например, просадки грунта);
- конструкции сооружений должны быть долговечными, ремонтпригодными и доступными для осмотра и выполнения работ по текущему ремонту и содержанию.

5.5 Предельные состояния

5.5.1 Конструкции мостов и труб следует рассчитывать по методу предельных состояний. В соответствии с ГОСТ 27751 предельные состояния подразделяются на две группы:

- первая группа — предельные состояния, приводящие к утрате конструкциями сооружения пригодности к нормальной эксплуатации или к потере несущей способности сооружения в целом;
- вторая группа — предельные состояния, усложняющие нормальную эксплуатацию и уменьшающие проектный срок службы сооружения.

5.5.2 Предельные состояния первой группы (аварийное разрушение) характеризуются потерей:

- прочности;
- устойчивости формы;
- устойчивости положения (опрокидывание, скольжение и т. п.);
- выносливости.

5.5.3 Предельные состояния второй группы (усложнение или невозможность нормальной эксплуатации) характеризуются:

- чрезмерными деформациями;
- образованием трещин или достижением предельно допустимой ширины раскрытия трещин;
- недопустимыми колебаниями конструкций при воздействии временных нагрузок;
- другими явлениями, при которых возникает необходимость временного ограничения нормальной эксплуатации сооружения (например, разрушение элементов мостового полотна, появление усталостных трещин и т. д.).

5.6 Расчетные схемы

5.6.1 Расчетные схемы для определения внутренних усилий от статических и динамических нагрузок должны соответствовать работе сооружения на всех этапах изготовления, транспортирования, монтажа конструкций и эксплуатации.

Если последовательность монтажа влияет на конечное напряженно-деформированное состояние конструкций, то расчетные схемы должны отражать все стадии монтажа.

5.6.2 Конструкции пролетных строений мостов рассчитывают как пространственные, а при условном расчленении их на плоские системы — приближенными методами, выработанными практикой проектирования, при этом учитывают взаимодействие элементов с основанием и между собой.

5.6.3 Усилия в элементах конструкций, для которых в соответствующих технических нормативных правовых актах не указаны методы их расчета с учетом возникающих неупругих деформаций, определяют в предположении работы в упругой стадии принятой расчетной схемы.

Расчет по деформационной схеме применяют при соответствующем обосновании, а также при расчетах сооружения в процессе эксплуатации.

5.6.4 В расчетных схемах статически неопределимых конструкций, в элементах которых происходят долговременные процессы, должны быть отражены эти процессы для получения конечного распределения усилий.

5.7 Архитектурные требования

Архитектурные требования, включая требования к художественно-декоративному облику сооружения, определяет заказчик в задании на проектирование.

5.8 Расположение мостов и труб

5.8.1 Выбор места перехода, разбивку мостов на пролеты, назначение положения сооружения в плане и профиле следует производить с учетом требований трассирования дороги, строительных и эксплуатационных показателей вариантов, а также русловых, геологических, гидрологических, экологических, ландшафтных и других местных условий, влияющих на технико-экономические показатели соответствующего участка дороги.

При новом строительстве автодорожных мостов расположение вертикальных кривых в пределах длины сооружения следует выполнять при специальном обосновании и с соблюдением требований СТБ 2516, 5.3.1.

5.8.2 При выборе места мостового перехода через судоходные реки следует руководствоваться требованиями ГОСТ 26775 и соблюдать следующие требования:

- мостовые переходы располагать перпендикулярно течению воды с косиной не более 10° на прямолинейных участках с устойчивым руслом, в местах с неширокой малозатопляемой поймой;
- середину судоходных пролетов совмещать с осью соответствующего судового хода;
- обеспечивать взаимную параллельность оси судового хода, направления течения воды и плоскостей опор со стороны судоходного пролета;
- не допускать отклонения между направлениями судового хода и течения реки более 10° ;
- не допускать увеличения скорости течения воды в русле при расчетном судоходном уровне, вызванном строительством мостового перехода, св. 20 % — при скорости течения воды в естественных условиях до 2 м/с и 10 % — при скорости св. 2,4 м/с. При скорости течения воды в естественных условиях от 2,0 до 2,4 м/с допустимое увеличение средней скорости определяют методом интерполяции.

5.8.3 Количество и размеры водопропускных сооружений на пересечении водотока следует определять на основе гидравлических и гидрологических расчетов и инженерных изысканий, при этом необходимо учитывать влияние сооружения на окружающую природную среду.

Пропуск вод нескольких водотоков через одно сооружение должен быть обоснован, а при наличии лессовых грунтов и возможности образования наледи — не допускается.

5.8.4 Продольный уклон ездового полотна рекомендуется принимать не более 20 ‰.

5.8.5 Продольный уклон ездового полотна больших мостов должен быть, ‰, не более:

- | | |
|----|--|
| 30 | — для мостов вне населенных пунктов; |
| 60 | — то же в населенных пунктах и на развязках; |
| 20 | — “ с деревянным настилом. |

Для всех мостов, кроме деревянных, при проектировании строительства следует принимать продольный уклон не менее 5 ‰. При проектировании строительства, реконструкции и капитальных ремонтов продольные уклоны менее 5 ‰ допускаются:

- для существующих больших и средних мостов – при соответствующем обосновании и обеспечении водоотвода другими конструктивными решениями (обеспечение поперечного уклона не менее 20‰, установка продольных водоотводных лотков на мостовом полотне и др.);

- на малых мостах – при обеспечении поперечного уклона не менее 20‰.

5.8.6 Толщину засыпки над звеньями или плитами перекрытия труб (включая пешеходные тоннели), а также над сводами мостов следует принимать не менее указанной в таблице 3.

Таблица 3

В метрах

Тип дорог	Толщина засыпки* над		
	железобетонными трубами	металлическими гофрированными трубами	сводами мостов
Автомобильные общего пользования всех категорий	0,5	0,5**	0,2
<p>Считая от верха звена (плиты перекрытия) трубы или до низа монолитных слоев дорожной одежды при всех типах дорожной одежды толщину покрытия принимают от уровня верха покрытия.</p> <p>** Но не менее чем 0,8 м от верха звена трубы до поверхности дорожного покрытия.</p> <p>*** Но не менее чем 0,5 м до уровня бровки земляного полотна.</p>			
Примечание - В обоснованных случаях толщину засыпки над трубами и закрытыми лотками разрешается уменьшать до 0,3 м.			

5.8.7 Возвышение элементов конструкций моста над уровнями воды и ледохода должно быть не менее значений, приведенных в таблице 4.

Таблица 4

В метрах

Часть или элемент конструкции моста	Возвышение частей или элементов конструкций		
	над уровнем воды (с учетом влияния подпора и волны) при максимальных расходах паводков		над наивысшим уровнем ледохода
	расчетных для мостов	наибольших	
Низ пролетных строений: при глубине подпертой воды до 1 м включ.	0,50	0,25	—
то же св. 1 м	0,50	0,25	0,75
при наличии на реке заторов льда	0,75	0,75	1,00
при наличии карчехода	1,00	1,00	—
Верх площадки для установки опорных частей	0,25	—	0,50
Низ пят арок и сводов	0,25	—	0,25
Низ продольных схваток и выступающих элементов конструкций в пролетах деревянных мостов	0,25	—	0,75

Примечания

1 Для малых мостов наименьшее возвышение низа пролетных строений допускается определять без учета высоты ветровой волны.

2 При наличии явлений, вызывающих более высокие уровни воды (вследствие подпора от ниже лежащих рек, озер или водохранилищ, нагона воды ветром, образования заторов или прохождения паводков по руслам, покрытым льдом, и др.), указанные в таблице возвышения следует отсчитывать от этого уровня, вероятность превышения которого устанавливается в соответствии с таблицей 5.

3 При определении возвышения верха площадки для установки опорных частей уровень воды необходимо определять с учетом набега потока на опору моста.

4 При одновременном наличии карчехода и наледи значения возвышения следует увеличить не менее чем на 0,5 м.

Таблица 5

Вид дороги	Сооружения	Категория дороги	Вероятность превышения максимальных расходов паводков, %	
			расчетных	наибольших
Автомобильные дороги общего пользования	Все мосты	I-a–I-в, II и III	1	
	Все мосты	IV	2	
	Большие мосты	V, VI	2	
	Все мосты	Дороги, кроме перечисленных выше	3	
	Трубы	I-a–I-в, II и III	1	
	Трубы	Дороги, кроме перечисленных выше	3	

5.8.8 Возвышение низа пролетных строений над наивысшим статическим уровнем водохранилища для мостов, расположенных в несудоходных зонах водохранилища, должно составлять не менее 0,75 высоты расчетной ветровой волны с увеличением на 0,25 м.

5.8.9 Расстояние между опорами в свету при наличии карчехода следует назначать с учетом размеров карчей, но не менее 15 м.

5.9 Расчет мостов и труб на воздействие водного потока

5.9.1 Расчет мостов, труб и пойменных насыпей на воздействие водного потока следует производить по гидрографам и водомерным графикам расчетных паводков.

При отсутствии гидрографов и водомерных графиков паводков, а также в других обоснованных случаях расчет сооружений на воздействие водного потока следует производить по максимальным расходам и соответствующим им уровням расчетных и наибольших паводков.

В расчетах следует учитывать опыт водопропускной работы вблизи расположенных сооружений на том же водотоке, влияние водопропускных сооружений друг на друга, а также влияние на проектируемые водопропускные сооружения существующих или планируемых к строительству гидротехнических и других речных сооружений.

При наличии вблизи мостов и труб инженерных сооружений, зданий и сельскохозяйственных угодий необходимо проверить их безопасность от подтопления из-за подпора воды перед сооружением.

При проектировании водопропускных сооружений, расположенных вблизи некапитальных плотин, необходимо учитывать возможность прорыва этих плотин. Вопрос об усилении таких плотин или увеличении отверстий сооружений необходимо решать комплексно путем сравнения технико-экономических показателей возможных решений.

В случае расположения мостов ниже капитальных плотин следует учитывать понижение дна в нижнем бьефе плотин вследствие задержки руслоформирующих наносов и поступления к мосту осветленного потока.

5.9.2 В расчетах следует принимать максимальные расходы паводков того происхождения, при которых для заданного значения вероятности превышения создаются наиболее неблагоприятные условия работы сооружений.

Построение гидрографов и водомерных графиков, определение максимальных расходов при разных паводках и соответствующих им уровней воды следует выполнять в соответствии с требованиями ТКП 45-3.04-168.

5.9.3 Размеры отверстий малых мостов и труб определяются по средним скоростям течения воды, допустимым для грунта русла (в том числе на входе и выходе из сооружения), типов его укрепления и укрепления конусов.

Отверстия малых мостов и труб назначаются с учетом аккумуляции воды у сооружения. Уменьшать расходы воды в сооружениях вследствие учета аккумуляции следует не более чем в 2 раза.

5.9.4 Размеры отверстий больших и средних мостов следует определять с учетом подпора, в том числе от прохождения расчетного паводка на реке, притоком которой является водоток, естественной деформации русла, устойчивого уширения подмостового русла (срезки), общего и местного размывов у опор, конусов и регуляционных сооружений. Отверстие моста в свету должно быть не менее устойчивой ширины русла.

5.9.5 Расчет общего размыва под мостами следует производить на основе решения уравнения баланса наносов на участках русел рек у мостовых переходов при паводках, указанных в 5.9.1.

Для предварительных расчетов, а также при отсутствии необходимых данных о режиме водотока общий размыв определяется по скорости течения, соответствующей балансу наносов.

При расчетах размывов в отверстиях мостовых переходов, расположенных на обвалованных участках рек (включая намывные территории на поймах), необходимо учитывать дополнительное стеснение путем умножения коэффициента стеснения потока дамбами на коэффициент стеснения потока насыпями подходов в пределах дамб.

Опоры мостов следует проектировать с учетом возможности уширения и смещения русла на пойменном участке отверстия моста.

При морфометрической основе расчета вычисленные максимальные глубины общего размыва следует увеличивать на 15 %.

5.9.6 При построении линии наибольших размывов следует учитывать, кроме общего размыва, местные размывы у опор, влияние регуляционных сооружений и других элементов мостового перехода, возможные естественные переформирования русла и особенности его геологического строения.

5.9.7 Значение коэффициента общего размыва под мостом следует обосновать технико-экономическим расчетом. При этом необходимо учитывать вид грунтов русла, конструкцию фундаментов опор моста и глубину их заложения, разбивку моста на пролеты, величину подпоров, возможное уширение русла, скорости течения, допустимые для судоходства и миграции рыбы, а также другие местные условия. Значение коэффициента размыва, как правило, следует принимать не более 2, определяемого отношением площади живого сечения потока под мостом после размыва к бытовой площади потока в пределах отверстия.

Для мостов через неглубокие реки и периодические водотоки при соответствующем обосновании допускается принимать коэффициенты общего размыва более 2.

5.9.8 Срезку грунта в пойменной части отверстия моста следует предусматривать только на равнинных реках. Размеры и конфигурацию срезки следует определять расчетом, исходя из условий ее незаносимости в зависимости от частоты затопления поймы и степени стеснения потока мостовым переходом при расчетном уровне высокой воды.

При расчете площади живого сечения под мостом срезку в русле побочной, отмелей не учитывают.

5.9.9 Уширение под мостом вследствие срезки грунта следует плавно сопрягать с неуширенными частями русла для обеспечения благоприятных условий подвода потока воды и руслоформирующих наносов в подмостовое сечение. Общая длина срезки (в верховую и низовую стороны от оси перехода) должна быть в 4–6 раз больше ее ширины в створе моста. Следует избегать наибольшей ширины срезки в створах голов регуляционных сооружений.

При проектировании срезки грунта на пойме необходимо предусматривать удаление пойменного наилка до обнажения несвязных аллювиальных грунтов на всей площади срезки.

5.9.10 Возвышение бровок земляных сооружений на подходах к большим и средним мостам над уровнями воды при паводках по 5.9.1 (с учетом набега волны на откосы и возможного подпора) следует принимать не менее: 0,5 м — для дорожного полотна, водоразделительных и ограждающих дамб; 0,25 м — для регуляционных сооружений и берм насыпей.

Возвышение бровки земляного полотна на подходах к малым мостам и водопропускным трубам над уровнями воды при паводках по 5.9.1 (с учетом подпора и аккумуляции) следует принимать не менее 0,5 м, а для водопропускных труб при напорном или полунпорном режиме работы — не менее 1,0 м.

В пределах воздействия льда на пойменную насыпь отметка ее бровки должна быть не ниже отметок верха навала льда, а также отметок наивысшего заторного или зажорного льда с учетом полуторной толщины льда.

Подпоры на мостовых переходах рассчитывают по уравнениям движения жидкости или по зависимостям, учитывающим данные явления на проектируемых переходах.

5.9.11 Регуляционные сооружения

На мостовых переходах при необходимости регулирования направления водного потока и предотвращения подмывов (размывов) необходимо предусматривать струенаправляющие и берегоукрепительные сооружения.

Струенаправляющие дамбы следует предусматривать при пойменном расходе воды не менее 15 % расчетного расхода или при средних расчетных скоростях течения воды под мостом до размыва более 1 м/с, а также при соответствующих ситуационных особенностях перехода (прижимных течениях, перекрытиях проток и т. п.).

Для водопропускных труб и малых мостов на основании гидравлических расчетов следует предусматривать углубление, планировку и укрепление русел, устройства, препятствующие накоплению наносов, а также устройства для гашения скоростей протекающей воды на выходе и входе.

5.10 Проектирование труб

5.10.1 Водопропускные трубы на расчетный расход следует проектировать на безнапорный режим работы. Полунпорный и напорный режимы работы следует предусматривать только при технико-экономическом обосновании. При этом под оголовками и звеньями следует предусматривать фундаменты, а при необходимости — и противофильтрационные экраны. Кроме того, при напорном режиме следует предусматривать специальные входные оголовки и обеспечивать водонепроницаемость швов между торцами звеньев и секциями фундаментов, надежное укрепление русла, устойчивость насыпи против напора и фильтрации.

5.10.2 Размер отверстия (и высоту в свету) труб следует назначать, м, не менее:

1,00 — при длине трубы до 20 м включ.;

1,20 — при длине трубы св. 20 до 30 м включ.;

0,50 — на дорогах III категории и ниже, на съездах при устройстве в пределах трубы быстрого тока (уклоном 10 ‰ и более) и ограждений на входе.

При длине трубы св. 30 м принимают проектное решение на основании сравнения технико-экономических показателей конкурентоспособных вариантов.

Размеры отверстий труб и малых мостов следует увеличивать для использования их в качестве пешеходных переходов, скотопрогонов, а в случае технико-экономической целесообразности — для пропуска автомобильного транспорта (низких, узкозахватных сельскохозяйственных машин) с обеспечением соответствующих габаритов.

5.10.3 Возвышение высшей точки внутренней поверхности трубы в любом поперечном сечении над поверхностью воды в трубе при максимальном расходе расчетного паводка и безнапорном режиме

работы должно составлять (в свету):

- в круглых и сводчатых трубах высотой до 3 м включ. — не менее 1/4 высоты трубы, св. 3 м — не менее 0,75 м;

-

в прямоугольных трубах высотой до 3 м включ. — не менее 1/6 высоты трубы, св. 3 м — не менее 0,50 м.

5.10.4 Водопропускные трубы следует проектировать с входными и выходными оголовками, формой и размерами обеспечивающими принятые в расчетах условия протекания воды и устойчивость насыпи, окружающей трубу.

Металлические гофрированные трубы, как правило, следует проектировать без устройства оголовков. При этом нижняя часть несрезаемой трубы должна выступать из насыпи на уровне ее подошвы не менее чем на 0,2 м, а сечение трубы со срезанным концом должно выступать из тела насыпи не менее чем на 0,5 м. Устройство металлических гофрированных труб следует выполнять в соответствии с ТКП 615.

5.10.5 Не допускается применять водопропускные трубы при наличии ледохода и карчехода, а в местах возможного образования наледи их применять не рекомендуется.

5.10.6 В проектной документации должны быть предусмотрены мероприятия по необходимой защите элементов и частей мостов и труб от повреждений при отсыпке насыпи и укреплении откосов, от засорения и загрязнения, вредных воздействий агрессивных сред, высоких температур, блуждающих токов и т. д.

5.11 Расчет мостов и труб на силовые воздействия

5.11.1 Несущие конструкции и основания мостов и труб необходимо рассчитывать на действие постоянных нагрузок и неблагоприятных сочетаний временных нагрузок, указанных в разделе 7. Расчеты следует выполнять по методу предельных состояний в соответствии с указаниями ГОСТ 27751, 5.4 и 5.5 настоящего технического кодекса.

5.11.2 При выполнении расчетов несущих конструкций мостов и труб следует руководствоваться указаниями соответствующих разделов настоящего технического кодекса, при этом значения коэффициентов надежности (частных коэффициентов безопасности) и коэффициентов сочетаний следует принимать в соответствии с 7.2.6.

5.11.3 Условия достижения конструкциями или их отдельными элементами предельных состояний заключаются в том, чтобы при действии на эти конструкции (элементы конструкций) совокупности нормируемых нагрузок и воздействий расчетные характеристики возникающего в них напряженно-деформированного состояния (усилия, напряжения, деформации, перемещения, образование или раскрытие трещин) $S_{i,расч}$ не превышали установленных предельных значений $S_{пред}$, т. е. для каждого предельного состояния выполнялось условие

$$\sum_i S_{i,расч} = S_{i,расч} < S_{пред}, \quad (1)$$

где $S_{i,расч}$ — расчетное значение характеристики напряженно-деформированного состояния от действия i -й нагрузки (воздействия).

5.11.4 Расчетные значения характеристик напряженно-деформированного состояния $S_{i,расч}$ определяют по нормативным значениям нагрузок (воздействий) $S_{i,норм}$ с учетом возможных отклонений их фактических значений от нормативных значений путем введения коэффициентов надежности по нагрузке γ_n и коэффициента сочетаний нагрузок ψ_i :

$$S_{i,расч} = \gamma_n \psi_i S_{i,норм}, \quad (2)$$

где γ_n — коэффициент надежности по ответственности, учитывающий экономические, социальные и экологические последствия возможной утраты пригодности сооружения к нормальной эксплуатации; определяют по таблице 2;

ψ_i — коэффициент надежности по нагрузке, учитывающий возможные отклонения нагрузки в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от ее нормативного значения вследствие изменчивости или отступлений от условий нормальной эксплуатации;

ψ_i — коэффициент сочетания нагрузок, учитывающий пониженную вероятность одновременного наибольшего воздействия двух или нескольких нагрузок.

Перечень и значения нормативных нагрузок, правила загрузки и значения коэффициентов надежности и сочетаний нагрузок приведены в разделах 7 и 8.

5.11.5 Предельные значения характеристик напряженно-деформированного состояния $S_{\text{пред}}$ в общем случае определяют по формуле

$$S_{\text{пред}} = \frac{m\overline{RF}}{\gamma_m}, \quad (3)$$

где m — коэффициент условий работы, учитывающий возможные отклонения принятой расчетной схемы от реальных условий работы элементов конструкций, а также изменения свойств материалов во времени;

\overline{R} — совокупность нормативных значений прочностных и жесткостных характеристик материалов в составе рассчитываемого элемента конструкции (сечения), принимаемых с 95 %-ной обеспеченностью;

\overline{F} — значение геометрических характеристик рассчитываемого элемента конструкции (сечения);

γ_m — коэффициент надежности по материалу, учитывающий возможные отклонения характеристик прочности или жесткости материалов (грунтов) в неблагоприятную сторону.

5.11.6 Временные нагрузки от подвижного состава (транспортных средств) в случаях, предусмотренных настоящим техническим кодексом, следует вводить в расчет с соответствующими динамическими коэффициентами.

При одновременном учете действия на сооружение двух или более временных нагрузок расчетные значения этих нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, менее или равные единице.

5.11.7 Значения напряжений (деформаций), определяемые в элементах конструкций при расчете сооружений в стадии эксплуатации и при строительстве, а также значения напряжений (деформаций), определяемые расчетом в монтажных элементах или блоках при их изготовлении, транспортировании и монтаже, не должны превышать расчетных сопротивлений (предельных деформаций), установленных в нормах проектирования соответствующих конструкций мостов и труб.

5.11.8 За расчетную минимальную температуру следует принимать среднюю температуру наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства, для определения которой целесообразно руководствоваться [1], с обеспеченностью:

0,92 — для бетонных и железобетонных конструкций;

0,98 — для стальных конструкций и стальных частей сталежелезобетонных конструкций.

5.11.9 Устойчивость конструкций против опрокидывания определяется из условия

$$M_u \leq \frac{m}{\gamma_n} \cdot M_z, \quad (4)$$

где M_u — момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) конструкции, проходящей по крайним точкам опирания, кН·м;

M_z — момент удерживающих сил относительно той же оси, кН·м;

m — коэффициент условий работы; принимают равным:

— при проверке конструкций, опирающихся на отдельные опоры:

0,95 — на стадии строительства;

1,0 — на стадии постоянной эксплуатации;

— при проверке сечений бетонных конструкций и фундаментов:

0,9 — на скальных основаниях;

0,8 — на нескальных основаниях;

γ_n — коэффициент надежности по ответственности; принимают равным:

1,05 — при расчетах на стадии постоянной эксплуатации;

1,00 — при расчетах на стадии строительства.

Опрокидывающие силы следует принимать с коэффициентами надежности по нагрузке более единицы.

Удерживающие силы следует принимать с коэффициентами надежности по нагрузке $\gamma_f < 1$ для постоянных нагрузок.

В соответствующих случаях необходимо учитывать уменьшение веса конструкции вследствие взвешивающего действия воды.

5.11.10 Устойчивость конструкций против сдвига (скольжения) определяют из условия

$$Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} \cdot Q_z, \quad (5)$$

где Q_r — сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига, кН;

m — коэффициент условий работы; принимают равным 0,9;

γ_n — то же, что в 5.11.9;

Q_z — удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направление возможного сдвига, кН.

Сдвигающие силы следует принимать с коэффициентами надежности по нагрузке более единицы, удерживающие силы — с коэффициентами надежности по нагрузке, указанными в 5.11.9.

В качестве горизонтальной удерживающей силы, создаваемой грунтом, следует принимать силу, величина которой не превышает активного давления грунта.

Примечание — Силы трения в основании определяют по минимальным значениям коэффициента трения подошвы фундамента о грунт.

5.11.11 При отсутствии ТНПА по определению необходимых параметров нагрузок и воздействий при проектировании сложных мостов следует использовать данные теоретических и экспериментальных исследований на моделях или натуральных конструкциях.

6 Основные требования к мостам и трубам

6.1 Габариты

6.1.1 Габариты приближения конструкций мостов, проектируемых для нового строительства и реконструкции, должны обеспечивать свободный пропуск транспортных средств по сооружению и под ним.

При проектировании капитальных ремонтов мостов габариты мостового полотна в общем случае должны соответствовать параметрам дороги.

Габариты приближения под существующими путепроводами (подмостовые габариты) при проектировании капитальных ремонтов сохраняются, если в задании на проектирование не указано иное.

6.1.2 Габариты приближения конструкций мостов следует принимать в соответствии с ГОСТ 33391.

6.1.3 Габариты по ширине мостов следует принимать по ГОСТ 33391.

Для деревянных мостов (кроме сооружений из клееной древесины) допускается принимать габарит Г-7. На дорогах категории V и низших категорий габарит деревянных мостов допускается принимать Г-6.

6.1.4 Ширина полосы движения на мостах, как правило, должна соответствовать ширине полосы движения на подходах и назначаться в соответствии с ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования» (проект), табл.6.

6.1.5 Ширину полос безопасности на мостах при проектировании нового строительства и реконструкции следует принимать в соответствии с ГОСТ 33391.

При проектировании капитальных ремонтов существующих мостов ширину полос безопасности принимают с учетом сложившихся условий, но не менее 1 м на автомобильных дорогах категорий Ia – III и не менее 0,75 м – на дорогах других категорий.

6.1.6 При расположении мостов на кривых в плане, проезжая часть должна быть уширена в зависимости от категории дороги в соответствии с ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования» (проект).

6.1.7 Ширину тротуаров на следует назначать в зависимости от расчетной перспективной интенсивности движения пешеходов в час пик. Расчетную пропускную способность пешеходной полосы шириной 0,75 м следует принимать равной 1500 чел/ч. Ширину многополосных тротуаров следует назначать кратной 0,75 м, ширину однополосных — не менее 1 м.

Среднюю расчетную пропускную способность полосы шириной 1 м следует принимать для пешеходных мостов и подземных переходов — 2000 чел/ч, для лестниц — 1500 чел/ч.

Ширина пешеходных мостов должна быть не менее 1,5 м.

При отсутствии пешеходного движения служебные лестницы по откосам следует устраивать без площадок, с высотой ступеней до 0,20 м и односторонними перилами, с одной стороны каждого подхода.

Ширина ступеней открытых лестниц на пешеходных путях должна быть 0,4 м. Высота ступеней должна быть одинаковой на всем лестничном ходе. Лестницы на пешеходных путях следует дублировать пандусами. Пандусы рекомендуется проектировать по [5].

Тротуары или служебные проходы следует предусматривать на каждой стороне моста.

На мостах с отдельными пролетными строениями тротуары и служебные проходы устраивают только с внешней стороны (по отношению к оси дороги) каждого пролетного строения. При расстоянии в свету между мостами для разных направлений движения 10 м и более по требованию заказчика допускается устройство служебных проходов с внутренней стороны мостов.

На мостах при интенсивности пешеходного движения 200 чел/сут и менее следует предусматривать только служебные проходы.

Ширину служебных проходов принимают не менее 0,75 м.

На мостах длиной до 65 м при интенсивности пешеходного движения до 20 чел/сут или при обеспечении условий, исключающих их движение, тротуары и служебные проходы не устраивают. При этом не допускается уменьшать полосу безопасности. Устраивать служебные проходы в таких случаях следует только по требованию заказчика.

6.1.8 Габарит по высоте для проектируемых новых путепроводов и пешеходных мостов следует принимать не менее 5,5 м.

6.1.9 Габариты сооружений для миграции диких животных (биопереходов) назначают в соответствии с техническими требованиями природоохранных органов, при этом минимальные габариты биопереходов следует принимать по ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования» (проект), табл. 30.

6.1.10 Подмостовые габариты судоходных пролетов на внутренних водных путях следует принимать в соответствии с ГОСТ 26775. При этом следует учитывать габариты мостов, расположенных вблизи сооружения, а также перспективы судоходства на проектируемом участке. Уменьшение подмостового габарита допускается, если это указано в задании на проектирование.

6.1.11 Габариты сооружений для пропуска полевых дорог и прогона скота при отсутствии специальных требований следует предусматривать:

- для полевых дорог – высоту не менее 4,5 м, ширину – 6 м, но не менее увеличенной на 1,0 м максимальной ширины сельскохозяйственных машин, движение которых возможно по дороге;

- для прогона скота – высоту не менее 3,0 м, ширину по формуле $2+l/6$, где l – длина скотопргона, но не менее 4,0 м и не более 8,0 м.

6.1.12 На реках и водоемах с особыми режимами эксплуатации (в ландшафтно-рекреационных зонах, в пограничных зонах и т.п.) подмостовой габарит следует принимать с учетом указаний технических условий соответствующих органов.

6.1.13 На тротуарах следует предусматривать устройство велосипедной дорожки в случаях, когда велосипедная дорожка устроена на подходах автомобильной дороги к мостовому сооружению, при этом ширина тротуара должна быть не менее 1,5 м.

6.1.14 При необходимости устройства под мостовыми сооружениями велосипедных дорожек их расположение и геометрические параметры принимают в соответствии с ГОСТ 33150.

6.1.15 Расстояние от бровки земляного полотна пересекаемой дороги до передней грани необсыпных устоев или до конуса насыпи на уровне бровки (при обсыпных устоях) в случае отсутствия дорожных боковых удерживающих ограждений на пересекаемой дороге должно быть не менее значений, приведенных в таблице 6.

При устройстве дорожных боковых ограждений на пересекаемой дороге, расстояние от лицевой поверхности ограждения до грани опоры должно приниматься не менее динамического прогиба ограждения.

Таблица 6

Категории пересекаемой дороги	Наименьшее расстояние от бровки земляного полотна пересекаемых дорог, м, при проектировании				
	пешеходных мостов	путепроводов с количеством полос движения			
		2	4	6	8
I-a–I-b, II, III	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
IV	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
V	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

6.1.16 Боковые поверхности промежуточных опор (со стороны дороги) должны быть расположены за бровкой земляного полотна пересекаемой дороги на расстоянии не менее 2 м — при стоечных сквозных опорах, не менее 4 м — при сплошных стенках на дорогах категорий I-a–III и 0,5 м — на дорогах категорий IV и V.

6.1.17 Стенки (устои) путепроводов тоннельного типа следует располагать на границах габаритов приближения конструкций под путепроводами в соответствии с ГОСТ 33391, рис. 2.

6.2 Деформации, перемещения, продольный профиль

6.2.1 При проектировании мостов следует обеспечивать плавность движения транспортных средств посредством ограничения упругих прогибов пролетных строений от подвижной временной вертикальной нагрузки и назначения для продольного профиля проезжей части соответствующего очертания.

6.2.2 Вертикальные упругие прогибы пролетных строений, вычисленные при действии подвижной временной вертикальной нагрузки (при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ и динамическом коэффициенте $1 + \mu = 1$), не должны превышать, м:

— для автодорожных мостов, а также для пешеходных мостов, с балочными пролетными строениями

$$\frac{1}{400} \cdot l;$$

— для вантовых и висячих мостов

$$\frac{1}{320} \cdot l,$$

где l — расчетный пролет, м.

Указанные значения прогибов для балочных пролетных строений мостов (кроме пешеходных) следует увеличивать на:

20 % — для однопролетных и неразрезных мостов;

50 % — для деревянных мостов.

6.2.3 При проектировании следует придавать необходимое очертание покрытию ездового полотна на пролетных строениях мостов за счет: строительного подъема пролетных строений, изменения толщины элементов мостового полотна. При этом следует учитывать деформации от предварительного напряжения и регулирования статических систем.

Строительный подъем балочных пролетных строений железобетонных мостов, стальных, сталежелезобетонных и деревянных балочных пролетных строений автодорожных мостов следует предусматривать по плавной кривой, стрела которой после учета деформаций от постоянной нагрузки равна

40 % упругого прогиба пролетного строения от подвижной временной вертикальной нагрузки АК (при $\gamma_f = 1$ и $1 + \mu = 1$).

Пролетным строениям пешеходных мостов следует задавать строительный подъем, компенсирующий вертикальные деформации пролетного строения от постоянной нагрузки. При этом коэффициент надежности по нагрузке принимают равным единице.

Допускается не предусматривать строительный подъем для пролетных строений, прогиб которых от постоянной и подвижной временной вертикальной нагрузок не превышает 1/1600 величины пролета, а также для деревянных мостов с прогонами.

6.2.4 Строительный подъем и очертание профиля покрытия железобетонных пролетных строений мостов следует предусматривать таким, чтобы после проявления деформаций от ползучести и усадки бетона (но не позднее 2 лет с момента действия полной постоянной нагрузки) углы перелома продольного профиля по осям полос движения в местах сопряжения пролетных строений между собой и с подходами не превышали:

— при отсутствии на мосту подвижной временной вертикальной нагрузки — значений, указанных в таблице 7;

— при загрузке моста подвижной временной вертикальной нагрузкой по осям полос движения:

24 ‰ — для полосовой автомобильной нагрузки АК;

13 ‰ — для одиночных автомобильных нагрузок НК.

Таблица 7

Расчетная скорость движения, км/ч, единицы измерения одиночного легкового автомобиля на участке дороги, примыкающем к мосту	Угол перелома, ‰
150–100	8
80	9
70	11
60	13
<p>Примечания</p> <p>1 Если расстояние между местами сопряжений пролетных строений между собой или с подходами превышает 50 м, предельные значения углов перелома следует увеличивать в 1,2 раза.</p> <p>2 В температурно-неразрезных пролетных строениях, объединенных по плите проезжей части, углы перелома профиля следует определять без учета влияния плиты.</p>	

В проектной документации следует указывать продольный профиль проезда на момент устройства одежды проезжей части (с намечаемым улучшением его очертания посредством изменения толщины выравнивающего слоя) и после проявления деформаций от усадки и ползучести бетона.

До проявления длительных деформаций углы перелома продольного профиля при отсутствии на мосту подвижной временной вертикальной нагрузки могут превышать значения, приведенные в таблице 7, не более чем в 2 раза.

В случае применения для вантовых и висячих пролетных строений витых канатов необходимо при задании строительного подъема и очертания профиля проезда учитывать возможность деформации ползучести канатов.

6.2.5 Ровность продольного профиля покрытия на мостах (без переломов над промежуточными опорами) при применении конструкций пролетных строений, имеющих строительный подъем или выгиб от воздействия предварительного напряжения арматуры, обеспечивается переменной толщиной выравнивающего слоя: номинальной — в середине пролета; над опорами — с учетом увеличения за счет выгиба конструкций, что должно быть отражено в проектной документации.

При этом следует учитывать изменение выгиба конструкций пролетных строений от веса покрытия

и элементов обустройства мостового полотна.

6.2.6 При проектировании пролетных строений внешне статически неопределимых систем в расчетах следует учитывать возможные осадки и перемещения верха опор.

Горизонтальные и вертикальные перемещения верха опор также следует учитывать при назначении конструкций опорных частей и деформационных швов, размеров подферменных плит (оголовков опор, ригелей).

Различные по величине осадки соседних опор не должны вызывать появления в продольном профиле дополнительных углов перелома, превышающих 2 ‰ .

6.2.7 Для пролетных строений пешеходных мостов расчетные периоды собственных колебаний (в незагруженном состоянии) по двум нижшим формам (в балочных разрезных системах — по одной низкой форме) не должны находиться в интервале: от 0,45 до 0,60 с — в вертикальной плоскости; от 0,9 до 1,2 с — в горизонтальной плоскости. При этом период горизонтальных колебаний не должен совпадать с периодом вертикальных колебаний или быть кратным ему.

При этом для пролетных строений пешеходных мостов следует учитывать возможность загрузки их толпой, создающей нагрузку 0,5 кПа.

На стадии монтажа пролетных строений для консолей, образующихся при навесной сборке или при продольной надвижке, периоды поперечных собственных колебаний в вертикальной и горизонтальной плоскостях не должны превышать 3 с, при этом период крутильных собственных колебаний не должен превышать 2 с.

Висячие и вантовые мосты с пролетами 100 м и более следует проверять на аэродинамическую устойчивость и пространственную жесткость в соответствии с ГОСТ 33390. Для конструкций с динамическими характеристиками, существенно отличающимися от аналогичных характеристик существующих мостов, кроме аналитических расчетов следует проводить соответствующие исследования на моделях.

6.2.8 Строительный подъем труб при высоте насыпи более 12 м следует назначать в соответствии с расчетом ожидаемых осадок от веса грунта насыпи. При расчете осадок труб следует использовать методику, применяемую при расчете осадок фундаментов.

Трубы под насыпями высотой 12 м и менее следует укладывать со строительным подъемом (по лотку), равным:

- 1/80h — при фундаментах на песчаных, галечниковых и гравелистых грунтах основания;
- 1/50h — при фундаментах на глинистых, суглинистых и супесчаных грунтах основания;
- 1/40h — при грунтовых подушках из песчано-гравелистой или песчано-щебеночной смеси, где h — высота насыпи.

Не следует назначать строительный подъем при устройстве труб на скальных грунтах и на свайных фундаментах.

Отметки лотка входного оголовка (или входного звена) трубы следует назначать такими, чтобы они были выше отметок среднего звена трубы как до появления осадок основания, так и после прекращения данных осадок.

Стабильность проектного положения секций фундаментов и звеньев водопропускных труб в направлении продольной оси сооружений должна быть обеспечена устойчивостью откосов насыпи и прочностью грунтов основания.

6.3 Пролетные строения

6.3.1 Основные размеры пролетных строений и опор новых мостов, а также труб следует назначать с соблюдением принципов модульности и унификации в строительстве.

6.3.2 Расчетные пролеты или полную длину пролетных строений мостов на прямых участках дорог следует назначать равными 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 28, 33 и 42 м, а при больших размерах пролетов — кратными 21 м.

При технико-экономическом обосновании отступления от указанных размеров допускаются при проектировании:

- мостов, возводимых вблизи существующих;
- ремонтов и реконструкции сооружений с сохранением опор;

- многопролетных путепроводов через железнодорожные станционные пути;
- деревянных мостов пролетами менее 9 м;
- отдельных пролетов мостов сложных схем.

6.3.3 Для обеспечения поперечного уклона поверхности мостового полотна балки пролетных строений следует устанавливать на подферменники, обеспечивающие поперечный уклон мостового полотна, а плиты необходимо устанавливать на наклонные в поперечном направлении опорные площадки. Высота подферменников должна быть не менее 150 мм.

Допускается установка балок пролетных строений на опорные части, которые установлены на клиновидные прокладки, имеющие поперечный (вдоль оси опоры) уклон, который не должен превышать 20%.

6.3.4 Плитные разрезные пролетные строения должны иметь поперечные упоры на концах фасадных плит, устанавливаемые на насадки опор и препятствующие раздвижке плит при эксплуатации.

При устройстве накладной монолитной плиты толщиной не менее 80 мм, объединенной с плитами пролетных строений в совместную работу, упоры не устраивают.

6.3.5 При расчете и конструировании пролетных строений следует учитывать температурные деформации пролетного строения в поперечном направлении.

При жестком поперечном закреплении пролетных строений конструкции пролетных строений и опорные части должны быть рассчитаны на воздействие усилий от поперечных температурных деформаций пролета.

6.3.6 При проектировании строительства мостовых сооружений расстояние между главными балками пролетов следует принимать с учетом обеспечения возможности осмотра и содержания.

Для пролетных строений, конструктивно разделенных для встречных направлений движения, расстояние между гранями плит проезжей части следует принимать не менее 0,2 м в случае, когда устройство продольного деформационного шва не предусматривается.

Продольный деформационный шов не допускается устраивать в сталежелезобетонных пролетных строениях, в металлических с ортотропной плитой, а также в железобетонных пролетных строениях длиной 33 м и более, скомпонованных из составных по длине балок.

6.3.7 Конструкция деформационных устройств (опорных частей, шарниров, деформационных швов) и их расположение должны обеспечивать необходимую свободу для предусматриваемых взаимных перемещений (линейных, угловых) отдельных частей (элементов) сооружения.

В проектной документации должны быть приведены указания по установке деформационных устройств с учетом степени готовности сооружения и температуры во время замыкания конструкции.

6.3.8 В конструктивных решениях, принимаемых при реконструкции или капитальном ремонте мостов должна быть предусмотрена возможность подъема конструкций пролетных строений.

6.4 Опорные части

6.4.1 Опирающие конструкции пролетных строений на опоры следует осуществлять при помощи опорных частей из литьевого полиуретана по СТБ 1165, резинометаллических по СТБ 2134, металлических, полимерных или комбинированных.

Опирающие плиты пролетных строений длиной до 9 м необходимо осуществлять на прокладки общей толщиной 10 мм из рулонных гидроизоляционных материалов на битумно-полимерном вяжущем по СТБ 1107.

6.4.2 Опорные части необходимо рассчитывать на восприятие усилий, линейных и угловых перемещений, возникающих в узлах опирания конструкций пролетных строений на действие расчетных нагрузок. Для шаровых, валковых и катковых опорных частей, а также для деформационных швов в проектной документации должны быть приведены значения горизонтальных перемещений, обусловленных уменьшением выгиба (строительного подъема) конструкций пролетных строений при загрузке пролета постоянными нагрузками.

6.4.3 Расчет и конструирование полимерных опорных частей следует выполнять в соответствии с ТКП 45-3.03-195.

6.4.4 На мостах с гибкими опорами разрешается установка пролетных строений только на непо-

движные опорные части, если такая схема подтверждена расчетом как многопролетной рамы с шарнирными узлами над опорами и защемленными внизу стойками.

6.4.5 Конструкция опорных частей должна обеспечивать распределение нагрузки по всей площади опирания узла пролетного строения и опирания на опору.

6.4.6 Опорные части шарнирно-каткового или секторного типа следует применять литые, с шарнирами свободного касания. Разрешается применять подвижные однокатковые опорные части из высокопрочной стали, а также с наплавкой на поверхность катка и плиты из материалов высокой твердости.

В подвижных опорных частях должно быть не более четырех катков.

Катки должны быть соединены между собой боковыми стяжками, гарантирующими совместность перемещения и не препятствующими перекатке и очистке, и оснащены устройствами от боковых сдвигов и продольного угона, а также защищены футлярами. При применении цилиндрических катков, имеющих две плоские грани, должна быть исключена возможность их опрокидывания и заклинивания.

6.5 Опоры

6.5.1 Элементы опор мостов, находящиеся в зонах возможного замерзания воды (свободной или грунтовой), должны иметь сплошное сечение.

6.5.2 В пределах уровня ледохода телу опоры следует придавать форму с учетом направления воздействия ледохода.

Сопряжение граней опоры следует выполнять по цилиндрической поверхности радиусом не менее 0,75 м. При соответствующем обосновании разрешается уменьшение радиуса, но не более чем до 0,3 м.

6.5.3 На реках, расположенных в районах, где средняя месячная температура наружного воздуха наиболее холодного месяца минус 20 °С и выше, промежуточные опоры мостов, в том числе железобетонные опоры, допускается выполнять из бетона без специальной защиты поверхности.

При проектировании русловых опор мостов на реках с интенсивным перемещением речных наносов (количество взвешенных наносов более 1 кг в 1 м³ потока и скорость течения более 2,5 м/с) опоры со стойками из свай-столбов или свай-оболочек следует применять со специальной защитой (металлические оболочки-бандажи и др.) в зонах движения наносов. Массивные опоры допускается применять без дополнительной защиты их поверхностей.

Поверхности промежуточных бетонных, железобетонных опор мостов, расположенных в районах, где средняя месячная температура наружного воздуха наиболее холодного месяца ниже минус 20 °С, а также опоры на реках, вскрывающихся при отрицательных средних суточных температурах наружного воздуха, должны быть облицованы в пределах зоны переменного уровня ледохода. При этом толщина, а также высота облицовочных блоков должны составлять не менее 400 мм. Армирование облицовочных блоков следует применять в том случае, если это требуется по условиям их транспортирования и заанкеривания на отрывающее воздействие льда.

Ширина заполняемых раствором вертикальных швов должна быть (25±5) мм, горизонтальных швов — (10±5) мм.

6.5.4 При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается применение для опор облицовки из естественного морозостойкого камня прочностью на сжатие не ниже 60 МПа, при мощном ледоходе — не ниже 100 МПа. Конструкция облицовки из естественного камня должна обеспечивать возможность ее изготовления промышленными методами.

6.5.5 Соединение железобетонных стоек и элементов опор с ригелем (насадкой) следует осуществлять омоноличиванием арматурных выпусков в нишах или отверстиях. При этом стенки башмаков стаканного типа должны быть армированы из расчета на воздействие продольных и поперечных сил.

Длина арматурных выпусков, заводимых в тело ригеля или насадки, должна составлять не менее 20-кратного диаметра арматурного стержня, а бетон стойки или сваи должен заходить в ростверки или ригели не более чем на 50 мм.

6.5.6 При проектировании массивных опор и устоев следует предусматривать устройство железобетонных оголовков толщиной не менее 0,4 м.

Участки элементов (ригелей, насадок и т. п.) в местах передачи на них давления от пролетных

строений должны быть армированы дополнительной косвенной арматурой, требуемой по расчету на местное сжатие (смятие). На этих участках, а также под монолитными стыками пролетных строений и на оголовках опор не должно быть мест, где возможен застой попадающей воды.

В местах расположения деформационных швов верхнему слою бетона на опорах следует придавать уклоны (не менее 1:10), обеспечивающие сток воды.

Уклон верха оголовков и ригелей опор следует выполнять одновременно с их бетонированием.

6.5.7 Нагрузку от опорных частей пролетных строений при наличии уклонов на верхней поверхности массивных опор, следует передавать на железобетонные подферменные площадки. Высота этих площадок должна обеспечивать возвышение их верхней грани над опорой не менее чем на 150 мм.

Расстояние от нижних плит опорных частей до боковых граней подферменных площадок или до боковых граней железобетонных элементов (ригелей, насадок и т. п.) должно быть не менее 150 мм, кроме полиуретановых опорных частей, для которых расстояние от края опорной части до края элементов опор должно быть не менее 50 мм.

Расстояние от граней подферменных площадок до граней оголовка следует назначать с учетом возможности установки домкратов для подъема концов пролетных строений и принимать, мм, не менее:

а) вдоль моста:

— при пролетах, м, от 12 до 30 включ.	— 150;
— то же св. 30 “ 100 “	— 250;
— “ “ 100	— 350;

б) поперек моста:

— при закругленной форме оголовка от угла подферменной площадки до ближайшей грани оголовка — не менее указанных в перечислении а);

— при прямоугольной форме оголовка, мм, не менее:

для плитных пролетных строений — 200;

для всех пролетных строений, кроме плитных, при опорных частях:

полимерных — 200;

плоских и тангенциальных — 300;

катковых и секторных — 500.

6.5.8 Железобетонные конструкции в опорах для мостов, расположенных на суходолах, для путепроводов, виадуков и эстакад, на водотоках следует армировать стержневой арматурой и защищать поверхности от возможных механических повреждений. В опорах на водотоках применение напрягаемой проволочной арматуры не допускается.

Железобетонные элементы опор в пределах водотоков следует защищать от истирания льдом и перемещающимися донными отложениями, от повреждений при навале судов. В качестве защитных мероприятий следует применять бетон с повышенной износостойкостью, увеличивать толщину защитного слоя бетона железобетонных элементов от 50 до 70 мм, а при особо тяжелых условиях (мощном ледоходе и карчеходе) следует применять покрытие железобетонных элементов стальными листами. Необходимость защиты или ее способ в каждом отдельном случае в зависимости от конкретных условий водотока устанавливает разработчик проектной документации.

6.5.9 Буровые столбы следует устраивать с шагом не менее $2d$ (где d — диаметр столба).

При устройстве буровых столбов, работающих на сжимающую нагрузку, с шагом, равным диаметру бурового столба и менее, проектную несущую способность столба определяют без учета сопротивления грунта по боковой поверхности столба.

6.5.10 При проектировании опор с применением забивных, набивных и буровых свай (столбов) и свай-оболочек, погружаемых с выемкой грунта и заполняемых бетоном, опирающихся нижним концом на рыхлые песчаные или пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L > 0,6$, следует предусматривать контрольные статические испытания нагружением для определения фактической несущей способности свай (столбов) в соответствии с СТБ 2242, с корректировкой (при необходимости) проектной документации.

6.5.11 При устройстве буровых столбов в слабых грунтах при шаге столбов $1,5d$ и менее каждый последующий буровой столб следует устраивать, когда прочность бетона столба, устроенного ранее, достигла 70 % проектной прочности или не ранее чем через 7 сут.

6.5.12 При устройстве опор на буровых столбах, переходящих в стойку, следует предусматривать переходные участки длиной не более 1,0 м.

6.6 Мостовое полотно

6.6.1 Параметры и конструкция мостового полотна должны соответствовать требованиям, установленным СТБ 2516, иметь требуемую прочность, обеспечивать комфортное и безопасное движение транспорта и пешеходов, надежно защищать нижележащие несущие конструкции от неблагоприятных воздействий в течение проектного срока службы, удовлетворять требованиям ремонтпригодности и обеспечивать возможность устройства, содержания и ремонта при помощи современных механизированных средств.

6.6.2. На мостах в случаях, указанных в ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования» (проект), должно быть предусмотрено стационарное наружное освещение. Параметры освещения принимают в соответствии с ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования» (проект). Проектирование наружного освещения следует осуществлять согласно [2].

6.6.3 Опоры освещения рекомендуется располагать в створе перил при ширине тротуаров не более 2,25 м.

6.7 Отвод воды

6.7.1 Ездовое полотно и другие поверхности конструкций мостов, на которые может попадать вода, следует проектировать с поперечным уклоном не менее 20 ‰ и с учетом требований СТБ 2516.

6.7.2 Вода из водоотводных устройств не должна попадать на нижележащие конструкции, а также на железнодорожные пути, проезжую часть и тротуары автомобильных дорог, расположенных под путепроводами.

6.7.3 Для отвода воды следует применять конструктивные меры и водоотводные устройства в соответствии с требованиями СТБ 2516.

6.7.4 В местах сброса воды с пролетного строения на конус насыпи на конусе вдоль моста следует устраивать водоотводные лотки. Для отвода воды из-за устоев необходимо предусматривать устройство дренажной системы.

При расположении моста на вогнутой в профиле кривой должны быть обеспечены перехват и отвод стоков воды с подходов, исключаяющие их попадание на мостовое полотно. При этом следует обеспечить предотвращение эрозии пойм и размыва укрепления конусов и насыпи подходов.

Для предотвращения эрозии грунта при расстоянии от поверхности земли до низа пролетного строения 5 м и более под водоотводными трубками на поверхности грунта необходимо устраивать искусственное укрепление диаметром не более 1,5 м (например, в виде каменной или щебеночной наброски, бетонного водобойного колодца и т. п.).

6.7.5 Места прохода через конструкции пролетных строений кабелей освещения, коммуникаций, подвесок висячих мостов и т. п. должны быть надежно изолированы и не должны пропускать воду к несущим конструкциям.

Не допускается размещать на ездовом полотне люки для осмотра пролетных строений.

Смотровые колодцы (камеры) под тротуарами для осмотра и эксплуатации инженерных коммуникаций должны иметь крышки с уплотнителями. Поверхность колодцев должна быть изолирована, также следует предусматривать возможность удаления воды из колодцев.

6.8 Сопряжение мостов с подходами

6.8.1 Земляное полотно на протяжении 10 м от задней грани устоев должно иметь ширину не менее расстояния между перилами плюс 0,5 м с каждой стороны. Дорожную одежду на этом участке подходов к сооружению следует устраивать шириной, равной ширине ездового полотна на мосту. Переход от увеличенной ширины к нормальной следует делать плавным и осуществлять на длине не менее 20 м с отгоном не круче 1:10.

6.8.2 В сопряжении мостов с насыпью следует предусматривать укладку железобетонных переходных плит. Длину плит следует принимать в зависимости от существующих условий и назначать в соответствии с ГОСТ 33384 (таблица 6).

На мостах с устоями, опирающимися непосредственно на насыпь (диванного типа), длину переходных плит следует принимать не менее 4 м.

Щебеночная подушка под лежнем плиты всей своей площадью должна опираться на дренирующий грунт или на грунт насыпи ниже глубины промерзания.

При слабых глинистых грунтах в основании насыпи лежни переходных плит следует укладывать на армогрунтовое основание. Щебеночную подушку следует устраивать способом заклинки из щебня по ГОСТ 8267 или ГОСТ 32495. Нижний слой толщиной 50 мм втрамбовывают в грунт.

6.8.3 При сопряжении конструкций мостов с насыпями подходов необходимо выполнять требования:

а) после осадки насыпи и конуса примыкающая к насыпи часть устоя или свободной консоли должна входить в конус не менее чем на 0,75 м — при высоте насыпи до 6 м и не менее 1 м — при высоте насыпи св. 6 м (считая от вершины конуса насыпи на уровне бровки полотна до грани сопрягаемой с насыпью конструкции);

б) откосы конусов должны проходить ниже подферменной площадки (в плоскости шкафной стенки) или верха боковых стенок, ограждающих шкафную часть, не менее чем на 0,4 м.

Низ конуса у необсыпных устоев не должен выходить за переднюю грань устоя. В обсыпных устоях мостов линия пересечения поверхности конуса с передней гранью устоя должна быть расположена выше уровня воды расчетного паводка (без подпора и наката волн) не менее чем на 0,50 м;

в) откосы конусов необсыпных устоев мостов должны иметь уклоны на высоту первых 6 м, считая сверху вниз от бровки насыпи, не круче 1:1,25 и на высоту следующих 6 м — не круче 1:1,5. Крутизну откосов конусов насыпей высотой св. 12 м следует определять расчетом устойчивости конуса (с проверкой основания) и назначать ее не менее 1:1,75 в пределах всего конуса или до более пологой его части;

г) откосы конусов обсыпных устоев, устоев рамных и свайно-эстакадных мостовых сооружений, а также всех мостов в пределах подтопления при уровне воды расчетного паводка должны иметь уклоны не круче 1:1,5, при высоте насыпей св. 12 м — должны определяться расчетом на устойчивость (с проверкой основания).

Требования настоящего пункта относятся к конструкции конуса из неармированного грунта. При устройстве более крутых откосов и необсыпных устоев мостов следует применять армогрунтовые системы. При проектировании таких конструкций сопряжений целесообразно руководствоваться [3].

6.8.4 Крайний ряд стоек или свай устоев деревянных мостов должен входить в насыпь не менее чем на 0,5 м, считая от оси стойки до бровки конуса, при этом концы прогонов должны быть защищены от соприкосновения с грунтом.

6.8.5 Отсыпку конусов у мостов и насыпей за устоями мостов на длину поверху не менее высоты насыпи за устоем плюс 2 м и понизу (в уровне естественной поверхности грунта) — не менее 2 м следует предусматривать из песчаного или другого дренирующего грунта с коэффициентом фильтрации (после уплотнения) не менее 2 м/сут или применять другие конструкции дренажа. Дренирующая засыпка должна сопрягаться с земляным полотном дороги подхода откосом не круче 1:1. При сопряжении с существующим земляным полотном следует устраивать уступы высотой не более 1 м.

6.8.6 Откосы конусов у мостовых сооружений должны быть укреплены на всю высоту. Типы укреплений откосов и подошв конусов и насыпей в пределах подтопления на подходах к мостам и у труб, а также откосов регуляционных сооружений следует назначать в зависимости от их крутизны, условий ледохода, воздействия волн и течения воды при скоростях, соответствующих максимальным расчетным расходам во время паводков. Отметки верха укреплений должны быть выше уровней воды, соответствующих указанным выше паводкам, с учетом подпора и наката волны на насыпь, м, не менее чем на:

- | | |
|------|------------------------------------|
| 0,50 | — у больших мостов; |
| 0,25 | — у средних и малых мостов и труб. |

6.9 Оценка влияния на окружающую природную среду

6.9.1 На всех стадиях проектирования нового строительства или реконструкции сооружений следует производить оценку влияния на окружающую природную среду. При этом следует оценивать возможное неблагоприятное воздействие, обусловленное отводом земель, сменой режимов водотоков,

возведением надземных и подземных частей сооружения, влиянием движения транспорта и пешеходов. При проектировании также следует оценивать временные неудобства, которые возникают на стадиях строительства, реконструкции или ремонта. Для оценки воздействия на окружающую среду следует руководствоваться [4].

6.9.2 Не допускаются затопление и заболачивание территорий, ухудшение условий судоходства.

6.9.3 При расположении мостового сооружения на вогнутой в профиле кривой на подходах следует предусматривать устройства для перехвата дождевых и талых вод. При этом необходимо предусматривать меры по предотвращению эрозии пойм и размыва насыпи подходов.

6.9.4 При проектировании следует оценивать влияние сооружения на сохранение флоры и фауны, в том числе ихтиофауны и других водных живых объектов.

6.9.5 Уровни воздействия шума и вибрации на прилегающие территории при расположении моста на автомобильной дороге в населенном пункте не должны превышать допустимые действующими ТНПА. При необходимости следует предусматривать шумозащитные (акустические) экраны в соответствии с ГОСТ 32957 и ТКП 616.

6.10 Особенности проектирования пешеходных мостов

6.10.1 В местах концентрированного потока пешеходов над автомобильными дорогами категорий Ia–II, над водотоками и другими препятствиями следует предусматривать пешеходные мосты.

Освещение пешеходных мостов должно соответствовать требованиям ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования», табл. 32. На пешеходном мосту допускается не предусматривать освещение, если он освещается с земли. В случае установки опор освещения на мосту их высоту разрешается уменьшать при условии более частой их установки.

В необходимых случаях следует предусматривать естественную вентиляцию крытых пешеходных мостов.

6.10.2 При ширине моста 3 м и более и отсутствии лестничных сходов на подходах несущие конструкции следует рассчитывать на проезд обслуживающей мост дорожной техники согласно параметрам, указанным в техническом задании.

6.10.3 Мостовое полотно пешеходных мостов следует проектировать в соответствии с СТБ 2516.

6.11 Особенности проектирования реконструкции и ремонтов мостов

6.11.1 Проектирование осуществляют на основе отчета об обследовании сооружения, проведенном не позднее 6 мес до начала проектирования.

6.11.2 Классификацию и состав работ при реконструкции и ремонтах мостов определяют в соответствии с действующими нормативными актами.

6.11.3 При принятии решения о замене несущей конструкции или элемента сооружения следует учитывать фактическую прочность материалов на момент обследования, степень коррозии стали, наличие и объем деструктивных процессов в бетоне, экономическую целесообразность и другие факторы. Пригодность мостовых конструкций и элементов моста следует определять по ТКП 668.

6.11.4 При проектировании необходимо учитывать степень и глубину карбонизации бетона конструкций, на основании чего следует предусматривать вторичную защиту бетона конструкций в соответствии с ТКП 576 или устройство новых защитных бетонных слоев.

6.11.5 При проектировании следует учитывать содержание хлоридов в бетоне несущих конструкций, которое определяют в соответствии с СТБ 1481.

При содержании хлоридов в бетоне эксплуатируемой конструкции, превышающем максимально допустимое значение, установленное 9.4, конструкция подлежит замене.

Для снижения содержания в бетоне хлорид-ионов рекомендуется предусматривать промывку защитного слоя бетона конструкций водой, при этом предпочтительнее применять воду, нагретую до температуры $(45\pm 5)^\circ\text{C}$.

Промывку следует производить до лабораторной пробы на отсутствие превышения содержания хлорид-ионов в бетоне защитного слоя до значений, приведенных в 9.4.

При содержании хлорид-ионов в бетоне защитного слоя не более 0,5% при обязательном условии

существующей сохранности арматуры в эксплуатируемой конструкции, допускается для восстановления рН-среды бетона и защиты арматуры от коррозии предусматривать обработку бетона мигрирующими ингибиторами коррозии стальной арматуры в соответствии с ТКП 576.

6.11.6 При проектировании реконструкции стальных конструкций мостов (пролетных строений, опор), эксплуатируемых 50 лет и более, следует определять химический состав стали, ее прочностные и деформационные характеристики, устанавливать показатели хладоломкости стали.

6.11.7 При необходимости повышения грузоподъемности мостов, рекомендуется применять накладную монолитную железобетонную плиту, объединенную в совместную работу с существующими конструкциями пролетных строений путем установки анкеров. Толщину плиты определяют расчетом.

6.11.8 При проектировании нового строительства следует предусматривать устройство неразрезных пролетных строений, за исключением мостов на подрабатываемых территориях.

При проектировании ремонтов рекомендуется, по возможности, предусматривать устройство неразрезных или рамных пролетных строений, разрезные статические схемы допускаются только для малых мостов.

6.11.9 Дорожные удерживающие боковые ограждения и удерживающие пешеходные ограждения должны соответствовать требованиям СТБ 1300, ГОСТ 33128 и СТБ 2516.

6.12 Эксплуатационные обустройства и коммуникации

6.12.1 Все пролетные строения, видимые поверхности опор и трубы должны быть доступны для осмотра и ухода. Для этого при длине пролетов 42 м и более следует устраивать проходы, люки, лестницы, перильные ограждения (высотой не менее 1,10 м), специальные смотровые приспособления, а также закладные части для подвески временных подмостей.

Конструкции опор и пролетных строений должны иметь приспособления для подъема пролетных строений в процессе эксплуатации. Для этого оголовки опор должны иметь места для установки домкратов и их безопасного обслуживания. Между шкафной стенкой и торцами балок пролетных строений следует предусматривать зазор не менее 0,05 м.

6.12.2 У каждого конца моста или трубы при высоте насыпи более 2 м рекомендуется устраивать по откосам постоянные служебные лестничные сходы шириной 0,75 м, по одному на каждом подходе.

6.12.3 При применении для мостов внешне статически неопределимых систем и в других случаях, указанных в проекте, следует предусматривать установку специальных марок или других приспособлений для контроля за общими деформациями сооружений в процессе эксплуатации.

6.12.4 Все металлические конструкции мостовых сооружений, если они расположены на расстоянии менее 5 м от контактной сети на постоянном токе и менее 10 м — от контактной сети на переменном токе, должны быть заземлены. Также должны быть заземлены бетонные и железобетонные конструкции, поддерживающие контактную сеть.

6.12.5 При проектировании путепроводов и пешеходных мостов через пути электрифицированных железных дорог над контактной сетью следует предусматривать устройство ограждающих и предохранительных вертикальных щитов (сеток) высотой 2 м и шириной не менее 1 м в каждую сторону от крайних проводов.

6.12.6 На всех мостах не допускается прокладка нефтепроводов, нефтепродуктопроводов и, как правило, высоковольтных линий электропередачи (напряжением св. 1000 В).

При специальном технико-экономическом обосновании на мостах разрешается прокладка стальных трубопроводов тепловых сетей, водопроводных линий, трубопроводов напорной канализации и газопроводов с рабочим давлением не выше 0,6 МПа.

Во всех случаях должны быть предусмотрены меры по обеспечению сохранности моста, а также непрерывности и безопасности движения по нему в случае прорывов и повреждений трубопроводов и кабелей. Для этого на всех больших мостах линии электропередач и коммуникаций должны иметь устройства для выключения этих линий и коммуникаций с обеих сторон моста.

На всех мостах не допускается прокладка кабельных маслонаполненных линий и воздушных высоковольтных линий электропередачи.

6.12.7 Мосты должны иметь приспособления для пропуска линий связи, предусмотренных на данной дороге, и других коммуникаций, разрешенных для данного сооружения.

Для прокладки труб и кабелей следует предусматривать специальные конструктивные элементы, которые не препятствуют выполнению работ по текущему ремонту и содержанию моста. В местах прокладки коммуникаций застой воды должен быть исключен.

6.12.8 На мостовых сооружениях в случаях, указанных в ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования» (проект), должно быть предусмотрено искусственное освещение.

В подземных пешеходных переходах следует предусматривать освещение в темное время суток в соответствии с [2]. При этом показатели освещения в подземных и надземных пешеходных переходах и на лестничных сходах к ним должны соответствовать ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования» (проект), табл. 32.

Освещение под путепроводами следует предусматривать:

- при интенсивности автомобильного движения под ними более 10000 ед/сут;
- при длине проезда под ними 30 м и более при расположении сооружений на автомобильных дорогах Ia - III категорий.

Расположенные на мостах световые устройства не должны создавать помех для ориентирования судов и ухудшать видимость судоходных сигнальных огней.

Опоры судоходных пролетов следует освещать специальными светильниками или прожекторами, не снижающими видимости сигнальных огней.

6.12.9 Судоходные пролеты на мостах через водные пути должны быть оборудованы освещаемой судовой сигнализацией.

6.12.10 Для исключения превышения предельно допустимых уровней шума на мостах в населенных пунктах следует предусматривать устройство шумозащитных (акустических) экранов или предусматривать другие конструктивные мероприятия.

6.12.11 Большие мостовые сооружения и сооружения сложных статических схем, расположенные на международных транспортных коридорах, рекомендуется оснащать системами контроля напряженно-деформированного состояния при эксплуатации согласно ТКП 633.

6.13 Подземные пешеходные переходы

6.13.1 Расположение пешеходных переходов на автомобильных дорогах определяют в соответствии с ТКП «Автомобильные дороги общего пользования. Правила проектирования» (проект).

6.13.2 Ширину подземных пешеходных переходов назначают в зависимости от расчетной интенсивности пешеходного движения в час пик. Ширина полосы движения должна быть не менее 1 м, пропускная способность полосы в подземном переходе — 2000 чел/ч, пешеходных пандусов — 1750 чел/ч, лестницы — 1500 чел/ч. При назначении ширины лестницы не следует учитывать ширину пандуса.

6.13.3 Ширина подземного пешеходного перехода должна быть не менее 3 м. В случае, если подземный пешеходный переход оборудован устройствами для инвалидов, при расчете его ширины необходимо учитывать ширину полосы проезда для инвалидов. Выделять ее поручнями не следует.

6.13.4 Габарит прохода по высоте в подземном переходе на лестницах и пандусах (в пределах входных групп) должен составлять не менее 2,3 м в свету. При капитальном ремонте или реконструкции разрешается предусматривать меньший габарит прохода по высоте, но не менее 2,1 м.

6.13.5 Подземные переходы следует устраивать на продольном уклоне от 5 ‰ до 40 ‰ из условия обеспечения водоотвода. При невозможности устройства продольного уклона следует предусматривать поперечный уклон покрытия от 2 ‰ до 5 ‰ с устройством водоотводного лотка вдоль ствола подземного перехода.

6.13.6 Лестничные сходы следует проектировать в соответствии с [5]. При капитальном ремонте и реконструкции существующих пешеходных переходов разрешается сохранение существующих размеров лестниц и разбивка их на марши по количеству ступеней при соответствующем технико-экономическом обосновании, при этом высоту и ширину ступеней назначают одинаковой на всем протяжении лестничного схода.

Подступенок устраивают вертикально, проступь — горизонтально, с шероховатой поверхностью, без выступов над подступенком.

6.13.7 Площадки на подходах к лестницам следует выделять на ширину 1 м за счет применения покрытий, контрастирующих по материалу, фактуре поверхности и цвету с покрытием тротуаров и пешеходных дорожек.

6.13.8 Лестницы и пандусы следует оборудовать с обеих сторон перилами с двумя поручнями, расположенными на высоте 0,9 и 0,7 м. Длина поручней должна быть больше длины пандуса или марша лестницы с каждой стороны не менее чем на 0,3 м. Поручни должны быть диаметром от 0,03 до 0,05 м или прямоугольного сечения толщиной не более 0,04 м; концы поручней должны быть отогнуты вниз, а при парном их расположении — соединены между собой.

При соответствующем технико-экономическом обосновании следует предусматривать устройство лифтов или подъемников для инвалидов.

6.13.9 Подземные пешеходные переходы оборудуют системами электроосвещения, водоотвода (ливневой канализации), обогрева служебных помещений (при их наличии), антиобледенения ступеней, а также автоматизированными системами управления (АСУ) и автоматизированными системами контроля и учета электроэнергии (АСКУЭ) (при наличии технических условий заказчика). С этой целью в пешеходных переходах следует предусматривать помещения для размещения электротехнических устройств, водопроводного ввода и водоотливной установки, хранения уборочного инвентаря, устройства по обогреву лестничных маршей и пандусов, а также для обслуживающего персонала.

6.13.10 Лестничные сходы и пешеходные пандусы располагают в пределах тротуаров и полос озеленения с учетом направления и интенсивности пешеходных потоков. Допускается устройство лестничных сходов, встроенных в здания. При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается устройство над входами остекленных павильонов (закрытых лестничных сходов) с учетом обеспечения видимости.

Открытые лестничные сходы следует ограждать парапетами и перилами общей высотой не менее 1,1 м от поверхности тротуара (в том числе высота парапета должна быть от 0,3 до 0,5 м).

Для защиты поверхностей, находящихся в пределах доступа пешеходов, рекомендуется предусматривать нанесение антивандальных защитных покрытий.

6.13.11 При проектировании подземных пешеходных переходов из сборных железобетонных элементов следует предусматривать устройство по перекрытию перехода выравнивающего слоя толщиной 20 мм, с уклоном от 1:10 до 1:20, из бетона класса В25 ($C^{20}/_{25}$), а по стенам — выравнивающей стяжки из цементного раствора марки М200.

Конструкции подземных переходов снаружи должны быть защищены гидроизоляцией из наплавляемых рулонных материалов по СТБ 1107. Гидроизоляцию перекрытия и днища перехода следует заводить на стены на расстояние 500 мм.

При проектировании ремонтов гидроизоляции эксплуатируемых подземных переходов и автодорожных тоннелей допускается применение гидроизоляционных мембран из полимерных смол, устраиваемых по границе конструкция-грунт методами инъектирования, без производства вскрышных работ.

Гидроизоляция перекрытия пешеходных подземных переходов должна быть защищена слоем армированного бетона В25 ($C^{20}/_{25}$), F200, W6 толщиной 40 мм. Для армирования следует применять металлические сетки из проволочной арматуры S500 с шагом 100×100 мм. При обратной засыпке подземного перехода защиту гидроизоляции стен от повреждения следует предусматривать технологическими мерами.

6.13.12 Для обеспечения плавности проезда в пределах проезжей части на перекрытии подземного перехода следует предусматривать монолитную армированную бетонную плиту мягкого въезда толщиной не менее 100 мм из бетона В20 ($C^{16}/_{20}$), F100, W4, которую следует заводить за стены перехода в плане на расстояние 2 м в каждую сторону. Бетон плиты следует защищать мастичной гидроизоляцией.

Примечание — Здесь и далее по тексту в скобках приведены обозначения по СТБ 1544.

Конструкцию покрытия пешеходной части подземного перехода рекомендуется принимать в соответствии с СТБ 2516.

6.14 Содержание мостов

6.14.1 Содержание мостов должно обеспечивать их безотказную эксплуатацию в течение проектного срока службы. Содержание мостов и труб осуществляют в соответствии с ТКП 376.

6.14.2 При длине пролетов 42 м и более при вводе сооружения в эксплуатацию рекомендуется разрабатывать проект содержания моста. По поручению заказчика эту работу могут выполнять организации, аттестованные на право выполнения работ по обследованию мостов.

6.14.3 По решению разработчика проектной документации проект содержания моста может разрабатываться для мостов с экспериментальными или впервые применяемыми техническими решениями пролетных строений независимо от длины пролета.

6.14.4 Проект содержания моста должен содержать следующие разделы:

- общие сведения (местоположение, основные конструктивные элементы с указанием примененных типовых или индивидуальных решений, материалов и т. п.);
- система обозначения элементов моста при содержании;
- периодичность номенклатурных осмотров, цель осмотров;
- порядок осмотров конструктивных элементов сооружения;
- перечень дефектов, которые могут проявляться при эксплуатации сооружения, и рекомендации по их устранению;
- указания по зимнему содержанию сооружения;
- указания по содержанию мостового полотна;
- указания по содержанию знаков судовой сигнализации;
- назначение сроков проведения специальных осмотров (обследований),
- указания по мониторингу напряженно-деформированного состояния конструкций (при необходимости), а также другие разделы, учитывающие специфику сооружения.

6.14.5 Для больших мостов сложных статических схем рекомендуется предусматривать разработку раздела «Автоматизированная система удаленного мониторинга динамики напряженно-деформированного состояния конструкций моста».

6.15 Особенности проектирования мостов на подрабатываемых территориях

6.15.1 При выборе схемы и материалов пролетных строений автодорожных мостов, при технико-экономическом обосновании, следует принимать пролетные строения, обладающие наименьшей изгибной жесткостью.

6.15.2 Статическая схема мостов должна быть разрезной или температурно-неразрезной.

6.15.3 Предпочтение при проектировании автодорожных мостов следует отдавать полиуретановым или резино-металлическим опорным частям.

6.15.4 Размеры подферменников, зазоры между пролетными строениями и шкафными стенками должны быть увеличены с учетом возможного смещения опорных частей при эксплуатации.

6.15.5 При проектировании мостов на дорогах с разделительной полосой под каждое направление следует проектировать отдельно стоящие сооружения с отдельными фундаментами.

6.15.6 На каждой опоре с верховой и низовой сторон следует предусматривать устройство стационарных реперов для контроля возможных просадок при эксплуатации.

6.15.7 При проектировании мостов на подрабатываемых территориях следует руководствоваться ТКП 491 и [6].

7 Нагрузки и воздействия

7.1 Общие требования

7.1.1 Конструкции мостов следует рассчитывать на нагрузки и воздействия и их сочетания в соответствии с ГОСТ 33390 или ТКП EN 1991-2 или в соответствии с требованиями настоящего технического кодекса.

Временную нагрузку СН-1800/200, предусмотренную ГОСТ 33390, при проектировании следует учитывать только в случаях, если этот класс временной нагрузки установлен в задании на проектирование.

7.1.2 Конструкции пешеходных мостов следует рассчитывать на нагрузки и воздействия, приведенные в настоящем техническом кодексе или в соответствии с ТКП EN 1991-2.

7.1.3 Конструкции мостов и труб следует рассчитывать на нагрузки и воздействия и их сочетания согласно таблице 8.

Таблица 8

Номер нагрузки (воздействия)	Нагрузки и воздействия	Номер нагрузки (воздействия), не учитываемой в сочетании с данной нагрузкой (воздействием)
А Постоянные		
1	Собственный вес конструкций	—
2	Воздействие предварительного напряжения (в том числе регулирования усилий)	—
3	Давление грунта от веса насыпи	—
4	Гидростатическое давление	—
5	Воздействие усадки и ползучести бетона	—
6	Воздействие осадки грунта	—
Б Временные (от подвижного состава и пешеходов)		
7	Вертикальные нагрузки	16
8	Давление грунта от подвижного состава	16
9	Горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы	10, 16
10	Горизонтальные поперечные удары подвижного состава	9, 11, 12, 16
11	Горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги	10, 13, 14, 15
Прочие		
12	Ветровая нагрузка	10, 14
13	Ледовая нагрузка	11, 14
14	Нагрузка от навала судов	11–13, 15, 16
15	Температурные климатические воздействия	14
16	Строительные нагрузки и нагрузки от эксплуатационных устройств	7–11, 14
Примечания		
1 В необходимых случаях в расчетах следует учитывать трение и сопротивление сдвигу в опорных частях, относящиеся к прочим воздействиям.		

2 Расчеты на выносливость производят на сочетания нагрузок (воздействий), в которые кроме постоянных нагрузок и воздействий входят временные нагрузки 7–9, при этом вертикальную пешеходную нагрузку на тротуарах с вертикальной нагрузкой от подвижного состава совместно учитывать не следует.

3 Расчеты по предельным состояниям II группы следует производить только на сочетания нагрузок и воздействий 1–9 и 15. При этом в расчетах железобетонных конструкций по трещиностойкости также необходимо учитывать нагрузку 11, а при расчете горизонтальных перемещений верха опор — нагрузки 10, 12 и 13.

7.1.4 Значения нагрузок и воздействий для расчета конструкций по всем группам предельных состояний принимают в соответствии с таблицей 9 с коэффициентами надежности по нагрузке γ_f для соответствующих нормативных нагрузок и воздействий и динамическим коэффициентом $1 + \mu$ или $1 + 0,7\mu$ — для временных вертикальных нагрузок.

Таблица 9

Группа предельных состояний	Вид расчета	Вводимый коэффициент	
		для всех нагрузок и воздействий, кроме подвижной вертикальной нагрузки	для подвижной вертикальной нагрузки*
I	а) Все расчеты, кроме указанных в перечислениях б) и в)	γ_f	$\gamma_f, 1 + \mu$
	б) На выносливость	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f = 1; 1 + 0,7\mu$
	в) На устойчивость положения	γ_f	γ_f^{**}
II	Все расчеты, включая расчеты по образованию и раскрытию трещин в железобетоне	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f = 1$

* Во всех неоговоренных случаях (кроме нагрузки от кранов по 7.4.6) динамический коэффициент $1 + \mu$ следует принимать равным единице.

7.2 Постоянные нагрузки и воздействия

7.2.1 Вертикальные нагрузки от собственного веса

Нормативную вертикальную нагрузку от собственного веса следует определять по проектным объемам элементов и частей конструкции, включая постоянные смотровые приспособления, опоры и провoda линий электрификации и связи, трубопроводы и т. д.

Для балочных пролетных строений нагрузку от собственного веса следует принимать равномерно распределенной по длине пролета, если ее значение на отдельных участках отклоняется от среднего значения не более чем на 10 %.

Вес сварных швов, а также выступающих частей высокопрочных болтов с гайками и двумя шайбами следует принимать, в процентах от общего веса металла, по таблице 10.

Таблица 10

В процентах

Металлическая конструкция	Вес сварных швов	Вес выступающих частей высокопрочных болтов, гаек и двух шайб

Болтосварная	1,0	4,0
Сварная	2,0	—

7.2.2 Воздействие предварительного напряжения, усадки и ползучести бетона

Нормативное воздействие предварительного напряжения (в том числе регулирования усилий) в конструкции следует устанавливать по предусмотренному (контролируемому) усилию с учетом нормативных значений потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы.

В железобетонных и сталежелезобетонных конструкциях кроме потерь, связанных с технологией выполнения работ по напряжению и регулированию усилий, также следует учитывать потери, вызываемые усадкой и ползучестью бетона.

Нормативное воздействие усадки и ползучести бетона следует принимать в виде относительных деформаций и учитывать при определении перемещений и усилий в конструкциях. Ползучесть бетона определяют только от действия постоянных нагрузок.

7.2.3 Давление грунта от веса насыпи на опоры мостов и звенья труб

Нормативное давление грунта от веса насыпи на опоры мостов и звенья труб p_v , кПа, следует определять по формулам:

а) вертикальное давление:

— для опор мостов

$$p_v = \gamma_n h; \quad (6)$$

— для звеньев труб

$$p_v = C_v \gamma_n h; \quad (7)$$

б) горизонтальное (боковое) давление

$$p_v = \gamma_n h_x \tau_n, \quad (8)$$

где h , h_x — высота засыпки, м; определяют для устоев мостов в соответствии с действующими ТНПА, для звеньев труб — в соответствии с приложением Б;

γ_n — нормативный удельный вес грунта, кН/м³;

C_v — коэффициент вертикального давления; определяют в соответствии с приложением Б;

τ_n — коэффициент нормативного бокового давления грунта засыпки береговых опор мостов или звеньев труб определяют по формуле

$$\tau_n = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (9)$$

здесь φ_n — нормативный угол внутреннего трения грунта, ...°.

Значения γ_n и φ_n принимают на основании лабораторных исследований образцов грунтов, предназначенных для засыпки сооружения.

При типовом проектировании для определения нормативного давления грунта следует принимать удельный вес грунта засыпки γ_n , равный 17,7 кН/м³, нормативные углы внутреннего трения φ_n , равные:

35° — для устоев при засыпке песчаным (дренирующим) грунтом;

30° — для звеньев труб, находящихся в насыпи;

25° — для оголовков труб.

7.2.4 Гидростатическое давление

Нормативное гидростатическое давление (взвешивающее действие воды) на грунты и части моста, расположенные ниже уровня поверхностных или подземных вод, следует учитывать в расчетах по несущей способности оснований и по устойчивости положения фундаментов, в случаях если фундаменты

заложены в песках, супесях или илах. При заложении фундаментов в суглинках и глинах взвешивающее действие воды следует учитывать в случаях, когда оно создает наиболее неблагоприятные расчетные условия. Уровень воды следует принимать наиболее невыгодный.

7.2.5 Воздействие осадки грунта

Нормативное воздействие от осадки грунта в основании опор мостов необходимо учитывать при применении пролетных строений внешне статически неопределимой системы и принимать по результатам расчета осадок фундаментов.

7.2.6 Коэффициенты надежности (частные коэффициенты безопасности) для постоянных нагрузок и воздействий

7.2.6.1 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для постоянных нагрузок и воздействий, указанных в 7.2.1–7.2.5, следует принимать по таблице 11. При этом на всех загружаемых участках значения γ_f для каждой из нагрузок следует принимать одинаковыми во всех случаях, за исключением расчетов по устойчивости положения, в которых γ_f для различных загружаемых участков принимают в соответствии с 5.11.9 и 5.11.10.

Таблица 11

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для постоянных воздействий
Все нагрузки и воздействия, кроме нижеуказанных	1,1 (0,9)
Вес выравнивающего, изоляционного и защитного слоев мостового полотна	1,3 (0,9)
Вес покрытия ездового полотна и тротуаров	1,5 (0,9)
Вес деревянных конструкций мостов	1,2 (0,9)
Горизонтальное давление грунта от веса насыпи: на опоры мостов (включая устой) на звенья труб	1,4 (0,7) 1,3 (0,8)
Воздействие усадки и ползучести бетона	1,1 (0,9)
Воздействие осадки грунта	1,5 (0,5)
Примечание — Значения γ_f , указанные в скобках, следует принимать в случаях, когда при невыгодном сочетании нагрузок увеличивается их суммарное воздействие на элементы конструкций.	

7.2.6.2 Для сохраняемых (используемых) при реконструкции элементов мостов нормативную вертикальную нагрузку от собственного веса определяют по фактическим объемам элементов, вычисленным по результатам замеров, и объемному весу материалов, определяемому по образцам (кернам), взятым из конструкции.

При этом значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f принимают по таблице 12 (для бетонных, железобетонных, сталежелезобетонных или металлических мостов).

Таблица 12

Элементы моста	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f (от собственного веса)
Опоры и пролетные строения	1,05 (0,95)

Все слои покрытия ездового полотна и тротуаров	1,2 (0,95)
Остальные элементы	1,1 (0,9)
Примечание — См. примечание к таблице 11.	

Коэффициенты надежности по нагрузке от воздействия грунта, усадки и ползучести бетона, деревянных конструкций принимают такими же, как для нового строительства. Характеристики грунтов принимают на основе лабораторных исследований образцов грунтов сохраняемой насыпи и предназначенных для засыпки.

Природные, технологические нагрузки и воздействия, а также сочетания нагрузок и воздействий принимают такими же, как для нового строительства.

7.3 Временные нагрузки от подвижного состава и пешеходов

7.3.1 Вертикальная нагрузка от подвижного состава на автодорожных мостах

7.3.1.1 Нормативную временную вертикальную нагрузку от подвижного состава на автомобильных дорогах общего пользования следует принимать в следующих случаях:

- случай 1 — нормальное движение по мосту автотранспортных средств общего назначения и пешеходов без каких-либо ограничений;
- случай 2 — временное стеснение габарита проезда (вследствие ремонта покрытия, дорожно-транспортного происшествия и т. п.);
- случай 3 — пропуск по мосту специальных автотранспортных средств, весовые параметры которых выходят за пределы, определенные для весовых параметров автотранспортных средств общего назначения (пропуск тяжеловесных транспортных средств).

Схемы нагрузок следует принимать в соответствии с рисунком 1.

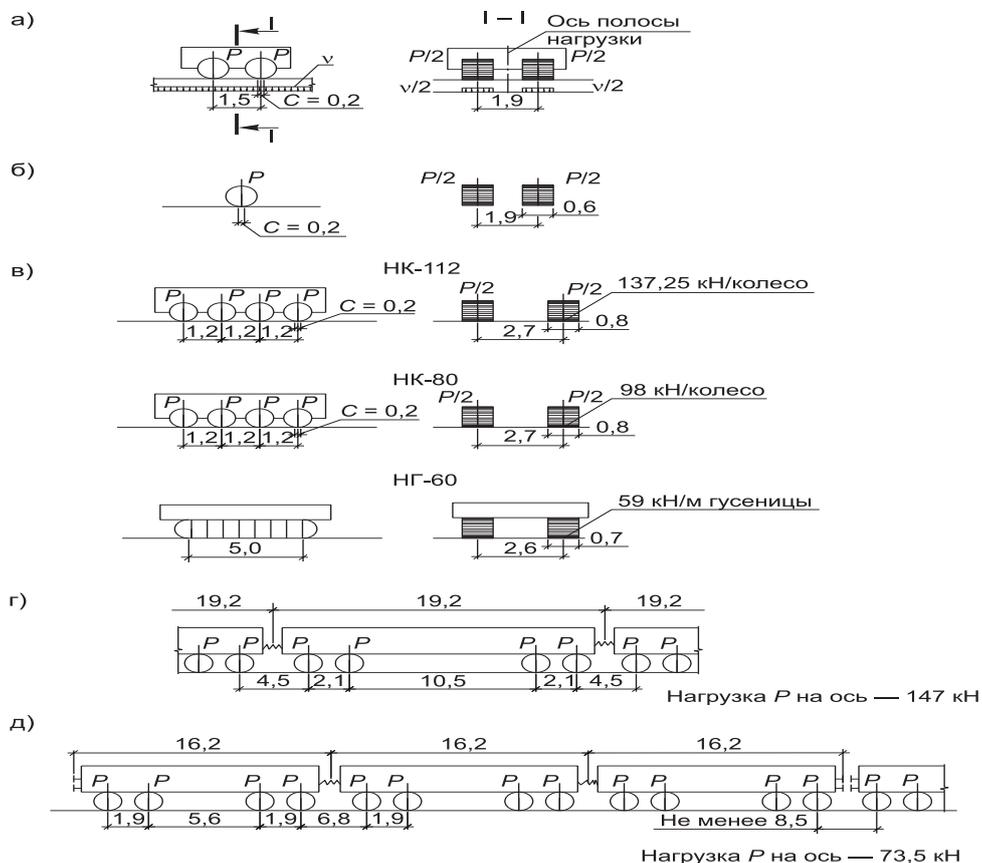


Рисунок 1 — Схемы нагрузок от подвижного состава для расчета автодорожных мостов:
а — автомобильная нагрузка АК в виде полосы равномерно распределенной нагрузки интенсивностью v и одиночной тележки с давлением на ось P ;
б — одиночная ось для проверки проезжей части мостов, проектируемых под нагрузку А8;
в — тяжелые одиночные нагрузки НК-112, НК-80, НГ-60

7.3.1.2 Применительно к случаям 1 и 2 нормативную нагрузку принимают в виде полос автомобильной нагрузки АК (рисунок 1 а)), каждая из которых включает одну двухосную тележку с давлением на ось, равным 10К кН, и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью К, кН (на обе колеи), где К — класс нагрузки.

7.3.1.3 Класс нагрузки К следует принимать равным 14 — для мостов и труб на дорогах I-а–I-в, II и III категорий и для больших мостов, и равным 11 — для малых и средних мостов на дорогах IV и V категорий. Класс нагрузки К для деревянных мостов на дорогах V категории и мостов на автомобильных дорогах низших категорий разрешается принимать равным 8.

7.3.1.4 При загрузке полосами нагрузки АК в случае 1 должны выполняться следующие требования:

- число полос нагрузки, размещаемой на мосту, не должно превышать установленного числа полос движения;
- полосы нагрузки АК размещают в пределах проезжей части (не включающей полосы безопасности) вдоль направления движения;
- расстояние между осями смежных полос нагрузки должно быть не менее 3 м;
- оси крайних полос нагрузки АК должны быть расположены на расстоянии не менее 1,5 м от кромки проезжей части;
- при многополосном движении в каждом направлении и отсутствии разделительной полосы на мосту ось крайней левой (внутренней) полосы нагрузки каждого направления должна быть расположена на расстоянии не менее чем 1,5 м от линии, разделяющей направления движения;
- если на мосту предусмотрена разделительная полоса шириной 3 м и более без ограждений, то при загрузке моста временными вертикальными нагрузками следует учитывать возможность использования в перспективе разделительной полосы для движения;
- при наличии линий влияния, имеющих три или более участков с разными знаками, тележкой загружается участок, дающий для рассматриваемого знака наибольшее значение усилия (перемещения); равномерно распределенной нагрузкой (с необходимыми ее перерывами по длине) загружаются все участки, вызывающие усилие (перемещение) этого знака;
- распределение давления в пределах толщины дорожной одежды проезжей части следует принимать под углом 45°.

7.3.1.5 Для случая 2 нормативная нагрузка представляется в виде двух полос нагрузки АК, размещаемых в невыгодном положении по всей ширине ездого полотна (включая полосы безопасности).

При этом оси крайних полос нагрузки АК должны быть расположены на расстоянии не менее чем 1,5 м от ограждения.

7.3.1.6 При расчетах конструкций на выносимость и по предельным состояниям второй группы следует рассматривать только случай 1.

7.3.1.7 Для случая 3 нормативная временная нагрузка представляется в виде одиночной тяжелой четырехколесной нагрузки НК (см. рисунок 1 в)) весом 1098 кН (НК-112) — на дорогах I-а–III категорий и для больших мостов, и весом 785 кН — для всех остальных мостов (НК-80).

Для деревянных мостов на дорогах V категории и мостов на местных автомобильных дорогах низших категорий разрешается принимать гусеничную нагрузку НГ-60 общим весом 588 кН (см. рисунок 1 в)).

Нагрузку НК учитывают при отсутствии других подвижных нагрузок на мосту и устанавливают в самое неблагоприятное положение вдоль и поперек моста в пределах габарита проезжей части, включая полосы безопасности.

7.3.1.8 Нагрузки НК-112, НК-80 и НГ-60 не учитывают совместно с временной нагрузкой на тротуа-

рах, а также при расчетах на выносливость. При расчетах по раскрытию трещин нагрузку НК-112 принимают с коэффициентом 0,8.

7.3.2 Воздействие временной вертикальной нагрузки при загрузке нескольких полос или путей движения

Во расчетах по 7.3.1 для элементов или отдельных конструкций мостов, воспринимающих временную нагрузку с нескольких полос движения, нагрузку от подвижного состава с одной полосы движения (где нагрузка приводит к самым неблагоприятным результатам) следует принимать с коэффициентом s_1 , равным 1,0.

С остальных полос нагрузки принимают с коэффициентом s_1 , равным для нагрузки АК:

- 1,0 — для тележек;
- 0,6 — для равномерно распределенной нагрузки;

7.3.3 Вертикальная нагрузка на тротуары от пешеходов

Нормативную временную нагрузку для пешеходных мостов и тротуаров следует принимать в виде:

- 1) вертикальной равномерно распределенной нагрузки:
 - а) на пешеходные мосты и тротуары мостов — 4,0 кПа;
 - б) на тротуары мостов (при учете совместно с другими действующими нагрузками) — 2,0 кПа;
- 3) сосредоточенных нагрузок, учитываемых при отсутствии других нагрузок:
 - а) вертикальной: при расчете элементов тротуаров мостов — 3,5 кН с площадкой распределения от колеса автомобиля 0,015 м² (0,15×0,10 м); б) вертикальной или горизонтальной при расчете перил мостов — 1,3 кН.

При расчете элементов служебных проходов на автодорожных мостах на автомобильных дорогах всех категорий равномерно распределенную нагрузку принимают равной 2,0 кПа. При расчете основных конструкций мостов указанную нагрузку на тротуары не учитывают.

7.3.4 Горизонтальное давление грунта на подпорные стенки и устои мостов от транспортных средств

7.3.4.1 При расчете устойчивости и прочности подпорных стен и устоев мостов в качестве временной вертикальной нагрузки от транспортных средств следует принимать нормативную нагрузку НК.

7.3.4.2 Нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на подпорные стенки и устои мостов от транспортных средств, находящихся на призме обрушения, следует принимать с учетом распространения нагрузки в грунте ниже верха дорожного покрытия под углом к вертикали $\arctg 1/2$ и определять в соответствии с приложением В.

7.3.4.3 Нормативное давление грунта ρ_v , кПа, от подвижного состава на звенья (секции) труб на соответствующую проекцию внешнего контура трубы следует определять с учетом распределения давления нагрузки в грунте по формулам:

а) вертикальное давление от транспортных средств автомобильных дорог (кроме нагрузки АК, на которую не производится расчет)

$$\rho_v = \frac{\Psi}{a_0 + h}; \quad (10)$$

б) горизонтальное давление

$$\rho_h = \rho_v \tau_n. \quad (11)$$

В формулах (10)–(11):

h — расстояние от верха дорожного покрытия до верха звена трубы при определении вертикального давления или до рассматриваемого горизонта при определении горизонтального (бокового) давления, м;

τ_n — коэффициент нормативного бокового давления грунта засыпки; определяют по формуле (9);

Ψ — линейная нагрузка, кН/м; принимают по таблице 13;

a_0 — длина участка распределения нагрузки, м; принимаемая равной 3 м для нагрузок НК-112 и НК-80 при высоте засыпки не менее 1,0 м и $\Psi = 186$ кН/м; для нагрузки НГ-60 и высоте засыпки не менее

1,5 м и $\psi = 108$ кН/м.

Таблица 16

Параметр	Для нагрузок	
	НК-112, НК-80	НГ-60
	при высоте насыпи*, м	
	не менее 1,0 м	не менее 1,5
ψ , кН/м	186	108
a_0 , м	3	3

* - В случаях, когда высота засыпки h менее 1 м при нагрузках НК-112 и НК-80 или менее 1,5 м при нагрузке НГ-60, значение давления на рассматриваемую часть трубы следует определять с учетом распределения давления в грунте под углом к вертикали, соответствующим $\arctg 1/2$.

7.3.5 Горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы

Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от центробежной силы для мостов, расположенных на кривых, следует принимать с каждой полосы движения в виде равномерно распределенной горизонтальной нагрузки интенсивностью v_h или сосредоточенной одиночной силы F_h . Значения v_h и F_h необходимо принимать:

г) от автомобильной нагрузки АК для всех мостов при радиусах кривых, м:

— до 250 включ. — по формуле

$$v_h = \frac{P}{\lambda} \cdot K, \quad (12)$$

— св. 250 до 600 м — по формуле

$$v_h = \frac{M}{r \lambda} \cdot K, \quad (13)$$

но во всех случаях величина v_h должна быть не менее $12,7K/r$ кН/м и более 0,49К кН/м,

где P — центробежная сила, равная 4,4 кН;

M — момент центробежной силы, равный 1079 кН·м.

При расположении мостов на кривых радиусом более 600 м нагрузку от центробежной силы в расчетах не учитывают;

При многополосном движении нагрузки v_h и F_h учитывают с коэффициентом s_1 в соответствии с 7.3.2.

Высоту приложения нагрузок v_h и F_h (от верха покрытия проезжей части) следует принимать для нагрузки АК -1,5 м;

е) центробежные силы от нагрузок НК и НГ при расчете мостов не учитывают.

7.3.6 Горизонтальная поперечная нагрузка от ударов транспортных средств

7.3.6.1 Нормативную горизонтальную поперечную нагрузку от ударов подвижного состава, независимо от количества полос движения на мосту, следует принимать от автомобильной нагрузки АК — в виде равномерно распределенной нагрузки, равной $0,4K$ кН/м, или сосредоточенной силы, равной $6K$ кН, приложенных в уровне верха покрытия проезжей части, где K — класс нагрузки АК, при этом при расчете принимают большее значение.

7.3.6.2 При расчете парапетные ограждения и крепления ограждающих устройств на автодорожных мостовых сооружениях следует проверять на воздействие нормативных горизонтальных нагрузок:

- для бордюров — в виде поперечной нагрузки $6,0K$ кН, распределенной по длине $0,5$ м и приложенной в уровне верха бордюра;

- для железобетонных парапетных ограждений — в виде поперечной нагрузки $12K$ кН, распределенной по длине $1,0$ м и приложенной к ограждениям на уровне $2/3$ высоты ограждения (от поверхности проезжей части).

Крепление узла анкерки стоек барьерного ограждения должно быть проверено на действие горизонтального усилия, для определения которого целесообразно руководствоваться [7].

Металлические барьерные ограждения по ГОСТ 26804 на воздействие горизонтальных нагрузок не рассчитывают; степень удержания таких ограждений принимают в соответствии с документом о качестве изготовителя.

7.3.7 Горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги

7.3.7.1 Нормативную горизонтальную продольную нагрузку от торможения или силы тяги подвижного состава следует принимать при расчете элементов пролетных строений и опор мостов — от нормативной временной вертикальной нагрузки от транспортных средств — от равномерно распределенной части нагрузки АК (вес тележек в нагрузках не учитывают) — 50% , но не менее $8K$ кН и не более $25K$ кН.

Высоту приложения горизонтальных продольных нагрузок от торможения или силы тяги автомобильного транспорта следует принимать равной $1,5$ м от верха покрытия мостового полотна;

б) при расчете деформационных швов мостов — $7K$ кН.

7.3.7.2 Горизонтальную продольную нагрузку при расчете деформационных швов следует прилагать в уровне проезда и принимать в виде двух равных сил, удаленных одна от другой на $1,9$ м для нагрузки АК.

Продольную нагрузку следует принимать при любом количестве полос автомобильного движения на мосту — со всех полос одного направления, а если в перспективе предусматривается перевод движения на одностороннее — со всех полос движения.

Во всех случаях необходимо учитывать коэффициент s_1 согласно требованиям 7.3.2.

7.3.7.3 Продольную нагрузку от транспортных средств, находящихся на призме обрушения грунта у устоев, не учитывают.

7.3.7.4 Продольное усилие от торможения или силы тяги, передаваемое на неподвижные опорные части, следует принимать в размере 100% полного продольного усилия, действующего на пролетное строение. При этом не следует учитывать продольное усилие от установленных на той же опоре подвижных опорных частей соседнего пролета, кроме случая расположения в разрезных пролетных строениях неподвижных опорных частей со стороны меньшего из примыкающих к опоре пролета. Усилие на опору в указанном случае следует принимать равным сумме продольных усилий, передаваемых через опорные части обоих пролетов, но не более усилия, передаваемого со стороны большего пролета при неподвижном его опирании.

Усилия, передающиеся на опору с неподвижных опорных частей неразрезных и температурно-неразрезных пролетных строений, следует принимать равными полной продольной нагрузке с пролетного строения за вычетом сил трения в подвижных опорных частях при минимальных коэффициентах трения, но не менее величины, приходящейся на опору при распределении полного продольного усилия между всеми промежуточными опорами пропорционально их жесткости.

7.3.8 Динамический коэффициент для нагрузок от транспортных средств и пешеходов

7.3.8.1 Значения динамического коэффициента $1 + \mu$ для нагрузок от подвижного состава автомобильных дорог следует принимать:

1) к вертикальным нагрузкам АК

а) — элементов мостов всех систем, кроме главных ферм (балок) и пилонов висячих и вантовых мостов,

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + \lambda}; \quad (14)$$

— элементов главных ферм и пилонов висячих и вантовых мостов

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{70 + \lambda}; \quad (15)$$

б) для железобетонных балочных пролетных строений, рамных конструкций (в том числе для сквозных надарочных строений), а также для железобетонных сквозных, тонкостенных и стоечных опор мостов:

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135}; \quad (16)$$

в) для железобетонных звеньев труб и подземных пешеходных переходов:

$$1 + \mu = 1,00;$$

г) для железобетонных и бетонных арок со сплошным надсводным строением, для бетонных опор и звеньев труб, грунтовых оснований и всех фундаментов — $1 + \mu = 1,00$;

д) для арок и сводов арочных железобетонных пролетных строений со сквозной надарочной конструкцией:

$$1 + \mu = 1 + \frac{70 - \lambda}{250}, \quad (17)$$

но не менее 1,00;

е) для элементов деформационных швов, расположенных в уровне проезжей части мостов, и их анкеровки (к возможным вертикальным и горизонтальным усилиям) — $1 + \mu = 2,00$;

ж) для деревянных конструкций мостов — $1 + \mu = 1,00$;

2) для одиночных транспортных единиц для пролетных строений, сквозных, тонкостенных и стоечных опор мостов:

— для нагрузок НК-80 и НК-112:

$$1 + \mu = 1,30 \text{ — при } \lambda \leq 1,0 \text{ м;}$$

$$1 + \mu = 1,10 \text{ — при } \lambda \geq 5,0 \text{ м;}$$

— для промежуточных значений λ — определяют интерполяцией;

— для нагрузки НГ-60 — $1 + \mu = 1,10$;

3) для вертикальных подвижных нагрузок для пешеходных мостов и для нагрузок на тротуарах — $1 + \mu = 1,00$;

4) для временных горизонтальных нагрузок и давления грунта на опоры от транспортных средств — $1 + \mu = 1,00$;

5) при расчете конструкций мостов на выносливость динамическую добавку μ следует умножить на 0,7.

7.3.8.2 Значение λ (длину пролета или участка загрузки) в формулах следует принимать:

а) для основных элементов главных ферм (разрезных балок, арок, рам), а также для продольных и поперечных балок при загрузении той части линии влияния, которая определяет их участие в работе главных ферм, — равной длине пролета или длине загрузки линии влияния, если эта длина больше длины пролета;

б) для основных элементов главных ферм неразрезных систем — равной сумме длин загружаемых участков линий влияния (вместе с разделяющими их участками);

в) при расчете на местную нагрузку (при загрузении той части линии влияния, которая учитывает воздействие местной нагрузки):

- продольных балок и продольных ребер ортотропных плит — равной длине их пролета;
- поперечных балок и поперечных ребер ортотропных плит — равной суммарной длине продольных балок в примыкающих панелях;
- подвесок, стоек и других элементов, работающих только на местную нагрузку, — равной длине участка загрузки линий влияния;
- железобетонных плит автодорожного проезда, укладываемых по металлическим балкам, при расчете плит поперек моста — равной расстоянию между балками, на которые опирается плита;

г) при загрузке линий влияния, учитывающих одновременно основную и местные нагрузки, — отдельно для каждой из этих нагрузок;

д) для элементов опор всех типов — равной длине участка загрузки линии влияния опорной реакции, определяемой как сумма длин загружаемых участков (вместе с разделяющими их участками);

е) для звеньев труб в насыпях и подземных пешеходных переходов — равной ширине звена.

7.3.19 Коэффициент надежности (частный коэффициент безопасности) для временных нагрузок и воздействий

Значения коэффициента надежности по нагрузке γ_f для временных нагрузок и воздействий следует принимать:

б) для нагрузки от автотранспортных средств АК:

— для тележек при расчетах элементов проезжей части мостов — 1,5;

— для тележек при расчетах всех других элементов мостов:

при $\lambda = 0$ — 1,5;

при $\lambda \geq 30$ м — 1,2;

— для равномерно распределенной нагрузки для всех случаев расчетов мостов и труб — 1,20;

— для одиночной осевой нагрузки при проверке элементов проезжей части мостов, проектируемых на нагрузку А8, — 1,20.

Здесь λ — длина участка линии влияния одного знака; для промежуточных значений длины участка λ величину γ_f следует определять интерполяцией;

в) для нагрузок НК и НГ и их воздействий — 1,0;

д) для распределенных нагрузок для пешеходных мостов и тротуаров при расчете:

— элементов пешеходных мостов и тротуаров — 1,40;

— пролетного строения и опор при учете совместно с другими нагрузками — 1,20.

е) для распределенных и сосредоточенных горизонтальных нагрузок на ограждения проезжей части, а также для сосредоточенных нагрузок на тротуары и перила — 1,00.

7.4 Прочие временные нагрузки и воздействия

7.4.1 Ветровая нагрузка

Нормативное значение ветровой нагрузки следует определять в соответствии с ГОСТ 33390.

7.4.2 Ледовые нагрузки

Нормативную ледовую нагрузку от давления льда на опоры мостов следует принимать на основе исходных данных по ледовой обстановке в районе расположения сооружения для периода с наибольшими ледовыми воздействиями и рассчитывать в соответствии с ГОСТ 33390. Период натуральных наблюдений должен составлять не менее 5 лет.

7.4.3 Нагрузка от навала судов

Нормативную нагрузку от навала судов на опоры мостов следует принимать в виде сосредоточенной продольной или поперечной силы и ограничивать в зависимости от класса внутреннего водного пути значениями, указанными в таблице 14.

Таблица 14

В килоньютонах

Класс внутренних водных путей	Нагрузка от навала судов			
	вдоль оси моста со стороны пролета		поперек оси моста со стороны	
	судоходного	несудоходного	верховой	низовой — при отсутствии течения, а также ветровой
1	1570	780	1960	1570
2	1130	640	1420	1130
3	1030	540	1275	1030
4	880	490	1130	880
5	390	245	490	390
6	245	147	295	245
7	147	98	245	147

Нагрузку от навала судов необходимо прилагать к опоре на высоте 2 м от расчетного судоходного уровня, за исключением случаев, когда опора имеет выступы, фиксирующие уровень действия этой нагрузки, и когда при менее высоком уровне нагрузка вызывает более значительные воздействия.

Для опор, защищенных от навала судов, а также для деревянных опор мостов на внутренних водных путях классов 6 и 7 нагрузку от навала судов разрешается не учитывать.

Для однорядных железобетонных свайных опор мостов через внутренние водные пути классов 6 и 7 нагрузку вдоль оси моста следует учитывать в размере 50 %.

7.4.4 Температурные воздействия

Нормативное температурное климатическое воздействие следует учитывать при расчете перемещений в мостах всех систем при определении усилий во внешне статически неопределимых системах, а также при расчете элементов сталежелезобетонных пролетных строений.

Определение температурных воздействий следует производить согласно ГОСТ 33390.

7.4.5 Сопротивление трению в подвижных опорных частях

7.4.5.1 Нормативное сопротивление трению S_f в подвижных опорных частях следует принимать в виде горизонтального продольного реактивного усилия и определять согласно ГОСТ 33390 по формуле

$$S_f = \mu_n F_v, \quad (18)$$

где μ_n — нормативное значение коэффициента трения в опорных частях при их перемещении, принимаемое равным среднему значению из возможных экстремальных значений:

$$\mu_n = \frac{\mu_{\max} + \mu_{\min}}{2}; \quad (19)$$

F_v — вертикальная составляющая действующих рассматриваемых нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f , равным 1.

Значения возможных максимальных и минимальных коэффициентов трения следует принимать соответственно равными:

- а) для катковых, секторных или валковых опорных частей — 0,040 и 0,010;
- б) для качающихся стоек или подвесок — 0,020 и 0 (условно);
- в) для тангенциальных и плоских металлических опорных частей — 0,40 и 0,10;
- г) для подвижных опорных частей с прокладками из фторопласта совместно с полированными листами из нержавеющей стали — по таблице 15.

Коэффициенты трения резины по стали и бетону следует принимать по табл. 6 ТКП 45-3.03-195. Коэффициент трения полиуретана по бетону следует считать величиной постоянной и принимать равным 0,22.

Таблица 15

Среднее давление в опорных частях по фторопласту, МПа	Коэффициенты трения при температуре наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92			
	–10 °С и выше		–50 °С	
	μ_{\max}	μ_{\min}	μ_{\max}	μ_{\min}
10,0	0,085	0,030	0,120	0,045
20,0	0,050	0,015	0,075	0,030
30,0	0,035	0,010	0,060	0,020

Примечание — Коэффициенты трения при промежуточных значениях отрицательных температур и средних давлениях определяют методом интерполяции.

Расчетные усилия от сил трения в подвижных опорных частях балочных пролетных строений в зависимости от вида и характера производимых расчетов следует принимать:

— $S_{f,\max} = m_{\max}F_v$, если при рассматриваемом сочетании нагрузок силы трения увеличивают общее воздействие на рассчитываемый элемент конструкции;

— $S_{f,\max} = m_{\min}F_v$, если при рассматриваемом сочетании силы трения уменьшают общее воздействие нагрузок на рассчитываемый элемент конструкции.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для усилий S_{\max} и S_{\min} не применяют.

Определение воздействия на конструкции пролетных строений сил трения, возникающих в подвижных опорных частях каткового, секторного и валкового типов при количестве опорных частей в поперечном направлении более двух, следует производить с коэффициентом условий работы, равным 1,1.

7.4.5.2 Опоры (включая фундаменты) и пролетные строения мостов должны быть проверены на воздействие расчетных сил трения, возникающих от температурных деформаций при действии постоянных нагрузок.

7.4.5.3 Опорные части и элементы их креплений, а также части опор и пролетных строений, прилегающие к опорным частям, должны быть проверены на расчетные силы трения, возникающие от постоянных и временных (без учета динамики) нагрузок.

При расположении на опоре двух рядов подвижных опорных частей пролетных строений, а также при установке в неразрезном и температурно-неразрезном пролетных строениях неподвижных опорных частей на промежуточной опоре продольное усилие следует принимать равным не более разницы сил трения при максимальных и минимальных коэффициентах трения в опорных частях.

Максимальные и минимальные коэффициенты трения в подвижных опорных частях для группы опор, воспринимающих в неразрезных и температурно-неразрезных пролетных строениях продольные усилия одного знака ($\mu_{\max,z}$ и $\mu_{\min,z}$ соответственно), определяют по формуле

$$\mu_{\max,z} = 0,5 \cdot \left[(\mu_{\max} + \mu_{\min}) \pm \frac{1}{\sqrt{z}} \cdot (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \right], \quad (20)$$

где μ_{\max} , μ_{\min} — максимальное и минимальное соответственно значения коэффициентов трения для устанавливаемого вида опорных частей;

z — количество опор моста в группе.

Правую часть формулы (20) принимают со знаком «плюс» при определении $\mu_{\max,z}$, со знаком «минус» — при определении $\mu_{\min,z}$.

Величину реактивного продольного усилия, возникающего в резиновых опорных частях вследствие сопротивления сдвигу, следует определять по ГОСТ 33390.

7.4.5.4 Расчет и конструирование полимерных опорных частей следует выполнять в соответствии с требованиями ТКП 45-3.03-195.

7.4.6 Строительные нагрузки

Строительные нагрузки, действующие на конструкцию при монтаже или строительстве (собственный вес, вес подмостей, кранов, работающих людей, инструментов, мелкого оборудования, односторонний распор и др.), а также при изготовлении и транспортировании элементов следует принимать по проектным данным с учетом предусматриваемых условий производства работ.

При определении нагрузки от крана следует применять динамические коэффициенты, в зависимости от веса поднимаемых грузов и веса подвижной стрелы:

1,20 (0,85) — при весе, кН до 200 включ.;

1,10 — то же св. 200.

При этом, если отсутствие груза на кране может оказать неблагоприятное влияние на работу рассчитываемой конструкции, вес крана в расчетах учитывают без груза.

При расчете элементов железобетонных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их транспортировании, нагрузку от собственного веса элементов следует вводить в расчет с динамическими коэффициентами, равными:

1,6 — при перевозке автомобильным транспортом;

1,3 — то же, железнодорожным транспортом.

7.4.7 Нагрузка от столкновения транспортного средства с опорами путепровода

Нагрузку от столкновения транспортного средства с опорой путепровода следует предусматривать равной, кН:

1000 — по направлению движения транспортных средств;

500 — поперек направления движения транспортных средств.

Высоту приложения нагрузки на опору путепровода над поверхностью покрытия пересекаемой автомобильной дороги под путепроводом следует предусматривать равной 1,25 м.

7.4.8 Коэффициенты надежности по нагрузке к прочим временным нагрузкам и воздействиям, динамические коэффициенты

7.4.8.1 Динамические коэффициенты, учитывающие условия транспортирования, разрешается уменьшать, если это подтверждено опытом, но они должны быть не менее 1,3 — при перевозках автомобильным транспортом и не менее 1,15 — железнодорожным транспортом.

7.4.8.2 Кроме перечисленных выше нагрузок в необходимых случаях следует учитывать нагрузки от оползней и других природных явлений. Характер и величину воздействий природных явлений следует определять по данным специальных исследований.

7.4.8.3 Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f к прочим временным нагрузкам и воздействиям, приведенным в 7.4, следует принимать по таблице 16.

При проверке прочности тела опор в случаях их использования для навесной уравновешенной сборки пролетных строений, а также при проверке прочности анкеров, прикрепляющих в этих случаях пролетное строение к опорам, необходимо к собственному весу собираемых консольных частей пролетного строения, создающих на опоре изгибающие моменты разного знака, вводить коэффициенты надежности по нагрузке с учетом конкретных условий изготовления и монтажа собираемых частей (блоков).

Таблица 16

Прочие временные нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Ветровые нагрузки при:	

эксплуатации моста	1,4
строительстве и монтаже	1,0
Ледовая нагрузка	1,2
Нагрузка от навала судов	1,2
Температурные климатические деформации и воздействия	1,2
Воздействие сопротивления трению в подвижных опорных частях	По 7.4.5
Строительные нагрузки:	
собственный вес вспомогательных обустройств	1,1 (0,9)
вес складированных строительных материалов и воздействие искусственного регулирования во вспомогательных сооружениях	1,3 (0,8)
вес работающих людей, инструментов, мелкого оборудования	1,3 (0,7)
вес кранов, копров и транспортных средств	1,1 (1,0)
усилия от гидравлических домкратов и электрических лебедок при подъеме и передвижке	1,3 (1,0)
усилия от трения при перемещении пролетных строений и других грузов:	
на салазках и по фторопласту	1,3 (1,0)
на катках	1,1 (1,0)
на тележках	1,2 (1,0)
Примечание — Значения γ_i , указанные в скобках, принимают в случаях, когда при невыгодном сочетании нагрузок увеличивается их суммарное воздействие на элементы конструкции.	

При заводской технологии изготовления железобетонных блоков пролетных строений коэффициенты надежности по нагрузке от собственного веса при проверке прочности тела опоры и прикрепляющих анкеров следует определять из условия:

— для одной консоли

$$1 + \frac{0,1}{\sqrt{z}} \geq 1,038; \quad (21)$$

— для другой консоли

$$1 + \frac{0,1}{\sqrt{z}} \geq 0,962, \quad (22)$$

где z — количество блоков, устанавливаемых с каждой стороны.

8 Сочетания нагрузок

8.1 При воздействии на конструкции мостов двух или нескольких временных нагрузок уменьшение вероятности одновременного достижения ими наиболее неблагоприятных для конструкции значений учитывают введением коэффициента сочетания нагрузок ψ .

8.2 Возможные сочетания нагрузок рассматриваются в соответствии с таблицей 8.

8.3 Коэффициент сочетания нагрузок ψ во всех расчетах следует принимать равным:

- для постоянных нагрузок 1–6 — 1,0;
- при учете действия только одной из временных нагрузок или группы сопутствующих одна другой нагрузок 7–9 без учета действия других нагрузок — 1,0;
- при учете действия двух или более временных нагрузок (условно считая группу нагрузок 7–9 за одну нагрузку) для одной из временных нагрузок — 0,8, для остальных — 0,7.

8.4 Для нагрузки 12 во всех случаях сочетания с нагрузкой 7 и в зависимости от вида подвижного

состава, создающего нагрузку, коэффициент ψ следует принимать равным:

Для мостов, в случае действия нескольких временных нагрузок и отсутствия среди них нагрузки 7, для нагрузки 12 следует принимать $\psi = 0,5$.

8.5 Для всех сочетаний нагрузок значения коэффициента ψ необходимо принимать: для нагрузок 7–9 — одинаковыми; для нагрузки 11 — не более, чем для нагрузки 7.

9 Долговечность

9.1 Основания и фундаменты, опоры, пролетные строения, опорные части, элементы мостового полотна, эксплуатационных обустройств и другие части мостов, а также трубы в насыпях дорог и подпорные стенки следует проектировать и сооружать таким образом, чтобы при безусловном учете потребительских свойств по 5.2, а также нагрузок и воздействий согласно разделу 7 они обладали требуемой долговечностью для их эксплуатации в течение проектного срока службы по 5.3.

9.2 После реконструкции срок службы сооружения принимают как для нового строительства.

После капитального ремонта срок службы сооружения должен составлять не менее 25 лет.

9.3 Требование долговечности конструкций мостовых сооружений обеспечивается выполнением расчетных условий предельных состояний, а также конструктивными требованиями, требованиями к материалам в зависимости от условий эксплуатации, определяемых по таблице 17.

Таблица 17 — Классификация сред в зависимости от характера и степени воздействия на конструкцию

Наименование сооружения	Конструкции сооружений и их элементы	Месторасположение конструкции (элемента) и условия эксплуатации	Класс среды по условиям эксплуатации	Марка бетона или раствора по морозостойкости
Мосты через водотоки	Опоры	На открытом воздухе над водой	XA1	F200
		В зоне переменного уровня воды ¹⁾	XA2	F300
	Ригели, пролетные строения	—	XA1	F200
	Подпорные стенки	На открытом воздухе	XA1	F200
В зоне контакта с жидкой средой ²⁾		XA3	F200 ⁵⁾	
Путепроводы, эстакады	Опоры	На открытом воздухе	XA1	F200
		В зоне контакта с жидкой средой ²⁾	XA3	F300
	Ригели, пролетные строения	—	XA1	F200
	Плита проезжей части ⁶⁾	Однослойная или верхний слой покрытия	XA3	F150 ⁵⁾ (для дорог I и II категорий — F200 ⁵⁾)

	Мостовое полотно ⁶⁾	Тротуары, парапеты, карнизы, защитный слой, покрытия, деформационные швы	ХА3	F150 ⁵⁾ (для дорог I и II категорий — F200 ⁵⁾)
	Подпорные стенки	На открытом воздухе	ХА1	F200
		В зоне контакта с жидкой средой ²⁾	ХА3	F300
Подземные пешеходные переходы	Стенки, лестничные сходы	Внутри протяженных подземных переходов ³⁾	ХА2	F250
		На участках, примыкающих к выходам: ⁴⁾ на открытом воздухе	ХА1	F250
		в зоне контакта с жидкой средой ²⁾	ХА3	F150 ⁵⁾
	Ригели, плита перекрытия	Внутри протяженных подземных переходов ³⁾	ХА1	F200
		На участках, примыкающих к выходам	ХА2	F250
Закрытые надземные переходы (пешеходные мосты)	Опоры	На открытом воздухе	ХА1	F200
		В зоне контакта с жидкой средой ²⁾		
	Пролетные строения, ригели	—	ХА1	F200
	Плита пешеходной части	—	ХА1	F200
	Лестничные сходы	На открытом воздухе	ХА3	F250
		В зоне с жидкой средой ²⁾	ХА3	F150 ⁵⁾
Элементы обустройства мостового полотна	Дорожные ограждения, в том числе ограждения разделительных полос — блоки и плиты ограждений, бортовые камни, карнизы, водоотводные лотки и др.)	—	ХА3	F150 ⁵⁾

- 1) За зону переменного уровня воды принимают участок опоры, расположенный в пределах от 0,5 м ниже уровня промерзания воды до 1 м выше верхнего уровня ледохода.
- 2) За зону контакта с жидкой средой принимают участки конструкций, расположенные на высоте до 1,5 м от горизонтальной поверхности ездового полотна и пешеходной части.
- 3) К протяженным подземным переходам относятся переходы длиной более 30 м.
- 4) За участки подземных переходов, примыкающие к входам и выходам, принимают части переходов протяженностью не менее 20 и 10 м соответственно.
- 5) Марку по морозостойкости определяют по базовому (второму) методу (в солях) в соответствии с ГОСТ 10060.2.
- 6) Для мостов через водотоки принимают аналогично.

9.4 При проектировании капитального ремонта или реконструкции мостового сооружения, при определении ремонтных мероприятий по восстановлению долговечности оставляемых в составе сооружения железобетонных конструкций, следует установить толщину защитного слоя бетона, среднюю глубину и степень карбонизации бетона (по СТБ 1482), оценить содержание хлоридов в бетоне (по СТБ 1481), оценить возможность скрытой коррозии арматуры по СТБ 1994.

При проектировании капитального ремонта или реконструкции следует предусматривать обеспечение требуемой ТНПА толщины защитного слоя бетона с учетом средней глубины карбонизации для основных несущих конструкций.

Железобетонные конструкции сохраняют для дальнейшей эксплуатации в составе сооружения, если содержание хлоридов в бетоне, % по массе цемента, не превышает:

— в конструкциях с ненапрягаемой арматурой мостов, эксплуатирующихся на автомобильных дорогах I–а–III категорий	— 0,2;
— то же остальных мостов	— 0,4;
— в конструкциях с предварительно напряженной арматурой	— 0,1.

9.5 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций следует предусматривать вторичную защиту бетонных поверхностей, подвергающихся воздействию химических реагентов для борьбы с зимней скользкостью.

Для защиты от атмосферных осадков бетонных поверхностей следует предусматривать вторичную защиту с применением, как правило, лакокрасочных покрытий.

9.6 Долговечность стальных конструкций обеспечивается защитой от коррозии. Систему покрытия по ГОСТ 9.401 (количество слоев, сочетаемость грунтовок, эмалей и шпатлевок) следует назначать в зависимости от условий эксплуатации конструкций по 9.3.

При проектировании металлических конструкций следует учитывать [8].

9.7 Долговечность деревянных конструкций обеспечивается антисептированием или консервированием и выполнением конструктивных требований, обеспечивающих проветривание конструкций и исключение застоя воды в пазухах, врубках и других соединениях.

10 Бетонные и железобетонные конструкции

10.1 Требования к бетону

10.1.1 Основным показателем прочности бетона является класс по прочности на сжатие В (С). Численное значение класса прочности соответствует значению прочности обеспеченностью 95 % при расчетном коэффициенте вариации 0,135, определенной на кубках с ребром 15 см в возрасте 28 сут и выраженной в мегапаскалях с округлением.

Передачную прочность бетона R_{bp} ($f_{сдп}$) — прочность (соответствующую классу) бетона в момент передачи на него усилия в процессе изготовления и монтажа — устанавливают в проекте.

10.1.2 В конструкциях мостов и труб следует применять тяжелый бетон со средней плотностью от 2200 до 2500 кг/м³ классов по прочности на сжатие В25 (С²⁰/₂₅), В27,5 (С²²/_{27,5}), В30 (С²⁵/₃₀), В35 (С²⁸/₃₅), В40 (С³²/₄₀), В45 (С³⁵/₄₅), В50 (С⁴⁰/₅₀), В55 (С⁴⁵/₅₅), В60 (С⁵⁰/₆₀), В65, В70, В75 (С⁶⁰/₇₅) и В80, соответствующих

требованиям СТБ 2221 (СТБ 1544).

В зависимости от вида конструкций, их армирования и условий работы класс бетона по прочности на сжатие должен соответствовать требованиям таблицы 18.

Таблица 18

Вид конструкций, армирование и условия работы	Класс бетона по прочности на сжатие, не ниже
Бетонные	B25 (C ²⁰ /25)
Железобетонные с ненапрягаемой арматурой при расположении: а) кроме пролетных строений б) в пролетных строениях	B25 (C ²⁰ /25) B30 (C ²⁵ /30)
Предварительно напряженные железобетонные: а) без анкеров: со стержневой арматурой классов: S500 S800 с проволочной арматурой: из одиночных проволок класса S1400 из одиночных арматурных канатов класса S1400 б) с анкерами: с проволочной арматурой класса S1400 (с наружными или внутренними анкерами) с одиночными арматурными канатами класса S1400 с пучками канатов класса S1400 со стальными канатами (со спиральной, двойной свивкой и закрытых)	B30 (C ²⁵ /30) B35 (C ²⁸ /35) B35 (C ²⁸ /35) B35 (C ²⁸ /35) B35 (C ²⁸ /35) B35 (C ²⁸ /35)
Блоки облицовки опор на реках с ледоходом	B35 (C ²⁸ /35)

10.1.3 Для омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в открытых каналах, следует применять бетон класса не ниже B35 (C²⁸/35). Для конструкций из бетона класса B35 (C²⁸/35) и выше открытые каналы с напрягаемой проволочной арматурой и стыки сборных элементов следует омоноличивать бетоном следующего (более высокого) класса.

Для инъектирования закрытых каналов с напрягаемой арматурой следует применять цементный раствор прочностью не ниже 30 МПа на 28 сут твердения.

Для омоноличивания стыков сборных конструкций следует применять бетон класса по прочности на сжатие не ниже принятого для стыкуемых элементов.

10.1.4 Марки бетона и раствора по морозостойкости F следует принимать по таблице 17.

Марки по морозостойкости бетона тела опор и блоков облицовки для мостов, расположенных вблизи плотин гидростанций и водохранилищ, следует устанавливать на основе анализа конкретных условий эксплуатации и требований, предъявляемых в этих случаях к бетону речных гидротехнических сооружений, но не ниже указанных в таблице 17.

10.1.5 Марку по водонепроницаемости бетона защитного слоя мостового полотна, бетона парапетных ограждений и бетона монолитных участков для крепления элементов деформационных швов принимают в соответствии с СТБ 2516.

Остальные элементы и части конструкций, в том числе бетонируемые стыки железобетонных мостов и труб следует проектировать из бетона марки по водонепроницаемости не ниже W6.

10.1.6 Для элементов конструкций, предназначенных для эксплуатации в химически агрессивных средах, следует использовать бетон и защитные покрытия в соответствии с [8].

10.1.7 Расчетные сопротивления бетона классов по прочности на сжатие, применяемых в конструкциях мостов для расчетов по предельным состояниям первой и второй групп, следует принимать по таблице 19.

Расчетные сопротивления бетона на непосредственный срез $R_{b,cut}$ при расчетах конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать:

— для сечений, расположенных в монолитном армированном бетоне, когда не учитывается работа арматуры, — $0,1R_b$;

— для тех же сечений, с учетом работы арматуры на срез, — в соответствии с приложением Г;

— в местах сопряжения бетона омоноличивания с бетоном сборных элементов — $0,05R_b$.

Для бетонных конструкций расчетные сопротивления сжатию R_b и $R_{b,mc2}$ ($f_{cd,mc2}$) необходимо принимать на 10 % ниже значений, указанных в таблице 19, а для непосредственного среза — $R_{b,cut} = 0,05R_b$.

10.1.8 Расчетные сопротивления бетона, приведенные в таблице 19, в соответствующих случаях следует принимать с коэффициентами условий работы согласно таблице 20.

Таблица 19

В мегапаскалях

Вид сопротивления	Условное обозначение	Расчетное сопротивление бетонов классов по прочности на сжатие												
		B25 (C ^{20/25})	B27,5 (C ^{22/27,5})	B30 (C ^{25/30})	B35 (C ^{28/35})	B40 (C ^{32/40})	B45 (C ^{35/45})	B50 (C ^{40/50})	B55 (C ^{45/55})	B60 (C ^{50/60})	B65	B70	B75 (C ^{50/75})	B80
При расчетах по предельным состояниям первой группы														
Осевое сжатие (призменная прочность)	$R_b (f_{cd})$	13,0	14,3	15,5	17,5	20,0	22,0	25,0	27,5	30,0	32,5	35,0	37,4	40,0
Осевое растяжение	$R_{bt} (f_{ctd})$	0,95	1,05	1,10	1,15	1,25	1,30	1,40	1,45	1,50	1,55	1,60	1,67	1,75
При расчетах по предельным состояниям второй группы														
Осевое сжатие (призменная прочность)	$R_{b,ser} (f_{ck})$	18,5	20,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0	46,7	50,5	54,0	57,5
Осевое растяжение	$R_{bt,ser} (f_{ctk})$	1,60	1,70	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,80	2,90
Скалывание при изгибе	$R_{b,sh} (f_{c,sh})$	2,50	2,75	2,90	3,25	3,60	3,80	4,15	4,45	4,75	4,95	5,10	5,30	5,50
Осевое сжатие (призменная прочность) для расчетов по предотвращению образования в конструкциях продольных трещин: при предварительном напряжении и монтаже на стадии эксплуатации	$R_{b,mc1}$	13,7	15,2	16,7	19,6	23,0	26,0	29,9	32,8	36,2	—	—	—	—
	$R_{b,mc2}$	11,8	13,2	14,6	16,7	19,6	22,0	25,0	27,5	30,0	—	—	—	—
Примечание — Значения $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ равны нормативным сопротивлениям бетона R_{bn} и R_{btn} .														

Таблица 20

Фактор, обуславливающий введение коэффициента условий работы	Коэффициент условий работы	Расчетное сопротивление бетона, к которому вводится коэффициент	Значение коэффициента условий работы
Многokrратно повторяющаяся нагрузка	m_{b1}	$R_b (f_{cd})$	$m_{b1} < 1,0$, по 10.1.9
Бетонирование в вертикальном положении сжатых элементов с площадью поперечного сечения 0,3 м ² и менее	m_{b4}	$R_b (f_{cd})$	$m_{b4} = 0,85$
Влияние двухосного напряженного состояния при поперечном обжатии бетона	m_{b6}	$R_b (f_{cd})$ $R_{b,sh} (f_{c,sh})$	По 10.1.10
Попеременное замораживание и оттаивание бетона, находящегося в конструкциях в водонасыщенном состоянии	m_{b8}	$R_b (f_{cd})$	$m_{b8} = 0,9$
Наличие в составных конструкциях бетонизируемых стыков, клееных стыков швов на растворе в неармированной кладке	m_{b10}	$f_{cd} (R_b)$	По 10.1.11 и таблице 23, по 10.1.12, по 10.1.13
Расчет элементов на стадии эксплуатации по предельным состояниям второй группы: а) на кривой изгиб и косоое внецентренное сжатие б) на кручение в) на скалывание в плоскости сопряжения бетона омоноличивания с бетоном конструкции	m_{b13} m_{b14} m_{b15}	$R_{b,mc2} (f_{cd,mc2})$ $R_{b,sh} (f_{cd,sh})$ $R_{b,sh} (f_{c,sh})$	$m_{b10} = 1,1$ $m_{b14} = 1,15$ $m_{b15} = 0,5$

Кроме указанных в таблице 20 коэффициентов условий работы бетона разрешается вводить другие коэффициенты, учитывающие особые свойства бетона.

10.1.9 При многократно повторяющихся нагрузках, действующих на элементы, которые подлежат расчету на выносливость, расчетное сопротивление бетона сжатию при расчетах на выносливость R_{bf} определяют по формуле

$$R_{bf} = m_{b1} R_b = 0,6 \beta_b \varepsilon_b R_b, \quad (23)$$

где m_{b1} — коэффициент условий работы;

β_b — коэффициент, учитывающий рост прочности бетона во времени и принимаемый по таблице 21 (при классе бетона выше В60 — принимают равным 1,0);

ε_b — коэффициент, зависящий от асимметрии цикла повторяющихся напряжений $\rho_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}}$;

принимают по таблице 22.

Таблица 21

Класс бетона по прочности на сжатие	B27,5 и ниже	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
β_b	1,34	1,31	1,28	1,26	1,24	1,22	1,21	1,20

Таблица 22

ρ_b^*	0,1 и менее	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6 и более
ε_b	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,24

* При промежуточных значениях ρ_b коэффициент ε_b следует определять интерполяцией.

10.1.10 В расчетах предварительно напряженных конструкций при поперечном их обжатии напряжением σ_{by} к расчетным сопротивлениям бетона осевому сжатию R_b , скалыванию при изгибе $R_{b,sh}$ и непосредственному срезу $R_{b,cut}$ следует вводить коэффициенты условий работы m_{b6} :

а) для R_b :

$$m_{b6} = 1,1 \quad \text{— если } 0,1R_b \leq \sigma_{by} \leq 0,2R_b;$$

$$m_{b6} = 1,2 \quad \text{— при напряжении } \sigma_{by} = 0,6R_b,$$

которые представляют собой максимальное значение, учитываемое в расчетах;

б) для $R_{b,sh}$ и $R_{b,cut}$:

$$m_{b6} = 1 + 1,5 \cdot \frac{\sigma_{by}}{R_{b,sh}} \quad \text{— при } \sigma_{by} \leq 1,0 \text{ МПа};$$

$$m_{b6} = 1 + \frac{\sigma_{by}}{R_{b,sh}} \quad \text{— при } \sigma_{by} = 3,0 \text{ МПа};$$

для промежуточных значений σ_{by} коэффициенты условий работы бетона определяют методом интерполяции.

10.1.11 При расчете составных по длине конструкций с бетонными стыками значения коэффициента условий работы m_{b10} , учитывающего разницу прочности бетона конструкции и материала заполнения стыкового шва на каждой стадии работы стыка, следует принимать в зависимости от толщины шва b и отношения прочности бетона (раствора) в стыке (шве) R_{bj} к прочности бетона в блоках конструкции $R_{b,con}$ по таблице 23.

Таблица 23

Толщина шва, мм	Коэффициент условий работы m_{b10} при отношении $R_{bj}/R_{b,con}$								
	до 0,2 включ.	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
От 20 до 40	0,70	0,76	0,82	0,88	0,94	1,0	1,0	1,0	1,0
70	0,50	0,58	0,65	0,72	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
200 и более	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,0

При толщине частей блока менее 120 мм, а также при наличии в теле блока отверстий для пропуска напрягаемой арматуры значения m_{b10} для стыка с толщиной шва от 20 до 40 мм следует принимать как для шва толщиной 70 мм, с толщиной шва 70 мм — как для шва толщиной 200 мм.

10.1.12 Составные конструкции по длине пролетных строений с клееными стыками следует проектировать такими, чтобы они были способны выдерживать монтажные нагрузки при неотвержденном клее.

В расчетах составных конструкций по длине с клееными стыками коэффициент условий работы m_{b10} ,

вводимый к расчетным сопротивлениям бетона блоков и учитывающий снижение прочности конструкции до отверждения клея, следует принимать в зависимости от вида поверхности бетона торцов блоков: при рифленой поверхности — 0,90, при гладкой — 0,85.

Для клееных стыков, расстояние между которыми меньше наибольшего размера сечения, а также для стыков вставных диафрагм указанные значения m_{b10} следует уменьшать на 0,05.

Для клееных стыков с отвержденным клеем следует принимать $m_{b10} = 1$.

10.1.13 При расчете неармированной кладки из бетонных блоков на растворе к расчетным сопротивлениям бетона, принимаемым для бетонных конструкций в соответствии с 10.1.7, следует вводить коэффициенты условий работы m_{b10} , равные:

0,75 — при классах бетона блоков В25 (C^{20/25})–В35 (C^{28/35});

0,70 — то же В40 (C^{32/40}) и выше.

При этом толщина швов кладки должна быть не более 1,5 см, а раствор в швах должен иметь прочность в возрасте 28 сут не ниже 20 МПа.

10.1.14 При изготовлении предварительно напряженных конструкций обжатие бетона следует выполнять при его прочности не ниже установленной для проектного класса.

Расчетные сопротивления бетона для назначения передаточной прочности следует определять по таблице 19 путем интерполяции значений, относящихся к близким классам бетона.

Прочность бетона к моменту передачи на него полного усилия с напрягаемой арматуры и при монтаже назначают не ниже прочности, соответствующей классу бетона В25.

10.1.15 Значения модуля упругости бетона при сжатии, растяжении E_b (E_{cm}) и твердении бетона конструкций в естественных условиях, в случае отсутствия опытных данных, следует принимать по таблице 19.

Таблица 19

Класс бетона по прочности на сжатие	В25 (C ^{20/25})	В27,5 (C ^{22/27,5})	В30 (C ^{25/30})	В35 (C ^{28/35})	В40 (C ^{32/40})	В45 (C ^{35/45})	В50 (C ^{40/50})	В55 (C ^{45/55})	В60 и выше (C ^{50/60})
$E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	30,0	31,5	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0

Для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, а также для бетона, работающего в условиях попеременного замораживания и оттаивания, значения модуля упругости E_b (E_{cm}), приведенные в таблице 19, следует уменьшать на 10 %.

10.1.16 Для кладки из бетонных блоков значения модуля деформации E следует принимать для бетона классов:

В25 (C^{20/25})–В35 (C^{28/35}) — 0,5 E_b ;

В40 (C^{32/40}) и выше — 0,6 E_b .

Приведенный модуль деформации бетона сборно-монолитной опоры в целом определяют как средневзвешенный по значениям модуля деформации бетона кладки из блоков и модуля упругости бетона ядра сечения, с учетом пропорциональности их площадей сечения по отношению ко всей площади сечения опоры.

10.1.17 Модуль сдвига бетона G_b (G_{cm}) следует принимать равным 0,4 E_b , коэффициент поперечных деформаций ν — равным 0,2.

Минимальное значение модуля упругости клеев, используемых в стыках составных конструкций, должно быть не менее 1500 МПа, а значения коэффициента поперечной деформации ν — не более 0,25.

10.2 Требования к арматуре

10.2.1 Для железобетонных конструкций мостов и труб следует применять арматуру, соответствующую требованиям СТБ 1704, СТБ 1706, ГОСТ 5781, ГОСТ 7348, ГОСТ 13840, СТБ EN 10138-3 и другим действующим ТНПА, а также [9].

Применяемая композитная арматура должна соответствовать [10].

10.2.2 Ненапрягаемая арматура класса S500, применяемая для армирования элементов, которые подвергаются проверке на выносливость, должна обладать усталостной прочностью по СТБ 1704 (5.11).

К элементам, которые подвергаются проверке на выносливость, относятся плита проезжей части автодорожных мостов, включая железобетонные окаймления и элементы деформационных швов, а также перекрытия прямоугольных водопропускных труб при толщине засыпки менее 1 м.

10.2.3 В случае применения растянутой рабочей арматуры разных классов при расчетах на прочность следует:

— для ненапрягаемой арматуры — принимать расчетное сопротивление, соответствующее арматурной стали наименьшей прочности;

— для напрягаемой арматуры — учитывать только арматуру одной марки.

В качестве конструктивной арматуры разрешается применение стержневой арматуры S240 по СТБ 1704 и ГОСТ 5781, а также арматуры из проволоки периодического профиля по ГОСТ 7348.

10.2.4 Применение в качестве рабочей (рассчитываемой) арматуры новых, в том числе импортных, арматурных сталей допускается в установленном порядке.

10.2.5 В качестве рабочей (рассчитываемой) арматуры применяют листовой или фасонный металлопрокат, а также композитные материалы на основе стеклянных, углеродных или минеральных волокон. Применять эти материалы в конструкциях мостов следует на основании соответствующих ТНПА. При проектировании мостовых конструкций, армированных композитной арматурой, следует руководствоваться [11].

10.2.6 Для закладных изделий следует применять стальной прокат в соответствии с требованиями раздела 11 и 10.6.13.4.

10.2.7 Основными показателями прочности и деформативности арматуры являются нормативные значения их прочностных и деформационных характеристик. Нормативные значения прочности стальной арматуры являются гарантированными, с обеспеченностью не менее 0,95, нормативные значения деформационных характеристик принимают равными их средним значениям с обеспеченностью 0,5.

10.2.8 Основной прочностной характеристикой стержневой арматуры при растяжении (сжатии) является нормативное значение сопротивления $R_{sn}(f_{yk})$, $R_{pn}(f_{0,2k})$, равное значениям физического предела текучести или условного предела текучести, соответствующего остаточному удлинению, равному 0,2 %.

Для гладкой проволочной арматуры и арматурных канатов К-7 за нормативное значение сопротивления $R_{pn}(f_{0,2k})$ приняты напряжения, соответствующие 0,95 условного предела текучести, для проволочной арматуры периодического профиля — 0,9 условного предела текучести. Указанные характеристики определяют по действующим стандартам на арматурные стали.

10.2.9 Нормативные и расчетные сопротивления арматуры растяжению следует принимать по таблице 25.

Таблица 25

Класс прочности арматуры	Вид поверхности арматуры	Номинальный диаметр d , мм	Нормативные сопротивления растяжению $R_{sn}(f_{yk})$ и $R_{pn}(f_{pk})$, МПа	Расчетные сопротивления растяжению при расчетах по предельным состояниям первой группы $R_s(f_{yd})$ и $R_p(f_{pd})$, МПа, для мостов и труб
Ненапрягаемая арматура				
S240	Гладкая	6–40	240	210
S500	Периодического профиля	6–40	500	400
Напрягаемая арматура				
S800	Стержневая	16–32	800	600
S1200 ¹⁾	Проволочная гладкая	7	1300	950
		8	1200	875
	Проволочная с вмятинами	7	1300	900
		8	1200	830
S1200	Стержневая	10–32	1200	960

S1400	Проволочная гладкая ¹⁾	3	1500	1180
		4–6	1400	1060
S1400	Проволочная с вмятинами ¹⁾	3	1500	1155
		4–6	1400	1000
	Канатная К-7 ²⁾	9–12	1425	1140
		15	1330	1025
Канаты со спиральной и двойной свивкой, а также закрытые	По соответствующим ТНПА	$0,75\gamma_{rpk}$ (где γ_{rpk} — нормативное сопротивление разрыву каната в целом)	$0,57R_{rpn}$	
¹⁾ В соответствии с ГОСТ 7348 проволочная гладкая арматура диаметром от 3 до 8 мм имеет класс прочности от 1500 до 1200 Н/мм ² . ²⁾ В соответствии с ГОСТ 13840 арматурные канаты К-7 диаметром от 9 до 15 мм имеют класс прочности от 1500 до 1400 Н/мм ² .				

10.2.10 Расчетные сопротивления сжатию ненапрягаемой арматуры следует принимать равными расчетным сопротивлениям растяжению этой арматуры.

Используемые при расчетах конструкций по предельным состояниям первой группы наибольшие сжимающие напряжения R_{pc} в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне сечения и имеющей сцепление с бетоном, следует принимать не более 500 МПа.

10.2.11 При расчете арматуры на выносливость расчетные сопротивления растяжению для ненапрягаемой R_{sf} и напрягаемой R_{pf} арматуры определяют по формулам:

$$R_{sf} = m_{asi}R_s = \varepsilon_{ps}\beta_{pw}R_s, \quad (24)$$

$$R_{pf} = m_{api}R_p = \varepsilon_{pp}\beta_{pw}R_p, \quad (25)$$

где m_{asi} — коэффициент условий работы арматуры, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки;

R_s, R_p — расчетные сопротивления растяжению арматуры, принимаемые по таблице 25;

$\varepsilon_{ps}, \varepsilon_{pp}$ — коэффициенты, зависящие от асимметрии цикла изменения напряжений в арматуре

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}; \text{ принимают по таблице 26;}$$

β_{pw} — коэффициент, учитывающий влияние на условия работы арматурных элементов наличия сварных стыков или приварки к арматурным элементам других элементов; принимают по таблице 27.

Таблица 26

Класс арматуры	Значения коэффициентов $\varepsilon_{\rho S}$ и $\varepsilon_{\rho\rho}$ при ρ																	
	-1	-0,5	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	1
Коэффициент $\varepsilon_{\rho S}$																		
S240	0,48	0,61	0,72	0,77	0,81	0,85	0,89	0,97	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
500	0,31	0,34	0,36	0,38	0,40	0,43	0,45	0,52	0,56	0,60	0,67	0,75	0,81	0,86	0,91	0,93	0,95	1
Коэффициент $\varepsilon_{\rho\rho}$																		
S800	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,27	—	—	0,55	—	0,69	—	0,87	1
S1200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,85	0,97	1	1	1
S1400	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,78	0,82	0,87	0,91	1
K-7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,78	0,84	0,95	1	1
<p>Примечания</p> <p>1 Для стальных канатов при $\rho \geq 0,85$ коэффициент $\varepsilon_{\rho\rho}$ принимают равным единице, при $\rho < 0,85$ — определяют в соответствии с К.3.2 (приложение К).</p> <p>2 Для промежуточных значений ρ коэффициенты $\varepsilon_{\rho S}$ и $\varepsilon_{\rho\rho}$ следует определять интерполяцией.</p>																		

Таблица 27

Тип сварного соединения	Коэффициент асимметрии цикла ρ	Коэффициент β_{pw} для стержней диаметром 32 мм и менее для арматурной стали классов		
		S240	S500	S800
Сварка контактным способом (без продольной зачистки)	0	0,75	0,60	—
	0,2	0,85	0,65	—
	0,4	1	0,65	0,90
	0,7	1	0,70	0,90
	0,8	1	0,75	0,95
	0,9	1	0,85	1,0
Сварка ванным способом на удлиненных накладках-подкладках	0	0,75	0,60	—
	0,2	0,80	0,65	—
	0,4	0,90	0,65	—
	0,7	0,90	0,70	—
	0,8	1	0,75	—
	0,9	1	0,85	—
Контактная точечная сварка перекрещивающихся стержней арматуры и приварка других стержней, сварка на парных смещенных накладках	0	0,65	0,60	—
	0,2	0,70	0,65	—
	0,4	0,75	0,65	—
	0,7	0,90	0,70	—
	0,8	1	0,75	—
	0,9	1	0,85	—
Примечания				
1 При диаметре растянутой арматуры более 32 мм значения β_{pw} следует уменьшать на 5 %.				
2 Если значения $\rho < 0$, то значения β_{pw} следует принимать как при $\rho = 0$.				
3 При промежуточных значениях ρ коэффициент β_{pw} следует определять интерполяцией.				

10.2.12 При расчете растянутой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) в наклонных сечениях на действие поперечной силы к расчетным сопротивлениям растяжению арматуры, указанным в таблице 25, вводят коэффициент условий работы арматуры m_{a4} , равный:

0,8 — для стержневой арматуры;

0,7 — для арматуры из высокопрочной проволоки, арматурных канатов класса К-7, а также стальных канатов со спиральной и двойной свивкой и закрытых.

Если в сварных каркасах диаметр хомутов из арматуры класса S500 менее 1/3 диаметра продольных стержней, то учитываемые в расчете на поперечную силу напряжения в хомутах не должны превышать, МПа:

245 — при диаметре хомутов 6 и 8 мм;

255 — то же 10 мм и более.

10.2.13 Для арматуры класса S800 при применении стыков, выполненных контактной сваркой без продольной механической зачистки, и стыков на парных смещенных накладках к значениям расчетных сопротивлений растяжению, указанным в таблице 25, вводят коэффициент условий работы арматуры m_{a5} , равный 0,9.

Для арматуры класса S240 при наличии стыков, выполненных контактной сваркой, ванным способом на удлиненных или коротких подкладках или на парных смещенных накладках, расчетные сопротивления растяжению следует принимать такими же, как для арматуры, не имеющей стыков.

10.2.14 При расчете по прочности растянутой арматуры в изгибаемых конструкциях для арматурных элементов (отдельных стержней, пучков, канатов), расположенных от растянутой грани изгибаемого элемента на расстоянии более 1/5 высоты растянутой зоны сечения, к расчетным сопротивлениям арматурной стали растяжению по таблице 25 следует вводить коэффициент условий работы арматуры:

$$m_{a6} = 1,1 - 0,5 \cdot \frac{a}{h-x}, \quad m_{a6} \leq 1, \quad (26)$$

где $h - x$ — высота растянутой зоны сечения, м;

здесь h — высота сечения, м;

x — высота сжатой зоны сечения, м;

$a \geq \frac{1}{5} \cdot (h - x)$ — расстояние оси растянутого арматурного элемента от растянутой грани сечения, м.

10.2.15 При расчетах на стадии создания в конструкции предварительного напряжения, а также на стадии монтажа расчетные сопротивления арматуры следует принимать с коэффициентом условий работы, равным:

1,10 — для стержневой арматуры, а также арматурных элементов из высокопрочной проволоки;

1,05 — для арматурных канатов класса К-7, а также стальных канатов со спиральной и двойной свивкой и закрытых.

10.2.16 При перегибе стальных канатов со спиральной или двойной свивкой вокруг анкерных полукруглых блоков диаметром D менее $24d$ (d — диаметр каната, мм) к расчетным сопротивлениям канатов растяжению при расчетах на прочность следует вводить коэффициент условий работы канатов m_{a10} , который при отношении D/d от 8 до 24 определяют по формуле

$$m_{a10} = 0,7 + 0,0125 \cdot \frac{D}{d}, \quad m_{a10} \leq 1. \quad (27)$$

При перегибах вокруг блоков диаметром $D < 8d$ коэффициент условий работы канатов следует назначать по результатам опытных исследований.

10.2.17 При расчетах по прочности оцинкованной высокопрочной гладкой проволоки диаметром 5 мм к расчетным сопротивлениям проволоки растяжению по таблице 25 следует вводить коэффициент условий работы арматуры m_{a11} , равный:

0,94 — при оцинковке проволоки по группе С, соответствующей умеренно агрессивным условиям среды;

0,88 — то же по группе, соответствующей сильноагрессивным условиям среды.

10.2.18 Основной деформативной характеристикой арматуры является нормативный модуль упругости, значения которого приведены в таблице 28. Модуль упругости напрягаемой арматуры E_p (E_{pk}) может быть назначен по результатам контрольных испытаний.

Таблица 28

Класс арматуры	Вид арматуры	Модуль упругости арматуры, МПа	
		ненапрягаемой $E_s (E_{sk}, E_{sn}) \cdot 10^5$	напрягаемой $E_p (E_{pk}, E_{pn}) \cdot 10^5$
S240	Стержневая	2,06	—
S500	Стержневая	1,96	—
S800	Стержневая	—	1,86
S1200, S1400	Проволочная	—	1,96
S1200, S1400	Пучки из параллельных проволок	—	1,77
	Канаты К-7	—	1,77
S1400	Пучки из арматурных канатов К-7	—	1,67
	Стальные канаты спиральные и двойной свивки	—	1,67
	Закрытые стальные канаты	—	1,57

10.2.19 Во всех расчетах элементов конструкции мостов, выполняемых по формулам упругого тела, кроме расчетов с ненапрягаемой арматурой на выносливость и трещиностойкость, следует использовать отношения модулей упругости n_1 (E_s/E_b (E_s/E_{cm}) или E_p/E_b (E_p/E_{cm})), определяемые по значениям модулей, приведенным для арматуры в таблице 28 и для бетона — в таблице 24.

При расчетах элементов конструкций мостов с ненапрягаемой арматурой на выносливость и трещиностойкость, при определении напряжений и геометрических характеристик приведенных сечений площадь арматуры учитывают введением отношения модулей упругости n' , при котором учитывается виброползучесть бетона. Значения n' следует принимать для бетона классов:

B25 (C ²⁰ / ₂₅)	— 20;
B27,5 (C ²² / _{27,5})	— 17;
B30 (C ²⁵ / ₃₀) и B35 (C ²⁸ / ₃₅)	— 15;
B40 (C ³² / ₄₀) и выше	— 10.

10.3 Общие требования к расчету бетонных и железобетонных конструкций

10.3.1 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций мостовых сооружений необходимо обеспечить надежность конструкции путем недопущения возникновения предельных состояний двух групп, предусмотренных ГОСТ 27751.

С этой целью, наряду с назначением соответствующих материалов и выполнением предусмотренных конструктивных требований, необходимо выполнять расчеты в соответствии с требованиями настоящих строительных норм.

В расчетах конструкций и отдельных элементов конструкций следует учитывать самые неблагоприятные сочетания нагрузок и воздействий, возможные на различных стадиях их работы.

Расчетные схемы должны соответствовать принятым конструктивно-технологическим решениям, учитывать условия изготовления, транспортирования и монтажа, особенности загрузки постоянными и временными нагрузками, порядок предварительного напряжения и регулирования усилий в конструкции.

10.3.2 Для недопущения предельных состояний первой группы элементы конструкций мостовых сооружений должны быть рассчитаны:

- по прочности;
- по устойчивости (формы и положения);
- на выносливость.

При расчетах на выносливость необходимо рассматривать нагрузки и воздействия, возможные на стадии нормальной эксплуатации сооружения.

Для недопущения предельных состояний второй группы производят расчеты, указанные в таблице 29.

Таблица 29

Расчет	Рабочая арматура	Стадии работы конструкции
По образованию продольных трещин	Ненапрягаемая	Нормальная эксплуатация
	Напрягаемая	Все стадии: нормальная эксплуатация монтаж предварительное напряжение хранение транспортирование
По образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента	Напрягаемая	Все стадии
По раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента	Ненапрягаемая и напрягаемая (кроме элементов с напрягаемой арматурой, проектируемых	Все стадии

	по категории требований к трещиностойкости 2а согласно таблице 39)	
По закрытию (зажатию) трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента	Напрягаемая	Нормальная эксплуатация
По ограничению касательных напряжений	Ненапрягаемая и напрягаемая	Все стадии
По деформациям (прогибам) пролетных строений в мостах всех назначений и углам перелома профиля проезда в автодорожных и городских мостах	Ненапрягаемая и напрягаемая	Нормальная эксплуатация

10.3.3 Расчеты по трещиностойкости совместно с требованиями раздела 9, конструктивными требованиями и требованиями СТБ 2516 должны обеспечивать долговечность железобетонных мостовых сооружений.

Элементы железобетонных конструкций в зависимости от назначения, условий работы и применяемой арматуры должны удовлетворять соответствующим категориям требований по трещиностойкости.

10.3.4 Усилия в сечениях элементов статически неопределимых конструкций от нагрузок и воздействий при расчетах по предельным состояниям первой и второй групп, как правило, определяют с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин.

В конструкциях, методика расчета которых с учетом неупругих свойств бетона не разработана, а также для промежуточных стадий расчета с учетом неупругих свойств бетона усилия в сечениях элементов следует определять в предположении их линейной упругости.

10.3.5 Если в процессе изготовления или монтажа конструкции изменяются расчетные схемы или геометрические характеристики сечений, то усилия, напряжения и деформации в конструкции необходимо определять их суммированием для всех предшествующих стадий работы. При этом следует учитывать изменение усилий во времени из-за усадки и ползучести бетона и релаксации напряжений в напрягаемой арматуре.

10.3.6 В конструкциях с ненапрягаемой арматурой напряжения в бетоне и арматуре следует определять по правилам расчета упругих материалов без учета работы бетона растянутой зоны.

10.3.7 В предварительно напряженных конструкциях напряжения в бетоне и арматуре в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, следует определять по правилам расчета упругих материалов, рассматривая сечение как сплошное. Если бетон омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в открытых каналах, не имеет сцепления с бетоном основной конструкции, то следует считать, что и напрягаемая арматура, расположенная в канале, не имеет сцепления с бетоном конструкции.

При определении ширины раскрытия трещин в элементах предварительно напряженных конструкций (в том числе со смешанным армированием) напряжения в арматуре следует определять без учета работы растянутой зоны бетона.

Усилия растянутой зоны бетона следует полностью передавать на арматуру.

Характеристики приведенного сечения во всех случаях необходимо определять с учетом имеющейся в сечении напрягаемой и ненапрягаемой арматуры по 10.2.19.

Если элементы конструкции выполнены из бетона разных классов, то общую рабочую площадь сечения следует определять с учетом соответствующих им модулей упругости.

В конструкциях, напрягаемых на бетон, на стадии его обжатия в рабочей площади бетона не учитывают площадь закрытых и открытых каналов. При расчете этих конструкций на стадии эксплуатации в расчетной площади сечения бетона следует учитывать площадь сечения заинъецированных закрытых каналов. Бетон омоноличивания открытых каналов следует учитывать при условии выполнения требований Г.2.1.5 (приложение Г), специальных технологических мероприятий в соответствии с 10.6.12.2 и установки в бетоне омоноличивания ненапрягаемой арматуры. При этом ширина раскрытия трещин в бетоне омоноличивания не должна превышать размеров, принятых для элементов, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 3в.

10.3.8 В составных по длине (высоте) конструкциях следует производить проверки прочности и трещиностойкости в сечениях, совпадающих со стыками или пересекающих зону стыков.

Стыки должны обеспечивать передачу расчетных усилий без появления повреждений в бетоне омоноличивания и на торцах стыкуемых элементов (блоков).

Клей в стыках предназначен для герметизации стыков и равномерной передачи сжимающих усилий.

10.3.9 Расчет стенок балок пролетных строений мостов по образованию трещин следует производить с учетом кручения и изгиба стенок (из их плоскости).

10.3.10 Предварительное напряжение арматуры характеризуют значения начального (контролируемого) усилия согласно Г.1.9.1 (приложение Г), прилагаемого к концам напрягаемой арматуры через натяжные устройства, и установившегося усилия, равного контролируемому за вычетом потерь, произошедших к рассматриваемому моменту времени. При этом напряжения в арматуре, соответствующие контролируемому усилию, не должны превышать расчетных сопротивлений, указанных в таблице 25, с учетом коэффициента условий работы в соответствии с 10.2.15.

Для напрягаемых арматурных элементов в проектной документации необходимо указывать значения контролируемых усилий и соответствующих им удлинений (вытяжек) арматуры в соответствии с поз. 4 таблицы Д.1 (приложение Д).

Значения удлинений арматуры Δ_p , м, в общем случае определяют по формуле

$$\Delta_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \int_0^l \frac{dx}{e^{\alpha x + \delta \Theta}}, \quad (28)$$

где σ_p — напряжение, соответствующее контролируемому усилию и назначаемое с учетом требований 10.3.14;

E_p — модуль упругости напрягаемой арматуры;

l — расчетная длина арматурного элемента, м (расстояние от натяжного анкера до точки арматурного элемента с нулевым перемещением).

Остальные обозначения — в соответствии с таблицами Д.1 и Д.2 (приложение Д).

При определении расчетного воздействия, создаваемого усилием напрягаемой арматуры, коэффициент надежности по нагрузке γ_f следует принимать равным:

а) при наличии сцепления арматуры с бетоном:

— для целых по длине элементов — 1;

— для составных по длине элементов — в соответствии с Г.1.9.1 (приложение Г);

б) при отсутствии сцепления арматуры с бетоном — $1 \pm 0,1$.

10.3.11 При расчете предварительно напряженных элементов место передачи на бетон сосредоточенных усилий с напрягаемой арматуры следует принимать в конструкциях:

— с внешними (концевыми) и внутренними (каркасно-стержневыми) анкерами — в месте опирания или закрепления анкеров;

— с арматурой, не имеющей анкеров (с заанкериванием посредством сцепления арматуры с бетоном), — на расстоянии, равном $2/3$ длины зоны передачи напряжений.

Длину зоны передачи на бетон усилий с напрягаемой стержневой арматуры периодического профиля следует принимать:

— при плавной передаче усилия — $20d$ (d — диаметр стержня, мм);

— при мгновенной передаче усилия посредством обрезки стержней (при диаметре стержней не более 18 мм) — $25d$.

Длину зоны передачи на бетон усилий с напрягаемых арматурных канатов класса К-7, при отсутствии анкеров, следует принимать в соответствии с таблицей 30.

10.3.12 Армирование зоны передачи на бетон сосредоточенных усилий, в том числе с напрягаемых арматурных элементов, необходимо выполнять с учетом напряженно-деформированного состояния этой зоны, определяемого методами теории упругости или другими обоснованными способами расчета на местные напряжения.

Таблица 30

Диаметр арматурных каналов класса К-7, мм	Длина зоны передачи на бетон усилий $l_{пр}$, м, при передаточной прочности бетона, соответствующего бетону класса по прочности на сжатие						
	В25 (C ²⁰ /25)	В27,5 (C ²² /27,5)	В30 (C ²⁵ /30)	В35 (C ²⁸ /35)	В40 (C ³² /40)	В45 (C ³⁵ /45)	В50 (C ⁴⁰ /50) и более
9	0,85	0,83	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
12	0,95	0,93	0,90	0,87	0,85	0,75	0,70
15	1,10	1,05	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80

Примечание — При мгновенной передаче на бетон усилия обжатия (посредством обрезки каналов) начало зоны передачи усилий следует принимать на расстоянии, равном $0,25l_{пр}$, от торца элемента.

10.3.13 Влияние усадки и ползучести бетона следует учитывать при определении:

- потерь предварительных напряжений в арматуре;
- снижения обжатия бетона в предварительно напряженных конструкциях;
- изменений усилий в конструкциях с искусственным регулированием напряжений;
- перемещений (деформаций) конструкций от постоянных нагрузок и воздействий;
- усилий в статически неопределимых конструкциях;
- усилий в сборно-монолитных конструкциях.

Перемещения (деформации) конструкций от временных нагрузок следует определять без учета усадки и ползучести бетона.

При расчете двухосно- и трехосно-обжатых элементов потери напряжений в напрягаемой арматуре и снижение обжатия бетона вследствие его усадки и ползучести следует определять отдельно по каждому направлению действия усилий.

10.3.14 Напряжения в элементах предварительно напряженных конструкций следует определять по контролируемому усилию за вычетом:

- первых потерь — на стадии обжатия бетона;
- первых и вторых потерь — на стадии эксплуатации.

К первым потерям следует относить:

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры — потери вследствие деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных потерь), температурного перепада, быстроснатекающей ползучести, а также от деформации форм (при натяжении арматуры на формы);

б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон — потери вследствие деформации анкеров, трения арматуры о стенки закрытых и открытых каналов, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных потерь).

Ко вторым потерям следует относить:

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры — потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных потерь);

б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон — потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных потерь), смятия под витками спиральной или кольцевой арматуры, навиваемой на бетон, деформации стыков между блоками в составных по длине конструкциях.

Значения отдельных из перечисленных потерь следует определять в соответствии с приложением Д, с учетом 10.3.15.

Следует принимать, что вторые потери от релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных потерь) происходят равномерно и полностью завершаются в течение 1 мес после обжатия бетона.

При проектировании суммарное значение первых и вторых потерь следует принимать не менее 98 МПа.

10.3.15 При определении потерь предварительного напряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона необходимо руководствоваться следующими указаниями:

а) изменение во времени потерь от усадки и ползучести бетона $\Delta\sigma_p(t)$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_p(t) = (1 - e^{-0,1\sqrt{t}}) \cdot \Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty), \quad (29)$$

где $\Delta\sigma_p(t \rightarrow \infty)$ — конечные (предельные) значения потерь в арматуре от усадки и ползучести бетона; определяют в соответствии с приложением Д или Г.4 (приложение Г);

t — время, отсчитываемое при определении потерь от ползучести — со дня обжатия бетона, от усадки — со дня окончания бетонирования, сут;

e — основание натурального логарифма, равное 2,718;

б) для конструкций, предназначенных для эксплуатации при влажности воздуха окружающей среды ниже 40 %, потери от усадки и ползучести бетона следует увеличивать на 25 %;

в) разрешается использовать более точные методы для определения потерь и перераспределения усилий от усадки и ползучести бетона с учетом предельных удельных значений деформаций ползучести и усадки бетона, влияния арматуры, возраста и передаточной прочности бетона, постадийного приложения нагрузки и длительности ее воздействия на каждой стадии, скорости развития деформаций во времени, приведенных размеров поперечных сечений, относительной влажности среды и других факторов. Эти методы должны быть обоснованы в установленном порядке. При этом нормативные деформации ползучести ϵ_n и усадки бетона ϵ_{sn} для классов бетона, соответствующих его передаточной прочности, следует принимать согласно таблице Д.3 (приложение Д).

10.3.16 Расчетную длину сжатых элементов железобетонных решетчатых ферм l_0 следует принимать в соответствии с указаниями, относящимися к определению расчетной длины сжатых элементов стальных решетчатых ферм.

Расчетную длину стоек отдельно стоящих рам при жестком соединении стоек с ригелем допускается принимать по таблице 31 в зависимости от соотношения жесткости ригеля $B_1 = E_b l_1$ и жесткости стоек $B_2 = E_b l_2$.

Таблица 31

Отношение пролета ригеля L к высоте стойки H	Расчетная длина стойки l_0 , м, при отношении жесткости $\frac{B_1}{B_2}$		
	0,5	1	5
0,2	1,1H	H	H
1	1,3H	1,15H	H
3	1,5H	1,4H	1,1H
Примечание — При промежуточных значениях отношений $\frac{L}{H}$ и $\frac{B_1}{B_2}$ расчетную длину l_0 следует определять интерполяцией.			

Расчетную длину свай (свай-оболочек, свай-столбов), в том числе в элементах опор эстакадного типа, следует принимать с учетом деформативности грунта и сопротивляемости перемещениям фундамента и верха опоры.

При расчете частей или элементов опор на продольный изгиб с использованием методов строительной механики, касающихся определения расчетной (свободной) длины сжатых стержней, следует учитывать упругое защемление (упругую податливость) концов рассматриваемых элементов вследствие деформативности грунта и наличия в подвижных опорных частях сил трения. Если такие расчеты не производятся, то при применении подвижных опорных частей каткового и секторного типов, а также на фторопластовых прокладках взаимную связанность верха опор учитывать не следует.

В сжатых железобетонных элементах минимальная площадь поперечного сечения продольной арматуры должна составлять, % к полной площади расчетного сечения бетона, не менее:

0,20 — в элементах с гибкостью $\frac{l_0}{i} \leq 17$;

0,60 — то же $\frac{l_0}{i} \geq 104$;

для промежуточных значений гибкости — определяется интерполяцией,

где l_0 — расчетная длина элемента, м;

$$i = \sqrt{\frac{J_b}{A_b}} \quad \text{— радиус инерции поперечного сечения элемента, м,}$$

здесь J_b — момент инерции бетонного сечения, м⁴;

A_b — площадь бетонного сечения, м².

Если требования по величине минимального армирования не выполняются, то элементы конструкции следует рассчитывать как бетонные.

Гибкость сжатых железобетонных элементов в любом направлении в стадии эксплуатации сооружения не должна превышать 120, на стадии монтажа — 150.

Гибкость l_0/i_{ef} элементов с косвенным армированием не должна превышать при применении сеток — 5, при применении спирали — 35, где i_{ef} — радиус инерции части бетонного сечения, м (ограниченной осями крайних стержней сетки или спиралью).

10.3.17 Звенья прямоугольных железобетонных труб следует рассчитывать как рамы замкнутого контура с дополнительной проверкой их стенок по схеме с жестко заделанными стойками.

Звенья круглых железобетонных труб следует рассчитывать только на изгибающие моменты (без учета продольных и поперечных сил), определяемые в соответствии с приложением Е.

10.3.18 Расчет бетонных и железобетонных элементов мостов и труб следует выполнять, сопоставляя расчетные усилия от внешних нагрузок с предельными усилиями, которые может воспринять конструкция (см. 5.11).

Применение изгибаемых, центрально-растянутых и внецентренно растянутых бетонных элементов в конструкциях не допускается.

10.3.19 Расчетные усилия в статически неопределимых конструкциях должны учитывать перераспределение усилий от усадки и ползучести бетона, искусственного регулирования, трещинообразования и предварительного напряжения к общему усилию, определенному из нормативных значений перечисленных нагрузок и воздействий, которое вводится с коэффициентом надежности 1,1 или 0,9.

10.3.20 Предельные усилия в элементах конструкций следует определять в сечениях, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

10.3.21 При расчете бетонных и железобетонных элементов конструкций на воздействие сжимающей продольной силы N за расчетное значение усилия необходимо принимать меньшее значение, полученное из расчетов по прочности и устойчивости. При расчете по прочности следует учитывать слу-

чайный эксцентриситет $e_{c,сл} = \frac{1}{400} \cdot l_0$ (где l_0 — расчетная длина элемента или ее часть между точками закрепления элемента, принимаемая с учетом требований 10.3.16).

При расчете по трещиностойкости и деформациям случайный эксцентриситет учитывать не следует.

В элементах статически определимых конструкций эксцентриситет продольной силы e_c относительно центра тяжести приведенного сечения определяют как сумму эксцентриситетов: эксцентриситета, определяемого из статического расчета конструкции, и случайного эксцентриситета $e_{c,сл}$.

Для элементов статически неопределимых конструкций величину эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_c принимают равной эксцентриситету, полученному из статического расчета, но не менее $e_{c,сл}$.

10.3.22 Расчет по прочности и устойчивости сжатых, внецентренно сжатых бетонных и железобетонных элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений в зависимости от величины эксцентриситета $e_c = M/N$ выполняют в соответствии с таблицей 32.

Таблица 32

Вид расчета	Конструкции			
	бетонные		железобетонные	
	Пункты, в соответствии с которыми следует выполнять расчеты при эксцентриситете e_c			
	$e_c \leq r$	$e_c > r$	$e_c \leq r$	$e_c > r$
По прочности	Г.1.3.3 10.3.23	Г.1.3.3 10.3.23	Г.1.4.1, перечисление б) —	Г.1.4.2 10.3.23
По устойчивости	Г.1.3.1 10.3.24	— —	Г.1.4.1, перечисление а) 10.3.24	— —
Примечание — r — ядровое расстояние, м.				

Сжатые элементы с расчетным начальным эксцентриситетом $e_c > r$ следует рассчитывать на внецентренное сжатие.

Влияние прогиба на увеличение расчетного усилия внецентренно сжатого элемента при расчете по недеформируемой схеме следует учитывать путем умножения эксцентриситета e_c на коэффициент η , определяемый по 10.3.23.

При расчете на устойчивость при $e_c \leq r$ коэффициент продольного изгиба φ следует принимать в соответствии с 10.3.24.

10.3.23 Коэффициент η , учитывающий влияние прогиба, определяют по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (30)$$

где N_{cr} — условная критическая сила, определяемая по формулам:
для бетонных элементов

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b I_b}{\varphi_l I_0^2} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right); \quad (31)$$

для железобетонных элементов

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{I_0^2} \cdot \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + n_1 I_s \right], \quad (32)$$

здесь I_b — момент инерции сечения бетона; определяется без учета трещин в бетоне;

I_s — момент инерции сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры. Моменты инерции определяют относительно осей, проходящих через центр тяжести приведенного сечения.

В формулах (31) и (32) коэффициентами φ_l и φ_p учитывается влияние на прогиб длительного действия нагрузки, предварительного напряжения арматуры и относительной величины эксцентриситета, соответственно.

Значение коэффициента φ_l определяют по формуле

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M}, \quad (33)$$

где M_l — момент от постоянных нагрузок, кН·м;

M — момент, равный произведению продольной силы N от постоянной и временной нагрузок на расстояние от места приложения силы N до наиболее растянутого стержня (для бетонных элементов — до наиболее растянутой грани сечения) или до наименее сжатого стержня либо грани (при целиком сжатом сечении), кН·м.

Значение коэффициента δ следует принимать равным e_c/h , но не менее определяемого по формуле

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01R_b, \quad (34)$$

где l_0 — расчетная длина элемента, м;
 R_b — расчетное сопротивление бетона, МПа.

Если моменты (или эксцентриситеты) от полной и постоянной нагрузок имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки $e_c \geq 0,1h$ следует принимать $\varphi_l = 1,0$, а при $e_c < 0,1h$ — $\varphi_l = 1,05$.

Значение коэффициента φ_p , учитывающего влияние предварительного натяжения арматуры на жесткость элемента, определяют по формуле

$$\varphi_p = 1 + 12 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \cdot \frac{e_c}{h}, \quad (35)$$

где σ_{bp} — предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести продольной арматуры с учетом всех потерь согласно приложению Д;
 $h = D$ — для кольцевых и круглых сечений.

В формуле (35) расчетное сопротивление R_b принимается без учета коэффициента условий работы бетона, а значения e_c/h не должны превышать 1,5.

Сжатые железобетонные элементы должны иметь характеристики, при которых обеспечивается условие $\frac{N}{N_{cr}} \leq 0,7$.

При расчете элементов конструкций на внецентренное сжатие из плоскости изгиба, созданного внецентренным приложением нагрузки, необходимо учитывать значение случайного эксцентриситета (см. 10.3.21).

Для железобетонных элементов, имеющих несмещаемые опоры или опоры, одинаково перемещающиеся при вынужденных деформациях (например, при температурных удлинениях), значения коэффициента η следует определять:

— для сечений в средней трети длины элемента — по формуле (30);

— то же в пределах крайних третей длины элемента — интерполяцией значений, вычисленных для средней трети, и принимать равным 1 для опорных сечений.

10.3.24 Коэффициент продольного изгиба φ при расчетах сжатых ($e_c = 0$) и внецентренно сжатых элементов, имеющих относительный эксцентриситет $\frac{e_c}{r} \leq r$, определяют по формуле

$$\varphi = \frac{\varphi_m}{\frac{N_l \cdot \varphi_l + N_m}{N}}, \quad (36)$$

где φ_m — коэффициент продольного изгиба, учитывающий воздействие временной нагрузки;
 φ_l — то же постоянных нагрузок;
 N_l — расчетное продольное усилие от постоянной нагрузки с учетом усилия в напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном, кН;
 N_m — расчетное продольное усилие от временной нагрузки, кН;
 $N = N_l + N_m$ — полное расчетное продольное усилие, кН.

Значения коэффициентов φ_m и φ_l , при вычислении которых также учтены значения случайных эксцентриситетов по 10.3.21, следует принимать для железобетонных элементов конструкций — по таблице 33, для бетонных — по таблице 34.

Таблица 37

Характеристики гибкости железобетонного элемента кон- струкции			Коэффициенты продольного изгиба для железобетонных элементов				φ_l
			φ_m при относительном эксцентриситете e_c/r				
l_0/b	l_0/d	l_0/i	0	0,25	0,50	1,0	
4	3,5	14	$\frac{1}{1}$	$\frac{0,9}{0,9}$	$\frac{0,81}{0,81}$	$\frac{0,69}{0,69}$	1
10	3,6	35	$\frac{1}{1}$	$\frac{0,86}{0,86}$	$\frac{0,77}{0,77}$	$\frac{0,65}{0,65}$	0,84
12	10,4	40	$\frac{0,95}{0,95}$	$\frac{0,83}{0,83}$	$\frac{0,74}{0,74}$	$\frac{0,62}{0,62}$	0,79
14	12,1	48,5	$\frac{0,90}{0,85}$	$\frac{0,79}{0,74}$	$\frac{0,70}{0,65}$	$\frac{0,58}{0,53}$	0,70
16	13,8	55	$\frac{0,86}{0,78}$	$\frac{0,75}{0,67}$	$\frac{0,66}{0,58}$	$\frac{0,55}{0,47}$	0,65
18	15,6	62,5	$\frac{0,82}{0,75}$	$\frac{0,71}{0,64}$	$\frac{0,62}{0,55}$	$\frac{0,51}{0,44}$	0,56
20	17,3	70	$\frac{0,78}{0,7}$	$\frac{0,67}{0,59}$	$\frac{0,57}{0,48}$	$\frac{0,48}{0,4}$	0,47
22	19,1	75	$\frac{0,72}{0,64}$	$\frac{0,60}{0,52}$	$\frac{0,52}{0,44}$	$\frac{0,43}{0,35}$	0,41
24	20,8	83	$\frac{0,67}{0,59}$	$\frac{0,55}{0,47}$	$\frac{0,47}{0,39}$	$\frac{0,38}{0,3}$	0,32
26	22,5	90	$\frac{0,62}{0,53}$	$\frac{0,51}{0,42}$	$\frac{0,44}{0,35}$	$\frac{0,35}{0,26}$	0,25
28	24,3	97	$\frac{0,58}{0,5}$	$\frac{0,49}{0,41}$	$\frac{0,43}{0,35}$	$\frac{0,34}{0,26}$	0,20
30	26	105	$\frac{0,53}{0,46}$	$\frac{0,45}{0,38}$	$\frac{0,39}{0,32}$	$\frac{0,32}{0,25}$	0,16
32	27,7	110	$\frac{0,48}{0,42}$	$\frac{0,41}{0,35}$	$\frac{0,36}{0,3}$	$\frac{0,31}{0,25}$	0,14
34	29	120	$\frac{0,43}{0,39}$	$\frac{0,36}{0,32}$	$\frac{0,31}{0,27}$	$\frac{0,25}{0,21}$	0,10
38	33	130	$\frac{0,38}{0,33}$	$\frac{0,32}{0,28}$	$\frac{0,28}{0,24}$	$\frac{0,24}{0,2}$	0,08
40	34,6	140	$\frac{0,35}{0,32}$	$\frac{0,29}{0,26}$	$\frac{0,25}{0,22}$	$\frac{0,21}{0,18}$	0,07

43	37,5	150	$\frac{0,33}{0,3}$	$\frac{0,28}{0,25}$	$\frac{0,24}{0,21}$	$\frac{0,21}{0,18}$	0,06
<p>Примечания</p> <p>1 Над чертой приведены значения для железобетонных элементов с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженных элементов при отсутствии на данной стадии их работы сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, под чертой — для предварительно напряженных элементов при наличии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном.</p> <p>2 Обозначения:</p> <p>b — длина стороны прямоугольного сечения, нормальная к направлению перемещения элемента, м;</p> <p>d — диаметр круглого сечения элемента, м;</p> <p>l_0/l_i — гибкость элемента (i — наименьший радиус инерции поперечного сечения);</p> <p>e_d/r — относительный эксцентриситет силы N;</p> <p>e_c — эксцентриситет силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;</p> <p>$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}$ — ядровое расстояние (W_{red} и A_{red} — момент сопротивления и площадь приведенного сечения соответственно).</p>							

Таблица 34

Характеристики гибкости бетонного элемента конструкции		Коэффициенты продольного изгиба для бетонных элементов					φ_l
		φ_m при относительном эксцентриситете e_d/r				φ_l	
l_0/b	l_0/l_i	0	0,25	0,50	1,0		
4	14	1	0,86	0,77	0,65	1	
6	21	0,98	0,84	0,75	0,63	0,94	
8	28	0,95	0,81	0,72	0,60	0,88	
10	35	0,92	0,78	0,69	0,57	0,80	
12	42	0,88	0,76	0,67	0,55	0,72	
14	49	0,85	0,74	0,65	0,58	0,62	
16	56	0,79	0,68	0,59	0,48	0,58	
18	63	0,74	0,63	0,54	0,43	0,43	
20	70	0,67	0,56	0,46	0,37	0,32	
22	77	0,63	0,51	0,43	0,34	0,26	
24	84	0,58	0,46	0,38	0,29	0,20	
26	91	0,49	0,38	0,31	0,22	0,16	

Примечание — Обозначения — см. примечание 2 к таблице 33.

10.4 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы

10.4.1 В общем случае предельные усилия, которые может воспринять железобетонная конструкция в сечении, нормальном к продольной оси элемента, целесообразно определять из решения общей системы уравнений деформационной расчетной модели, руководствуясь [12].

10.4.2 Расчет железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к продольной оси, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую или двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элементов конструкций, выполненных из бетона класса не выше В60 ($C^{50}/60$), следует производить по предельным усилиям, с использованием уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов согласно требованиям настоящего технического кодекса.

10.4.3 Предельные усилия в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, следует определять исходя из следующих условий:

- сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию ограничивается напряжениями, равными R_b и равномерно распределенными в пределах условной сжатой зоны бетона;
- растягивающие напряжения в арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями растяжению в ненапрягаемой R_s и напрягаемой R_p арматуре;
- сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями сжатию R_{sc} , а в напрягаемой — наибольшими сжимающими напряжениями R_{pc} согласно 10.2.10;
- при расчете сечения в общем случае, деформации (напряжения) в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона с учетом деформаций (напряжений) от предварительного напряжения.

10.4.4 Если в сжатой зоне расчетного сечения имеются бетоны разных классов, то их площади приводят пропорционально расчетным сопротивлениям к бетону одного расчетного сопротивления.

10.4.5 При расчете балок с плитой в сжатой зоне длина свесов плиты, вводимая в расчет, не должна превышать шестикратной ее толщины h'_t , считая от начала свеса, и не должна превышать половину расстояния в свету между балками.

Начало свеса принимают от ребра балки или от конца вута, если он имеет уклон 1:3 и более.

При переменной толщине плиты и вутах с уклоном менее 1:3 длину свесов определяют по приведенной толщине плиты, устанавливаемой с учетом площади плиты и вутов.

Площадь свесов растянутых поясов двутавровых сечений в расчете не учитывают.

10.4.6 Если количество растянутой арматуры из конструктивных соображений или из расчета по трещиностойкости превышает требуемое количество из расчета по прочности, то в расчете разрешается учитывать не всю арматуру, а только требуемую для данного расчета.

10.4.7 Напрягаемую арматуру, расположенную в сжатой зоне и имеющую сцепление с бетоном, следует вводить в расчет с напряжением, определяемым по формуле

$$\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}, \quad (37)$$

где R_{pc} — учитываемое расчетом наибольшее сжимающее напряжение в напрягаемой арматуре согласно 10.2.10;

σ_{pc1} — расчетное напряжение в напрягаемой арматуре (за вычетом всех потерь) при коэффициенте надежности по нагрузке γ_g , равном 1,1; при $\sigma_{pc1} \leq R_{pc}$ принимают $\sigma_{pc1} = 0$.

Площадь поперечного сечения сжатой арматуры A'_s вводится в расчет в зависимости от соотношения расчетной высоты сжатой зоны бетона x и расстояния a'_s от центра тяжести этой арматуры до сжатой грани сечения.

При расчете изгибаемых элементов площадь сечения сжатой арматуры A'_s учитывают полностью, если $x_2 \geq 2a'_s$, где x_2 — высота сжатой зоны, определенная с учетом A'_s .

Если без учета сжатой арматуры высота сжатой зоны сечения удовлетворяет условию $x_1 \geq 2a'_s$, а при учете сжатой арматуры $x_2 < 2a'_s$, то расчет на прочность следует производить, используя условие

$$M \leq (R_p A_p + R_s A_s) \cdot (h_0 a_s). \quad (38)$$

При $x_1 < 2a'_s$ величину A'_s не учитывают. Обозначения — в соответствии с приложением Г.

10.4.8 Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, следует производить в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны

$\xi = \frac{x}{h_0}$, определяемой из соответствующих условий равновесия. Значение ξ при расчете конструкций

в общем случае не должно превышать относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_y , при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает не ранее достижения в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s или R_p , с учетом соответствующих коэффициентов условий работы для арматуры.

Значение ξ_y определяют по формуле

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (39)$$

где $\omega = 0,85 - 0,008R_b$ — для элементов с обычным армированием;
 $\omega = 0,85 - 0,008R_b + \delta \leq 0,9$ — для элементов с косвенным армированием,

при этом значение $\delta = 10\mu$, но не более 0,15 (где μ — коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения растянутой продольной арматуры к площади поперечного сечения без учета сжатых и растянутых свесов поясов).

Напряжения в арматуре σ_1 , МПа, следует принимать равными:

R_s — для ненапрягаемой арматуры;

$R_p + 500 - \sigma_p$ — для напрягаемой арматуры.

Расчетное сопротивление напрягаемой арматуры растяжению R_p следует принимать с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры, а значение предварительного напряжения в арматуре σ_p — с учетом первых и вторых потерь в соответствии с приложением Д. При наличии напрягаемой и ненапрягаемой арматуры напряжение σ_1 принимают по напрягаемой арматуре.

Напряжение σ_2 является предельным напряжением в арматуре сжатой зоны, которое принимают равным 500 МПа.

Во всех расчетах для бетона и арматуры следует принимать расчетные сопротивления согласно настоящему техническому кодексу.

10.4.9 Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы осуществляют по методике согласно приложению Г.

10.5 Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы

10.5.1 Железобетонные конструкции мостов и труб в зависимости от их вида и назначения, применяемой арматуры и условий работы должны удовлетворять категориям требований по трещиностойкости согласно таблице 35. Трещиностойкость характеризуется значениями растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне и расчетной шириной раскрытия трещин.

Таблица 35

Вид и назначение конструкций, особенности армирования	Категория требований по трещиностойкости	Предельные значения		
		растягивающих напряжений в бетоне	расчетной ширины раскрытия трещин Δ_{cr} , см	минимальных сжимающих напряжений при отсутствии временной нагрузки
Элементы мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 3 мм, арматурными канатами класса К-7 диаметром 9 мм, а также напрягаемыми стальными канатами (со спиральной и двойной свивкой и закрытыми)	2а	$0,4R_{bt,ser}$	—	—
Сваи мостов, армированные напрягаемой стержневой арматурой и напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 4 мм и более, а также напрягаемыми арматурными канатами класса К-7	2б	$1,4R_{bt,ser}^{1)}$	$0,015^{2)}$	Не менее $0,1R_b$ — при бетонах класса В30 ($C^{25/90}$) и ниже и не менее 1,6 МПа — при бетонах класса В35 ($C^{28/35}$) и выше

Элементы мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 4 мм и более, напрягаемыми арматурными канатами класса К-7 диаметрами 12 и 15 мм	2б	—	0,015 ²⁾	Не менее $0,1R_b$ — при бетонах класса В30 ($C^{25}/90$) и ниже и не менее 1,6 МПа — при бетонах класса В35 ($C^{28}/35$) и выше															
Стенки (ребра) балок предварительно напряженных пролетных строений мостов при расчете на главные напряжения	3а	По таблице Г.2 (приложение Г)	0,015	—															
Элементы мостов, армированные напрягаемой стержневой арматурой Участки элементов в мостах, рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой проволочной арматуры	3б	—	0,020	—															
Элементы мостов и труб с ненапрягаемой арматурой Железобетонные элементы мостов с напрягаемой арматурой, расположенной вне тела элемента Участки элементов в мостах, рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой стержневой арматуры	3в	—	0,030 ³⁾	—															
<p>1) Для автодорожных мостов выполняют проверку ширины раскрытия трещин; проверку ограничения растягивающих напряжений в бетоне не производят.</p> <p>В конструкциях мостов с проволочной напрягаемой арматурой при расположении ее в плите проезжей части предельные значения растягивающих напряжений в бетоне в направлении его обжатия не должны превышать $0,8R_{bt,ser}$.</p> <p>2) При оцинкованной проволоке допускается принимать $\Delta_{cr} = 0,02$ см.</p> <p>3) Ширина раскрытия трещин не должна превышать, см:</p> <table style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>0,030</td> <td>—</td> <td>в верхних плитах проезжей части мостов при устройстве на них гидроизоляции;</td> </tr> <tr> <td>0,020</td> <td>—</td> <td>в стойках и сваях всех опор, находящихся в зоне переменного уровня воды, а также в элементах и частях водопропускных труб;</td> </tr> <tr> <td>0,010</td> <td>—</td> <td>на уровне верхней грани в продольных стыках верхних плит проезжей части автодорожных мостов.</td> </tr> </table> <p>При расположении мостов и труб вблизи плотин гидростанций и водохранилищ в зоне попеременного замораживания и оттаивания ширина раскрытия трещин в зависимости от количества циклов попеременного замораживания и оттаивания в год должна составлять, см, не более:</p> <table style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>0,015</td> <td>—</td> <td>при количестве циклов менее 50;</td> </tr> <tr> <td>0,010</td> <td>—</td> <td>то же 50 и более.</td> </tr> </table>					0,030	—	в верхних плитах проезжей части мостов при устройстве на них гидроизоляции;	0,020	—	в стойках и сваях всех опор, находящихся в зоне переменного уровня воды, а также в элементах и частях водопропускных труб;	0,010	—	на уровне верхней грани в продольных стыках верхних плит проезжей части автодорожных мостов.	0,015	—	при количестве циклов менее 50;	0,010	—	то же 50 и более.
0,030	—	в верхних плитах проезжей части мостов при устройстве на них гидроизоляции;																	
0,020	—	в стойках и сваях всех опор, находящихся в зоне переменного уровня воды, а также в элементах и частях водопропускных труб;																	
0,010	—	на уровне верхней грани в продольных стыках верхних плит проезжей части автодорожных мостов.																	
0,015	—	при количестве циклов менее 50;																	
0,010	—	то же 50 и более.																	

10.5.2 Расчеты по определению напряжений в бетоне, образованию трещин и определению ширины их раскрытия необходимо выполнять с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре в соответствии с приложением Г.

10.5.3 В составных предварительно напряженных конструкциях мостов любого назначения не допускается возникновение растягивающих напряжений в обжимаемых стыках. В составных по длине конструкциях пролетных строений мостов минимальные сжимающие напряжения в бетоне при воздействии, создаваемом нормативной постоянной нагрузкой, должны соответствовать категории требований по трещиностойкости 2б.

В неразрезных пролетных строениях, составленных из разрезных преднапряженных балок с надпорными необжатými бетонными стыками, армированными ненапрягаемой арматурой, ширина

раскрытия трещин в бетоне под нормативной нагрузкой не должна превышать 0,2 мм.

10.5.4 Для мостов выполняют проверку ширины раскрытия трещин; проверку ограничения растягивающих напряжений в бетоне не производят. При проверке ширины раскрытия поперечных трещин следует руководствоваться приложением Г.

10.5.5 В обжатом бетоне конструкций, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, при проверке возможности прохода по монтируемой части моста монтажного крана с грузом следует принимать:

- предельные значения нормальных растягивающих напряжений в бетоне — $1,15R_{bt,ser}$;
- предельные значения расчетной ширины раскрытия трещин — 0,1 мм.

При расчете следует учитывать снижение предварительных напряжений в напрягаемой арматуре, соответствующее потерям за год.

10.5.6 В элементах конструкций, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, в зонах бетона, сжатых на стадии эксплуатации под постоянной и временной нагрузками конструкций, не следует допускать при других стадиях работы возникновения растягивающих напряжений, превышающих $0,8R_{bt,ser}$.

10.5.7 Расчет железобетонных конструкций мостовых сооружений по предельным состояниям второй группы следует выполнять в соответствии с приложением Г.

10.6 Конструктивные требования

10.6.1 Минимальные размеры сечений элементов конструкций

Толщину стенок, плит, диафрагм и ребер в железобетонных элементах конструкций принимают не менее указанной в таблице 36.

Таблица 36 — Минимально допустимая толщина

В миллиметрах

Элементы и их части	Толщина для конструкций мостов и труб
Вертикальные или наклонные стенки балок:	
а) ребристых:	
при отсутствии в стенках арматурных пучков	100*
при наличии в стенках арматурных пучков	120*
б) коробчатых:	
при отсутствии в стенках арматурных пучков	120*
при наличии в стенках арматурных пучков	150
Плиты:	
а) проезжей части:	
между стенками (ребрами)	—
при отсутствии в плите арматурных пучков	120
при наличии в плите арматурных пучков	150
на концах консолей	80
б) нижние в коробчатых балках:	
при отсутствии в плите арматурных пучков	120
при наличии в плите арматурных пучков	150
в) тротуаров	80
Пустотелые блоки плитных пролетных строений**:	
стенки и верхние плиты	80
нижние плиты	100
Диафрагмы и ребра жесткости пролетных строений	100
Стенки звеньев труб под насыпями	100***

Стенки блоков коробчатого и круглого сечений пустотелых и сборно-монолитных опор: в зоне переменного уровня воды вне зоны переменного уровня воды	250 150
Стенки железобетонных полых свай и свай-оболочек при наружном диаметре, м: 0,4 от 0,6 до 0,8 “ 1,0 “ 3,0	80 10 120
<p>* При применении двух арматурных сеток наименьшую толщину стенок принимают равной 150 мм.</p> <p>** В пустотелых блоках с криволинейным очертанием верхних и нижних участков полостей между стенками за наименьшую толщину плиты на криволинейных участках следует принимать среднее приведенное значение, вычисленное на ширине полости.</p> <p>*** Для труб диаметром 0,5 и 0,75 м следует принимать толщину стенок, равную 80 мм.</p>	

10.6.2 Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры

Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры следует принимать по таблице 37.

Таблица 37 — Наименьшие диаметры ненапрягаемой арматуры

В миллиметрах

Вид арматуры	Наименьший диаметр
Расчетная продольная в элементах мостов (кроме элементов, указанных ниже) и прямоугольных труб	12
Расчетная мостового полотна (включая тротуары) мостов	10
Расчетная и конструктивная звеньев круглых труб; конструктивная продольная и поперечная в элементах мостов (кроме плит); хомуты стенок балок и уширений поясов на всей длине	8
Конструктивная (распределительная) плит; хомуты свай и свай-оболочек; хомуты в пустотелых плитах	6
Хомутов буронабивных свай диаметром более или равным 1 м	8
Примечание — Диаметр распределительной арматуры плит и хомутов в сваях при продольной арматуре диаметром 28 мм и более должны составлять не менее четверти диаметра продольных стержней.	

10.6.3 Защитный слой бетона

10.6.3.1 Минимально допустимую толщину защитного слоя бетона от его наружной поверхности до поверхности арматурного элемента или канала следует принимать из условий защиты арматуры от коррозии в зависимости от класса агрессивности среды, обеспечения совместной работы арматуры с бетоном, но не менее указанной в таблице 38.

Таблица 42 — Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона

В миллиметрах

Вид арматуры и ее расположение	Наименьшая толщина защитного слоя бетона
Ненапрягаемая рабочая арматура:	
верхняя в плите проезжей части	50
в ребристых и плитных пролетных строениях, а также в плитах высотой 300 мм и более	30
в плитах высотой менее 300 мм	20
в звеньях труб и полых сваях-оболочках	20*
в наружных блоках сборных опор, у наружных поверхностей монолитных опор:	
а) в ледорезной части опоры	70
б) на остальных участках опоры	50
в) в сваях, колодцах и блоках сборных фундаментов	30
в опорных плитах фундаментов из монолитного железобетона:	
а) при наличии бетонной подготовки	40
б) при отсутствии бетонной подготовки	70
Ненапрягаемые хомуты:	
в стенках (ребрах) балок	20
в стойках опор:	
а) вне зоны переменного уровня воды	20
б) в зоне переменного уровня воды	30
Конструктивная (нерасчетная) продольная в стенках (ребрах) балок и в плитах	15
Ненапрягаемая, устанавливаемая в бетоне омоноличивания напрягаемой арматуры	30
Напрягаемая в растянутой зоне сечения:	
а) в виде пучков из высокопрочной проволоки и пучков из канатов класса К-7	40**
б) из арматурной стали классов:	
S800	40
S1200	50
в) из стальных канатов (спиральных, двойной свивки и закрытых) диаметром $d > 40$ мм с анкерами на концах	d
Напрягаемая всех видов в плите проезжей части, защищенной гидроизоляцией	30
<p>* Для труб диаметром 3 м и более толщину защитного слоя с внутренней стороны принимают 30 мм.</p> <p>** Для напрягаемой арматуры, размещаемой в закрытых каналах, защитный слой бетона принимают относительно поверхности канала. Для каналов диаметром 110 мм защитный слой следует назначать равным 50 мм. При диаметрах каналов более 110 мм принимаемую толщину защитного слоя следует проверять расчетом на силовые воздействия и давление раствора при инъецировании.</p>	

10.6.3.2 Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи усилий должна составлять не менее двух диаметров арматуры.

При применении стержневой напрягаемой арматуры стали классов S800 и S1200 следует дополнительно на длине зоны передачи усилий устанавливать сетки, спирали диаметром, на 40 мм превышающим диаметр стержня, или замкнутые хомуты с шагом не более 50 мм.

10.6.4 Минимальное расстояние между арматурными элементами

10.6.4.1 Расстояние в свету между отдельными арматурными элементами, а также стенками каналов должно обеспечивать требуемое заполнение бетонной смесью всего объема конструкции. В предварительно напряженных конструкциях это расстояние назначают с учетом особенностей передачи усилий с напрягаемой арматуры на бетон, размещения анкеров, габаритов применяемого натяжного оборудования.

10.6.4.2 Расстояние в свету между отдельными продольными рабочими стержнями ненапрягаемой арматуры и пучками напрягаемой на упоры арматуры принимают, мм:

а) если стержни занимают при бетонировании горизонтальное или наклонное положение:

- не менее 40 — при расположении арматуры в один ряд;
- не менее 50 — то же в два ряда;
- не менее 60 — “ в три ряда или более;

б) если стержни занимают при бетонировании вертикальное положение — 50.

При стесненных условиях для размещения арматуры разрешается располагать стержни ненапрягаемой арматуры группами (без зазора между стержнями) по два или по три стержня. Расстояние по ширине в свету между группами следует принимать, мм, не менее:

- 50 — при двух стержнях в группе;
- 60 — при трех стержнях в группе.

10.6.4.3 При назначении расстояний в свету между арматурными элементами в предварительно напряженных конструкциях следует соблюдать требования, указанные в таблице 39.

Таблица 39

В миллиметрах

Назначаемое расстояние в свету	Наименьшее расстояние	
	по абсолютному значению	в зависимости от диаметра арматурного элемента d или диаметра канала d_c
В конструкциях с арматурой, напрягаемой на упоры		
Между арматурными пучками из параллельных высокопрочных проволок	60	d
Между арматурными пучками и наружными поверхностями их внутренних анкеров	40	—
Между наружными поверхностями внутренних анкеров арматурных пучков	30	—
Между отдельными арматурными канатами К-7 при расположении их:		
в один ряд	40	—
в два ряда и более	50	—
Расстояние от торца внутреннего анкера до торца бетона	50	—
В конструкциях с арматурой, напрягаемой на бетон		
Между стенками круглых закрытых каналов при диаметре каналов:		
до 90 включ.	60	$d_c - 10$
св. 90 “ 110 “	80	—
“ 110		По расчету

Между пучками из параллельных высокопрочных проволок, пучками из арматурных канатов К-7, а также стальными канатами (спиральными, двойной свивки и закрытыми) при расположении их в открытых каналах:	в один ряд	30	—
	в два ряда	40	—
Между стенками каналов с одиночными стержнями, напрягаемыми электротермическим способом, при:	закрытых каналах	100	—
	открытых каналах	130	—

При смешанном армировании минимальное расстояние между ненапрягаемым арматурным стержнем и арматурным пучком или стенкой закрытого канала следует принимать не менее 30 мм.

10.6.5 Анкеровка ненапрягаемой арматуры

10.6.5.1 Арматуру периодического профиля, а также гладкого профиля в сварных сетках и каркасах следует применять без крюков на концах.

Растянутая рабочая арматура гладкого профиля, а также гладкая рабочая арматура в вязаных сетках и каркасах должны иметь на концах полукруглые крюки с внутренним диаметром не менее 2,5 диаметра ($2,5d$) стержня и длиной прямолинейного участка после отгиба не менее $3d$ стержня.

10.6.5.2 Гладкую арматуру, заводимую посредством отгибов в сжатую зону, следует заканчивать прямыми крюками, имеющими после загиба прямые участки длиной не менее $3d$ арматуры.

Для арматуры периодического профиля и при сварных соединениях заделку стержней в растянутой зоне бетона изгибаемых и внецентренно сжатых элементов следует выполнять на длину не менее $30d$ стержней за местом их теоретического обрыва. Кроме этого, в пролетных строениях концы заанкериваемых стержней должны быть приварены к смежным стержням на длине не менее $4d$ швом толщиной не менее 4 мм.

10.6.5.3 Начало отгибов продольных растянутых стержней арматуры периодического профиля в изгибаемых элементах или обрыв таких стержней во внецентренно сжатых элементах следует располагать за сечением, в котором стержни учитываются с полным расчетным сопротивлением.

Для арматуры класса S500 длина заделки должна быть не менее $30d$ (где d — диаметр стержня, мм). При пучке стержней значение d определяют как диаметр условного стержня площадью, равной суммарной площади стержней, образующих пучок.

10.6.5.4 В разрезных балках и на концевых участках неразрезных балок заводимые за ось опорной части растянутые стержни продольной арматуры должны иметь прямые участки длиной не менее $8d$. Кроме того, крайние стержни, примыкающие к боковым поверхностям балки, должны быть отогнуты у торца под углом 90° и продолжены вверх до половины высоты балки.

Необходимо обеспечить расстояние от торца балки до оси опирания не менее 300 мм, до края опорной плиты — не менее 150 мм.

10.6.5.5 Перегибы растянутых стержней продольной арматуры по очертанию входящих углов, образующихся при переломе поверхности элемента, не допускаются. Стержни продольной арматуры, расположенные вдоль плоскостей, образующих угол перелома, должны быть продолжены за точку их пересечения на длину не менее $20d$.

10.6.6 Анкеровка напрягаемой арматуры

10.6.6.1 При применении в конструкциях стержневой арматуры периодического профиля диаметром до 36 мм, напрягаемой на упоры, устройство анкеров на стержнях не требуется.

В элементах с арматурой, рассчитываемой на выносливость, вся арматура (за исключением указанной выше) должна иметь внутренние или наружные (концевые) анкера.

В элементах, напрягаемых на упоры, с арматурой, не рассчитываемой на выносливость, без устройства анкеров (внутренних и наружных) допускается применять отдельные арматурные канаты класса К-7 и отдельные высокопрочные проволоки периодического профиля.

Прочность анкеровки, применяемой в конструкциях с натяжением на бетон, должна быть не ниже прочности арматурных элементов, закрепляемых анкерами.

10.6.6.2 В изгибаемых элементах следует избегать расположения анкеров арматуры в зонах бетона,

где главные растягивающие и сжимающие напряжения составляют св. 90 % предельных значений, установленных для этих напряжений.

10.6.6.3 Наружные (концевые) анкеры на торцевой поверхности балок следует располагать, по возможности, равномерно. При этом необходимо предусматривать установку на торце сплошных стальных листов, перекрывающих бетон зоны расположения анкеров. Краевые участки листов следует заанкеривать в бетоне.

Толщину торцевых листов следует назначать по расчету в зависимости от усилий натяжения напрягаемой арматуры и принимать, мм, не менее:

10	—	при усилии натяжения, кН	590;
20	—	то же	1180;
40	—	“	2750.

При усилиях, отличающихся от указанных, следует принимать толщину листов, соответствующую ближайшему большему значению.

10.6.6.4 В элементах с натяжением арматуры на бетон зону обетонирования наружных анкеров следует армировать поперечными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм с ячейками размером не более 100×100 мм. Расстояние между сетками должно быть не более 100 мм.

10.6.7 Продольное армирование элементов конструкций

10.6.7.1 В сварных арматурных каркасах арматура должна быть расположена группами, не более трех стержней в каждой. Стержни в группе объединяют между собой сварными односторонними связующими швами. Длина связующих швов между стержнями должна быть не менее $4d$, толщина швов — не более 4 мм. Зазоры между группами стержней образуются установкой продольных коротышей диаметром не менее 25 мм. Коротыши устанавливаются перед отгибами не более чем через 2,5 м по длине, вразбежку относительно друг друга. Их приваривают к рабочей арматуре односторонними связующими швами толщиной не более 4 мм и длиной не менее $2d$ рабочей арматуры.

Связующие сварные швы между стержнями в группе следует располагать вразбежку относительно коротышей и смежных связующих швов таким образом, чтобы расстояние в свету между швами составляло не менее 400 мм, если смежные швы наложены на общий продольный стержень, и не менее 100 мм, если связующие швы относятся к разным продольным стержням каркаса. Кроме того, необходимо, чтобы любое поперечное сечение группы стержней пересекало не более одного сварного шва.

При соответствующем обосновании разрешается приваривать вертикальные стержни сварных сеток в стенках контактной точечной сваркой к арматуре и к продольным коротышам, расположенным между группами стержней. Приварка дуговой электросваркой хомутов к основной арматуре не допускается.

10.6.7.2 В разрезных балках и плитах следует доводить до опоры не менее $1/3$ рабочей арматуры, устанавливаемой в середине пролета. При этом в балках необходимо доводить до опоры не менее двух стержней, в плитах — не менее трех стержней на 1 м ширины плиты.

Распределительную арматуру плит следует устанавливать с шагом, не превышающим 250 мм.

При смешанном армировании стержни ненапрягаемой арматуры допускается устанавливать попарно.

10.6.7.3 В неразрезных балках и ригелях многопролетных рамных конструкций часть верхней и нижней рабочей арматуры должна быть непрерывной по длине или иметь стыки, перекрывающие разрывы армирования.

Количество непрерывных арматурных элементов должно составлять:

а) в конструкциях с ненапрягаемой арматурой — не менее 20 % нижней и 15 % верхней рабочей арматуры;

б) в конструкциях с напрягаемой арматурой — не менее 10 % нижней и 5 % верхней рабочей арматуры, но не менее двух нижних и двух верхних арматурных элементов.

10.6.7.4 Шаг (расстояние между осями) рабочей арматуры плиты в середине пролета и над ее опорами в плитах проезжей части автодорожных мостов должен быть не более 200 мм.

10.6.8 Поперечное армирование элементов конструкций

10.6.8.1 Армирование стенок ненапрягаемых балок пролетных строений на восприятие поперечных сил следует осуществлять наклонными и вертикальными стержнями (хомутами) и объединять последние с продольной арматурой стенок в каркасы и сетки.

10.6.8.2 В ненапрягаемых балках пролетных строений устанавливаемые по расчету наклонные стержни следует располагать симметрично относительно продольной оси изгибаемого элемента. Стержни должны иметь по отношению к продольной оси элемента угол наклона, близкий к 45° (но не более

60° и не менее 30°). При этом на участке балки, где по расчету требуется установка наклонных стержней, любое сечение, перпендикулярное продольной оси балки, должно пересекать как минимум один стержень наклонной арматуры.

10.6.8.3 Требуемые по расчету балок пролетных строений дополнительные наклонные стержни необходимо прикреплять к основной продольной рабочей арматуре. Если стержни арматуры изготовлены из стали класса S240, то прикрепление дополнительных наклонных стержней выполняют посредством сварных швов.

10.6.8.4 Наклонные стержни арматуры в балках пролетных строений следует отгибать по дуге круга радиусом не менее $10d$.

Отгибы продольной арматуры у торцов балки (за осью опорной части) допускается выполнять по дуге круга радиусом не менее $3d$.

10.6.8.5 Продольную арматуру в стенках ненапрягаемых балок пролетных строений следует устанавливать:

— в пределах $1/3$ высоты стенки, считая от растянутой грани балки, — с шагом не более $12d$ (d принимают в пределах от 8 до 12 мм);

— в пределах остальной части высоты стенки — с шагом не более $20d$ (d принимают в пределах от 8 до 10 мм).

10.6.8.6 Напрягаемые арматурные элементы, имеющие участки, направление которых не совпадает с направлением продольной оси балки пролетного строения, как правило, располагают симметрично относительно продольной оси балки.

10.6.8.7 Хомуты в балках пролетных строений устанавливают по расчету, включая расчет по сечению между хомутами. В стенках толщиной до 500 мм, в пределах приопорных участков длиной, равной $1/4$ пролета (считая от оси опоры), шаг хомутов принимают не более 150 мм.

На среднем участке балки длиной, равной $1/2$ пролета, шаг хомутов принимают не более 200 мм.

При толщине стенок более 500 мм максимальный шаг хомутов в середине пролета разрешается увеличивать на 50 мм.

Разрешается применять сдвоенные хомуты из арматуры одного класса и диаметра.

10.6.8.8 Хомуты в разрезных плитных пролетных строениях следует устанавливать с шагом, мм, не более:

150 — на участках, примыкающих к опорным частям и имеющих длину, равную $1/4$ пролета;

250 — на среднем участке, имеющем длину, равную $1/2$ пролета.

В плитах ездового полотна, имеющих высоту 300 мм и менее, хомуты при отсутствии сжатой расчетной арматуры разрешается не устанавливать.

В плитных пролетных строениях разрешается не устанавливать поперечную арматуру в плиты толщиной до 400 мм, если касательные напряжения в бетоне не превышают $0,25R_{b,sh}$ (где $R_{b,sh}$ — расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе).

10.6.8.9 Хомуты в поясах ненапрягаемых балок пролетных строений должны охватывать ширину пояса не более 500 мм и объединять не более пяти растянутых и не более трех сжатых стержней продольной арматуры, расположенной в крайних горизонтальных рядах.

10.6.8.10 Уширение поясов балок пролетных строений должно быть армировано замкнутыми хомутами; ветви хомутов должны охватывать весь наружный контур поясов.

10.6.8.11 Наибольший шаг замкнутых хомутов или поперечных стержней в сварных сетках обжимаемых поясов напрягаемых балок пролетных строений следует принимать не более 200 мм. Шаг хомутов в обжимаемых поясах должен быть не более шага хомутов в стенках балок.

10.6.8.12 Хомуты в элементах, рассчитываемых на кручение, а также на кручение совместно с изгибом, сжатием или растяжением, должны быть замкнутыми с перепуском концов:

— для хомутов из гладкой арматуры — на $30d$;

— то же из арматурной стали периодического профиля — на $20d$.

10.6.8.13 В зоне расположения анкеров напрягаемой арматуры под опорными плитами следует устанавливать дополнительную поперечную (косвенную) арматуру по расчету на местные напряжения.

Дополнительную арматуру выполняют из стержней периодического профиля с шагом между ними, мм, не более:

100 — в сетках;

60 — в спиралях.

10.6.8.14 Продольную рабочую арматуру и хомуты в сжатых элементах конструкций следует объединять в каркасы. Шаг хомутов в зависимости от диаметра d стержней продольной арматуры следует принимать не более:

15 d — при сварных каркасах;

12 d — при вязаных каркасах.

Во всех случаях шаг хомутов следует назначать, мм, не более:

400 — при насыщении сечения продольной арматурой менее 3 %;

300 — то же 3 % и более.

При значительном насыщении сечения продольной арматурой вместо отдельных хомутов рекомендуется применять непрерывное поперечное армирование витками, повторяющими очертание поперечного сечения элемента.

10.6.8.15 Конструкция хомутов сжатых элементов опор с поперечными сечениями квадратной или прямоугольной формы должна быть такой, чтобы продольные стержни располагались в местах перегиба хомутов, а ветви хомутов, устанавливаемые вдоль граней элементов, удерживали не более четырех стержней продольной арматуры и имели длину не более 400 мм.

Приведенные требования относятся к опорам с размерами граней не более 0,8 м. При больших размерах граней опор рабочие продольные стержни опор, расположенные на противоположных гранях, разрешается не объединять между собой хомутами, пересекающими сечение опоры, а заменять такие хомуты расположенными по периметру цепочками конструктивных хомутов П-образной формы длиной по 400 мм, каждый с боковыми анкерующими ветвями длиной не менее 200 мм, располагаемыми перпендикулярно основной продольной ветви хомута по направлению внутрь сечения бетона. Концы коротких ветвей, заканчиваемые полукруглыми крюками, прикрепляют к вертикальным монтажным стержням, устанавливаемым на всю высоту опоры. Хомуты между собой перехлестывают в местах перегиба. Цепочки хомутов, охватывающие опоры по периметру, должны быть расположены по высоте через 400 мм.

Для хомутов и монтажных вертикальных стержней следует применять арматуру диаметром не менее 10 мм. Для повышения устойчивости сжатых рабочих стержней опоры кроме цепочек хомутов следует предусматривать установку монтажных связей, соединяющих продольные вертикальные стержни на поперечных гранях опоры. Связи должны состоять из трех стержней диаметром не менее 16 мм и устанавливаться в плане и по высоте не менее чем через 1,6 м.

Во избежание затруднений, возникающих при бетонировании, из-за наличия стержней, пересекающих сечение, связи на каждом уровне допускается устанавливать и закреплять поочередно непосредственно перед укладкой каждого последующего слоя бетона.

10.6.8.16 На концевых участках сжатых элементов, передающих нагрузку через торцы без выпусков стержней продольной арматуры, следует устанавливать поперечные сварные сетки в количестве не менее четырех (в сваях — пять). Длину концевых участков, армированных сетками, следует принимать не менее 20 d стержней продольной арматуры, а расстояние между сетками — назначать не более 100 мм.

10.6.8.17 При косвенном армировании сжатых элементов ненапрягаемой арматурой применяемые сварные поперечные сетки и спирали следует выполнять из арматуры класса S500 (диаметром не более 14 мм).

Стержни поперечных сеток и витки спирали должны охватывать всю рабочую продольную арматуру элемента.

Размеры ячеек поперечных сеток следует принимать не менее 55 мм и не более 1/4 меньшей стороны сечения элемента или 100 мм. Шаг поперечных сеток по длине элемента следует назначать не менее 60 мм и не более 1/3 меньшей стороны сечения элемента или 100 мм.

Спирали должны иметь диаметр навивки не менее 200 мм. Шаг витков спирали следует назначать не менее 40 мм и не более 1/5 диаметра сечения элемента или 100 мм.

10.6.8.18 В звеньях круглых труб и цилиндрических оболочек, при их армировании двойными сетками, стержни рабочей арматуры должны быть связаны в радиальном направлении соединительными стержнями-фиксаторами или объединены в каркасы.

10.6.9 Сварные соединения арматуры

10.6.9.1 Сварные соединения арматуры должны удовлетворять требованиям ГОСТ 14098, ГОСТ 10922 и СТБ 2174. При проектировании должны быть установлены требования к контролю качества сварных соединений в соответствии с требованиями действующих ТНПА.

10.6.9.2 Для соединения горячекатаной стержневой арматуры, как правило, применяют контактную стыковую сварку. Выполнение последней для стержней диаметром 10 мм и менее следует только в заводских условиях при наличии специального оборудования.

Стыкование арматуры контактной сваркой следует при отношении площадей стыкуемых стержней не более 1,15. В арматурных элементах, рассчитываемых на выносливость, необходимо устранять в зоне стыков возникшие в результате сварки концентраторы напряжений путем соответствующей механической продольной зачистки.

Разрешается применять другие эффективные конструктивные решения сварных стыков при условии, что ограниченный предел выносливости стыков не меньше нормативного предела выносливости свариваемых арматурных стержней.

10.6.9.3 Сварные сетки, а также каркасы следует проектировать с применением в пересечениях стержней контактной точечной сварки. Разрешаются другие виды сварки при условии обеспечения качества соединений.

10.6.9.4 При изготовлении из арматуры классов S240 и S500 сеток и каркасов, которые должны выполняться в вязаном варианте, применение сварных соединений для основной арматуры следует выполнять только в местах, где напряжения в стержнях арматуры не превышают 50 % установленных расчетных сопротивлений.

10.6.9.5 Количество стыков в одном расчетном сечении элемента (в пределах участка длиной, равной $15d$ стыкуемых стержней) в элементах, арматура которых рассчитывается на выносливость, не должно превышать 25 %, в элементах, арматура которых не рассчитывается на выносливость, — 40 % общего количества рабочей арматуры в растянутой зоне сечения.

Сварные стыки арматуры разрешается располагать без разбежки в монтажных стыках сборных элементов (без снижения расчетного сопротивления арматуры), а также на участках конструкции, где арматура используется не более чем на 50 %.

10.6.9.6 Для стыков стержневой горячекатаной арматуры из стали классов S240 и S500 при монтаже конструкций разрешается применение ванной сварки на удлиненных стальных накладках (подкладках) длиной не менее $5d$ стержней, а также применение стыков с парными смещенными накладками, приваренными односторонними или двусторонними швами суммарной длиной не менее $10d$ стыкуемых стержней. Ванную сварку следует применять при диаметре стержней не менее 20 мм.

Для нерассчитываемых на выносливость стыков сжатых стержней также разрешается применять ванную сварку на коротких стальных накладках (подкладках) в соответствии с ГОСТ 14098.

Длина односторонних сварных швов, прикрепляющих наклонные стержни арматуры, должна быть не менее $12d$ при толщине швов не менее $0,25d$ и не менее 4 мм; длину двусторонних швов следует принимать вдвое меньшей.

10.6.9.7 Монтажные выпуски арматуры в стыках должны обеспечивать условия для качественного выполнения на монтаже ванно-шовной сварки на удлиненных накладках с плавным выводом продольных сварных швов на стыкуемые стержни.

В вязаных арматурных каркасах конструкций для закрепления арматуры в проектном положении при монтаже, транспортировании и бетонировании разрешается в пересечениях стержней рабочей арматуры со стержнями конструктивной арматуры устройство вспомогательных сварных соединений при соблюдении следующих условий: сварка разрешается в местах, где прочность рабочей арматуры используется не более чем на 50 %, а также там, где арматура работает только на сжатие.

10.6.9.8 Механические соединения арматуры допускаются в установленном порядке.

10.6.10 Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки)

10.6.10.1 Во внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах стержни арматуры периодического профиля диаметром до 36 мм и гладкие с полукруглыми крюками допускается стыковать внахлестку.

В изгибаемых и центрально-растянутых элементах стыкование растянутой арматуры внахлестку не допускается.

10.6.10.2 Для стыков арматуры внахлестку длину нахлестки (перепуска) l_s стержней из арматуры класса S500 следует принимать, мм, не менее:

$35d$ — для бетона классов B25–B27,5;

$30d$ — то же B30 и выше (где d — диаметр стыкуемых стержней).

Для арматуры из стали класса S240 длину нахлестки l_s (между внутренними поверхностями полукруглых крюков) следует принимать такой же, как для арматуры из стали класса S500.

Для стыков, расположенных в сжатой зоне сечения, длину нахлестки l_s разрешается принимать на

5d менее установленной выше.

Отдельные сварные и вязаные сетки следует стыковать внахлестку на длину не менее 30d продольных стержней сетки и не менее 250 мм.

10.6.10.3 При расположении стыков стержней рабочей арматуры внахлестку в растянутой зоне сечения, где напряжения в стержнях превышают 75 % расчетного сопротивления, в зоне стыка необходимо устанавливать спиральную арматуру. Если установка спиральной арматуры не требуется (напряжение в стержнях составляет менее 75 % расчетного сопротивления), то расстояние между хомутами в местах стыкования растянутой рабочей арматуры внахлестку следует назначать не более 60 мм, а в буронабивных столбах — 120 мм.

Стыки арматуры внахлестку следует располагать вразбежку. При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых на длине требуемой нахлестки, должна составлять при стержнях периодического профиля не более 50 % общей площади сечения растянутой арматуры, при гладких стержнях — не более 25 %.

10.6.11 Стыки элементов сборных железобетонных конструкций

10.6.11.1 В сборных конструкциях, как правило, применяют стыки:

— бетонизируемые широкие (необжимаемые) с расстоянием между торцами объединяемых элементов 100 мм и более, с выпуском из элементов стержней рабочей арматуры или стальных закладных деталей;

— бетонизируемые узкие (обжимаемые) шириной не более 30 мм, без выпусков из элементов арматуры, с заполнением стыкового зазора цементным или полимерцементным раствором;

— клееные плотные (обжимаемые) с клеевой прослойкой толщиной не более 3 мм на основе эпоксидных смол или других долговечных (проверенных на практике) полимерных композиций.

В обоснованных случаях в предварительно напряженных пролетных строениях разрешается применение бетонизируемых широких, без выпуска арматуры, обжимаемых стыков со швами шириной до 100 мм, но не более половины толщины каждой из соединенных частей.

Применение сухих стыков (без заполнения швов между блоками клеевым составом, цементным или полимерным раствором) в пролетных строениях не допускается.

10.6.11.2 Торцы блоков составных по длине пролетных строений, при применении стыков без выпусков арматуры, следует армировать дополнительными поперечными сетками из стержней диаметром не менее 6 мм. При устройстве зубчатого стыка или стыка с уступами расчетная арматура зуба и уступа должна иметь диаметр не менее 10 мм.

10.6.11.3 В составных по длине (высоте) конструкциях с клееными плотными стыками для обеспечения точного совмещения стыкуемых поверхностей блоков, как правило, устраивают фиксаторы.

10.6.11.4 В верхних плитах балок разрешается применение бетонизируемых стыков с выпусками из плит арматуры периодического профиля с прямыми крюками на всю толщину плиты и с взаимным перепуском арматуры внахлестку на длину не менее 15d стержней и не менее 25 см, а также применение полукруглых петель внахлестку с указанной длиной перепуска петель друг за другом. Кроме этого, разрешается применение полукруглых петель с той же длиной их заделки, но с прямой вставкой арматуры между петлями длиной не менее диаметра петли. Диаметр полукруглых петель следует принимать не менее 10d арматуры.

10.6.12 Дополнительные указания по конструированию предварительно напряженных железобетонных элементов конструкций

10.6.12.1 Напрягаемую арматуру в конструкциях с натяжением на бетон следует располагать в закрытых каналах, образуемых преимущественно извлекаемыми каналообразователями из полимерных материалов.

При устройстве каналов с неизвлекаемыми каналообразователями разрешается применять неоцинкованные гибкие стальные рукава и гофрированные трубы. При этом материал заполнения каналов должен исключать увеличение его объема при замораживании, а толщина защитного слоя бетона должна быть на 10 мм больше указанной в таблице 38.

Неизвлекаемые каналообразователи из цельнотянутых стальных или полимерных труб разрешается применять только на коротких участках стыков между сборными блоками составных по длине конструкций и в местах перегибов и анкеровки напрягаемой арматуры.

10.6.12.2 Для обеспечения сцепления бетона омоноличивания в открытых каналах с бетоном предварительно напряженного элемента рекомендуется предусматривать:

— выпуски из тела бетона предварительно напряженных элементов арматуры или концов хомутов

с шагом не более 100 мм;

— покрытие очищенной поверхности бетона, примыкающей к бетону омоноличивания, и напрягаемой арматуры цементным коллоидным или полимерцементным клеем;

— применение для омоноличивания бетона, имеющего водоцементное отношение не более 0,4;

— покрытие наружной поверхности бетона омоноличивания противоусадочным пароизолирующим составом.

10.6.13 Стальные закладные изделия

10.6.13.1 Закладные изделия из отдельных листов или фасонных профилей с приваренными к ним втавр или внахлестку анкерными стержнями из арматуры класса S500 диаметром не более 25 мм следует проектировать в соответствии с требованиями ГОСТ 10922. Сварные соединения следует выполнять в соответствии с требованиями ГОСТ 14098, ГОСТ 10922 и СТБ 2174.

10.6.13.2 Закладные изделия не должны разрезать бетон. Длину растянутых анкеруемых стержней, заделываемых в бетон, следует принимать в зависимости от напряженного состояния бетона в направлении, перпендикулярном анкеруемым стержням.

Если от постоянно действующих нагрузок (при коэффициенте надежности по нагрузке, равном единице) в зоне анкерных стержней возникают сжимающие напряжения σ_{bc} , наибольшие значения которых удовлетворяют условию

$$0,75 \geq \frac{\sigma_{bc}}{R_b} > 0,25,$$

то длина заделки стержней должна составлять не менее:

— при стержнях из арматуры периодического профиля — $12d$ (где d — диаметр стержня, мм);

— при стержнях из гладкой арматуры — $20d$, но не менее 250 мм.

Если напряжения в бетоне σ_{bc} в зоне заделки не отвечают приведенному выше условию или характер напряжений не установлен, то длину заделки растянутой арматуры класса S500 следует принимать не менее $30d$.

Длина заделки растянутых анкерных стержней может быть уменьшена посредством приварки на концах стержней плоских металлических элементов или устройством на концах стержней головок, высаженных горячим способом. При этом диаметр головок должен быть не менее $3d$ при арматуре класса S500.

В этих случаях длину заделки анкеруемого стержня определяют расчетом на выкалывание и смятие бетона и принимают не менее $10d$.

10.6.13.3 Отношение толщины δ плоского стального элемента закладной детали к диаметру d анкерного стержня этой детали $\left(\frac{\delta}{d}\right)$ следует принимать при сварке:

а) автоматической втавр под флюсом — не менее $0,65 + 0,75$;

б) ручной втавр под флюсом — не менее 0,75;

в) ручной в раззенкованное отверстие — не менее 0,75;

г) дуговой внахлестку фланговыми швами — не менее 0,3.

10.6.13.4 Для закладных изделий деформационных швов и других расчетных элементов следует применять стальной прокат по ГОСТ 6713, по ГОСТ 19281 (кроме марок 17ГС и 17Г1С), без дополнительной термообработки и не ниже шестой категории поставки, а также прокат из сталей марок СтЗсп (при толщине от 10 до 30 мм) и СтЗпс (при толщине от 4 до 30 мм), а также [13].

При динамическом коэффициенте не более 1,1 разрешается применять прокат по ГОСТ 535, толщиной от 4 до 24 мм, из стали марки СтЗпс.

Для закладных изделий, не рассчитываемых на силовые воздействия, разрешается использовать прокат по ГОСТ 535, толщиной от 4 до 30 мм, из стали марки СтЗкп.

10.6.14 Конструирование опор

Конструирование опор следует выполнять в соответствии с 6.5.

10.6.15 Гидроизоляция железобетонных поверхностей конструкций

10.6.15.1 Мостовое полотно, переходные плиты, а также засыпаемые грунтом поверхности устоев, водопропускных труб (лотков) необходимо защищать гидроизоляцией, препятствующей прониканию воды к защищаемым поверхностям.

Допускается не устраивать гидроизоляцию поверхностей вибропрессованных железобетонных водопропускных труб с маркой бетона по водонепроницаемости W6 и выше, эксплуатирующихся в неагрессивной среде.

10.6.15.2 Гидроизоляция должна быть: водонепроницаемой по всей изолируемой поверхности; водо-, био-, тепло-, морозостойкой и химически стойкой; сплошной и не повреждаемой при возможном образовании на изолируемой поверхности бетона трещин с шириной раскрытия, установленной в таблице 35; прочной при длительных воздействиях постоянной и временной нагрузок и возможных деформациях бетона, а для труб — при наличии давления грунта насыпи и гидростатического давления воды; герметичной в местах перекрытия строповочных отверстий, а также с водоотводными и ограждающими устройствами, конструкциями деформационных швов, тротуарными блоками, карнизами, перилами, столбами и т. п.

10.6.15.3 Конструкцию гидроизоляции и применяемые для ее устройства материалы следует принимать исходя из требований обеспечения эксплуатационной

11 Стальные конструкции

11.1 Общие положения

11.1.1 При проектировании стальных конструкций мостов следует:

- выбирать оптимальные в технико-экономическом отношении схемы, системы и конструкции пролетных строений, сечения элементов, экономичные профили проката и эффективные марки стали;
- максимально применять унифицированные типовые конструкции и стандартные элементы и детали (деформационные устройства, эксплуатационные обустройства и др.);
- обеспечивать комплексную технологичность конструкций с учетом трудовых затрат на заводах и строительномонтажных площадках, возможность поточного изготовления, конвейерного или крупноблочного монтажа;
- предусматривать применение, независимо от назначения моста, сварных заводских элементов, объединяемых, как правило, на высокопрочных болтах. При соответствующем обосновании, с учетом общей технологии монтажа и других условий, применять сварные и комбинированные болтосварные монтажные соединения;
- обеспечивать возможность осмотра, очистки, окраски и ремонта конструкций; исключать в них зоны, в которых возможно скопление воды и затруднено проветривание; предусматривать герметизацию замкнутых профилей, элементов и блоков;
- указывать в рабочих чертежах КМ стальных конструкций марки сталей и материалы соединений, а также необходимые дополнительные требования к ним, предусмотренные действующими ТНПА;
- обеспечивать антикоррозионную защиту конструкций.

11.1.2 Элементы стальных мостовых конструкций должны иметь минимальные размеры сечений, удовлетворяющие требованиям настоящего технического кодекса, с учетом действующего сортамента на прокат. При расчете составных сечений элементов решетчатых ферм по прочности и устойчивости недонапряжение не должно превышать 5 %.

11.2 Материалы и полуфабрикаты

В стальных конструкциях мостов и труб следует применять:

- а) для элементов из прокатного металла — сталь в соответствии с таблицей 40;

Таблица 40

Марка стали	Класс прочности	Толщина проката, мм	Обозначение ТНПА
16Д	235	До 20 включ.	ГОСТ 6713
16Д	225	От 21 до 40 включ.	ГОСТ 6713
16Д	215	От 41 до 60 включ.	ГОСТ 6713
15ХСНД,	345	От 8 до 50 включ.	ГОСТ 6713, [13]

14ХГНДЦ			
15ХСНД	335	От 33 до 50 включ.	ГОСТ 6713
15ХСНДА	345	От 8 до 32 включ.	[14]
15ХСНДА	335	От 33 до 50 включ.	[14]
10ХСНД	390	От 8 до 40 включ.	ГОСТ 6713, [13]
10ХСНДА	390	От 8 до 50 включ.	[14]
15ХСНД	345	До 32 включ. — листовой До 10 включ. — фасонный	ГОСТ 19281
10ХСНД	390	До 50 включ. — листовой До 15 включ. — фасонный	ГОСТ 19281, [13]
15Г2АФД пс	390	До 32 включ.	ГОСТ 19281
14Г2АФД	390	До 50 включ.	ГОСТ 19281
09Г2Д-12	295	До 32 включ. — листовой До 20 включ. — фасонный	ГОСТ 19281
09Г2Д-12, 09Г2С, 09Г2СД	325	До 10 включ. От 4 до 50 включ.	ГОСТ 19281 [13]
09Г2СД-12, 09Г2С	295	От 21 до 32 включ.	ГОСТ 19281
09Г2СД-12, 09Г2С	325	Св. 10 до 20 включ.	ГОСТ 19281
Примечание - Листовой прокат, поставляемый в термомеханически обработанном состоянии после контролируемой прокатки с ускоренным охлаждением, выпускаемый по ГОСТ 6713, разрешается к применению толщиной до 50 мм включ..			

б) для висячих, вантовых и предварительно напряженных пролетных строений:

— стальные витые канаты с металлическим сердечником, подвергнутые предварительной вытяжке усилием, равным половине установленного соответствующими ТНПА разрывного усилия каната в целом (при отсутствии соответствующих значений в нормах — половине агрегатной прочности витого каната): спиральные канаты закрытой конструкции по [15], диаметром от 30 до 70 мм; канаты одинарной свивки по ГОСТ 3064 из круглой оцинкованной по группе ЖС проволоки диаметром 2,6 мм и более;

— пучки и канаты из параллельно уложенных оцинкованных проволок;

в) для металлических гофрированных труб — волнистые листовые профили, которые целесообразно принимать по [16], из стали марки 15сп;

г) для литых частей — отливки по ГОСТ 977 группы III из стали марок 25Л, 30Л, 35Л, 20ГЛ, 20ФЛ, 35ГЛ, а также марки 35ХН2МЛ;

д) для шарниров, катков, болтов-шарниров и прокладных листов под катки — поковки: по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 275 из стали по ГОСТ 535 и ГОСТ 14637 марки Ст5сп2-III; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 315 из стали по ГОСТ 1050 марки 35-а-Т; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 315 из стали по ГОСТ 4543 марки 30Г-2-Т; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 345 из стали по ГОСТ 4543 марки 35Г-2-Т; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 785 из стали по ГОСТ 4543 марки 40ХН2МА-2-2-Т; Гр. IV-КП 1200 из стали по ГОСТ 5632 марки 40Х13; по ГОСТ 8479 Гр. IV-КП 245 из стали по ГОСТ 19281 марки 265-III-09Г2С с наплавкой, удовлетворяющей требованиям, предъявляемым к стали по ГОСТ 5632 марки 40Х13;

е) высокопрочные болты по ГОСТ 22353, высокопрочные гайки по ГОСТ 22354, шайбы к высокопрочным болтам по ГОСТ 22355, изготовленные в соответствии с требованиями ГОСТ 22356, высокопрочные болты и гайки по [17]–[19], шайбы к высокопрочным болтам — по [20];

ж) для сварки конструкций — сварочные материалы, предусмотренные СТБ 2056;

к) для соединений элементов мостового полотна, перил и смотровых приспособлений — болты по ГОСТ 7798, класса прочности 4.6 по ГОСТ ISO 898-1 и гайки по ГОСТ 5915, классов прочности 4и 5 по

ГОСТ ISO 898-2 (болты и гайки только из спокойной стали), а также болты и гайки по специальным техническим условиям, из стали марки СтЗсп4 по ГОСТ 535;

л) для крепления опорных частей к пролетным строениям и стальным опорам — болты по ГОСТ 7798 и гайки по ГОСТ 5915 из стали по ГОСТ 19281 марок 09Г2, 295-III 09Г2-4 и 295-III 09Г2С-4, по ГОСТ 4543 марки 40Х по специальным техническим условиям;

м) для крепления опорных частей к бетонным опорам и фундаментам — фундаментные болты по ГОСТ 24379.0 и ГОСТ 24379.1 из стали по ГОСТ 1050 марки 20-г-Т и марки 295-III 09Г2С-4 по ГОСТ 19281, а также из стали по ГОСТ 4543 марки 40Х, изготовленные по специальным техническим условиям; гайки по ГОСТ 5915 при диаметре болтов до 48 мм включ. и по ГОСТ 10605 при диаметре болтов св. 48 мм; классов прочности 4 и 5 по ГОСТ ISO 898-2 (только из спокойной стали), а также из стали по ГОСТ ISO 898-2 марки 20-г-Т, класса прочности 6 (только из спокойной стали) — для болтов из стали марки 295-III 09Г2С-4, из стали по ГОСТ ISO 898-2 классов прочности 10 и 12 — для болтов из стали марки 40Х;

н) для заливки концов стальных канатов в анкерах — сплав по ГОСТ 21437 марки ЦАМ 9-1,5Л;

п) для деталей анкеров стальных канатов — сталь по ГОСТ 19281 марки 295-III 09Г2С-4, а также сталь по ГОСТ 1050 марок 20-б-Т и 45-б-Т в нормализованном состоянии;

р) для прокладок между стальными канатами, а также между канатами и деталями анкеров, для отклоняющих устройств, сжимов, хомутов подвесок и других элементов — листы по ГОСТ 21631 или ленты по ГОСТ 13726 толщиной не менее 1 мм из алюминия по ГОСТ 4784 марок АД и АД1;

с) для несущих сварных элементов тротуаров и смотровых приспособлений (консолей и балок тротуаров, стоек и поручней перил, балок лестниц, переходных площадок, смотровых тележек и подъемных люлек), а также элементов мостового полотна допускается применение стали марки СтЗсп5, а для указанных элементов без сварных соединений — стали по ГОСТ 535 и ГОСТ 14637 марки СтЗсп4. При толщине проката до 10 мм разрешается применение полуспокойной стали тех же категорий;

т) в перилах и смотровых приспособлениях уголки с полкой 70 мм и менее разрешается применять из стали по ГОСТ 535 марки СтЗсп2.

Для футляров (кожухов) опорных частей следует применять сталь по ГОСТ 14637 марки Ст0.

Для нерабочих прокладок и элементов заполнения перил разрешается применение стали по ГОСТ 535 и ГОСТ 14637 марки СтЗсп2, для настилов смотровых ходов и приспособлений — стали по ГОСТ 14637 марки СтЗсп2.

11.1.3 Применение импортруемых материалов и полуфабрикатов, не приведенных в настоящем техническом кодексе, допускается в установленном порядке.

11.3 Расчетные характеристики материалов и соединений

11.3.1 Расчетные сопротивления проката для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 41.

Таблица 41

Напряженное состояние	Формулы для определения расчетных сопротивлений проката
Растяжение, сжатие и изгиб: по пределу текучести по временному сопротивлению	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$ $R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
Местное смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	При $R_{un} \leq 600$ МПа: $R_{cd} = 0,25 R_{un} / \gamma_m$;

	при $R_{un} > 600$ МПа: $R_{cd} = [0,042 \cdot 10^{-6} \cdot (R_{un} - 600)^2 + 0,025] \cdot R_{un} / \gamma_m$
Растяжение в направлении толщины проката t , при t до 60 мм	$R_{th} = 0,5R_{un} / \gamma_m$
Примечание — Обозначения: γ_m — коэффициент надежности по материалу проката; R_{yn} и R_{un} — нормативные сопротивления проката, равные минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления, установленным в стандартах на стали.	

11.3.2 Нормативные и расчетные сопротивления проката из сталей по ГОСТ 6713, ГОСТ 19291, а также сталей по [13, 14] следует принимать по таблице 42, коэффициент надежности по материалу проката — по таблице 43. Расчетные сопротивления проката по ГОСТ 535, ГОСТ 14637 и ГОСТ 19281 следует принимать равными пределу текучести, указанному в данных стандартах, деленному на коэффициент надежности по материалу γ_m согласно таблице 43.

Таблица 43

Класс стали	Марка стали	ТНПА	Прокат	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление, МПа		Расчетное сопротивление, МПа	
					по пределу текучести R_{yn}	по временному сопротивлению R_{un}	по пределу текучести R_y	по временному сопротивлению R_u
235	16Д	ГОСТ 6713	Любой	До 20	235	375	215	340
225	16Д		Любой	21–40	225	375	205	340
215	16Д		Любой	41–60	215	375	195	340
325	09Г2С, 09Г2СД 09Г2СД	ГОСТ 19281, [13]	Любой	До 20	325	450	295	410
265	09Г2С, 09Г2СД		Любой	20–60	265	430	240	390
345	15ХСНД	ГОСТ 6713	Любой	8–32	345	490	295	415
335	15ХСНД		Листовой	33–50	335	470	285	400
390	10ХСНД		Любой	8–15	390	530	350	470
390	10ХСНД	ГОСТ 6713	Листовой	16–32	390	530	350	470
390	10ХСНД		Листовой	33–40	390	510	350	450
390	390-15Г2 АФДпс	ГОСТ 19281	Листовой	4–32	390	540	355	490
390	390-14 Г2АФД		Листовой	4–50	390	540	355	490
345	15ХСНДА	[14]	Листовой	До 32	345	490	295	415

335	15ХСНДА		Листовой	33–50	335	470	290	400
390	10ХСНДА		Листовой	8–15	390	530	350	470
390	10ХСНДА		Листовой	16–32	390	530	350	470
390	10ХСНДА		Листовой	33–50	390	510	350	450

Примечания

1 За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

2 За нормативные сопротивления приняты минимальные значения предела текучести и временного

сопротивления, приведенные в ГОСТ 6713, ГОСТ 19281, а также [13,14].

3 Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициент надежности по материалу, определяемый по таблице 43.

Таблица 43

ТНПА	Марка стали	Коэффициент надежности по материалу γ_m
ГОСТ 671 [13]	16Д	1,090
	15ХСНД	1,165
	10ХСНД	1,125
По [14]	15ХСНДА	1,165
	10ХСНДА	1,125
ГОСТ 19281	09Г2Д, 09Г2СД, 15ХСНД, 10ХСНД, 09Г2С, 14Г2АФД, 15Г2АФДпс	1,100
ГОСТ 535	Ст3сп, Ст3пс, Ст3кп	1,050

11.3.3 В расчетах отливок из углеродистой и легированной сталей следует учитывать, в зависимости от напряженного состояния, расчетные сопротивления согласно таблице 44, поковок — согласно таблице 45.

Таблица 44

В мегапаскалях

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетные сопротивления отливок из стали марок						
		25Л	30Л	35Л	20ГЛ	20ФЛ	35ХН2МЛ	35ГЛ
Растяжение, сжатие и изгиб	R_y	175	190	205	205	220	400	220
Сдвиг	R_s	105	115	125	125	130	240	130
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	265	300	315	345	315	440	345
Местное смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	R_{ip}	125	145	155	170	155	222	170
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	7	7,5	8	9	8	11	9

Таблица 45

В мегапаскалях

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетные сопротивления поволоков группы IV для категории прочности (марки стали)							
		КП275 (Ст5сп2)	КП245 (20-а-Т)	КП315 (35-а-Т)	КП345 (45-а-Т)	КП315 (30Г-2-Т)	КП345 (35Г-2-Т)	КП785 (40ХН2МА-2-2)	КП1200 (40Х13)
Растяжение, сжатие и изгиб	R_y	215	205	260	290	260	280	605	1050
Сдвиг	R_s	120	115	145	165	145	160	350	610
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	325	310	395	435	395	420	905	1365
Местное смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	R_{ip}	160	150	195	215	195	205	450	685
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	8	7,5	10	11	10	10	23	85

11.3.4 Расчетные сопротивления сварных соединений для различных видов соединений и напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 46.

При этом расчетные сопротивления стыковых соединений элементов из сталей с различными расчетными сопротивлениями следует принимать как для стыковых соединений из стали с меньшим значением расчетного сопротивления.

Расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами рекомендуется принимать по [21].

11.3.5 Расчетные сопротивления одно-болтовых соединений следует определять по формулам, приведенным в таблице 47.

Таблица 46

Сварные соединения	Напряженное состояние	Формулы для определения расчетных сопротивлений сварных соединений
Стыковые	Сжатие, растяжение и изгиб при автоматической или ручной сварке с контролем качества швов методами: по пределу текучести по временному сопротивлению Сдвиг	$R_{wy} = R_y$ $R_{wu} = R_u$ $R_{ws} = R_s$
С угловыми швами	Срез (условный): по металлу шва по металлу границы сплавления	$R_{wf} = 0,55 \cdot \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}}$ $R_{wz} = 0,45R_{un}$

Примечания

1 Для швов, выполняемых ручной сваркой, значения нормативного сопротивления металла шва по временному сопротивлению R_{wun} следует принимать равными значениям временного сопротивления разрыву металла шва.

2 Для швов, выполняемых автоматической или полуавтоматической сваркой, значения R_{wun} целесообразно принимать по [21].

3 Значение коэффициента надежности по материалу шва γ_{wm} следует принимать равным 1,25.

Таблица 47

Напряженное состояние	Формулы для определения расчетных сопротивлений одно-болтовых соединений		
	срезу и растяжению болтов для класса прочности или марки стали		смятию соединяемых элементов из стали с нормативным пределом текучести до 440 МПа
	4.6, СтЗсп4, 09Г2, 295-09Г2-4, 295-09Г2- 6, 325-09Г2С-4, 325- 09Г2С-6	40Х	
Срез	$R_{bs} = 0,38R_{bun}$	$R_{bs} = 0,4R_{bun}$	—
Растяжение	$R_{bt} = 0,42R_{bun}$	$R_{bt} = 0,5R_{bun}$	—
Смятие: а) болты класса точности А б) болты классов точности В и С	—	—	—

Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов следует принимать по таблице 48. При определении расчетных сопротивлений смятию элементов, соединяемых болтами, целесообразно руководствоваться [21].

Таблица 52

В мегапаскалях

Напряженное состояние	Обозначение	Расчетное сопротивление болтов для класса прочности или марки стали				
		4.6	СтЗсп4	09Г2, 295-09Г2-4, 295-09Г2-6	325-09Г2С-4, 325-09Г2С-6	40Х
Срез	R_{bs}	145	140	165	175	395
Растяжение	R_{bt}	160	155	185	195	495

11.3.6 Расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов R_{ba} следует определять по формуле

$$R_{ba} = 0,4R_{un} \quad (40)$$

или принимать по таблице 49.

Таблица 49

В мегапаскалях

Диаметр болтов d , мм	Расчетное сопротивление растяжению, МПа, фундаментных (анкерных) болтов из стали марок			
	20	09Г2, 295-09Г2-6	325-09Г2С-6	40Х
12–20	160	175	185	—
16–27	—	—	—	430
21–32	160	175	180	—
30	—	—	—	370
36	—	—	—	295
33–60	160	—	180	—
42	—	—	—	255
48	—	—	—	235
61–80	160	—	175	—
81–100	160	—	170	—
101–160	160	—	170	—
161–250	160	—	—	—

11.3.7 Расчетное сопротивление срезу для сплава ЦАМ 9-1,5Л следует принимать равным 50 МПа.

11.3.8 Расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов по ГОСТ 22353, ГОСТ 22356, а также других высокопрочных болтов по [17] и [18] определяют по формуле

$$R_{bh} = 0,7R_{bun}, \quad (41)$$

где R_{bun} — наименьшее временное сопротивление высокопрочных болтов разрыву, определяемое по действующим ТНПА.

11.3.9 Значение коэффициента трения по соприкасающимся поверхностям деталей во фрикционных соединениях на высокопрочных болтах следует принимать по таблице 50.

Способ обработки контактных поверхностей должен быть указан в чертежах КМ.

11.3.10 Расчетное сопротивление растяжению высокопрочной стальной проволоки, применяемой в пучках и канатах из параллельно уложенных проволок R_{dh} , МПа, определяют по формуле

$$R_{dh} = 0,63R_{un}, \quad (42)$$

где R_{un} — наименьшее временное сопротивление проволоки разрыву, МПа, определяемое по действующим ТНПА.

Таблица 50

Способ обработки контактных поверхностей во фрикционных соединениях	Коэффициент трения μ
1 Пескоструйный или дробеструйный двух поверхностей кварцевым песком или дробью без последующей консервации	0,58
2 Кварцевым песком или дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации — другой поверхности	0,50
3 Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42

4 Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35
5 Дробеметный двух поверхностей дробью без последующей консервации	0,38
6 Дробеметный двух поверхностей дробью с последующим их газопламенным нагревом (до температуры 250 °С–300 °С) на кольцевых зонах вблизи отверстий площадью не менее площади шайбы	0,61

11.3.11 При определении расчетного сопротивления стального витого каната с металлическим сердечником учитывают значения разрывного усилия каната в целом, установленные государственным стандартом или техническими условиями на канаты (при его отсутствии в ТНПА — значение агрегатной прочности витого каната), и коэффициент надежности γ_m , равный 1,6.

11.3.12 Модуль упругости или модуль сдвига прокатной стали, стального литья, пучков и канатов из параллельно уложенных проволок следует принимать по таблице 51.

Таблица 55

В мегапаскалях

Полуфабрикаты	Модуль упругости E или модуль сдвига G
Прокатная сталь и стальное литье	$E = 2,06 \cdot 10^5$ $G = 0,78 \cdot 10^5$
Пучки и канаты из параллельно уложенных оцинкованных проволок	$E = 2,01 \cdot 10^5$

11.3.13 Модуль упругости стальных оцинкованных витых канатов с металлическим сердечником, подвергнутых предварительной вытяжке усилием, равным половине разрывного усилия каната в целом, следует принимать по таблице 52.

Таблица 52

Канаты	Кратность свивки	Модуль упругости E , МПа
Одинарной свивки по ГОСТ 3064 и закрытые несущие (по [15])	6	$1,18 \cdot 10^5$
	8	$1,45 \cdot 10^5$
	10	$1,61 \cdot 10^5$
	11	$1,65 \cdot 10^5$
	12	$1,70 \cdot 10^5$
	14	$1,75 \cdot 10^5$
	16	$1,77 \cdot 10^5$

11.4 Расчет стальных конструкций

11.4.1 При расчете стальных конструкций и соединений мостов необходимо учитывать:

- коэффициент надежности по ответственности γ_n ; принимают по таблице 2;
- коэффициент надежности $\gamma_u = 1,3$ для элементов конструкций, рассчитываемых по прочности с использованием расчетных сопротивлений R_u ;
- коэффициент условий работы m ; принимают по таблице 53, а для канатов в зоне отгибов на отклоняющих устройствах, хомутов, стяжек, анкеров — в соответствии с приложением Ж.

Таблица 53

Область применения	Коэффициент условий работы m
1 Элементы и их соединения в пролетных строениях и опорах пешеходных мостов при расчете на эксплуатационные нагрузки	0,9
2 Элементы и их соединения в пролетных строениях и опорах пешеходных мостов при расчете на нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже	1,0
3 Элементы и их соединения в пролетных строениях и опорах автодорожных мостов при расчете на эксплуатационные нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже	1,0
4 Канаты гибких несущих элементов в вантовых и висячих мостах	0,8
5 Канаты напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций	0,9
6 Растянутые и сжатые элементы из одиночных профилей, прикрепленных одной полкой (или стенкой): неравнополочный уголок, прикрепленный меньшей полкой то же прикрепленный большей полкой равнополочный уголок прокатный или составной швеллер, прикрепленный стенкой, или тавр, прикрепленный полкой	0,7 0,8 0,75 0,9
Примечания 1 Значения коэффициента условий работы по поз. 1–3 в соответствующих случаях применяют совместно с коэффициентом по поз. 4–6. 2 В случаях, не оговоренных в настоящем подразделе, в формулах следует принимать $m = 1,0$.	

11.4.2 Материалы, конструкции и соединения стальных частей должны обладать достаточной хладостойкостью в процессе строительства и эксплуатации мостов и труб при расчетной минимальной температуре.

11.4.3 За расчетную минимальную температуру следует принимать температуру наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства обеспеченностью 0,98, при определении которой целесообразно руководствоваться [1].

11.4.4 При реконструкции старых мостов хладостойкость стального проката и соединений определяют по верхнему пределу критической температуры хрупкости $T_{пр}$ при испытаниях на ударную вязкость при различных отрицательных температурах.

11.4.5 Расчетную схему конструкции следует принимать в соответствии с ее проектной геометрической схемой, при этом строительный подъем и деформации под нагрузкой, как правило, не учитывают.

Усилия в элементах и перемещения стальных мостовых конструкций определяют из условия их работы с сечениями брутто.

Геометрическую нелинейность, вызванную перемещением элементов конструкций, следует учитывать при расчете систем, в которых ее учет вызывает изменение усилий и перемещений более чем на 5 %.

При выполнении расчетов с учетом геометрической нелинейности следует определять изменения направления действия сил, связанные с общими деформациями системы (следящий эффект).

При определении усилий в элементах конструкций сварные и фрикционные соединения на высокопрочных болтах следует рассматривать как неподатливые.

При расчете вантовых и висячих мостов с гибкими несущими элементами из витых канатов с метал-

лическим сердечником — канатов одинарной свивки и канатов закрытых несущих, подвергнутых предварительной вытяжке, см. 11.2 б), следует учитывать их продольную и поперечную ползучесть в соответствии с требованиями К.1.4.2 и К.1.4.3 (приложение К).

11.4.6 Жесткие соединения элементов в узлах решетчатых ферм при расчете следует принимать шарнирными, если при таком допущении обеспечивается неизменяемость конструкции, при этом для главных ферм отношение высоты сечения к длине элементов не должно превышать 1:15.

Дополнительные напряжения в поясах ферм от деформации подвесок следует учитывать независимо от отношения высоты сечения к длине элемента пояса.

Учет жесткости узлов в решетчатых фермах разрешается осуществлять приближенными методами, при этом разрешается определять осевые усилия по шарнирной расчетной схеме.

11.4.7 За ось элемента пролетных строений принимают линию, соединяющую центры тяжести его сечений. При определении положения центра тяжести сечения его ослабление отверстиями болтовых соединений не учитывают, а ослабление перфораций учитывают и принимают постоянным по всей длине элемента. При смещении оси элемента сквозных ферм относительно линии, соединяющей центры узлов, следует учитывать эксцентриситет, если он превышает:

1,5 % высоты сечения — для П-образных, коробчатых, двух-швеллерных и двутавровых элементов;

0,7 % высоты сечения — для тавровых и Н-образных элементов.

Изгибающие моменты от смещения осей элементов распределяются между всеми сходящимися в узле элементами пропорционально их жесткости и обратно пропорционально длине. При этом каждый изгибающий момент следует принимать равным произведению эксцентриситета на максимальное значение усилия в данном элементе в основной расчетной схеме.

В элементах связей из уголков с болтовыми соединениями, центрированными по рискам, ближайшим к обушку, не следует учитывать возникающий при этом эксцентриситет.

11.4.8 Распределение временной нагрузки в элементах многобалочных пролетных строений со сплошными главными балками, объединенными жесткими поперечными связями, при отношении длины пролета к ширине более 4 разрешается определять по теории тонкостенных стержней, принимая при этом гипотезу о недеформируемости контура поперечного сечения. В остальных случаях необходимо учитывать деформации контура поперечного сечения.

11.4.9 При проектировании необходимо обеспечивать пространственную неизменяемость, прочность, общую и местную устойчивость пролетных строений и опор в целом, блоков, отдельных элементов, их частей, деталей и соединений под воздействием нагрузок, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже, под воздействием эксплуатационных нагрузок, а также выносливость.

Для элементов, ослабленных отверстиями под обычные болты, при расчетах на прочность и выносливость следует принимать сечения нетто, на устойчивость и жесткость — сечения брутто.

При расчетах элементов с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах на выносливость, устойчивость и жесткость следует принимать сечения брутто, при расчетах по прочности — сечения нетто с учетом того, что половина усилия, приходящегося на данный болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения.

Геометрические характеристики сечения нетто элементов конструкций следует находить, определяя самое невыгодное ослабление.

11.4.10 Расчет стальных конструкций следует производить в соответствии с приложением К.

11.5 Конструктивные требования

11.5.1 Общие положения

11.5.1.1 При проектировании стальных конструкций необходимо:

— учитывать возможности технологического и кранового оборудования заводов — изготовителей стальных конструкций, а также подъемно-транспортного и монтажного оборудования строительных организаций;

— разделять конструкции на отправочные элементы из условий выполнения максимального объема работ на заводах-изготовителях с учетом грузоподъемности и габаритов транспортных средств;

— предусматривать связи, обеспечивающие в процессе транспортирования, монтажа и эксплуатации устойчивость и пространственную неизменяемость конструкции в целом, ее частей и элементов;

- осуществлять унификацию монтажных блоков и элементов, а также узлов и расположения болтовых отверстий;
- обеспечивать удобство сборки и выполнения монтажных соединений, предусматривая монтажные крепления элементов, устройство монтажных столиков и т. п.;
- осуществлять унификацию проката по профилям и длинам с учетом требования об использовании металла с минимальными отходами и потерями;
- учитывать допуски проката и допуски заводского изготовления;
- предусматривать применение автоматической сварки под флюсом и фрикционных соединений на высокопрочных болтах.

11.5.1.2 При проектировании стальных конструкций следует исключать стесненное расположение привариваемых деталей, резкие изменения сечения элементов, образование конструктивных «надрезов» в виде обрывов фасонки и ребер жесткости или вырезов в них, примыкающих под углом к поверхности напряженных частей сечения (поясов и стенки балок, листов составных элементов и т. д.).

Для повышения выносливости и хладостойкости конструкций и снижения отрицательного влияния остаточных деформаций и напряжений от сварки следует предусматривать мероприятия конструктивного и технологического характера (оптимальный порядок сборки и сварки элементов; роспуск швов; предварительный выгиб и местный подогрев; нагрев отдельных зон после сварки; полное проплавление и выкружки на концах обрываемых деталей, подходящие по касательной к поверхности оставшейся части сечения; механическую обработку зон концентрации напряжений и др.).

11.5.1.3 Открытые пролетные строения, не имеющие продольных связей в сжатой зоне, (К.2.11.5, приложение К) допускаются только при наличии технико-экономического обоснования и при условии закрепления свободных поясов жесткими рамами в плоскостях поперечных балок, а в проезжей части — поперечными связями.

При наличии элементов, жестко связывающих пояса балок или ферм (например, железобетонной или стальной плиты), разрешается не устраивать продольные связи в соответствующей плоскости, если они не требуются по условиям монтажа.

В арочных пролетных строениях продольные связи следует устраивать в плоскости одного из поясов арок и в плоскости проезжей части, если она не имеет плиты; при решетчатых арках следует предусматривать поперечные связи между ними и продольные связи по обоим поясам.

11.5.1.4 Продольные связи следует центрировать в плане с поясами главных ферм, при этом эксцентриситеты в узлах крепления из плоскости связей должны быть минимальными.

11.5.1.7 Для снижения напряжений в поперечных балках проезжей части от деформации поясов главных ферм следует включать проезжую часть в совместную работу с главными фермами.

В пролетных строениях с проезжей частью, не включенной в совместную работу с главными фермами, следует предусматривать тормозные связи.

11.5.1.8 Не допускается прикрепление балок проезжей части с помощью торцевых листов, приваренных к стенке и поясам балки.

В пролетных строениях всех мостов, как правило, обеспечивают неразрезность продольных балок на всей протяженности, а при наличии разрывов в проезжей части — на участках между ними.

11.5.1.9 Для повышения аэродинамической устойчивости пролетных строений висячих и вантовых мостов следует увеличивать их крутильную жесткость за счет постановки продольных связей по отдельным главным балкам или применения балки жесткости замкнутого коробчатого сечения и придания ей обтекаемой формы.

11.5.2 Сечения элементов конструкций

11.5.2.1 Наименьшую толщину деталей элементов пролетных строений и опор принимают по расчету на прочность, устойчивость, выносливость, жесткость и колебания, но не менее указанной в таблице 54.

Таблица 58

В миллиметрах

Детали конструкций	Наименьшая толщина или размеры сечения деталей конструкции в автодорожных и пешеходных мостах и трубах

1 Листовые волнистые профили для металлических гофрированных труб	1,5
2 Листовые детали (за исключением указанных в поз. 3–8), а также листы настила ортотропных плит временных мостов	10
3 Листовые детали: узловые фасонки главных ферм	10
вертикальные стенки сварных изгибаемых главных балок	12
4 Узловые фасонки связей	8
5 Накладки в стыках ребер ортотропной плиты и планки	8
6 Прокладки	4
7 Горизонтальные опорные листы	20
8 Листы настила: ортотропных плит	12
ребер ортотропных плит	14
трапециевидные ребра	6
9 Уголки основных элементов главных ферм и проезжей части	100×100×10
10 Уголки фланцевых креплений продольных и поперечных балок	100×100×12
11 Уголки элементов связей	80×80×7
Примечание — Следует принимать следующую наибольшую толщину проката, мм: 20 — для пакетов деталей, стягиваемых обычными болтами; 60 — для сварных элементов из углеродистой и низколегированной сталей; 16 — для стыковых накладок и узловых фасонных листов при применении фрикционных соединений.	

11.5.2.2 Для уменьшения количества соединительных сварных швов сечения составных элементов решетчатых ферм следует проектировать исходя из минимального количества деталей.

11.5.2.3 В решетчатых главных фермах материал элементов коробчатого и Н-образного сечений должен быть сконцентрирован в листах, расположенных в плоскости фермы.

Пояса, сжатые элементы ферм и опор следует проектировать коробчатого сечения.

11.5.2.4 В составных элементах решетчатых ферм отношение ξ расчетной ширины b к толщине t листов не должно превышать следующих значений:

60 — для вертикальных и горизонтальных листов коробчатых элементов;

45 — для горизонтальных листов Н-образных элементов;

20 — для листов со свободными (неокаймленными) свесами;

30 — для листов со свесами, окаймленными уголками или ребрами.

За расчетную ширину b листа следует принимать:

а) при обеих закрепленных продольных кромках:

— для элементов с болтовыми соединениями — расстояние между ближайшими рисками болтов, соединяющих данный лист с перпендикулярными ему листами или соединительными связями;

— для сварных и прокатных элементов — расстояние между осями указанных листов;

б) при закреплении одной продольной кромки:

- для элементов с болтовыми соединениями — расстояние от свободного края листа до ближайшей риски болтов;
- для сварных и прокатных элементов — расстояние от свободного края листа до оси ближайшего листа, расположенного перпендикулярно данному.

11.5.2.5 В сжатых элементах Н-образного сечения толщина горизонтального листа должна составлять от общей толщины соединяемых листов t_f , не менее:

- $0,4t_f$ — в элементах с болтовыми соединениями;
- $0,6t_f$ — в сварных и прокатных элементах при $t_f \leq 24$ мм;
- $0,5t_f$ — то же при $t_f > 24$ мм.

10.5.2.6 При конструировании узлов ферм следует обеспечивать местную устойчивость сжатых зон узловых фасонки, подкрепляя (при необходимости) свободные кромки окаймляющими уголками или ребрами.

11.5.2.7 Двутавровые сварные балки следует проектировать из одного вертикального и двух горизонтальных листов, коробчатые — из двух вертикальных и двух непосредственно соединенных с ними поясными швами горизонтальных листов.

Если требуемая толщина пояса сварной балки более 60 мм для поясов рекомендуется применять пакеты из двух листов.

Изменение сечения пояса следует осуществлять в зоне расположения его стыков, предусматривая скосы по ширине или по толщине, а при необходимости — то и другое одновременно, с уклоном 1:8 — для растянутого пояса и 1:4 — для сжатого.

В поясах из двух листов следует применять листы, отличающиеся по ширине не менее чем на 100 мм. Для автодорожных мостов в поясах балок разрешается применять пакеты из листов одинаковой ширины, соединенных сварными швами, наложенными по соприкасающимся кромкам, с разделкой кромок на требуемую по расчету глубину.

11.5.2.8 Наружный лист пакета пояса, обрываемый в пролете балки, следует продолжить за место его теоретического обрыва на длину, обеспечивающую прикрепление 50 % площади сечения листа. При этом следует предусматривать: толщину этого листа на конце — 10 мм; симметричные скосы по ширине (со сведением на нет) — с уклоном 1:4; скос по толщине с уклоном 1:8 — для растянутого пояса и 1:4 — для сжатого. Для косых швов на конце листа следует предусматривать отношение катетов 1:2 (меньший катет — по вертикали) и механическую обработку для получения плавных (радиусом не менее 5 мм) переходов к основному металлу непрерываемого листа пояса.

11.5.3 Ребра жесткости сплошных изгибаемых балок

11.5.3.1 В опорных сечениях, в местах передачи сосредоточенных сил (кроме мест опирания мостовых поперечин), в местах расположения поперечных связей в сплошных изгибаемых балках необходимо предусматривать поперечные ребра жесткости из полос, уголков или тавров.

Промежуточные поперечные, а также продольные ребра жесткости следует предусматривать в соответствии с расчетом местной устойчивости стенок для стадий изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации.

При отсутствии местного давления продольные ребра жесткости следует располагать на расстоянии от сжатого пояса:

- при одном ребре — от $0,20h_w$ до $25h_w$;
- при двух или трех ребрах:
 - первое ребро — от $0,15h_w$ до $0,20h_w$;
 - второе ребро — от $0,40h_w$ до $0,50h_w$;
 - третье ребро следует располагать в растянутой зоне стенки.

В балках со стенкой, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_n должна быть:

- для парного симметричного ребра — не менее $\frac{h_w}{30} + 40$ мм,
- для одностороннего ребра — не менее $\frac{h_w}{24} + 50$ мм;

толщина ребра t_s должна быть не менее $2b_n \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

При укреплении стенки поперечными и продольными ребрами жесткости моменты инерции их сечений должны соответствовать значениям таблицы 55 — для поперечных ребер; таблицы 56 - для

продольного ребра (при одном продольном ребре).

Таблица 55

μ	$I_s/(h_w t_w^3)$ для поперечных ребер
0,75	0,80
0,62	1,44
0,50	2,8
0,40	4,6
0,33	6,6

Примечание — Обозначения:
 I_s — момент инерции сечения поперечного ребра, м⁴;
 h_w — расчетная высота стенки, м;
 t_w — толщина стенки балки, м;
 $\mu = \frac{a}{h_w}$ (где a — расстояние между осями поперечных ребер жесткости, м).

Таблица 56

h_1/h_w	Необходимый момент инерции сечения продольного ребра I_{sl}	Предельное значение I_{sl}	
		минимальное	максимальное, учитываемое в расчете
0,20	$(2,5 - 0,5a/h_w) \cdot a_2 t_3^3 / h_w$	$1,5 h_w t_w^3$	$7 h_w t_w^3$
0,25	$(1,5 - 0,4a/h_w) \cdot a^2 t^3 / h_w$	$1,5 h_w t_w^3$	$3,5 h_w t_w^3$
0,30	$1,5 h_w t_w^3$	—	—

Примечания
1 Обозначения:
 h_1 — расстояние от оси продольного ребра жесткости до оси ближайшего пояса в сварных балках или до крайней риски поясных уголков в балках с болтовыми соединениями, м;
 a, h_w — см. таблицу 55;
 I_{sl} — момент инерции сечения продольного ребра, м⁴;
 t_w — толщина стенки балки, м.
2 Для промежуточных значений h_1/h_w момент инерции I_{sl} следует определять линейной интерполяцией.

В пролетных строениях мостов любых назначений разрешается расположение ребер на одной стороне стенки, а также расположение односторонних поперечных и продольных ребер с разных сторон стенки.

Момент инерции односторонних ребер жесткости определяют относительно нейтральной оси составного сечения, в состав которого входит само ребро (плоское, угольковое или тавровое) и участки стенки шириной, которую вычисляют по формуле

$$b_1 = \xi_1 t, \quad (43)$$

где t — толщина сечения, м;

ξ_1 — коэффициент; принимают в соответствии с таблицей К.27 (приложение К).

Минимальные размеры выступающей части продольных ребер жесткости следует принимать в соответствии с установленными выше требованиями для поперечных ребер жесткости.

При необходимости установки ребер с большим моментом инерции вместо ребер жесткости из

полосы следует применять поперечные ребра жесткости в виде уголков или тавров. Продольные ребра таврового сечения следует применять для подкрепления стенки при их расположении внутри коробчатой части пролетного строения. В продольных ребрах из уголка вертикальная полка должна быть повернута вниз.

11.5.3.2 В ребрах жесткости, приваренных к стенке балки, в местах их примыкания к поясам балки, к ребрам жесткости другого направления и к фасонкам связей, приваренным к стенке балки, необходимо предусматривать скругленные вырезы высотой 120 и шириной 50 мм; у опорных ребер жесткости разрешается уменьшать ширину выреза до 30 мм, а высоту — до 50 мм.

11.5.3.3 В местах передачи сосредоточенных сил следует предусматривать пригонку торцов ребер жесткости к листу пояса балки.

Для концов промежуточных поперечных ребер жесткости сварных балок следует предусматривать плотное примыкание к поясным листам балок. Для обеспечения этого требования необходимо следующее: установка на концах ребер специальных переходных деталей и приварка ребер к поясам. При этом торцы поперечных ребер жесткости, к которым прикрепляют поперечные ребра ортотропной плиты автодорожной проезжей части, следует приваривать к поясам балки. Разрешается устройство обрывов промежуточных поперечных ребер жесткости на стенке вблизи поясов, с оформлением зоны обрыва ребра в соответствии с требованиями 11.5.6.6.

11.5.3.4 Продольные ребра жесткости в сварных балках следует применять только в тех случаях, когда обеспечение местной устойчивости за счет постановки одних поперечных ребер жесткости и изменения толщины стенки оказывается нецелесообразным.

11.5.3.5 Привариваемые к стенке или полке балки ребра жесткости, параллельные заводским или монтажным сварным стыковым швам стенки или полки, должны быть удалены от них на расстояние не менее $10t_w$.

Перо или обушок уголка, используемый в качестве ребра жесткости и прикрепляемый к стенке болтами, должен быть удален от стыкового сварного шва стенки на расстояние не менее $5t_w$.

11.5.3.6 Ребра жесткости необходимо прикреплять сплошными двусторонними швами.

В местах пересечения стыковых швов стенки не допускается прерывать ребра жесткости и швы, прикрепляющие их к стенке.

В пролетных строениях в местах пересечения ребер жесткости продольные ребра и их швы необходимо устраивать непрерывными, а поперечные ребра (кроме опорных) — прерывать и прикреплять к ним угловыми швами; эти швы в растянутой зоне стенки должны иметь отношение катетов 1:2 (большой катет — на продольном ребре) и плавный переход к основному металлу.

При обрыве продольных ребер жесткости у болтового поперечного стыка стенки оформление зоны обрыва ребра должно соответствовать требованиям 11.5.6.6.

11.5.4 Предварительно напряженные пролетные строения

11.5.4.1 В неразрезных балках постоянной высоты затяжки следует размещать в зонах максимальных положительных и отрицательных моментов.

Сечение предварительно напряженных балок со сплошной стенкой следует проектировать несимметричным с более развитым сжатым поясом.

11.5.4.2 При проектировании предварительно напряженных балок необходимо предусматривать присоединение затяжки к поясу по длине балки не менее чем в четырех точках таким образом, чтобы при работе под нагрузкой обеспечивалось совместное их перемещение в боковом направлении и независимое — в продольном направлении.

11.5.4.3 Прикрепление ребер жесткости или кронштейнов, поддерживающих затяжки, необходимо проектировать с учетом сил трения, возникающих при натяжении затяжек.

11.5.4.4 Концы затяжек необходимо закреплять на специальных выносных жестких элементах — упорах. Элементы балок в местах прикрепления упоров следует усиливать на воздействие сосредоточенных нагрузок.

11.5.4.5 Для обеспечения устойчивости обжимаемых элементов ферм затяжки соединяют со стержнями с помощью диафрагм. Расстояние между точками закрепления следует принимать из условия устойчивости стержня свободной длины, соответствующей длине этих участков.

11.5.5 Сварные и болтовые соединения, соединения на высокопрочных болтах

11.5.5.1 В случаях, когда прикрепление с эксцентриситетом неизбежно, в цельносварной конструкции при одно-стенчатых сечениях элементов их прикрепление следует осуществлять по всему контуру соединения.

11.5.5.2 На чертежах КМ сварных конструкций следует указывать:

- типы, размеры всех швов и обозначения монтажных и заводских швов;
- способ выполнения всех сварных швов (автоматическая, полуавтоматическая сварка под флюсом, ручная сварка и др.) и тип подкладки для стыковых швов, а при необходимости — также последовательность наложения швов;
- участки сварных швов с полным проплавлением толщины детали;
- все места конструкции, подлежащие обработке в соответствии с ТНПА, регламентирующими требования к стальным мостовым конструкциям.

Для узлов и конструкций, применяемых впервые, на чертежах КМ следует указывать формы деталей с размерами, относящимися к механической обработке сварных швов и зон концентрации напряжений, а также рекомендации по способам ее выполнения.

11.5.5.3 При применении сложных прокатных профилей (швеллеров, тавров и двутавров, в том числе с параллельными гранями полок) не допускается устройство с помощью сварки поперечных стыков и прикреплений к узлам.

В конструкциях мостов следует применять сварку продольными непрерывными швами цельных (без стыков по длине) тавров и двутавров (в том числе разных номеров) между собой и с листом, прикрепляемым по всей длине встык, или втавр к стенке профиля, или двумя угловыми швами к кромкам полки профиля.

В конструкциях мостов следует применять приварку узловых фасонки и фасонки связей к стенке профилей с осуществлением мероприятий по снижению концентрации напряжений у концов фасонки в соответствии с 11.5.6.6 и 11.5.6.7, а также приварку ребер жесткости — только к стенке двутавров и тавров.

11.5.5.4 Применение электрозаклепок разрешается только для нерабочих соединений.

11.5.5.5 Угловые швы, как правило, применяют с вогнутым очертанием их поверхности и плавным переходом к основному металлу.

Лобовые швы, как правило, проектируют неравнобокими с большим катетом, направленным вдоль усилия, при этом отношение большего катета к меньшему рекомендуется принимать равным 2.

11.5.5.6 Размеры угловых сварных швов следует назначать, по возможности, минимальными из расчета по прочности и выносливости, с учетом при этом указанных ниже технологических требований.

Продольные соединительные угловые швы коробчатых, тавровых и Н-образных элементов для сталей и значения толщины проката, указанные в таблице 40, должны иметь расчетную высоту сечения не менее 4 мм, а швы, прикрепляющие ребра жесткости к стенке балки, а также продольные ребра ортотропной плиты к покрывающему листу, — не менее 3 мм.

Длина углового лобового или флангового шва должна быть не менее 60 мм и не менее шестикратного размера катета шва.

11.5.5.7 Конструкция стыковых швов должна обеспечивать возможность получения полного проплавления расчетной толщины стыкуемых деталей и плавных переходов к основному металлу.

11.5.5.8 При расположении стыка поперек действия усилия в элементе конструкций толщина стыкового шва должна быть не менее толщины свариваемых листов.

11.5.5.9 В сварных балках и составных элементах конструкций, сечения которых образуются с помощью соединительных швов, полное проплавление тавровых и угловых соединений не требуется, если свариваемые детали обрываются в одном сечении. При наличии обрыва не в одном сечении на длине 100 мм от обрыва необходимо предусматривать полное проплавление таврового или углового соединения свариваемых деталей.

В соединениях, работающих на отрыв, обеспечение полного проплавления обязательно.

Применение узлов с работой на отрыв деталей пакета, образованного с помощью нахлесточных угловых сварных швов, не допускается.

В угловых соединениях составных замкнутых герметичных элементов, образованных односторонними угловыми швами, глубина провара должна быть не менее 4 мм — при толщине более тонкого листа до 16 мм и не менее 5 мм — при толщине более тонкого листа св. 16 мм.

Для соединения отдельных деталей и прикрепления элементов конструкций не допускается применение прерывистых швов.

11.5.5.10 В конструкциях с фрикционными соединениями должна быть обеспечена возможность свободной постановки высокопрочных болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей и гайковертов.

11.5.5.11 В соединениях прокатных профилей с непараллельными поверхностями полок следует применять клиновидные шайбы.

11.5.5.12 Номинальный диаметр отверстий под высокопрочные болты во фрикционных соединениях принимают в соответствии с таблицей 57.

Таблица 57

В миллиметрах

Группа соединений	Номинальный диаметр отверстий во фрикционных соединениях при номинальном диаметре болтов			
	18	22	24	27
Стыки и крепления основных несущих элементов и связей, определяющих проектное положение конструкций	21	25	28	30
Крепления: связей, не определяющих проектное положение конструкций; стыковых накладок (рыбок) поясов продольных балок; тормозных связей и горизонтальных диафрагм проезжей части	23	28	30	33

11.5.5.13 Соединения следует проектировать с возможно более компактным расположением высокопрочных и обычных болтов в соответствии с нормативными значениями таблицы 58.

Таблица 58

Характеристика расстояний	Нормативное значение
Расстояние между центрами болтов: а) минимальное в любом направлении б) максимальное в любом направлении в крайних рядах при растяжении и сжатии: для листов для уголков ²⁾ в) максимальное в средних рядах: поперек усилия при растяжении и сжатии вдоль усилия при растяжении то же при сжатии	$2,5d^{1)}$ $7d$ или $16t$ 160 мм $24t$ $24t$ $16t$
Расстояние от центра болта до края элемента: а) минимальное вдоль усилия и по диагонали б) то же поперек усилия: для кромок после механической обработки для прокатных кромок или после газовой резки методом «смыв-процесс» и с кислородной завесой в) максимальное	$1,5d$ $1,5d$ $1,3d$ $8t$ или 120 мм
¹⁾ Для обычных болтов следует назначать $3d$. ²⁾ При двухрядном расположении нормативное значение относится к ряду у пера.	

Примечание — Обозначения:

d — номинальный диаметр болта, мм;

t — толщина наиболее тонкой детали, расположенной снаружи пакета, мм.

11.5.5.14 Количество высокопрочных болтов должно быть не менее двух:

— в креплениях связей главных ферм и проезжей части;

— в каждом продольном ряду креплений или стыковой накладке (считая от оси стыка).

В креплениях стержня на обычных болтах количество болтов в продольном ряду должно быть не менее: при одном ряду — трех; при двух рядах и более — двух; в выступающей полке уголкового корыта — пяти.

В стыках и креплениях растянутых и сжато-растянутых элементов количество болтов в двух первых поперечных рядах (считая от сечения элемента или накладки с полным усилием) следует принимать одинаковым. Количество болтов в последующих рядах следует увеличивать постепенно. В стыках и креплениях уголков с двухрядным расположением болтов первый болт должен быть расположен у обушка.

Количество рядов болтов вдоль усилия должно быть минимальным.

В продольных и поперечных стыках стенок балок следует располагать болты с каждой стороны стыка в один ряд.

11.5.5.15 Диаметр болтов, поставленных в уголках основных элементов, должен составлять не более $1/4$ ширины полки уголка.

В элементах связей, ребрах жесткости, диафрагмах и т. п. следует устанавливать болты диаметром 22 мм — в полке уголка шириной 80 мм и диаметром 24 мм — в полке уголка шириной 90 мм.

Во фрикционных соединениях с большим количеством высокопрочных болтов их диаметр следует назначать по возможности максимальным.

11.5.5.16 Полную длину высокопрочных болтов следует назначать из условия, чтобы верх гайки после затяжки находился ниже границы фаски болта.

11.5.5.17 Стыки вертикальной стенки балки при болтовых соединениях должны быть перекрыты накладками по всей высоте.

Стыковые накладки поясных уголков следует применять в виде плоских листов.

11.5.5.18 Непосредственно прикрепленная площадь элементов сквозных главных ферм в узлах и стыках должна составлять не менее 50 % всей рабочей площади элемента. При непрямом перекрытии площади сечения следует уменьшать эксцентриситет в креплениях накладок и увеличивать их длину.

11.5.6 Детали конструкции

11.5.6.1 В конструкции не должно быть соприкасающихся несоединенных частей (кроме мест примыкания ребер жесткости к поясам балок), а также щелей, зазоров, пазух и корыт. В местах возможного скопления влаги следует устраивать дренажные отверстия диаметром не менее 50 мм.

Стальные канаты и пучки высокопрочной проволоки, их анкера, места соединения и примыкания должны быть надежно защищены от коррозии.

11.5.6.2 В растянутых элементах симметричного сечения, снабженных отверстиями для соединения их узловыми болтами-шарнирами, площадь нетто разреза, проходящего через болтовое отверстие, должна составлять не менее 140 %, площадь нетто разреза от торца элемента до болтового отверстия — не менее 100 % расчетного сечения элемента.

11.5.6.3 Ветви сжатых составных стержней с болтовыми соединениями, а также сжато-изогнутые сварные элементы в местах воздействия сосредоточенных сил должны быть подкреплены поперечными диафрагмами.

В сварных коробчатых и Н-образных элементах ферм диафрагмы рекомендуется приваривать или прикреплять на болтах только к вертикальным листам с зазором между диафрагмами и горизонтальными листами не менее 50 мм.

11.5.6.4 Не допускается непосредственная приварка вспомогательных деталей (кронштейнов, элементов перил и тротуаров, навигационных знаков и сигналов и т. п.) к элементам главных балок и балок проезжей части, а также к элементам решетчатых главных ферм. Приваривать эти детали допускается только к поперечным ребрам жесткости.

Распорки и диагонали продольных связей, распорки поперечных связей не допускается приваривать непосредственно к поясам балок пролетных строений.

11.5.6.5 Для обеспечения плавных (радиусом не менее 15 мм) переходов от металла шва к основному металлу в растянутых на стадии эксплуатации поперечных стыках деталей и элементов пролетных строений следует предусматривать механическую обработку; это требование распространяется на концевые участки поперечных стыковых швов стенки балок на протяжении 40 % высоты растянутой зоны, но не менее 200 мм, считая от растянутого пояса.

11.5.6.6 При прикреплении горизонтальных фасонки продольных связей непосредственно встык к поясам сплошных балок необходимо предусматривать полное проплавление всей толщины фасонки и возможность неразрушающего контроля шва.

Для получения плавных переходов к поясу (радиусом не менее 60 мм) также необходимо предусматривать на концах фасонки выкружки и механическую обработку их вместе с концами швов.

11.5.6.7 При крестовой и полураскосной системах продольных связей, расположенных в уровне, смещенном относительно поясов, для фасонки, привариваемых к стенке втавр, необходимо предусматривать мероприятия по снижению концентрации напряжений, указанные в 11.5.6.6. При этом для обеспечения устойчивости и устранения колебаний пояса относительно стенки на стенке балки должны быть предусмотрены поперечные ребра жесткости в плоскости каждого узла связей.

В случае, если указанные фасонки пересекаются с поперечными ребрами жесткости, фасонки и их швы следует устраивать непрерывными; приварку элементов поперечного ребра жесткости к фасонке следует осуществлять угловыми швами с отношением катетов 1:2 (большой катет — на фасонке) и плавным переходом к основному металлу фасонки.

11.5.6.8 В цельносварных пролетных строениях элементы связей, присоединяемые внахлестку к фасонкам, следует прикреплять двумя фланговыми и двумя лобовыми швами согласно 11.5.5.1; элементы связей из парных уголков, симметрично расположенных относительно фасонки, допускается прикреплять двумя фланговыми и одним лобовым (торцевым) швами.

Расстояние между швами креплений элементов связей и швами креплений фасонки к стенке балки, а также к поперечным ребрам жесткости должно быть не менее 60 мм.

11.5.6.9 В случае приварки вертикальных диафрагм, ребер жесткости и фасонки к растянутому поясу в пролете поперечные швы, прикрепляющие указанные элементы, следует проектировать с отношением катетов 1:2 (большой катет — на поясе) и плавным переходом к основному металлу.

11.5.6.10 Противоугольные уголки следует приваривать к верхнему поясу сварных балок продольными и поперечными угловыми швами. При этом для поперечных швов необходимо предусматривать мероприятия по снижению концентрации напряжений, указанные в 11.5.6.9, а также механическую обработку для получения плавных переходов (радиусом не менее 5 мм) к основному металлу.

11.5.6.11 В конструкциях деталей, изменяющих направление стального каната (отклоняющих устройств, оголовков пилонов и др.) или проволоки в канате (анкерных устройств) и деталей, обжимающих канат (сжимов, хомутов подвесок и т. п.), следует применять желоба криволинейного поперечного сечения со скруглениями у торцов (в месте выхода каната) и укороченными (по сравнению с основанием) прижимными накладками, а также прокладки из алюминия или другого мягкого материала. При этом для исключения электрохимической коррозии контактирующие с алюминием стальные канаты и стальные детали указанных выше устройств необходимо защищать покрытиями из кадмия или цинка толщиной не менее 20 мкм.

11.5.7 Конструкция планок и перфорированных листов

11.5.7.1 Соединительные планки разрешаются в тех элементах, для которых при расчете на выносливость соединение планок с основными частями сечения возможно осуществить без специальных мер по снижению концентрации напряжений.

11.5.7.2 Длина промежуточных планок l_s должна быть не менее $0,75a$ (где a — расстояние между рядами болтов (или сварными швами) крепления планки, м).

Концевые планки в сжатых и сжато-растянутых элементах следует предусматривать в 1,7 раза длиннее промежуточных, в растянутых элементах — в 1,3 раза. Концевые планки следует устанавливать по возможности ближе к узлу.

В сварных коробчатых и Н-образных элементах допускается выход перфорации на торец элемента.

11.5.7.3 Количество болтов для прикрепления одной стороны планки должно быть не менее:

— четырех — для элементов, работающих только на временную нагрузку;

- трех — то же, работающих на постоянную нагрузку;
 — двух — для нерабочих элементов.

11.5.8 Особенности конструкции болто-сварных пролетных строений

11.5.8.1 В болто-сварных пролетных строениях следует применять стыковые и накладные компенсаторы ослабления сечения элементов болтовыми отверстиями.

На концах стыковых компенсаторов ослабления (у стыка) необходимо предусматривать скосы и механическую обработку соединений в соответствии с требованиями 11.5.2.7 и 11.5.6.5.

В накладных компенсаторах ослабления следует предусматривать скосы по ширине с уклоном 1:1. Для косых швов следует принимать отношение катетов 1:2. Для обеспечения плавных (радиусом не менее 5 мм) переходов от шва к основному металлу необходимо предусматривать обработку косых швов на конце компенсатора. Косые швы и участки продольных швов до первого ряда отверстий должны обеспечивать полное приращение площади компенсатора. Ширина компенсатора из стали марок 16Д, 15ХСНД, 15ХСНДА и 10ХСНД, 10ХСНДА, 14Г2АФД и 15Г2АФДпс должна быть соответственно не более 44, 38 и 36-кратной его толщины. При большей требуемой ширине необходимо применять два отдельных компенсатора, расстояние между их швами должно быть не менее 60 мм. Расстояние от центра болта до края компенсатора должно быть не менее удвоенного диаметра отверстия под болт.

11.5.8.2 Для решетчатых болто-сварных ферм пролетных строений следует применять узловые фасонки-вставки и фасонки-приставки, соединяемые с поясами с помощью сварки.

Узловые фасонки-вставки и фасонки-приставки должны иметь плавные переходы (радиусом не менее 250 мм) к поясу. Расстояние от стыка пояса и фасонки-вставки до начала выкружки в ней следует принимать не менее 70 мм. Для стыковых швов фасонки-вставок растянутого и сжато-растянутого поясов необходимо предусматривать механическую обработку, соответствующую требованиям 11.5.6.5.

Для фасонки-приставок необходимо предусматривать полное проплавление всей толщины и возможность неразрушающего контроля шва, а также механическую обработку концов фасонки.

11.5.8.3 Длину поясных листов продольных и поперечных балок следует принимать менее длины стенки, при условии устройства на углах стенки прямоугольных скругленных (радиусом 15 мм) вырезов, вертикальная грань которых совпадает с торцом обрываемого поясного листа.

Подобные вырезы должны также иметь фасонки, привариваемые к верхнему поясу поперечной балки для увеличения высоты ее стенки в зоне прикрепления к главным фермам. Конструкция сопряжения конца фасонки с поясом поперечной балки должна удовлетворять требованиям 11.5.6.6 и 11.5.6.7.

При необходимости устройства обрыва пояса двутавровой балки без образования вышеуказанного выреза в стенке необходимо предусматривать следующее: пояс к месту обрыва должен быть скошен по толщине до 6 мм с уклоном 1:8 и по ширине до 32 мм с уклоном 1:4; прикрепление к стенке балки на протяжении скошенной части пояса должно иметь полное проплавление. Также следует предусматривать механическую обработку конца пояса для получения плавных переходов (радиусом не менее 60 мм) к стенке (в обеих плоскостях).

11.5.9 Конструкция ортотропной плиты проезжей части

11.5.9.1 Конструкцию ортотропной плиты следует проектировать одноярусной, состоящей из листа настила, подкрепленного продольными и поперечными ребрами, вертикальные стенки которых приварены к листу настила двусторонними угловыми швами.

Монтажные блоки ортотропной плиты должны быть ориентированы длинной стороной вдоль оси моста.

11.5.9.2 Толщину листа настила в автодорожных мостах t_{\min} следует принимать не менее 12 мм, а расстояние между продольными ребрами — не менее 300 мм.

11.5.9.3 Монтажные стыки листа настила верхней ортотропной плиты следует проектировать сварными.

В нижних ортотропных плитах при обосновании расчетом разрешается применять монтажные продольные сварные стыки горизонтального листа с неполным заполнением разделки.

Не допускается присоединение листов настила ортотропных плит проезжей части к поясам главных балок или ферм сварными швами внахлестку.

11.5.9.4 В ортотропных плитах следует применять преимущественно продольные ребра открытого сечения из полос, прокатных тавров, неравнобоких уголков и сварных тавров.

11.5.9.5 Монтажные стыки продольных ребер верхних ортотропных плит следует размещать в 1/3 пролета между поперечными ребрами и предусматривать, как правило, фрикционными, с выполнением

отверстий в заводских условиях.

Монтажные стыки продольных ребер нижних ортотропных плит рекомендуется предусматривать сварными.

Применение монтажных стыков ортотропной плиты с не приваренными к листу настила вставками продольных ребер и обрывом ребер в зоне монтажного стыка блоков пролетного строения не допускается.

11.5.9.6 Монтажные стыки стенки и пояса поперечных ребер таврового сечения следует предусматривать фрикционными на высокопрочных болтах, с выполнением отверстий на полный диаметр в заводских условиях.

11.5.9.7 Продольные ребра в местах пересечений со стенками поперечных балок не должны прерываться. Продольные ребра следует пропускать сквозь вырезы в стенках поперечных балок и приваривать на заводе угловыми швами к вертикальной грани выреза в стенке или в опорной пластинке. Приварка торцов продольных ребер к стенкам поперечных ребер не допускается.

11.5.9.8 Прикрепление поперечных ребер верхней ортотропной плиты к ребрам жесткости или специальным фасонкам главных балок в общем случае следует осуществлять фрикционным на высокопрочных болтах.

11.5.9.9 В проекте следует указывать вид антикоррозионного покрытия листа настила и тип одежды ездового полотна по стальной ортотропной плите.

11.5.10 Конструкция опорных частей

11.5.10.1 Балочные пролетные строения пролетом более 25 м должны иметь подвижные опорные части шарнирно-каткового или секторного типа.

Разрешается применение опорных частей с использованием полимерных материалов.

11.5.10.2 При расстоянии между центрами опорных частей, расположенных на одной опоре, более 15 м следует обеспечивать поперечную подвижность одной из опорных частей посредством устройства двоякоподвижных опорных частей или другим способом.

В случае невыполнения требований 5.11.9 концы пролетных строений должны быть прикреплены к опорам анкерными болтами по расчету.

11.5.10.3 Конструкция опорных частей должна обеспечивать распределение нагрузки по всей площади опирания узла пролетного строения и опирания на опору.

11.5.10.4 Опорные части шарнирно-каткового или секторного типа рекомендуется применять литые, с шарнирами свободного касания. Разрешается применять подвижные однокатковые опорные части из высокопрочной стали, а также с наплавкой на поверхность катка и плиты из материалов высокой твердости.

В подвижных опорных частях должно быть не более четырех катков.

Катки необходимо соединять между собой боковыми стяжками, гарантирующими совместность перемещения и не препятствующими перекатке и очистке, и оснащать устройствами от боковых сдвигов и продольного угона, а также защищать футлярами. При применении цилиндрических катков, имеющих две плоские грани, должна быть исключена возможность их опрокидывания и заклинивания.

12 Сталежелезобетонные конструкции

12.1 Общие положения

12.1.1 Требования настоящего раздела следует соблюдать при проектировании пролетных строений, в которых железобетонная плита объединена со стальными главными балками, фермами или балками проезжей части для совместной работы.

12.1.2 Требования к качеству и расчетные характеристики материалов сталежелезобетонных конструкций следует принимать в соответствии с разделами 10 и 11.

12.1.3 Расчеты, как правило, выполняют исходя из гипотезы плоских сечений, без учета податливости швов объединения стальной и железобетонной частей. Податливость швов объединения необходимо учитывать для балок пролетом менее 8 м и решетчатых ферм с панелями длиной менее 8 м.

12.1.4 В расчетах сталежелезобетонных конструкций следует применять коэффициент приведения $n_b = E_{st}/E_b$, где $E_{st} = 2,06 \cdot 10^5$ МПа — модуль упругости конструкционного металла стальной части,

E_b — модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, определяемый в соответствии с 10.1.15.

12.1.5 Состав расчетов и виды учитываемых в них неупругих деформаций следует принимать по таблице 59. Неупругие деформации также необходимо учитывать при определении усилий в элементах статически неопределимых систем. Разрешается приближенный учет неупругих деформаций бетона с использованием условных модулей упругости в соответствии с приложениями Л и М.

Таблица 59

Нагрузки и воздействия	Неупругие деформации, учитываемые в расчетах					
	по прочности, устойчивости	на выносливость	по трещиностойкости		вертикальной и горизонтальной жесткости	ординат строительного подъяема (для конструкций со сборной плитой)
			по образованию трещин	по раскрытию трещин		
Постоянные	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	<i>kr, us</i>	—	<i>kr, us</i>
Временные вертикальные	<i>cr, pl</i>	<i>cr</i>	<i>wud</i>	<i>cr</i>	<i>wud</i>	<i>wud</i>
Температурные и усадочные	<i>cr, pl</i>	—	<i>wud</i>	<i>cr</i>	—	—
Временные поперечные горизонтальные	<i>pl</i>	—	—	—	<i>wud</i>	—
При транспортировании, монтаже, предварительном напряжении и регулировании	<i>wud</i>	—	<i>wud</i>	<i>cr</i>	—	<i>wud</i>
Примечание — Обозначения: <i>kr</i> — ползучесть бетона; <i>us</i> — обжатие поперечных швов сборной железобетонной плиты; <i>vkr</i> — виброползучесть бетона; <i>cr</i> — поперечные трещины в железобетоне (от всей совокупности действующих нагрузок); <i>pl</i> — ограниченные пластические деформации стали и бетона (от всей совокупности действующих нагрузок и только при проверке сечения); <i>wud</i> — без учета неупругих деформаций; «—» — расчет не производится.						

12.1.6 Ползучесть бетона необходимо учитывать при определении усилий и моментов от постоянных нагрузок и воздействий, если наибольшие напряжения в бетоне от них превышают $0,2R_b$, где R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию в соответствии с 10.1.7.

При определении влияния ползучести бетона на сталежелезобетонную конструкцию, как правило, учитывают изгибную жесткость железобетонной части конструкции E_{bb} .

Ползучесть бетона разрешается учитывать приближенно согласно приложению Л, если $E_{bb} \leq 0,2E_{stls}$, где E_{stls} — изгибная жесткость стальной части конструкции.

Потери натяжения напрягаемой арматуры от ползучести бетона, а также дополнительные деформации от обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты следует определять в соответствии с приложением Л.

12.1.7 Усадку бетона следует учитывать при расчетах на температурные воздействия. При этом разгружающее влияние усадки бетона не учитывают.

Предельную относительную деформацию усадки бетона ε_{shr} следует принимать равной $2 \cdot 10^{-4}$ — для монолитной плиты и $1 \cdot 10^{-4}$ — для сборной плиты.

Уравновешенные в пределах поперечного сечения напряжения от усадки бетона следует определять в соответствии с приложением М.

Ползучесть бетона от усадочных напряжений допускается учитывать путем применения в расчетах условного модуля упругости бетона $E_{ef,shr} = 0,5E_b$.

12.1.8 В расчетах на температурные воздействия следует учитывать разность температур железобетонной и стальной частей сечения. Разность температур следует определять на основании теплофизических расчетов.

Расчеты на температурные воздействия следует выполнять, принимая распределение температур в сечении неизменным по длине сталежелезобетонного пролетного строения и исходя из следующих нормативных наибольших значений разности температур $t_{n,max}$ железобетонной плиты и стальной конструкции:

а) для пролетных строений со стальными балками со сплошной стенкой при езде поверху (рисунок 2 а):

— в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, и балка подвергается нагреву от воздействия солнечных лучей при их наклоне к горизонту 30° и более, — 30°C ;

— в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, но балка не подвергается нагреву от воздействия солнечных лучей, — 15°C ;

— в случае, когда температура стали ниже, чем железобетона, — минус 15°C ;

б) для пролетных строений с решетчатыми главными фермами при езде поверху:

— в случае, когда температура стальных элементов фермы выше, чем железобетона, независимо от условий освещения солнцем, — 15°C ;

— в случае, когда температура стальных элементов фермы ниже, чем железобетона, — минус 10°C ;

в) для пролетных строений с главными балками со сплошной стенкой или с решетчатыми главными фермами и расположенной между ними железобетонной плитой с ездой понизу или посередине:

— в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, — 20°C ;

— в случае, когда температура стали ниже, чем железобетона, — минус 15°C ;

г) в пролетных строениях мостов с ездой поверху без устройства (или до устройства) на железобетонной плите проезжей части одежды ездового полотна в случае, когда температура железобетона выше, чем стали, — 20°C .

Усилия и напряжения от температурных воздействий следует определять:

— в соответствии с перечислением а) — с принятием по высоте стальной части сечения криволинейной эпюры разности температур (рисунок 2 б)) с ординатой в i -й точке:

$$t_{ni} = t_{n,max} \nu'_{ti} = t_{n,max} \cdot \sqrt{3,91 \cdot \frac{Z_{bt,i}}{h_w} - 3,82 \cdot \left(\frac{Z_{bt,i}}{h_w}\right)^2}, \quad (44)$$

где $Z_{bt,i}$, h_w — в соответствии с рисунком 4 а), см;

— в соответствии с перечислениями б) и в) — с принятием прямоугольной эпюры разности температур по всей высоте стальной части сечения;

— в соответствии с перечислением г) — с принятием криволинейной эпюры разности температур по рисунку 4 в) и с ординатой в i -й точке:

$$t_{ni} = t_{n,max} \nu'_{ti} = t_{n,max} \cdot \left(\frac{Z_{bf,i}}{50} - 1\right)^2, \quad (45)$$

где $Z_{bf,i}$ — в соответствии с рисунком 2 в), см.

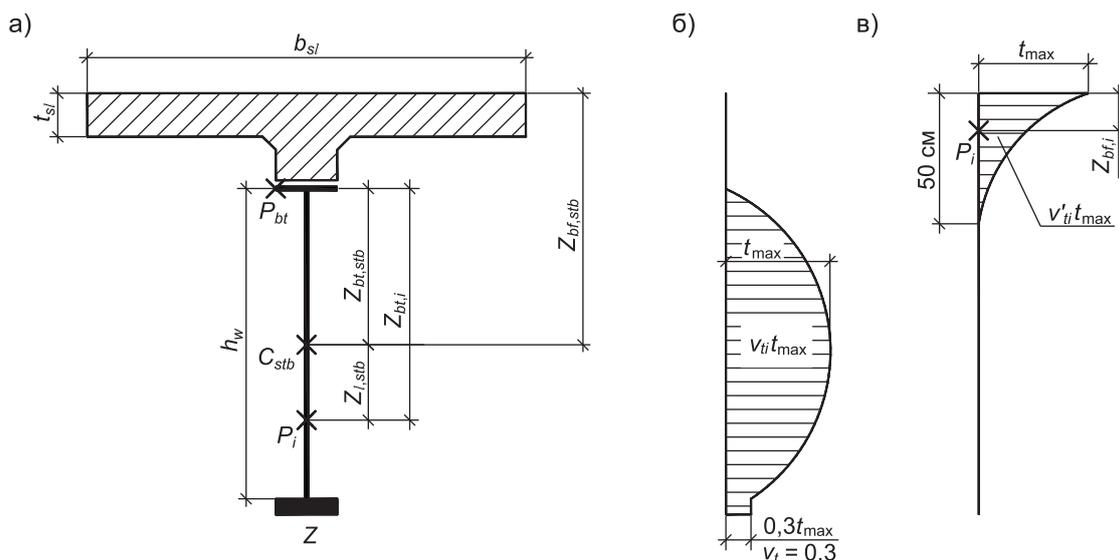


Рисунок 2 — Поперечное сечение сталежелезобетонной конструкции и расчетные эпюры разности температур:
а — схема поперечного сечения;
б — криволинейная эпюра разности температур по высоте стальной части сечения;
в — криволинейная эпюра разности температур для верхней части сечения балки

В пролетных строениях с ездой поверху стальную часть коробчатого сечения допускается условно разделять на балки двутаврового сечения и при этом учитывать разность температур согласно рисунку 2 б).

Уравновешенные в пределах поперечных сечений напряжения от изменений температуры следует определять в соответствии с приложением М.

12.1.9 Сжатую железобетонную плиту следует рассчитывать по прочности, трещиностойкости и на выносливость.

Влияние развития ограниченных пластических деформаций бетона и стали на распределение усилий в статически неопределимых конструкциях допускается не учитывать.

12.1.10 Растянутую железобетонную плиту следует рассчитывать по прочности и трещиностойкости. Категории требований по трещиностойкости следует принимать в соответствии с 10.5.1.

Жесткость при растяжении железобетонной плиты с учетом образовавшихся трещин определяют выражением

$$\frac{E_r A_r}{\psi_{cr}}$$

где E_r , A_r — модуль упругости, МПа, и площадь сечения продольной арматуры плиты, м², соответственно;

ψ_{cr} — коэффициент, учитывающий частичное вовлечение бетона между трещинами в работу на растяжение; принимают по таблице 60.

Таблица 60

Арматура	Значение коэффициента ψ_{cr} при расчетах по прочности и трещиностойкости
Гладкая; пучки высокопрочной проволоки; стальные канаты	1,70
Периодического профиля	0,50

В статически неопределимых системах усилия следует определять с учетом влияния наличия поперечных трещин в железобетонной плите.

Для сборной необжатой железобетонной плиты, у которой продольная арматура не стыкуется, жесткость при растяжении следует принимать равной нулю.

12.1.11 Расчеты плиты проезжей части на местный изгиб и совместную работу с главными балками следует выполнять независимо один от другого, при этом усилия и деформации следует суммировать только в случае работы плиты на местный изгиб в продольном направлении.

12.1.12 Расчет поперечного сечения следует выполнять по стадиям, число которых определяется количеством частей сечения, последовательно включаемых в работу.

Для каждой части сечения действующие напряжения следует определять их суммированием по стадиям работы.

12.1.14 Учитываемую в составе сечения расчетную ширину железобетонной плиты b_{sl} следует определять как сумму расчетных значений свесов плиты в обе стороны от оси стальной конструкции (рисунок 3). Расчетное значение свеса плиты рекомендуется определять пространственным расчетом; значение свеса следует принимать в соответствии с таблицей 61.

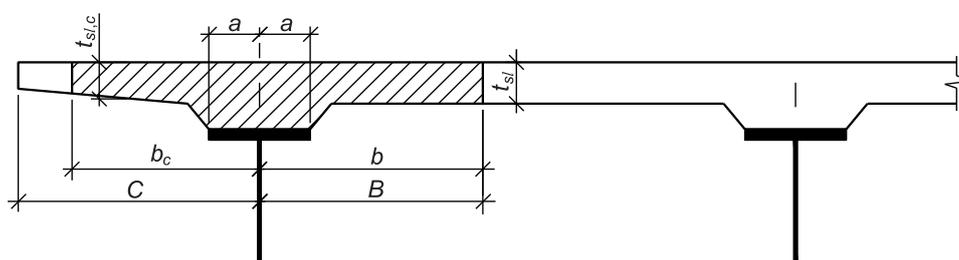


Рисунок 3 — Схема для определения расчетной ширины железобетонной плиты, учитываемой в составе сечения

Таблица 61

Положение свеса плиты относительно стальной части, обозначение свеса	Параметр плиты /	Расчетное значение свеса плиты
Свес в сторону соседнего стального элемента b	$4B$ и более Менее $4B$	$B/2$ $a + 6t_{sl}$, но не более $B/2$ и не менее $l/8$
Свес в сторону консоли b_c	$12C$ и более Менее $12C$	C $a + 6t_{sl,c}$, но не более C и не менее $l/12$
<p>Примечание — Обозначения:</p> <p>a — половина ширины железобетонного ребра или вута, а при их отсутствии — половина ширины контакта железобетонной плиты и стального пояса, м;</p> <p>$t_{sl}, t_{sl,c}$ — средняя толщина железобетонной плиты в пролете и на консоли соответственно (за вычетом ребра или вута), м;</p> <p>l — параметр плиты, м, равный: длине пролета — для главных балок и ферм; длине панели — для продольных балок проезжей части; расстоянию между главными фермами или ширине железобетонной плиты поперек моста, если она меньше этого расстояния, — для поперечных балок проезжей части;</p> <p>B — расстояние между осями стальных конструкций, равноценных по жесткости (см. рисунок 3), м;</p> <p>C — конструктивный консольный свес плиты от оси стальной конструкции (см. рисунок 3).</p>		

12.1.14 Площадь поперечного сечения железобетонной плиты A_b , а в расчетах на кручение также толщину плиты t_{st} и ширину ребра или вута следует принимать деленными на коэффициент приведения n_b согласно 12.1.4. При учете неупругих деформаций допускается использовать коэффициенты приведения, найденные по условным модулям упругости бетона, определяемым в соответствии с приложениями Л и М.

Площадь сечения продольной арматуры, имеющей сцепление с бетоном, следует принимать деленной на коэффициент приведения $n_r = E_{st}/E_r$, где E_r — модуль упругости ненапрягаемой или напрягаемой арматуры, принимаемый по таблице 28.

12.1.15 Центры тяжести стального и приведенного сечений следует определять по сечению брутто. Ослабление сечений болтовыми отверстиями учитывают в соответствии с 11.4.9.

12.1.16 Прочность и устойчивость стальных балок при монтаже проверяют в соответствии с приложением К.

Прочность и трещиностойкость конструкций и их элементов при предварительном напряжении, транспортировании и монтаже следует проверять в предположении упругой работы стали и бетона. Проверку следует осуществлять без учета ползучести, усадки бетона и обжатия поперечных швов, но с учетом влияния потерь предварительного напряжения.

12.2 Расчет сталежелезобетонных конструкций

Расчет сталежелезобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с приложением Н.

12.3 Конструктивные требования

12.3.1 Железобетонную плиту следует объединять со стальными главными балками и фермами по всей их длине. Требуемая степень трещиностойкости должна быть обеспечена продольным армированием или предварительным напряжением.

12.3.2 Толщина железобетонной плиты проезжей части должна быть не менее указанной в 10.6.1. Толщина железобетонной плиты тротуарной консоли, учитываемой в составе рабочего сечения, должна быть не менее 80 мм.

12.3.3 Объединение сборной железобетонной плиты со стальной конструкцией, выполняемое при ремонте, следует осуществлять с применением фрикционных, болто-клеевых или сварных соединений.

Разрешается объединение упорами и анкерами, замоноличиваемыми в окнах и швах сборной железобетонной плиты. Зазоры между упором и конструкцией блока плиты должны быть не менее 50 и 30 мм соответственно вдоль и поперек пролетного строения.

Устройство упоров и анкеров в полостях и пазах, закрытых сверху, а также трудно омоноличиваемых, не допускается.

При устройстве прерывистых объединительных швов должна быть обеспечена прочность железобетонной плиты при работе на местный изгиб между участками опирания, при этом высота зазора между плитой и поясом должна быть достаточной для окраски пояса.

12.3.4 Размещение конструкций объединения должно удовлетворять следующим требованиям:

— расстояние в свету между жесткими упорами и анкерами не должно превышать восьмикратной средней толщины плиты, определяемой делением площади плиты, включенной в работу, на ее расчетную ширину, при этом площадь плиты следует принимать с учетом площади ребра или вута;

— расстояние в свету между жесткими упорами должно составлять не менее 3,5-кратной высоты расчетной площади смятия бетона упором;

— расстояние в свету между анкерами должно быть не менее $3d_{an}$, где d_{an} — диаметр стержня анкера, мм.

Минимальное расстояние для размещения высокопрочных болтов, обжимающих железобетонную плиту, следует принимать по таблице 62.

Таблица 62

В миллиметрах

Нормируемый размер	Минимально допустимое расстояние при диаметре болтов	
	22	24
От центра отверстия до края железобетонного элемента	100	120
Между центрами отверстий по всем направлениям	140	160

12.3.5 Конструкция жестких упоров должна обеспечивать равномерные деформации бетона по площади смятия и не приводить к раскалыванию бетона, например, из-за наличия углов.

При выпуклой форме поверхности, передающей давление с упора на бетон (цилиндрических упорах и др.), зону местного сжатия бетона упором необходимо армировать.

12.3.6 Анкеры следует устраивать в виде петель, расположенных под углом 45° к направлениюдвигающих усилий.

Разрешается применение одиночных арматурных анкеров.

В закладных деталях петлевые арматурные анкеры следует применять в сочетании с жесткими упорами.

12.3.7 При применении высокопрочных болтов для объединения сборной железобетонной плиты со стальными поясами необходимо:

— отверстия под высокопрочные болты назначать увеличенных диаметров, обеспечивающих установку болтов с учетом допусков согласно нормам на изготовление и монтаж;

— обеспечить возможность устранения неплотностей за счет деформирования стальных листов при стягивании, применения податливых прокладок или других мер.

12.3.8 Железобетонную плиту необходимо заанкерить для исключения ее отрыва от стальной части. При жестких упорах, не обеспечивающих заанкеривания железобетонной плиты, следует применять дополнительные меры против ее отрыва.

Если в объединении с наклонными анкерами может меняться направление действия сдвигающей силы, необходима установка наклонных анкеров во встречном направлении или сочетание наклонных анкеров с вертикальными.

12.3.9 Поперечные стыки блоков сборной железобетонной плиты рекомендуется устраивать с применением:

— склеивания торцевых поверхностей с обжатием стыков усилием, создающим давление на торец не менее 0,5 МПа;

— сварки арматурных выпусков и последующего омоноличивания шва бетоном.

12.3.10 При сборной железобетонной плите, объединенной на всей длине блока, между стальным верхним поясом и железобетонным блоком следует предусматривать слой бетона или раствора, предохраняющий верхний пояс от коррозии. При толщине слоя раствора или бетона 50 мм и более его следует армировать.

13 Деревянные конструкции

13.1 Общие положения

13.1.1 В деревянных мостах рекомендуется применять элементы заводского изготовления.

13.1.2 При проектировании деревянных мостов следует предусматривать специальные меры по защите древесины от гниения, а в необходимых случаях — и от возгорания.

13.1.3 Конструкции деревянных мостов должны обеспечивать доступность всех частей для осмотра и очистки, устранения неплотностей, возникших в соединениях, посредством подтяжки болтов и тяжей, а также допускать возможность простого ремонта отдельных элементов.

Применяемые в конструкциях узлы, стыки и соединения должны обеспечивать равномерное распределение усилий между отдельными элементами и частями сооружения.

Особое внимание при проектировании следует уделять обеспечению условий для проветривания отдельных частей конструкций — узлов, врубок, сопряжений.

13.1.4 В балочных эстакадных мостах на однорядных опорах для восприятия горизонтальных сил каждую пятую опору следует устраивать двухрядной или многорядной.

13.1.5 Деревянные опоры необходимо надежно защищать от воздействия льда и плывущих предметов с помощью обшивок, обстроек и ледорезов.

13.2 Требования к материалам

13.2.1 Для деревянных конструкций мостов следует применять древесину сосны, ели, лиственницы, пихты, удовлетворяющую требованиям СТБ 1711.

Растянутые и изгибаемые элементы пролетных строений и мостовые брусья необходимо выполнять из древесины 1-го сорта. Остальные элементы конструкций мостов допускается выполнять из древесины 2-го сорта.

В крайних зонах (в пределах 1/6 высоты от кромок балок, но не менее двух досок) клееных балок прямоугольного сечения следует применять пиломатериалы 1-го сорта, в остальных зонах разрешается применять пиломатериалы 2-го сорта.

Для изготовления мелких деталей соединений (подушек, шпонок и т. п.) следует применять отборную древесину твердых лиственных пород (дуба, ясеня, бука и граба), удовлетворяющую требованиям СТБ 1712 и СТБ 1714.

Для опорных брусьев и насадок в опорах мостов допускается применять круглый лес и брусья из древесины твердых лиственных пород — дуба, бука, ясеня, граба по СТБ 1712 и СТБ 1714.

Смешение разных пород древесины в одном несущем элементе не допускается.

13.2.2 Влажность применяемой древесины должна быть не более:

25 % — бревен;

20 % — пиломатериалов;

12 % — пиломатериалов для клееных конструкций, а также мелких деталей и соединений.

В малых мостах для верхнего настила, поперечин и колесоотбойных брусьев разрешается применять древесину с влажностью до 40 %.

Влажность древесины для свай и других элементов, целиком расположенных ниже уровня низких вод, не ограничивается. При изготовлении деревянных конструкций в условиях стройплощадки разрешается применять для несущих элементов древесины с влажностью до 25 %, для вспомогательных элементов — с влажностью до 40 % при условии ее защиты от гниения.

13.2.3 Для стальных элементов деревянных мостов следует применять арматуру и полосовую, фасонную и листовую стали согласно требованиям разделов 10 и 11.

Гвозди следует применять по ГОСТ 4028.

13.2.4 Для склеивания элементов конструкций следует применять клеи, обладающие необходимой прочностью, водостойкостью, биостойкостью и долговечностью: фенольные, резорциновые и фенольно-резорциновые, которые в зависимости от условий эксплуатации должны соответствовать [22].

Для склеивания древесины с металлом следует применять эпоксидные клеи.

13.3 Расчетные характеристики материалов и изделий

13.3.1 Расчетные сопротивления древесины сосны 1-го сорта в зависимости от ее влажности следует принимать по таблице 63.

Таблица 63

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, при влажности, %	
		25 и менее	св. 25
Изгиб:	$f_{m,b}$		
а) элементов из бревен естественной конечности		17,7	15,2
б) элементов из брусьев и окантованных бревен		15,7	13,7

в) досок настила		13,7	11,8
Растяжение вдоль волокон	$f_{t,0,d}$	11,8	9,8
Сжатие и смятие вдоль волокон	$f_{c,0,d}; f_{cm,0,d}$	14,7	11,8
Сжатие и смятие всей поверхности поперек волокон	$f_{c,90,d}; f_{cm,90,d}$	1,77	1,47
Местное смятие поперек волокон:	$f_{cm,90,d}$		
а) в лобовых врубках (при длине площади смятия до 150 мм)		3,1	2,5
б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°		3,9	3,3
Скалывание (наибольшее) вдоль волокон при изгибе	$f_{v,0,d}$	2,35	2,15
Скалывание (среднее по площадке) в соединениях на врубках, учитываемое в пределах длины не более 10-кратной глубины врезки и двукратной толщины брутто элемента:			
а) вдоль волокон	$f_{v,0,d}$	1,57	1,47
б) поперек волокон	$f_{v,90,d}$	0,78	0,69

Для древесины сосны 2-го сорта расчетные сопротивления следует принимать менее установленных для 1-го сорта на:

- 30 % — при растяжении вдоль волокон;
10 % — при всех других напряженных состояниях.

13.3.2 Расчетные сопротивления клееной древесины сосны при толщине склеиваемых досок 33 мм и высоте элементов 0,5 м и менее следует принимать по таблице 64.

Таблица 64

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление	
	Обозначение	Значение, МПа
Изгиб бруса	$f_{m,d}$	17,7
Растяжение вдоль волокон	$f_{t,0,d}$	12,7
Сжатие вдоль волокон	$f_{c,0,d}$	15,7
Смятие вдоль волокон	$f_{cm,0,d}$	14,7
Сжатие и смятие всей поверхности поперек волокон	$f_{c,90,d}; f_{cm,90,d}$	1,96
Местное смятие поперек волокон:	$f_{cm,90,d}$	
а) в опорных плоскостях конструкции		2,50
б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°		4,31
Скалывание вдоль волокон по клеевым швам при изгибе	$f_{v,0,d}$	1,47
Скалывание поперек волокон по клеевым швам	$f_{v,90,d}$	0,78

В случаях применения досок (слоев) другой толщины, расчетные сопротивления изгибу, сжатию и скалыванию вдоль волокон следует умножать на коэффициенты условий работы:

- 1,10 — при толщине, мм 19 и менее;
1,05 — то же 26;
0,95 — “ 43.

Для древесины других пород расчетные сопротивления, приведенные в таблице 63, следует умножать на коэффициент перехода согласно таблице 65.

Таблица 65

Порода дерева	Коэффициент перехода для расчетного сопротивления		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон	сжатию и смятию поперек волокон	скалыванию
Ель	1,0	1,0	1,0
Лиственница	1,2	1,2	1,0*
Пихта	0,8	0,8	0,8
Дуб	1,3	2,0	1,3
Ясень, граб	1,3	2,0	1,6
Бук	1,1	1,6	1,3
* Для клееных конструкций — 0,9.			

13.3.3 Модули упругости древесины для всех пород при сжатии и растяжении вдоль волокон, а также при изгибе следует принимать, МПа:

— для обычной древесины при определении деформаций: от постоянных нагрузок — 8500, от временных нагрузок — 10 000;

— для клееной древесины при определении деформаций от любых нагрузок — 10 000.

Модуль упругости древесины при сжатии поперек волокон следует принимать равным 400 МПа.

13.3.4 Расчетные сопротивления и модули упругости для стальных элементов деревянных мостов следует принимать в соответствии с разделами 10 и 11.

13.4 Расчет деревянных конструкций

13.4.1 Расчет деревянных конструкций следует выполнять согласно [22] с учетом коэффициентов надежности, установленных настоящим техническим кодексом.

13.4.2 При расчете конструкций мостов допускается:

— усилия в элементах и соединениях определять исходя из предположения упругой работы материала;

— расчленять пространственную конструкцию на отдельные плоские системы и рассчитывать их на прочность без учета податливости элементов;

— принимать узловые соединения элементов сквозных конструкций как шарнирные;

— считать, что укосины, диагональные связи и раскосы не участвуют в восприятии вертикальных усилий, передаваемых насадки на стойки однорядных и башенных опор;

— не учитывать напряжения и деформации от изменения температуры, а также возникающие при усушке и разбухании древесины;

— учитывать действие сил трения только в случаях, когда трение ухудшает условия работы конструкции или соединения (коэффициент трения дерева по дереву в этих случаях допускается принимать равным 0,6).

13.4.3 Прогонь балочных мостов, элементы нижнего настила (доски, накатник и т. п.), поперечины, продольные и поперечные балки проезжей части мостов следует рассчитывать как разрезные.

Деревяплиту, опирающуюся на поперечные прогоны, следует рассчитывать как балку на двух опорах шириной b , мм, равной:

а) для клееной деревяплиты

$$b = a + 2t + \frac{l}{4}; \quad (46)$$

б) для гвоздевой деревяплиты:

— при расстоянии между гвоздями 250 мм и менее

$$b = a + 2t + 4\delta; \quad (47)$$

— при расстоянии между гвоздями более 250 мм

$$b = a + 2t + 2\delta. \quad (48)$$

В формулах (46)–(48):

a — размер ската колеса или гусеницы в направлении поперек досок, см;

t — толщина покрытия, мм;

δ — толщина одной доски, мм;

l — расчетный пролет плиты, мм.

При определении давления на прогон следует учитывать упругое распределение нагрузки поперечинами при условии их фактической неразрезности.

При определении давления на поперечины следует учитывать распределение нагрузки, если стыки настила расположены вразбежку (в одном сечении не более 30 % всех стыков).

13.4.4 При наличии подбалок усилия в прогонах следует определять при уменьшенном пролете, но не более чем на 10 %.

13.4.5 При определении усилий в тросах собственный вес фермы следует принимать распределенным поровну на верхние и нижние узлы.

13.4.6 Ветровые связи пролетных строений, расположенные в уровне проезжей части, следует рассчитывать на ветровую нагрузку, приходящуюся на пояс фермы, проезжую часть и перила, и на горизонтальные поперечные воздействия от временной нагрузки.

13.4.7 При расчете по устойчивости прямолинейных элементов, нагруженных продольными силами, расчетную длину следует принимать в зависимости от вида закрепления концов в соответствии с [22].

13.4.8 Расчетную длину элементов пролетных строений и опор при расчете по устойчивости необходимо принимать равной:

а) для сжатых поясов ферм:

— в плоскости фермы — расстоянию между узлами;

— из плоскости фермы — расстоянию между узлами горизонтальных связей;

б) для сжатых досок в дощатых фермах со сплошной стенкой — шестикратной ширине досок;

в) для стоек башенных опор — расстоянию между узлами связей;

г) для свай при отсутствии дополнительных поперечных связей:

— при закреплении свайных насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости посредством забивки наклонных свай и при полной заделке свай в грунт — $0,7l$;

— при закреплении свайных насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости и неполной (шарнирной) заделке свай в грунт (наличие сроста свай) — l ;

— при отсутствии закрепления насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости и обеспечении полной заделки свай в грунт — $2l$ (где l — теоретическая длина свай, м), принимаемая равной расстоянию от головы сваи (низа ростверка или насадки) до сечения ее заделки (или шарнира) в грунт с учетом размыва.

13.5 Конструктивные требования

13.5.1 Соединения следует применять простые, с минимальным количеством врубок и устраивать таким образом, чтобы исключить в них застой воды.

В составных элементах конструкций следует предусматривать зазоры для проветривания не менее 40 мм между брусками и не менее 20 мм между бревнами. В конструкциях, в которых не допускается устройство зазоров, должны быть приняты меры против непосредственного увлажнения атмосферными осадками. Устройство закрытых стыков (накладки со всех сторон) в надводной части деревянных конструкций не допускается. В клееных пролетных строениях следует предусматривать меры, препятствующие попаданию на них солнечных лучей.

13.5.2 Соединение пиломатериалов по длине осуществляют с помощью зубчатых соединений в соответствии с ГОСТ 16483.10.

13.5.3 После антисептирования элементов не допускается какая-либо их обработка, кроме сверления отверстий для установки крепежных изделий.

Просверленные отверстия в антисептированной древесине перед установкой крепежных изделий необходимо обильно смазать каменноугольным маслом по ГОСТ 2770.

13.5.4 Для обеспечения поперечной жесткости пролетного строения с клееными и дощато-гвоздевыми главными балками необходимо устанавливать в опорных сечениях и в пролете через 4–6 м поперечные связи, а при дощато-гвоздевых балках — и продольные связи в плоскости верхних поясов балок.

13.5.5 Главные балки пролетных строений длиной 15 м и более следует устанавливать на полимерные опорные части. Взамен опорных частей под балками разрешается укладка мауэрлатных брусьев из антисептированной древесины с устройством прокладок из изоляционного рулонного материала.

13.5.6 Деревянная или железобетонная плита проезжей части должна быть связана с главными балками креплениями, обеспечивающими передачу балкам горизонтальных усилий.

13.5.7 При конструировании проезжей части клееных пролетных строений мостов необходимо предусматривать продольные и поперечные уклоны, обеспечивающие быстрый сток воды с проезжей части.

При длине моста до 50 м и его одностороннем уклоне не менее 1 %, а также при длине моста 100 м и уклонах от середины в каждую сторону не менее 1 %, водоотвод следует обеспечивать за счет продольного стока воды.

13.5.8 Проезжая часть клееных пролетных строений должна защищать нижележащие конструкции от попадания осадков и прямого солнечного освещения. Плиту проезжей части следует устраивать непрерывной, а на верхние пояса балок под железобетонную плиту — укладывать водонепроницаемые прокладки.

13.5.9 Для улучшения условий проветривания зазор между торцами главных балок следует назначать не менее 100 мм, высоту опорных частей — не менее 50 мм. Между главными балками и плитой проезжей части следует устраивать проемы высотой 50–60 мм.

13.5.10 В качестве покрытия на клееных мостах с дощатой плитой следует назначать тройную поверхностную обработку или предусматривать укладку слоя асфальтобетона.

13.5.11 В пролетных строениях с ездой поверху жесткую и скрепленную с фермами проезжую часть следует использовать в качестве верхних связей.

13.5.12 В изгибаемых элементах в сечениях с наибольшими изгибающими моментами необходимо избегать ослабления подрезками крайних растянутых волокон. В опорных сечениях элементов, при условии обеспечения прочности древесины на скалывание поперек волокон, допускается подрезка не более чем на 1/3 высоты элемента.

13.5.13 Наименьшие размеры элементов и их допускаемая гибкость

13.5.13.1 Размеры поперечного сечения деревянных частей и металлических изделий должны быть не менее указанных в таблице 66.

Таблица 66

В миллиметрах

Деревянные части и металлические изделия	Нормируемый размер поперечного сечения	Наименьшее значение нормируемого размера
Брусья и доски: для основных элементов для связей, стыковых накладок, перил и других дополнительных элементов	Большая сторона	160
	То же	80
Доски	Толщина	40*
Бревна в тонком конце: для основных элементов для свай для накатника	Диаметр	180**
		220
		140
Пластины	Радиус круга	90
Болты: рабочие и стяжные конструктивные	Диаметр	19
		16

Штыри в клеештыревых стыках	Диаметр	12
Стальные тяжи	Диаметр	22
Стальные нагели	Диаметр	12
Гвозди и дюбели	Диаметр	4
Стальные накладки	Толщина	8
Шайбы	Толщина	6
Зубчатые шипы	Длина	32
<p>* Толщина досок для клееных конструкций после обработки не должна превышать 33 мм — для главных балок и 43 мм — для остальных элементов.</p> <p>** Бревна диаметром менее 180 мм в тонком конце следует применять только для настила проезжей части и неответственных элементов (второстепенных связей, схваток и т. д.).</p>		

13.5.13.2 Гибкость деревянных элементов в конструкциях не должна превышать:

а) для поясов, раскосов, стоек опор и свай:

— сжатых — 100;

— растянутых — 150;

б) для связей:

— сжатых — 150;

— растянутых — 200.

13.5.14 Стыки и соединения

13.5.14.1 Стыки растянутых и сжатых элементов в фермах следует располагать вне узла (в панели), при этом стыки сжатых элементов следует располагать вблизи узлов, закрепленных от выходов из плоскости фермы.

Стыки клееных неразрезных балок следует располагать в зоне минимальных моментов.

13.5.14.2 Соединяемые элементы должны быть стянуты болтами, а при необходимости — хомутами. Болты должны иметь стальные шайбы с обоих концов.

13.5.14.3 Стыки растянутых и растянуто-изогнутых поясов ферм следует перекрывать деревянными накладками на сквозных цилиндрических стальных нагелях или выполнять клеештыревыми.

Следует избегать применения соединений с гребенчатыми накладками.

Стыки сжатых элементов поясов, выполненные в торец, следует перекрывать накладками, а при необходимости — усиливать клееными стальными штырями (клеештыревой стык).

Стыки поясов дощато-гвоздевых ферм следует перекрывать накладками на стальных нагелях.

13.5.14.4 Наименьшие расстояния между болтами, нагелями, гвоздями, дюбелями, шурупами, глухарями и штырями при их рядовой расстановке должны соответствовать указанным в таблице 67.

Таблица 67

Нормируемое расстояние	Наименьшее расстояние, мм, выраженное расчетным диаметром, для				
	болтов и сквозных нагелей	глухих нагелей	штырей	гвоздей и дюбелей	шурупов и глухарей
Между осями крепления:					
вдоль волокон	6	7	—	15 ¹⁾ или 25 ²⁾	10
поперек волокон	3	3,5	3	4	5
От оси крайнего крепления до края элемента поперек волокон	6	7	—	15 ¹⁾ или 25 ²⁾	10

От оси крайнего крепления до края элемента поперек волокон	2,5	3	2	4	3,5
<p>1) При толщине пробиваемого элемента не менее $10d$ (где d — диаметр гвоздя или дюбеля, мм).</p> <p>2) При толщине пробиваемого элемента $4d$. Для элементов, не пробиваемых сквозными гвоздями или дюбелями, независимо от толщины расстояние между осями гвоздей или дюбелей вдоль волокон принимают не менее $15d$.</p>					
<p>Примечания</p> <p>1 Расстояние между осями штырей в клеештыревом соединении приведено для случая их расположения вдоль волокон. При расположении штырей поперек волокон или под углом к ним расстояние между штырями назначают исходя из характера работы узлового соединения, но не менее значения, указанного в таблице.</p> <p>2 Наименьшее расстояние между гвоздями или дюбелями для промежуточных значений толщины элемента определяют методом интерполяции.</p> <p>3 Наименьшее расстояние между нагелями (штырями) при длине просверливаемых для них отверстий более $10d$ должно быть увеличено на 5 % избыточной (более $10d$) длины отверстия.</p>					

13.5.14.5 При соединении на гвоздях и дюбелях элементов из древесины лиственных и других твердых пород, а также во всех случаях применения гвоздей диаметром $d > 6$ мм необходимо предусматривать предварительное просверливание гнезд диаметром от $0,8d$ до $0,9d$.

13.5.14.6 Нагели, дюбели, шурупы, глухари и гвозди не следует располагать по оси досок или брусьев.

Шахматная расстановка просверленных гнезд в нагельных соединениях не допускается.

Гвозди в поясах ферм следует располагать вертикальными рядами.

13.5.14.7 При встречной несквозной забивке гвоздей и дюбелей их концы следует перепускать один за другой на $1/3$ толщины средней доски без увеличения расстояния между гвоздями и дюбелями.

13.5.14.8 Стяжные болты в стыках с нагельными соединениями, как правило, применяют одного диаметра с нагелями. Количество болтов должно составлять не более 20 % количества нагелей и не менее четырех на каждую половину накладки.

13.5.14.9 В качестве штырей в клеештыревом соединении применяют горячекатаную стержневую арматуру периодического профиля диаметром от 12 до 25 мм из стали S500 по СТБ 1704.

Диаметры отверстий под штыри следует назначать увеличенными на, мм:

2	— при диаметре штырей, мм	12;
3	— то же	от 14 до 18;
4	— “	“ 20 “ 22 включ.;
5	— “	св. 22.

Глубину заделки штыря в древесину следует принимать равной 15–20 диаметрам штыря.

13.5.14.10 В сжатых и растянутых элементах штыри следует располагать равномерно по сечению. Количество штырей должно быть не менее четырех.

В растянутой и сжатой зонах изгибаемых элементов штыри необходимо располагать таким образом, чтобы каждый штырь передавал усилие с рядом расположенного участка древесины. Количество стержней в каждой из зон должно быть не менее четырех.

При количестве штырей пять и более штыри, для предотвращения концентрации напряжений, следует назначать разной длины.

13.5.14.11 Глубина врубок и врезок в соединениях должна быть, мм, не менее:

20	— в брусках (и окантованных бревнах);
30	— в бревнах.

Глубина врубок и врезок должна быть не более:

- а) для соединений на шпонках и колодках:
- в брусках — $1/5$ толщины бруса;
 - в бревнах — $1/4$ диаметра бревна;

б) для соединений на врубках:

- в опорных узлах — $1/3$ толщины элемента;
- в промежуточных узлах сквозных ферм — $1/4$ толщины элемента.

Длину плоскости скалывания в соединениях назначают не менее четырехкратной глубины врезки, но не менее 200 мм.

13.5.14.12 Соединения элементов на врубках следует осуществлять в виде лобовых врубок с одним зубом или непосредственного лобового упора примыкающих сжатых элементов.

В соединениях на лобовых врубках с двумя зубьями глубина врубки зуба должна быть больше глубины первого зуба не менее чем на 20 мм. Применение лобовых врубок с тремя зубьями не допускается. Не рекомендуется применять соединения на щековых врубках.

Рабочую плоскость смятия следует располагать перпендикулярно оси примыкающего сжатого элемента.

13.5.14.13 Деревянные призматические шпонки (или колодки) допускается применять только продольные или наклонные, волокна которых параллельны или близки к направлению сдвигающей силы.

Расстояние между шпонками (колодками) в свету во всех случаях должно быть не менее длины шпонки (колодки). Отношение длины шпонки l к глубине врезки a должно быть не менее 5.

При сплачивании элементов с зазором δ должно соблюдаться условие

$$\frac{l}{\delta + a} \geq 5. \quad (49)$$

Зазор δ при сплачивании бревен диаметром d , м, наклонными шпонками (колодками) должен составлять не более:

- 0,50d — при двухъярусных балках;
- 0,25d — при трехъярусных балках.

13.5.15 Элементы пролетных строений и опор

13.5.15.1 Проезжую часть мостов следует устраивать с дощато-гвоздевой плитой или с двойным дощатым настилом.

Элементы нижнего настила проезжей части следует укладывать с зазором от 20 до 30 мм.

Верхний настил проезжей части рекомендуется устраивать продольным. Толщина досок настила должна быть не менее 50 мм.

13.5.15.2 Брусья или бревна прогонов следует связывать между собой и закреплять на опорах от продольных и поперечных перемещений. Концы разбросных прогонов выпускают за ось насадок опор (или опорных брусьев) не менее чем на 300 мм.

13.5.15.3 Усилия от поперечных балок на пояса ферм должны передаваться центрированно через подушки, перекрывающие все ветви пояса.

13.5.15.4 В местах лобового упора раскосов и стоек при отсутствии наружных соединений следует устанавливать потайные штыри, в местах пересечения раскосов — болты и прокладки.

13.5.15.5 Количество ветвей стальных тяжей в решетчатых фермах должно быть не более двух.

На концах тяжей необходимо предусматривать контргайки; длина нарезки должна обеспечивать возможность необходимого натяжения тяжей гайками при строительстве и эксплуатации.

Подгаечники должны быть общими для всех тяжей одного узла.

13.5.15.6 В каждом ярусе пояса дощатых ферм с одной стороны стенки должно быть не более трех досок, включая стыковую накладку.

В одном сечении каждого яруса пояса допускается стыковать не более двух досок.

Каждая доска должна быть продолжена за теоретическое место обрыва на длину, составляющую не менее половины длины накладки. Замена стыкуемых досок одного яруса досками другого яруса, вступающими в работу, не допускается.

13.5.15.7 Устойчивость стенок дощатых ферм должна быть обеспечена установкой вертикальных брусьев на расстоянии не более 3 м и не более высоты фермы. Брусья должны обжимать стенку и пояса фермы.

13.5.15.8 В каждом пересечении досок сплошной стенки должен быть посажен гвоздь диаметром не менее 4,5 мм. Длина гвоздей должна превышать толщину стенки не менее чем на 30 мм. Концы гвоздей должны быть загнуты.

13.5.15.9 Жесткость и устойчивость свайных и рамных опор в поперечном и продольном направлениях должны быть обеспечены установкой наклонных свай, горизонтальных и диагональных связей в виде раскосов (крестов), подкосов (укосин), тяжей и т. п. Наклонные сваи или укосины следует устраивать при высоте опор (от грунта до верха насадки), превышающей расстояние между осями крайних свай или стоек.

13.5.15.10 Стыки свай следует располагать в грунте на 2 м ниже уровня возможного размыва. При расположении их выше уровня размыва в местах стыков необходимо устанавливать связи.

Стыки сжатых элементов опор (стойки, сваи) следует выполнять в торец (стыки одиночных свай — с установкой штыря) и перекрывать металлическими накладками на болтах.

Если стык свай расположен выше уровня грунта, допускается применение деревянных накладок на нагелях.

В пакетных сваях стыки отдельных брусьев или бревен следует располагать вразбежку.

13.5.15.11 Ряжевые опоры следует устраивать в случаях, если забивка свай невозможна.

13.5.15.12 Ширину ряжа (вдоль моста) следует назначать не менее 1/3 его высоты и не менее 2 м. Высоту ряжа назначают с запасом 5 % на осадку и усушку.

Верх ряжа должен возвышаться над наивысшим уровнем ледохода не менее чем на 0,5 м и над расчетным уровнем воды — не менее чем на 0,25 м.

13.5.15.13 На суходолах и реках со слабым течением ряжи допускается устраивать прямоугольными в плане. При скорости течения 1,5 м/с и более следует применять ряжи заостренной обтекаемой формы.

Ряжи, подверженные действию льда, следует совмещать с ледорезами. В этом случае с верховой стороны ряжа необходимо устраивать вертикальное режущее ребро. При сильном ледоходе режущее ребро следует устраивать наклонным.

13.5.15.14 Между наружными стенками ряжа необходимо устраивать поперечные и продольные перегородки (внутренние стены). Размеры сторон ячеек, образуемых внутренними стенками, не должны превышать 2 м.

В углах наружных стен ряжа, а также в местах примыкания перегородок следует устанавливать вертикальные брусья или окантованные бревна-сжимы с овальными по высоте прорезями для болтов в каждом четвертом венце. В поперечном направлении наружные стены ряжа необходимо соединять стальными тяжами, пропускаемыми через сжимы.

13.5.15.15 Ледорезы следует устанавливать перед каждой речной опорой, подверженной ударам льда, на расстоянии от опоры вверх по течению реки от 2 до 8 м в зависимости от скорости течения. На реках с мощным ледоходом (при толщине льда более 0,5 м и скорости ледохода более 1,5 м/с) на расстоянии 30–50 м от основных ледорезов следует предусматривать более мощные аванпостовые ледорезы в одну линию с опорами и основными ледорезами, но в количестве вдвое меньшем. Ледорезы должны быть загружены камнем.

13.5.15.16 Рабочая ширина ледореза на уровне самого высокого ледохода должна быть не менее ширины защищаемой опоры в том же уровне.

Уклон режущего ребра ледореза должен быть не круче 1:15. Верх ножа ледореза должен возвышаться над наивысшим уровнем ледохода не менее чем на 1 м, низ ножа следует располагать не менее чем на 0,75 м ниже уровня самого низкого ледохода.

13.5.15.17 При наличии размываемых грунтов следует предусматривать укрепление дна реки вокруг опор и ледорезов фашинными тюфяками и каменной отсыпкой.

14 Основания и фундаменты

14.1 Общие положения

14.1.1 Основания и фундаменты мостов и труб следует проектировать в соответствии с требованиями ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования фундаментов» (проект) и настоящего раздела.

14.1.2 Классификацию грунтов оснований необходимо производить в соответствии с СТБ 943.

14.1.3 При определении значения характеристик физических свойств грунтов, необходимых для вы-

числения расчетных сопротивлений оснований под подошвой фундаментов мелкого заложения или фундаментов из опускных колодцев согласно приложению П, целесообразно руководствоваться [23].

14.1.4 Нормативные и расчетные значения физико-механических характеристик материалов, используемых для фундаментов, должны удовлетворять требованиям разделов 10, 11 и 13.

14.2 Расчеты

14.2.1 Основания и фундаменты мостов и труб в соответствии с требованиями раздела 10 следует рассчитывать по двум группам предельных состояний:

— по первой группе — по несущей способности оснований, устойчивости против опрокидывания и сдвига, прочности и устойчивости конструкций фундаментов;

— по второй группе — по деформациям оснований и фундаментов (осадкам, кренам, горизонтальным перемещениям), трещиностойкости железобетонных конструкций фундаментов.

14.2.2 Взвешивающее действие воды на грунты и части моста, расположенные ниже уровня поверхностных или подземных вод, необходимо учитывать в расчетах по несущей способности оснований и по устойчивости положения фундаментов, если фундаменты заложены в песках, супесях, илах. При заложении фундаментов в суглинках, глинах и скальных грунтах взвешивающее действие воды необходимо учитывать в случаях, когда оно создает более неблагоприятные расчетные условия. Уровень воды принимают самый невыгодный — наинизший или наивысший.

14.2.3 Для оснований из нескальных грунтов под фундаментами мелкого заложения, рассчитываемыми без учета заделки в грунт, положение равнодействующей расчетных нагрузок (по отношению к центру тяжести площади подошвы фундаментов), характеризующее относительным эксцентриситетом, должно быть ограничено значениями, указанными в таблице 68.

Проверку положения равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундаментов устоев при высоте подходной насыпи более 12 м следует производить с учетом вертикального давления от веса примыкающей части насыпи. В этом случае относительный эксцентриситет в сторону пролета должен составлять не более чем 20 % от указанного в таблице 68.

Если относительный эксцентриситет больше единицы, максимальное давление подошвы фундамента на основании следует определять исходя из треугольной формы эпюры, построенной в пределах сжимаемой части основания.

Таблица 68

Мосты на автомобильных дорогах всех категорий	Наибольший относительный эксцентриситет e_0/r^* для			
	промежуточных опор при действии		устоев при действии	
	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании	только постоянных нагрузок	постоянных и временных нагрузок в наиболее невыгодном сочетании
Большие и средние малые	0,1	1,0	0,8	1,0 1,2

* Эксцентриситет e_0 и радиус ядра сечения фундамента r , м (у его подошвы), определяют по формулам:

$$e_0 = \frac{M}{N}, \quad r = \frac{W}{A},$$

где M — момент сил, действующих относительно главной центральной оси подошвы фундамента, кН·м;
 N — равнодействующая вертикальных сил, кН;
 W — момент сопротивления подошвы фундамента для менее нагруженного ребра, м³;

A — площадь подошвы фундамента, м².

14.2.4 Несущая способность основания под подошвой фундамента мелкого заложения или фундамента из опускных колодцев при раздельном расчете опор на временные нагрузки, действующие вдоль и поперек моста, должна удовлетворять условиям

$$p \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad p_{\max} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n},$$

где p, p_{\max} — соответственно среднее и максимальное давление подошвы фундамента на основание, кПа;

R — расчетное сопротивление основания из нескальных или скальных грунтов осевому сжатию, кПа; определяют в соответствии с приложением П;

γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения; принимают равным 1,4;

γ_c — коэффициент условий работы; принимают равным:

1,0 — при определении несущей способности нескальных оснований в случаях действия временных нагрузок 7–9 согласно таблице 8;

1,2 — при определении несущей способности скальных оснований во всех случаях и нескальных оснований в случаях действия (кроме временных нагрузок 7–9) одной или нескольких временных нагрузок 10–15 и 16.

14.2.5 В расчетах по несущей способности оснований фундамента мелкого заложения и фундамента из опускных колодцев возникающие в грунте под их подошвой напряжения от нагрузок 10–14 (с учетом соответствующих коэффициентов сочетаний) следует определять отдельно вдоль и поперек оси моста, а наиболее неблагоприятные из них — суммировать с напряжениями от постоянных и временных вертикальных нагрузок. В свайных фундаментах усилия, которые возникают в сваях от указанных выше нагрузок, действующих вдоль и поперек оси моста, необходимо суммировать.

14.2.6 В расчетах по грунту и материалу конструкций свайных фундамента и фундамента из опускных колодцев (за исключением расчетов несущей способности оснований) за расчетную поверхность грунта следует принимать: для фундамента устоев — естественную поверхность грунта; для фундамента промежуточных опор — поверхность грунта у опор на уровне срезки (планировки) или местного размыва, определяемого в соответствии с 5.9.1–5.9.7, при расчетном и наибольшем расходах (для расчетов на действие соответственно расчетных (крайних) и эксплуатационных нагрузок).

Для устоев и береговых промежуточных опор со свайными фундаментами, ростверки которых расположены над грунтом, а сваи погружены сквозь отсыпанную или намытую часть насыпи, расчетную поверхность грунта следует принимать с учетом заделки свай в этой части насыпи.

14.2.7 Несущую способность одиночной сваи в грунтах при действии осевого сжимающего или выдергивающего усилия следует определять в соответствии с ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования фундамента» (проект).

14.2.8 Несущую способность основания в уровне низа свай следует проверять как для условного фундамента в соответствии с приложением Р.

Указанная проверка не требуется для:

— однорядных фундамента в любых грунтовых условиях;

— многорядных свайных фундамента, сваи которых работают как стойки (при опирании их на скальные грунты, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и глинистые грунты твердой консистенции).

14.2.9 Если под несущим слоем грунта, воспринимающим давление подошвы фундамента или нижних концов свай, залегает слой менее прочного грунта, необходимо проверить несущую способность этого слоя в соответствии с приложением С.

14.2.10 Расчет по устойчивости фундамента против глубокого сдвига (смещения совместно с грунтом по наиболее неблагоприятной поверхности скольжения) следует выполнять для промежуточных опор, расположенных на косогорах, и для устоев при насыпях высотой более 12 м — во всех случаях, при насыпях высотой от 6 до 12 м — в случаях расположения в основании фундамента слоя глинистого грунта или прослойки водонасыщенного песка, подстилаемого глинистым грунтом.

14.2.11 Осадку и крен фундамента мелкого заложения следует рассчитывать в соответствии с

ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования фундаментов» (проект).

В расчете осадки устоев при высоте насыпи более 12 м необходимо учитывать дополнительное вертикальное давление на основании от веса примыкающей части подходной насыпи, определяемое в соответствии с приложением Т.

14.2.12 Осадку фундамента из свай или из опускного колодца следует определять в соответствии с требованиями 14.2.11, рассматривая такой фундамент как условный в форме прямоугольного параллелепипеда размерами, принимаемыми в соответствии с приложением С.

Осадку свайного фундамента допускается принимать равной осадке одиночной сваи по данным ее статических испытаний в тех же грунтах при соблюдении одного из следующих условий:

- а) сваи работают как стойки;
- б) число продольных рядов свай не более трех.

14.2.13 При определении осадок фундаментов по 14.2.11 и 14.2.12 за расчетную поверхность грунта допускается принимать его естественную поверхность (без учета срезки или возможности размыва).

Осадки фундаментов допускается не определять:

- при опирании фундаментов на скальные, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и твердые глины — для всех мостов;
- при опирании фундаментов на прочие грунты — для мостов внешне статически определимых систем пролетом до 105 м.

14.2.14 Напряжение в бетоне ростверка от давления торца свай не должно превышать расчетное сопротивление бетона ростверка по нормам для осевого сжатия в расчетах по прочности.

Если напряжение превышает расчетное сопротивление бетона ростверка, следует применять бетон более высокого класса или предусмотреть укладку арматурных сеток из стержней диаметром 12 мм над каждой сваем (одной сетки, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона ростверка до 20 %, или двух сеток, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона на 20 %–30 %).

14.3 Конструирование фундаментов

14.3.1 Фундаменты мостов и труб следует закладывать в грунт на глубине, определяемой расчетами несущей способности оснований и фундаментов согласно 14.2.1–14.2.13 и принимаемой не менее значений, установленных в ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования фундаментов» (проект) для свай и ростверков. Минимальное расстояние между сваями в плане следует назначать в соответствии с ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования фундаментов» (проект).

В пределах водотоков фундаменты мостов должны быть заложены в грунт ниже уровня местного размыва, определяемого согласно 5.9.1–5.9.7 при расчетном и наибольшем расходах воды, на глубине, требуемой по расчету на действие соответственно расчетной (крайней) и эксплуатационной нагрузок.

При определении глубины заложения фундаментов мостов на водотоках в случае суммарного общего и местного размывов следует учитывать нормативные постоянные и временные нагрузки, действующие на фундаменты.

14.3.2 Размеры в плане ростверка свайных фундаментов следует принимать исходя из расстояний между осями свай согласно ТКП «Мосты и трубы на автомобильных дорогах общего пользования. Правила проектирования фундаментов» (проект) с учетом установленных ТНПА допусков на точность за глубления свай в грунт, а также из необходимости обеспечения между сваями и вертикальными гранями ростверка расстояния в свету не менее 0,25 м, для свай-оболочек диаметром более 2 м — не менее 0,1 м.

Запрещается использовать в качестве рабочей (несущей) части ростверка тампонажный слой бетона, уложенного подводным способом.

14.3.3 Сваи должны быть заделаны в ростверк (выше слоя бетона, уложенного подводным способом) на длину, определяемую расчетом и принимаемую не менее половины периметра призматических свай, и 1,2 м — для свай диаметром 0,6 м и более.

Допускается заделка свай в ростверке с помощью выпусков стержней продольной арматуры длиной, определяемой расчетом, но не менее $30d$ стержней — при арматуре периодического профиля и $40d$

стержней — при гладкой арматуре. При этом сваи должны быть заведены в ростверк не менее чем на 0,1 м.

14.3.4 Железобетонный ростверк необходимо армировать по расчету в соответствии с требованиями раздела 10.

Бетонный ростверк следует армировать конструктивно в его нижней части (в промежутках между сваями). Площадь поперечного сечения стержней арматуры вдоль и поперек оси моста необходимо принимать не менее 10 см² на 1 м ширины или длины ростверка.

14.3.5 Прочность раствора, применяемого для заделки свай или свай-столбов в скважинах, пробуренных в скальных грунтах, должна быть не ниже 10 МПа, в остальных грунтах — не ниже 5 МПа.

14.3.6 На обресе фундамента при его расположении в пределах колебаний уровней воды и льда следует предусматривать устройство фаски размерами не менее 0,3×0,3 м, а фундаменту — придавать обтекаемую форму.

14.3.7 При необходимости устройства уступов фундамента их размеры должны быть обоснованы расчетом, а отклонение от вертикали поверхностей, соединяющих внутренние ребра уступов бетонного фундамента, не должно превышать 30°.

Наклон к вертикали боковых граней опускного колодца (или отношение суммарной ширины уступов колодца к глубине заложения) не должен превышать 1:20. Наклон более указанного допускается при условии принятия мер, обеспечивающих погружение колодцев с заданной точностью.

Приложение А

Обозначения

А.1 Обозначения, применяемые в разделе 5

\bar{F}	— совокупность геометрических характеристик сечения;
M_u	— момент опрокидывающих сил, кН·м;
M_z	— момент удерживающих сил, кН·м;
m	— коэффициент условий работы;
Q_r	— сдвигающая сила, кН;
Q_z	— удерживающая сила, кН;
\bar{R}	— совокупность нормативных значений прочностных и жесткостных характеристик материалов;
$S_{i,расч}$	— расчетное значение характеристики напряженно-деформированного состояния от действия i -й нагрузки (воздействия);
γ_f	— коэффициент надежности по нагрузке;
γ_m	— коэффициент надежности по материалу;
γ_n	— коэффициент надежности по ответственности;
ψ_i	— коэффициент сочетаний нагрузок.

А.2 Обозначения, применяемые в разделе 6

l	— расчетный пролет, м;
λ	— длина скотопрогона.

А.3 Обозначения, применяемые в разделе 7

a	— расстояние от начала загрузки до вершины линии влияния, м;
a_0	— длина участка распределения нагрузки, м;
c	— длина участка соприкосновения колес подвижной нагрузки с покрытием проезжей части, м;
F_h	— сосредоточенная горизонтальная поперечная сила; нагрузка, кН/м;
F_v	— вертикальная составляющая действующих нагрузок;
h, h_x	— высота засыпки труб; расстояние от подошвы рельса или верха дорожного покрытия до верха звена трубы, м;
M	— момент центробежной силы, кН·м;
P	— сосредоточенная вертикальная нагрузка; центробежная сила, кН;
p	— интенсивность временной вертикальной нагрузки от пешеходов;
p_v	— нормативные вертикальное и горизонтальное давления от веса насыпи, кПа;
r	— радиус, м;
S_f	— нормативное сопротивление трению, МПа;
s_1	— коэффициент, учитывающий воздействие временной нагрузки с других путей (полос движения);
z	— количество опор моста в группе; количество устанавливаемых блоков;
α	— относительное положение вершины линии влияния; коэффициент линейного расширения;
γ	— удельный вес перевозимого груза, кН/м ³ ;
γ_n	— нормативный удельный вес грунта, кН/м ³ ;
ε	— коэффициент, учитывающий отсутствие обращения особо тяжелого железнодорожного подвижного состава;
λ	— длина участка загрузки, м;
μ_{max}, μ_{min}	— максимальное и минимальное значения коэффициента трения;
μ_n	— нормативное значение коэффициента трения;
$1 + \mu, 1 + 0,7\mu$	— динамические коэффициенты;

v	— интенсивность эквивалентной нагрузки от вертикального воздействия временной нагрузки от подвижного состава, кН/м;
v_h	— интенсивность горизонтальной распределенной нагрузки, кН/м;
Ψ	— линейная нагрузка при определении давления на звенья труб, кН/м; коэффициент сочетания нагрузок;
τ_n	— коэффициент нормативного бокового давления грунта засыпки;
φ_n	— нормативный угол внутреннего трения грунта, град.

А.4 Обозначения, применяемые в разделе 10 и приложении Г

А.4.1 Характеристики материалов

А.4.1.1 Нормативное сопротивление бетона

R_{bn}	— нормативное сопротивление осевому сжатию, МПа;
R_{btn}	— нормативное сопротивление осевому растяжению, МПа.

А.4.1.2 Расчетное сопротивление бетона

При расчете по предельным состояниям первой группы

$R_b (f_{cd})$	— расчетное сопротивление осевому сжатию, МПа;
$R_{bt} (f_{ctd})$	— расчетное сопротивление осевому растяжению, МПа;
$R_{b, cut}$	— расчетное сопротивление на срез, МПа.

При расчете по предельным состояниям второй группы

$R_{b, ser} (f_{ck})$	— расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;
$R_{bt, ser} (f_{ctk})$	— расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете предварительно напряженных элементов по образованию трещин, МПа;
$R_{b, mc1}$	— расчетное сопротивление бетона осевому сжатию — при расчете на стойкость против образования продольных микротрещин (m_c) при предварительном напряжении, транспортировании и монтаже, МПа;
$R_{b, mc2}$	— расчетное сопротивление бетона осевому сжатию — при расчете на эксплуатационную нагрузку по формулам сопротивления упругих материалов (расчет на совместное воздействие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды), МПа;
R_{bf}	— расчетное сопротивление бетона сжатию при расчетах на выносливость, МПа;
$R_{b, sh} (f_{c, sh})$	— расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе, МПа;

Нормативное сопротивление растяжению арматуры

$R_{pn} (f_{pd})$	— нормативное сопротивление растяжению напрягаемой арматуры, МПа.
$R_{sn} (f_{yk})$	— нормативное сопротивление растяжению ненапрягаемой арматуры, МПа.

Расчетное сопротивление арматуры

R_p	— расчетное сопротивление растяжению напрягаемой арматуры, МПа;
R_{pc}	— расчетное сопротивление напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне, МПа;
R_s	— расчетное сопротивление растяжению ненапрягаемой арматуры, МПа;
R_{sc}	— расчетное сопротивление сжатию ненапрягаемой арматуры, МПа;
n_1	— отношение модулей упругости, принимаемое при расчете по прочности, а для напрягаемой арматуры — также при расчете на выносливость;
n'	— отношение модулей упругости, принимаемое при расчете на выносливость для элементов с ненапрягаемой арматурой.

А.4.2 Геометрические характеристики

A'_b	— площадь поперечного сечения сжатой зоны бетона, м ² ;
A_b	— площадь поперечного сечения всего бетона, м ² ;
A_{red}	— площадь приведенного сечения элемента, м ² ;
A_p, A'_p	— площадь поперечного сечения напрягаемой растянутой и сжатой продольной арматуры, м ² ;
A_s, A'_s	— то же ненапрягаемой, м ² ;
a_s, a_p	— расстояние от центра тяжести растянутой соответственно ненапрягаемой и напрягаемой продольной арматуры до ближайшей грани сечения, м;
a'_s, a'_p	— то же для сжатой арматуры, м;
b	— ширина прямоугольного сечения, ширина стенки (ребра) таврового, двутаврового

	и коробчатого сечений, м;
b_f'	— ширина пояса таврового, двутаврового и коробчатого сечений в сжатой зоне, м;
d	— диаметр круглого элемента, номинальный диаметр арматурных стержней, проволоки, канатов, м;
e_c	— эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, м;
e, e'	— расстояние от оси приложения продольной силы N до центра тяжести соответственно растянутой и сжатой арматуры внецентренно растянутого сечения, м;
h	— высота сечения, м;
h_f'	— приведенная (включая вуты) высота сжатого пояса таврового, двутаврового и коробчатого сечений, м;
h_0	— рабочая высота сечения, м;
I_{red}	— момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести, м ⁴ ;
i	— радиус инерции поперечного сечения, м;
r	— ядровое расстояние, м;
W_{red}	— момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна, м ³ ;
x	— расчетная высота сжатой зоны бетона, м;
η	— коэффициент, учитывающий влияние поперечного изгиба при внецентренном сжатии (вводится к значению e_c), принимаемый согласно 10.3.23;
μ	— коэффициент армирования;
$\varphi, \varphi_l, \varphi_p$	— соответственно коэффициент продольного изгиба; коэффициент продольного изгиба, учитывающий влияние на прогиб длительного действия нагрузки; коэффициент продольного изгиба, учитывающий влияние на прогиб предварительного напряжения арматуры.

А.4.3 Напряжения в бетоне

σ_c	— нормальное сжимающее напряжение в бетоне, МПа;
σ_{bc}	— напряжение в бетоне в зоне арматурных стержней от постоянных нагрузок, МПа;
σ_{bt}	— растягивающее (с учетом потерь) напряжение в бетоне растянутой зоны предварительно напряженного элемента под временной нагрузкой, МПа;
σ_{bx}, σ_{by}	— нормальные напряжения в бетоне соответственно вдоль продольной оси и в направлении, нормальном к ней, МПа;
σ_{mt}, σ_{mc}	— главные растягивающие и главные сжимающие напряжения, МПа;
τ_b	— касательное напряжение в бетоне, МПа.

А.4.4 Напряжения в арматуре

σ_p	— суммарное напряжение в напрягаемой арматуре растянутой зоны под нагрузкой, МПа;
σ_{pc}	— расчетное остаточное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне, МПа;
σ_{pc1}	— расчетное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне (за вычетом всех потерь), МПа;
σ_s	— напряжение в ненапрягаемой растянутой арматуре под нагрузкой, МПа.

А.4.5 Деформационные характеристики

E_b, E_s, E_p	— модули упругости бетона, ненапрягаемой арматуры, напрягаемой арматуры соответственно, МПа;
G	— модуль сдвига, МПа.

А.5 Обозначения, применяемые в разделе 11 и приложении К

A	— площадь сечения брутто, м ² ;
A_{bn}	— площадь сечения болта нетто, м ² ;
A_n	— площадь сечения нетто, м ² ;
A_f	— площадь сечения полки (пояса), м ² ;
A_w	— площадь сечения стенки, м ² ;
A_{wf}	— площадь сечения по металлу углового шва, м ² ;
A_{wz}	— площадь сечения по металлу границы сплавления, м ² ;

a	— расстояние между осями поперечных ребер жесткости, м;
b	— ширина, м;
b_{ef}	— эффективная расчетная ширина, м;
b_f	— ширина полки (пояса), м;
b_h	— ширина выступающей части ребра, свеса, м;
E	— модуль упругости, МПа;
e_{ef}	— приведенный относительный эксцентриситет ($e_{ef} = \eta e_{rei}$);
F	— сила, кН;
h	— высота, м;
h_w	— расчетная высота стенки, м;
I_s	— момент инерции сечения поперечного ребра, м ⁴ ;
I_{sl}	— момент инерции сечения продольного ребра, м ⁴ ;
I_t	— момент инерции кручения балки, м ⁴ ;
I_x, I_y	— моменты инерции сечения брутто относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$; здесь и далее ось $x - x$ — горизонтальная, ось $y - y$ — вертикальная, м ⁴ ;
I_{xn}, I_{yn}	— то же сечения нетто, м ⁴ ;
i_{min}	— наименьший радиус инерции сечения;
i_x, i_y	— радиусы инерции сечения относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$;
k_f	— катет углового шва;
l	— длина, пролет, м;
l_c	— длина распорки, м;
l_d	— длина раскоса, м;
l_{ef}	— расчетная длина, условная длина, м;
l_m	— длина панели (расстояние между узлами решетчатой конструкции), м;
l_{rei}	— относительный эксцентриситет ($l_{rei} = lA/W_c$);
l_s	— длина планки, м;
l_w	— длина сварного шва, м;
l_x, l_y	— расчетная длина элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно $x - x$ и $y - y$, м;
M_{cr}	— критический изгибающий момент в пределах расчетной длины сжатого пояса балки, определяемый по теории тонкостенных упругих стержней для заданных условий закрепления и нагружения балки, кН·м;
M_x, M_y	— моменты относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$, кН·м;
m	— коэффициент условий работы;
m_b	— коэффициент условий работы соединения;
N_{cr}	— критическая нормальная сила, определяемая по теории тонкостенных упругих стержней для заданных условий закрепления и нагружения элементов, кН;
Q	— поперечная сила, сила сдвига, кН;
Q_{fic}	— условная поперечная сила для соединительных элементов, кН;
Q_s	— условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости, кН;
R_{ba}	— расчетное сопротивление растяжению фундаментных (анкерных) болтов, МПа;
R_{bh}	— расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов, МПа;
R_{bp}	— расчетное сопротивление смятию болтовых соединений, МПа;
R_{bs}	— расчетное сопротивление болтов срезу, МПа;
R_{bt}	— расчетное сопротивление болтов растяжению, МПа;
R_{bun}	— нормативное сопротивление стали болтов, МПа;
R_{cd}	— расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью), МПа;
R_{dh}	— расчетное сопротивление растяжению высокопрочной проволоки или каната, МПа;
R_{ip}	— расчетное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цепфах) при плотном касании, МПа;
R_p	— расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки), МПа;
R_s	— расчетное сопротивление стали сдвигу, МПа;

R_{th}	— расчетное сопротивление стали растяжению в направлении толщины проката, МПа;
R_u	— расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению, МПа;
R_{un}	— нормативное временное сопротивление проката разрыву, соответствующее минимальному значению временного сопротивления стали; канатов разрыву, МПа;
R_{wf}	— расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва, МПа;
R_{wu}	— расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению, изгибу по временному сопротивлению, МПа;
R_{wun}	— нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению, МПа;
R_{ws}	— расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу, МПа;
R_{wy}	— расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести, МПа;
R_{wz}	— расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления, МПа;
R_y	— расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, МПа;
R_{yn}	— нормативное сопротивление проката, принимаемое равным минимальному значению предела текучести стали, МПа;
r	— радиус, м;
S	— статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси, м ³ ;
t	— толщина, м;
t_f	— толщина полки (пояса), м;
t_w	— толщина стенки, м;
W_x, W_y	— минимальные моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$, м ³ ;
W_{xn}, W_{yn}	— минимальные моменты сопротивления сечения нетто относительно осей соответственно $x - x$ и $y - y$, м ³ ;
β_f, β_z	— коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;
γ_m	— коэффициент надежности по материалу;
γ_n	— коэффициент надежности по назначению;
γ_u	— коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;
η	— коэффициент влияния формы сечения;
λ	— гибкость ($\lambda = l_{ef}/i$);
λ_x, λ_y	— расчетная гибкость элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно $x - x$ и $y - y$;
ν	— коэффициент поперечной деформации стали (коэффициент Пуассона);
σ_x, σ_y	— нормальные напряжения, параллельные осям соответственно $x - x$ и $y - y$, МПа;
τ_{xy}	— касательное напряжение, МПа;
φ	— коэффициент продольного изгиба.

А.6 Обозначения, применяемые в разделе 12 и приложении Н

A_b	— площадь поперечного сечения железобетонной плиты, м ² ;
A_i, A_{ij}	— площадь сечения или его элементов, м ² ;
b, b_i	— ширина элемента или его i -й части, м;
E_i, E_{ij}	— модуль упругости i -го материала сечения с указанием j -го вида арматуры, МПа;
I_i, I_{ij}	— момент инерции сечения или его частей с указанием принадлежности к j -му расчету, м ⁴ ;
k	— поправочный коэффициент к значению деформации бетона;
M, M_i, M_{ij}	— изгибающий момент i -й стадии работы для j -го расчетного случая, кН·м;
N, N_i, N_{ij}	— нормальная сила от внешнего воздействия или замены i -й части сечения с указанием j -го напряженного состояния материалов, составляющих заменяемую часть, кН;
n_b	— коэффициент приведения;
n_i	— коэффициент приведения i -го материала сечения;
P_i	— характерные точки сечения;
R_{bt}	— расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа;

R_i	— расчетное сопротивление i -го материала сечения, МПа;
S_i, S_{ij}	— сдвигающее усилие, возникающее от i -го вида усилия или воздействия, с указанием местоположения j (в отдельных случаях с указанием i -го вида расчета), кН;
S_{ij}	— интенсивность сдвигающих усилий на i -м участке пролетного строения от j -го усилия, кН;
t_i, t_{ij}	— толщина i -го элемента сечения с указанием его местоположения j , м;
$t_{n,max}, t_{max}$	— соответственно нормативная и расчетная максимальная разность температур железобетонной плиты и стальной конструкции, °С;
W_{ij}	— момент сопротивления i -й фибры j -й части сечения, м ³ ;
Z_{ij}	— расстояние от i -го элемента сечения до j -го центра тяжести, м;
$\varepsilon_i, \varepsilon_{ij}$	— деформации i -го материала сечения или от i -го воздействия с указанием j -го положения по сечению;
α_i, η	— поправочные коэффициенты к действующим усилиям;
ρ	— характеристика цикла;
$\sigma_i, \sigma_{ij}, \sigma_{ij}$	— напряжения в i -м материале сечения с учетом самоуравновешенных напряжений по сечению i или местоположения проверяемой фибры j , МПа;
ψ_{cr}	— коэффициент, учитывающий работу бетона при наличии трещин.

А.7 Обозначения, применяемые в разделе 13

Расчетное сопротивление древесины

$f_{c,0,d}$	— расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон, МПа;
$f_{cm,0,d}$	— расчетное сопротивление смятию вдоль волокон, МПа;
$f_{c,90,d}; f_{cm,90,d}$	— расчетное сопротивление сжатию и смятию всей поверхности поперек волокон, МПа;
$f_{cm,90,d}$	— расчетное сопротивление местному смятию поперек волокон, МПа;
$f_{m,b}$	— расчетное сопротивление при изгибе, МПа;
$f_{t,0,d}$	— расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон, МПа;
$f_{v,0,d}$	— расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон при изгибе, МПа;
$f_{v,90,d}$	— расчетное сопротивление скалыванию поперек волокон, МПа;
δ	— толщина доски, мм.

А.8 Обозначения, принятые в разделе 14 и приложениях П, Р, С и Т

А.8.1 Характеристика грунтов

I_L	— показатель текучести;
I_p	— число пластичности;
l	— коэффициент пористости;
R_c	— предел прочности на одноосное сжатие образцов скального грунта, кПа;
R_{nc}	— предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности, кПа;
γ	— удельный вес грунта, кН/м ³ ;
φ	— угол внутреннего трения, град.

А.8.2 Нагрузки, давления, сопротивления

F_h	— горизонтальная составляющая внешней нагрузки, кН;
M	— момент сил, кН·м;
N	— равнодействующая вертикальных сил, кН;
p, p_{max}	— соответственно среднее и максимальное давление подошвы фундамента на грунт, кПа;
R	— расчетное сопротивление грунта основания, кПа;
R_0	— условное сопротивление грунта в основаниях, кПа.

А.8.3 Геометрические характеристики

A	— площадь подошвы фундамента, м ² ;
a	— длина подошвы фундамента, м;
b	— ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, м;
d	— глубина заложения фундамента, м;
d_w	— глубина воды, м;
e_0	— эксцентриситет равнодействующей нагрузок относительно центральной оси подошвы фундамента;

h	— толщина слоя грунта, высота насыпи, м;
r	— радиус ядра сечения фундамента у его подошвы, м;
W	— момент сопротивления подошвы фундамента для менее нагруженного ребра, м ³ ;
z	— расстояние от подошвы фундамента до поверхности проверяемого подстилающего слоя грунта, м.

А.8.4 Коэффициенты

γ_c	— коэффициент условий работы;
γ_g	— коэффициент надежности по грунту;
γ_n	— коэффициент надежности по назначению сооружения.

Приложение Б

**Коэффициент вертикального давления грунта
при расчете звеньев (секций) труб**

Б.1 Коэффициент вертикального давления грунта для железобетонных и бетонных звеньев (секций) труб C_v следует определять по формуле

$$C_v = 1 + B \cdot \left(2 - B \cdot \frac{d}{h} \right) \cdot \tau_n \operatorname{tg} \varphi_n, \quad (\text{Б.1})$$

где d — диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;

h — высота засыпки (см. формулу (7)), считая от верха дорожного покрытия до верха звена (секции), м; при определении горизонтального (бокового) давления по формуле (8) высоту засыпки h_x следует принимать до середины высоты звеньев (секций) трубы;

τ_n — коэффициент нормативного горизонтального (бокового) давления грунта засыпки; определяют по формуле (9);

φ_n — нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки трубы, град.

$$B = \frac{3}{\tau_n \operatorname{tg} \varphi_n} \cdot \frac{sa}{h}, \quad (\text{Б.2})$$

где a — расстояние от основания насыпи до верха звена (секции) трубы, м;

s — коэффициент, принимаемый равным для фундаментов:

неподатливых (на скальном основании или на сваях-стойках)	— 1,2;
малоподатливых (на висячих сваях)	— 1,1;
массивных мелкого заложения, а также для грунтовых (нескальных) оснований	— 1,0.

Если $B > \frac{h}{d}$, то следует принимать $B = \frac{h}{d}$.

Коэффициент вертикального давления грунта C_v^1 для многоочковых круглых водопропускных труб допускается вычислять по формуле

$$C_v^1 = n_v C_v, \quad (\text{Б.3})$$

где $n_v = 0,01 \cdot (l/d)^2 + 0,02 \cdot (l/d) + 0,9$, но не более 1 (здесь l — расстояние в свету между очками труб, м).

При подсыпке насыпей, в которых со временем произошло естественное уплотнение грунта засыпки и физическое состояние конструкций трубы является удовлетворительным, допускается при определении нормативного давления на трубу от собственного веса грунта коэффициент C_v принимать равным единице независимо от податливости основания.

Б.2 При расчете гибких (из гофрированного металла и др.) звеньев (секций) труб и при определении давления на грунтовые (нескальные) основания коэффициент C_v следует принимать равным единице.

Приложение В

Нормативное горизонтальное (боковое) давление грунта на береговые опоры (устои) от транспортных средств

В.1.1 При отсутствии переходных плит от насыпи на устои давление от транспортных средств автомобильных дорог на призме обрушения следует принимать распределенным на площадки опирания.

При расположении стенки устоя перпендикулярно направлению движения давление от каждого ряда колес или гусениц распределяется на площадки опирания размером $c \times b$, где:

c — длина участка соприкосновения с покрытием проезжей части колес или гусениц вдоль оси моста (см. рисунок В.1), м, принимаемая для:

колес тележек нагрузки АК — 0,2;

колесной нагрузки НК — 3,8;

гусеничной нагрузки НГ-60 — 5,0;

b — ширина, равная расстоянию между внешними гранями колес (для тележек нагрузки АК, колесных нагрузок НК-112, НК-80) или гусениц (для гусеничной нагрузки НГ-60).

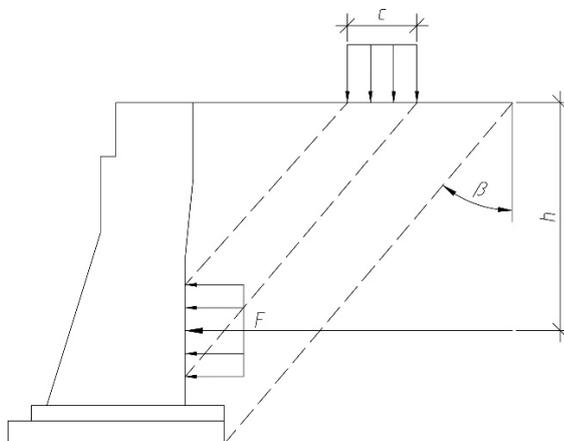


Рисунок В.1 – Схема загрузки для определения горизонтального бокового) давления грунта на береговые опоры (устои)

В случаях когда сосредоточенное давление распределяется в стороны вдоль рассчитываемой стенки устоя (например, устои с откосными крыльями), его учитывают с коэффициентом α , зависящим от отношения b/h (где h — высота стенки) согласно таблице В.1.

Таблица В.1

b/h	α	b/h	α
0,10	0,327	0,60	0,681
0,12	0,360	0,70	0,710
0,14	0,389	0,80	0,735
0,16	0,414	0,90	0,754
0,18	0,437	1,00	0,772
0,20	0,459	1,20	0,810
0,25	0,505	1,50	0,840
0,30	0,544	2,00	0,875
0,35	0,576	3,00	0,900
0,40	0,602	4,00	0,950
0,50	0,668	Св. 4,00	1,000

В устоях с обратными стенками, расположенными параллельно оси моста, коэффициент α не учитывается.

Г.1.2 В случае расположения стенки устоя параллельно оси моста давление от каждого ряда колес вдоль моста и каждой полосы гусеницы распределяется на площадки опирания размерами $a \times d$, где:

a — длина, принимаемая для нагрузок, м:

АК — $h + 15$;

НК-112, НК-80 — 3,8;

НГ-60 — 5,0;

h, c — по В.1.1;

d — ширина колеса или гусеницы рассматриваемых транспортных средств, м.

Во всех случаях длина a не должна превышать длину рассчитываемого участка стенки.

При наличии переходных плит (от насыпи на устой) опирание на грунт (вдоль оси моста) следует учитывать на половине длины плиты со стороны насыпи, при этом давление следует принимать только от части подвижной нагрузки, расположенной на этой половине, и считать его приложенным посередине длины участка опирания.

Приложение Г

Расчет бетонных и железобетонных конструкций

Г.1 Расчетные случаи

Г.1.1 Общий случай расчета по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента (при любых сечениях, внешних усилиях и любом армировании)

Расчет сечений в общем случае (рисунок Г.1) должен производиться из условия

$$M \leq \pm (R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si}), \quad (\text{Г.1})$$

при этом знак «плюс» перед скобкой принимается для внецентренного сжатия и изгиба, знак «минус» — для растяжения.

В условии (Г.1):

M — в изгибаемых элементах — проекция момента внешних сил на плоскость, перпендикулярную прямой, ограничивающей сжатую зону сечения, кН·м;

— во внецентренно сжатых и растянутых элементах — момент продольной силы N относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, и проходящей:

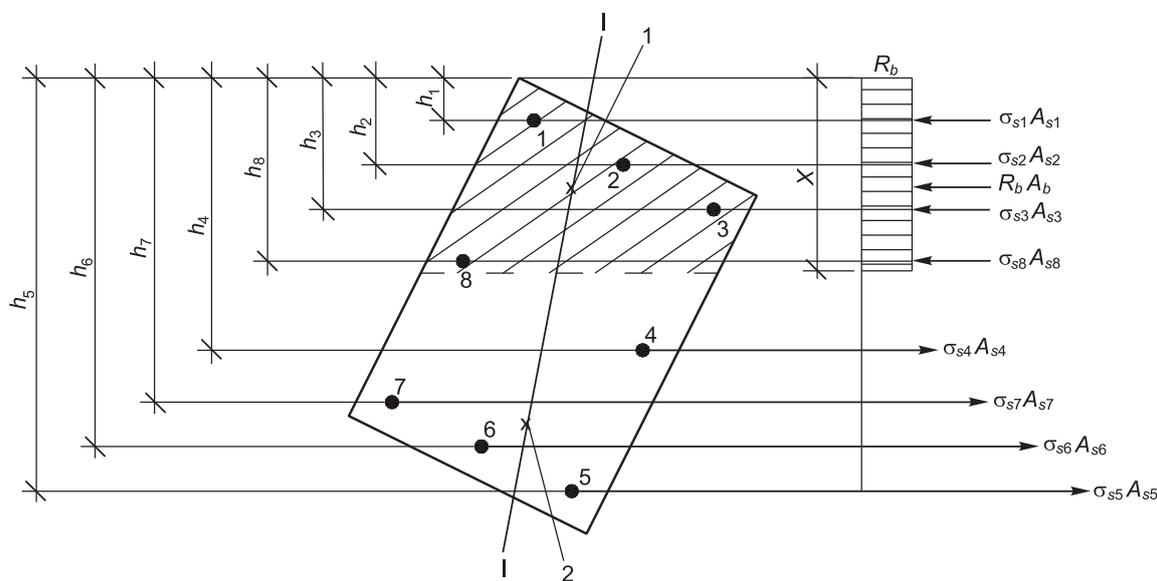
во внецентренно сжатых элементах — через центр тяжести сечения наиболее растянутого или наименее сжатого стержня продольной арматуры;

во внецентренно растянутых элементах — через точку сжатой зоны, наиболее удаленную от указанной прямой;

S_b — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно соответствующей из указанных осей, при этом в изгибаемых элементах положение оси принимается таким, как и во внецентренно сжатых, м³;

S_{si} — статический момент площади сечения i -го стержня продольной арматуры относительно соответствующей из указанных осей, м³;

σ_{si} — напряжение в i -м стержне продольной арматуры, МПа, определяют в соответствии с требованиями настоящего подраздела.



I—I — плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента, или плоскость, проходящая через точки приложения продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий;

1 — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны;

2 — точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре

Рисунок Г.1 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси железобетонного элемента (общий случай расчета по прочности)

Высота сжатой зоны x , м, и напряжение σ_{si} , МПа, определяются из совместного решения уравнений:

$$f_{cd} A_{cc} - \sum \sigma_{si} A_{si} \pm N = 0, \quad (\text{Г.2})$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{spi}. \quad (\text{Г.3})$$

В уравнении (Г.2) знак «минус» перед N принимается для внецентренно сжатых элементов, знак «плюс» — для внецентренно растянутых.

Кроме того, для определения положения границы сжатой зоны при косом изгибе требуется соблюдение дополнительного условия параллельности плоскости действия моментов внешних и внутренних сил, а при косом внецентренном сжатии или растяжении — условия, что точки приложения внешней продольной силы, равнодействующей сжимающих усилий в растянутой арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре (или внешней продольной силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и равнодействующей усилий во всей арматуре) должны быть расположены на одной прямой.

Если значение σ_{si} , рассчитанное по формуле (Г.3), для арматуры классов S800, S1200, S1400 превышает βR_{si} , то напряжение σ_{si} , МПа, следует определять по формуле

$$\sigma_{si} = \left[\beta + (1 - \beta) \cdot \frac{\xi_{eli} - \xi_j}{\xi_{eli} - \xi_{Ri}} \right] \cdot R_{si}. \quad (\text{Г.4})$$

В случае когда определенное по формуле (Г.4) напряжение в арматуре превышает R_{si} , в уравнения (Г.1) и (Г.2) подставляют значение σ_{si} , равное R_{si} с учетом соответствующих коэффициентов условий работы.

Напряжение σ_{si} вводится в расчетные формулы со знаком, полученным при расчете по формулам (Г.3) и (Г.4), при этом необходимо соблюдать следующие условия:

- во всех случаях $R_{si} \geq \sigma_{si} \geq -R_{sci}$;
- для предварительно напряженных элементов $\sigma_{si} \geq \sigma_{sci}$, где σ_{sci} — напряжение в арматуре, равное предварительному напряжению σ'_{spi} за вычетом $\sigma_{sc,u}$.

В формулах (Г.2)–(Г.4):

A_{si} — площадь сечения i -го стержня продольной арматуры, м²;

σ_{spi} — предварительное напряжение в i -м стержне продольной арматуры, принимаемое при коэффициенте γ_{sp} , назначаемом в зависимости от расположения стержня, МПа;

ξ_j — относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\xi_j = \frac{x}{h_{0i}}$, где h_{0i} — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого i -го стержня арматуры, и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения;

ω — характеристика сжатой зоны бетона; определяют по формуле

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b; \quad (\text{Г.5})$$

здесь ξ_{Ri} , ξ_{eli} — относительная высота сжатой зоны, м, соответствующая достижению в рассматриваемом стержне напряжений R_{si} и βR_{si} соответственно; значения ξ_{Ri} и ξ_{eli} определяют по формуле

$$\xi_{Ri(eli)} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,Ri(eli)}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}, \quad (\text{Г.6})$$

$\sigma_{s,Ri} = R_{si} + 400 - \sigma_{spi} - \Delta\sigma_{spi}$, МПа, — при определении ξ_{Ri} ;

$\sigma_{s,eli} = \beta R_{si} - \sigma_{spi}$, МПа, — при определении ξ_{eli} .

Значения $\Delta\sigma_{spi}$ и коэффициента β определяют при механическом, а также автоматизированных электротермическом и электромеханическом способах предварительного напряжения стержневой арматуры классов S800 и S1200 по формулам:

$$\Delta\sigma_{spi} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{spi}}{R_{si}} - 1200 \geq 0, \quad (\text{Г.7})$$

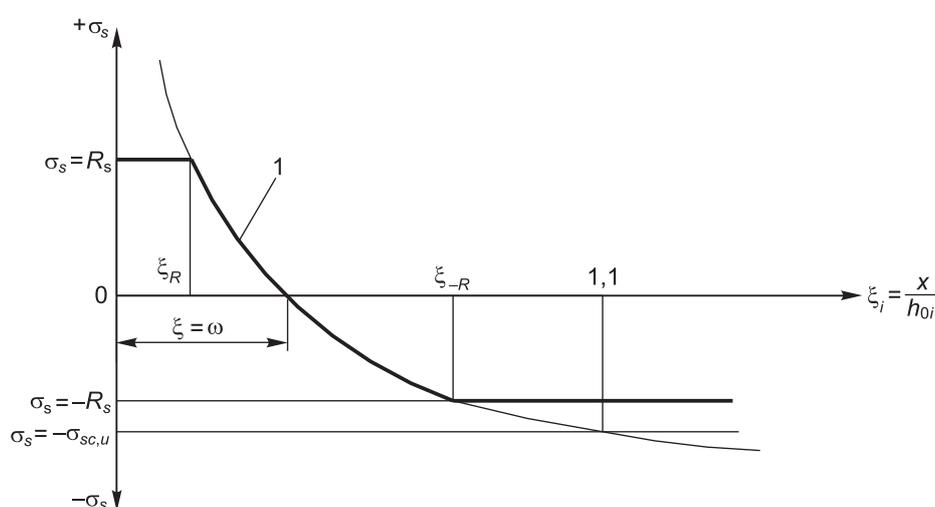
$$\beta = 0,5 \cdot \frac{\sigma_{spi}}{R_{spi}} + 0,4 \geq 0,8; \quad (\text{Г.8})$$

при иных способах предварительного напряжения стержневой арматуры классов S800, S1200, а также для проволочной и канатной арматуры класса S1400 при любых способах предварительного напряжения $\Delta\sigma_{spi} = 0$, $\beta = 0,8$.

В формулах (Г.7) и (Г.8) σ_{spi} принимается при коэффициенте $\gamma_{sp} < 1,0$ с учетом потерь.

Примечание — Индекс i означает порядковый номер стержня арматуры.

Диаграмма зависимости $\sigma_s = F(\xi)$ напряжения σ_s в арматурном элементе i от относительной высоты сжатой зоны $\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$ для «мягких» сталей (физический предел текучести) приведена на рисунке Г.2.

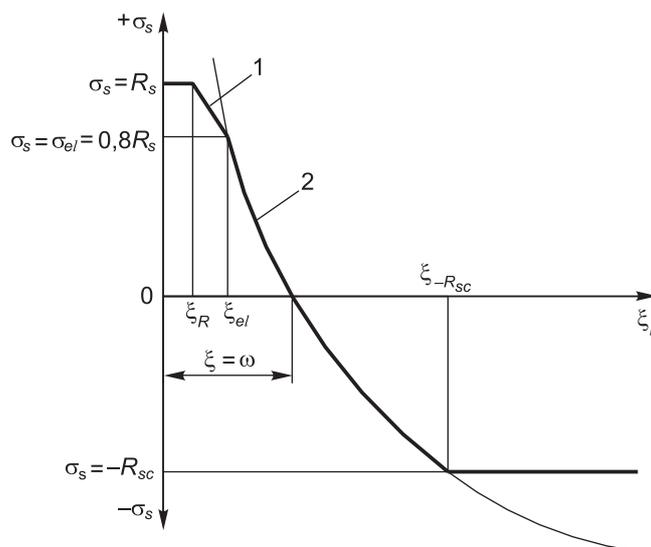


$$(1) \quad \sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right); \quad \sigma_{sc,u} = E_s \varepsilon_{bu,1} = 500 \text{ МПа}; \quad \omega = 0,85 - 0,008R_b;$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}; \quad \xi_{-R} = \frac{\omega}{1 - \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}$$

Рисунок Г.2 — Диаграмма зависимости $\sigma_s = F(\xi)$ напряжения σ_s в арматурном элементе i от относительной высоты сжатой зоны $\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$ для «мягких» сталей (S240, S500) (физический предел текучести)

Диаграмма зависимости $\sigma_s = F(\xi)$ напряжения σ_s в арматурном элементе i от относительной высоты сжатой зоны $\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$ для «твердых» сталей (условный предел текучести при $\varepsilon_{s,oct} = 0,002$) без предварительного напряжения приведена на рисунке Г.3.



$$(1) - \sigma_s = \left[0,8 + 0,2 \cdot \frac{\xi_{el} - \xi}{\xi_{el} - \xi_R} \right] \cdot R_s; \quad (2) - \sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right);$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s + 400}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}; \quad \xi_{el} = \frac{\omega}{1 + \frac{0,8 R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}$$

$$\xi_{-R_{sc}} = \frac{\omega}{1 - \frac{R_{sc}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}; \quad R_{sc} = \min \{ R_s, \sigma_{sc,u} \}$$

Рисунок Г.3 — Диаграмма зависимости $\sigma_s = F(\xi)$ напряжения σ_s в арматурном элементе i от относительной высоты сжатой зоны $\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$ для «твердых» сталей без предварительного напряжения (условный предел текучести при $\varepsilon_{s,oct} = 0,002$)

Диаграмма зависимости $\sigma_s = F(\xi)$ напряжения σ_s в арматурном элементе i от относительной высоты сжатой зоны $\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$ для «твердых» сталей (S800, S1200, S1400) при наличии предварительного напряжения приведена на рисунке Г.4.

Г.1.2 Расчет по прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов, имеющих плоскость симметрии

Г.1.2.1 Расчет прямоугольных сечений (рисунок Г.5) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$ следует производить из условия

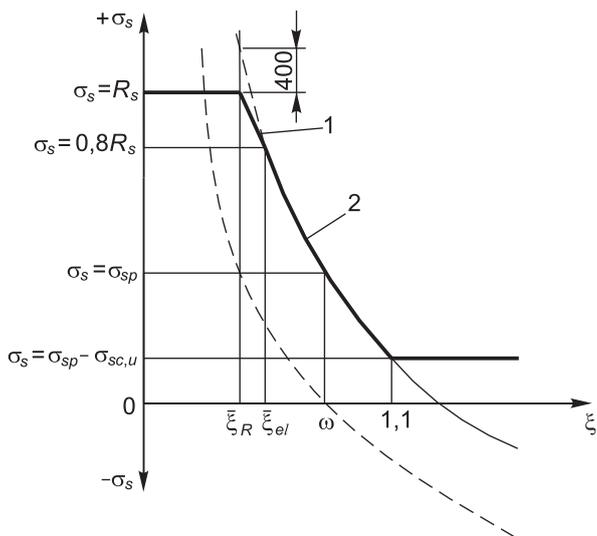
$$M \leq R_b b x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s \cdot (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p \cdot (h_0 - a'_p), \quad (Г.9)$$

при этом высоту сжатой зоны x следует определять по формуле

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x. \quad (Г.10)$$

Здесь и в других формулах допускается высоту h_0 принимать от равнодействующих усилий в арматуре A_p и A_s . При отсутствии напрягаемой арматуры $h_0 = h_{01}$.

Расчет продольного стыка плиты проезжей части ребристых пролетных строений на прочность производится с введением к правой части формул (Г.9) и (Г.10) коэффициента условий работы, равного 0,8 — для бездиафрагменных и 0,9 — для диафрагменных пролетных строений.



$$(1) - \sigma_s = \left[0,8 + 0,2 \cdot \frac{\bar{\xi}_{el} - \xi}{\bar{\xi}_{el} - \bar{\xi}_R} \right] \cdot R_s; \quad (2) - \sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{sp},$$

$$\bar{\xi}_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}; \quad \bar{\xi}_{el} = \frac{\omega}{1 + \frac{0,8R_s - \sigma_{sp}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)};$$

$\sigma_{sp} = \sigma_{p2} \cdot 1,1$; σ_{p2} — предварительное напряжение с учетом всех потерь;

$$\Delta\sigma_{sp} = \begin{cases} 0 & \text{— для арматуры В, В_р, К-7} \\ 1500 \cdot \frac{\sigma_{p2} \cdot 0,9}{R_s} - 1200 \geq 0 & \text{— для стержневой арматуры} \end{cases}$$

Рисунок Г.4 — Диаграмма зависимости $\sigma_s = F(\xi)$ напряжения σ_s в арматурном элементе i от относительной высоты сжатой зоны $\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$ для «твердых» сталей (S800, S1200, S1400) при наличии предварительного напряжения

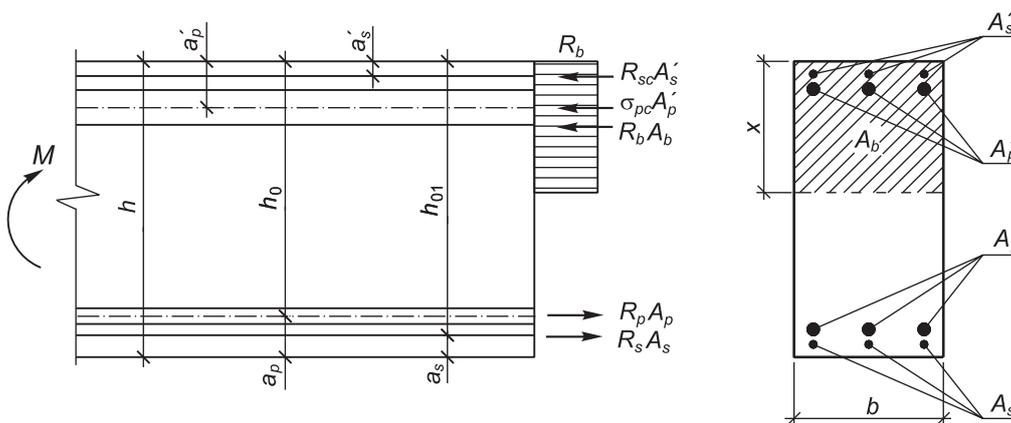


Рисунок Г.5 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

Г.1.2.2 Расчет тавровых, двутавровых и коробчатых сечений с плитой в сжатой зоне при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$

следует производить в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в плите (рисунок Г.6 а)), т. е. соблюдается условие

$$R_p A_p + R_s A_s \leq R_b b_f' x + R_{sc} A_s' + \sigma_{pc} A_p', \quad (\text{Г.11})$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b_f' в соответствии с Г.1.2.1;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рисунок Г.6 б)), т. е. условие (Г.11) не соблюдается, расчет должен выполняться из условия

$$M \leq R_b b x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_b \cdot (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5h_f') + R_{sc} A_s' \cdot (h_{01} - a_s') + \sigma_{pc} A_p' (h_0 - \sigma_p'), \quad (\text{Г.12})$$

при этом высоту сжатой зоны бетона x следует определять по формуле

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{pc} A_p' = R_b b x + R_b \cdot (b_f' - b) \cdot h_f'. \quad (\text{Г.13})$$

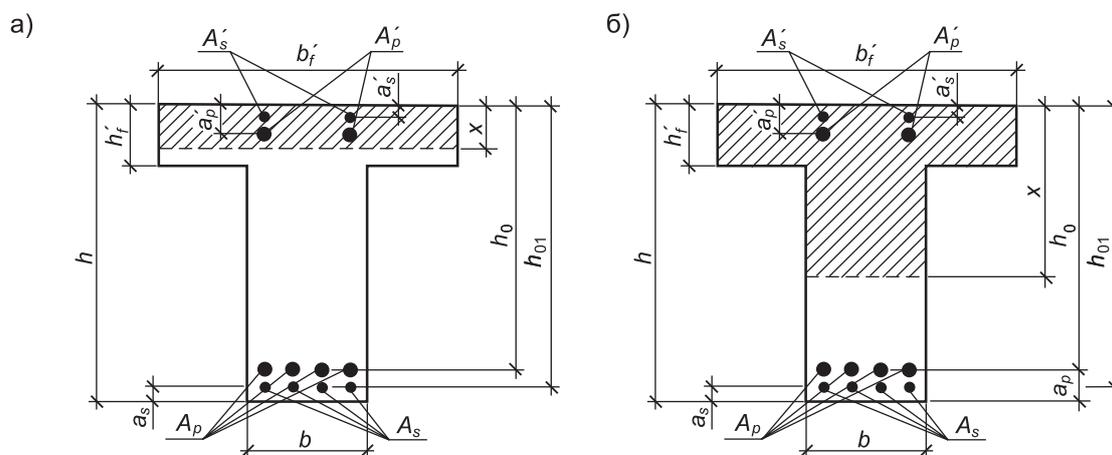


Рисунок Г.6 — Форма сжатой зоны в сечениях железобетонных элементов с плитой в сжатой зоне:
а — при расположении границы сжатой зоны в плите;
б — то же в ребре

Г.1.2.3 Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geq 0,5$ с арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при количестве продольных стержней не менее шести), должен производиться как для внецентренно сжатых элементов в соответствии с Г.1.4.3, принимая вместо Ne_0 значение изгибающего момента M , а значение продольной силы $N = 0$.

Г.1.2.4 Если рабочая напрягаемая арматура в изгибаемых железобетонных элементах автомобильных мостов не имеет сцепления с бетоном, то расчет сечений по прочности производится согласно Г.1.2.1 и Г.1.2.2, при этом в соответствующие формулы вместо расчетного сопротивления растяжению напрягаемой арматуры R_p применяется значение σ_{p1} установившегося (за вычетом всех потерь) предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.

Кроме того, в составных по длине конструкциях следует дополнительно производить расчет по формулам сопротивления упругих материалов на расчетные нагрузки (с коэффициентом надежности по нагрузке), включая усилие от предварительного напряжения. На всех стадиях работы в стыках, не армированных ненапрягаемой арматурой, не допускаются растягивающие напряжения в зонах, где эти напряжения возникают от внешней нагрузки.

Г.1.3 Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов

Г.1.3.1 Внецентренно сжатые бетонные элементы с начальным эксцентриситетом $e_c \leq r$ (см. 10.3.24) следует рассчитывать по устойчивости при соблюдении условия

$$N \leq \varphi R_b A_b, \quad (\text{Д.14})$$

где φ — коэффициент продольного изгиба; рассчитывают по формуле (36);

A_b — площадь сжатого сечения элемента, м^2 .

Г.1.3.2 Расчет по прочности внецентренно сжатых бетонных элементов при $e_c > r$ (r — ядровое расстояние согласно 10.3.24) производится в зависимости от положения нейтральной оси и значения a , определяемого по формуле

$$a = a_c - e_c \eta, \quad (\text{Г.15})$$

где a — расстояние от точки приложения продольной силы N до наиболее сжатой грани сечения с учетом коэффициента η , м;

a_c — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести всего сечения, до наиболее сжатой грани, м;

e_c — начальный эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести всего сечения, м;

η — коэффициент, определяют по формуле (30).

При этом равнодействующая внешних сил должна находиться в пределах поперечного сечения элемента при соблюдении условия

$$e_c \eta \leq 0,8 a_c. \quad (\text{Г.16})$$

Г.1.3.3 При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого сечений с плитой в сжатой зоне (рисунок Г.7) прочность сечения обеспечивается при соблюдении условия

$$N \leq R_b b x + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f, \quad (\text{Г.17})$$

при этом высоту сжатой зоны определяют:

— при $a > 0,5 h'_f$ (нейтральная ось проходит в пределах ребра) — по формуле

$$x = a^2 + \sqrt{a^2 \cdot (b'_f - b) \cdot (2a - h'_f) \cdot \frac{h'_f}{b}}; \quad (\text{Г.18})$$

— при $a > 0,5 h'_f$ (нейтральная ось проходит в пределах сжатой плиты) — по формулам (Г.17) и (Г.18) с заменой b на b'_f .

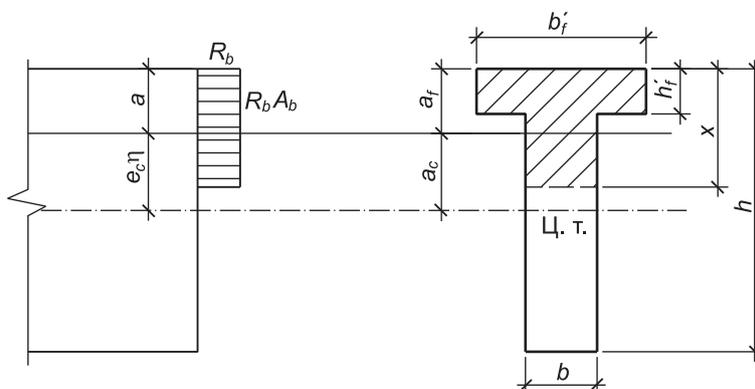


Рисунок Г.7 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого бетонного элемента

При расчете внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения прочность обеспечивается при соблюдении условия

$$N \leq R_b b x, \quad (\text{Г.19})$$

при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x = h - 2e_c \eta. \quad (\text{Г.20})$$

Кроме расчета по прочности в плоскости действия изгибающего момента элемент должен быть проверен расчетом по устойчивости с изгибом из плоскости действия момента (см. 10.3.24).

Г.1.4 Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов

Д.1.4.1 Внецентренно сжатые железобетонные элементы с расчетным эксцентриситетом $e_c \leq r$ (см. 10.3.24) следует рассчитывать по устойчивости и прочности исходя из следующих условий:

а) расчет по устойчивости:

— при наличии сцепления арматуры с бетоном

$$N \leq \varphi \cdot (R_b A_b + R_{sc} A'_s + R_{pc} A'_p); \quad (\text{Г.21})$$

— при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \leq \varphi \cdot (R_b A_b + R_{sc} A'_s) - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}; \quad (\text{Г.22})$$

б) расчет по прочности:

— при наличии сцепления арматуры с бетоном

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p; \quad (\text{Г.23})$$

— при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \leq R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_{pc1} A'_p + \frac{\sigma_b n_1 A'_p}{1 + n_1 \mu_{sc}}. \quad (\text{Г.24})$$

В формулах (Г.21)–(Г.24):

N — продольное сжимающее усилие от расчетных нагрузок (без учета усилия предварительного напряжения), кН;

φ — коэффициент продольного изгиба; рассчитывают по формуле (36);

R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию при расчете по прочности, МПа; принимают по таблице 19;

A_b — полная площадь сечения элемента, м² (если площадь сечения арматуры превышает 3 %, то A_b заменяют на $A_b - A'_s - A'_p$);

R_{sc}, R_{pc} — расчетные сопротивления арматуры сжатию, МПа; принимают по 10.2.10;

σ_{pc} — учитываемое в расчете согласно 10.4.7 напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне, МПа; рассчитывают по формуле (37);

σ_{pc1} — установившееся предварительное напряжение в напрягаемой арматуре площадью сечения A'_p после проявления всех потерь, МПа;

μ_{sc} — коэффициент армирования; определяют по формуле

$$\mu_{sc} = \frac{A'_s}{A_b}; \quad (\text{Г.25})$$

σ_b — напряжение в бетоне от расчетных нагрузок (без учета усилия предварительного напряжения), МПа; рассчитывают по формуле

$$\sigma_b = \frac{N}{A_b}; \quad (\text{Г.26})$$

A'_s, A'_p — площадь сечения соответственно всей ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, м²;

n_1 — отношение модулей упругости; принимают в соответствии с 10.2.19.

Г.1.4.2 Расчет по прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов таврового, двутаврового и коробчатого поперечных сечений с плитой в сжатой зоне с эксцентриситетом $e_c > r$ при $x > h'_f$ и $\xi \leq \xi_y$ (рисунки Г.6 и Г.8) следует производить, используя условие

$$N e_0 \leq R_b b x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s \cdot (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p \cdot (h_0 - a'_p), \quad (\text{Г.27})$$

и определять расчетное расстояние от оси приложения продольной силы N до центра тяжести сечения e_0 по формуле

$$e_0 = e + e_c \cdot (\eta - 1). \quad (\text{Г.28})$$

В формулах (Г.27) и (Г.28):

N — продольная сила, кН;

η — коэффициент, определяемый по формуле (30);

e — расстояние от точки приложения силы N до равнодействующей усилий в растянутой арматуре, м;

e_c — начальный эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести всего сечения (с учетом случайного эксцентриситета согласно 10.3.21), м;

σ_{pc} — сжимающее напряжение в напрягаемой арматуре, МПа, расположенной в зоне, сжатой от внешней нагрузки; рассчитывают по формуле (37).

Для прямоугольных сечений в формуле (Г.27) принимается $b'_f = b$.

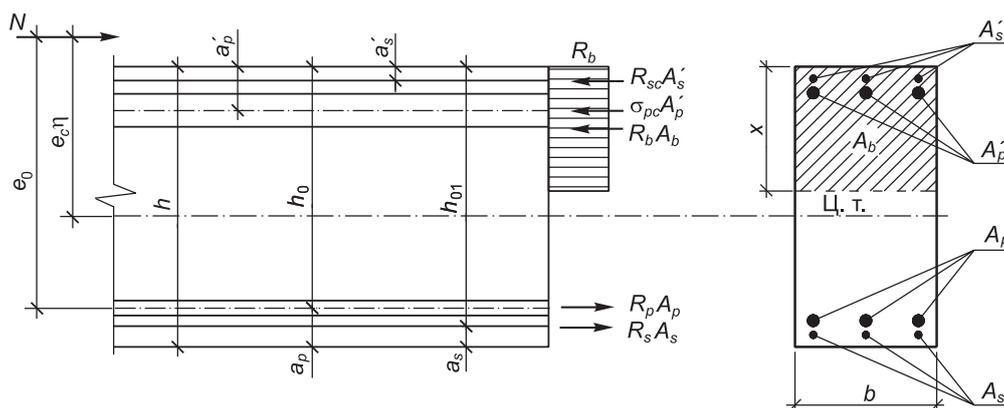


Рисунок Г.8 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

Высоту сжатой зоны бетона x следует определять по формуле

$$N + R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_s = R_b b x + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f. \quad (\text{Г.29})$$

Знаки при усилиях в формуле (Г.29) соответствуют расположению силы N вне сечения.

При расчете двутавровых сечений с плитой в растянутой зоне свесы плиты не учитываются. Кроме расчета по прочности, в плоскости действия изгибающего момента следует производить расчет по устойчивости с изгибом из плоскости действия момента.

Учет работы сжатой ненапрягаемой арматуры следует производить по 10.4.7. Однако если без учета этой арматуры $x > 2a'_s$, а с ее учетом $x < 2a'_s$, то расчет по прочности допускается производить, используя условие

$$N e_0 \leq (R_p A_p + R_s A_s + N) \cdot (h_0 - a'_s). \quad (\text{Г.30})$$

Расчет на прочность внецентренно сжатых предварительно напряженных элементов при предварительном напряжении заменяется расчетом на нормативную нагрузку по образованию продольных трещин под нормативной нагрузкой (Г.2.1.2) с ограничением сжимающих напряжений в бетоне значениями $R_{b,mc1}$, соответствующими классу передаточной прочности бетона.

Г.1.4.3 Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов кольцевого сечения при отношении внутреннего r_1 и наружного r_2 радиусов $r_1/r_2 \geq 0,5$ с ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при количестве продольных стержней не менее шести), производится в зависимости от относительной площади сжатой зоны бетона, определяемой по формуле

$$\xi_{cir} = \frac{N + R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + 2,7 R_s A_{s,tot}}. \quad (\text{Г.31})$$

В зависимости от значений ξ_{cir} в расчетах используются приведенные условия:

а) при $0,15 < \xi < 0,6$

$$Ne_0 \leq (R_b A_b Z_m + R_s A_{s,tot} r_s) \cdot \frac{\sin \pi \xi_{cir}}{\pi} + R_s A_{s,tot} r_s \cdot (1 - 1,7 \xi_{cir}) \cdot (0,2 - 1,3 \xi_{cir}); \quad (Г.32)$$

б) при $\xi_{cir} = 0,15$

$$Ne_0 \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot} r_s) \cdot \frac{\sin \pi \xi_{cir1}}{\pi} + 0,295 R_s A_{s,tot} r_s, \quad (Г.33)$$

$$\text{где } \xi_{cir1} = \frac{N + 0,75 R_s A_{s,tot}}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}, \quad (Г.34)$$

в) при $\xi_{cir} \geq 0,6$

$$Ne_0 \leq (R_b A_b r_m + R_s A_{s,tot}) \cdot \frac{\sin \pi \xi_{cir2}}{\pi}, \quad (Д.35)$$

$$\text{где } \xi_{cir2} = \frac{N}{R_b A_b + R_s A_{s,tot}}. \quad (Д.36)$$

В формулах (Г.31)–(Г.36):

A_b — площадь кольцевого сечения бетона, м²;

$A_{s,tot}$ — площадь сечения всей продольной арматуры, м²;

r_s — радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней рассматриваемой арматуры, м;

r_m — величина, м, рассчитываемая по формуле

$$r_m = \frac{r_1 + r_2}{2}. \quad (Г.37)$$

Эксцентриситет продольной силы e_0 определяется с учетом прогиба элемента в соответствии с 10.3.21–10.3.23 и Г.1.4.2.

При расчете элементов кольцевого сечения на совместное воздействие внецентренного сжатия и изгиба при соблюдении указанных выше требований к сечению при ненапрягаемой арматуре допускается использовать формулы (Г.31)–(Г.36), применяемые для расчета кольцевых сечений на внецентренное сжатие, но с учетом измененного значения эксцентриситета e_0 , вызванного дополнительным влиянием суммарного изгибающего момента M , принимаемого по результирующей эпюре моментов с учетом принятого расположения сил, вызывающих изгиб элемента. При этом суммарное значение эксцентриситета e_0 , входящего в формулы (Г.32), (Г.33) и (Г.35), для конкретных сечений определяется с учетом суммарных значений моментов и нормальных сил для этих сечений. При определении значения критической силы N_{cr} , входящей в формулу (30) для определения коэффициента η , учитывающего влияние прогиба на прочность сечения, необходимо учитывать значение коэффициента φ_l по формуле (33).

Г.1.4.4 Расчет элементов сплошного сечения с косвенным армированием и с ненапрягаемой продольной арматурой следует производить в соответствии с требованиями Г.1.4.1 и Г.1.4.2. В расчет следует вводить часть бетонного сечения, ограниченную крайними стержнями сеток поперечной арматуры или спиралью (считая по ее оси), и подставлять в расчетные формулы вместо R_b приведенную призматическую прочность $R_{b,red}$. Гибкость $\frac{l_0}{i_{ef}}$ элементов с косвенным армированием не должна превышать при армировании сетками — 55, спиралью — 35 (где i_{ef} — радиус инерции вводимой в расчет части сечения).

Значения $R_{b,red}$, МПа, следует определять по формулам:

а) при армировании сварными поперечными сетками

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{s,xy} R_s, \quad (Г.38)$$

$$\mu_{x,xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} S}. \quad (Г.39)$$

В формулах (Г.38) и (Г.39):

- R_s — расчетное сопротивление растяжению арматуры сеток, МПа;
- n_x, A_{sx}, l_x — соответственно количество стержней, площадь поперечного сечения, м², и длина стержней сетки в одном направлении (считая в осях крайних стержней), м;
- n_y, A_{sy}, l_y — то же в другом направлении;
- A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток (считая по осям крайних стержней), м²;
- S — расстояние между сетками (считая по осям стержней), м; если устанавливается одна сетка, то значение S принимают равным 0,07 м;
- φ — коэффициент эффективности косвенного армирования; определяют по формуле

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi}, \quad (\text{Г.40})$$

здесь ψ — коэффициент; определяют по формуле

$$\psi = \frac{\mu R_s}{R_b + 10}. \quad (\text{Г.41})$$

В формуле (Г.41) R_s и R_b принимают в мегапаскалях, $\mu = \mu_{s,xy}$.

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

б) при армировании спиральной или кольцевой арматурой

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s \cdot \left(1 - \frac{7,5e_c}{d_{ef}}\right), \quad (\text{Г.42})$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры спирали, МПа;

e_c — эксцентриситет приложения продольной силы (без учета влияния прогиба);

d_{ef} — диаметр части сечения внутри спирали, м;

μ — коэффициент армирования; определяют по формуле

$$\mu = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef}s}, \quad (\text{Г.43})$$

здесь $A_{s,cir}$ — площадь поперечного сечения спиральной арматуры, м²;

s — шаг спирали, м.

При учете влияния прогиба на несущую способность элементов с косвенным армированием следует применять требования 10.3.23, определяя момент инерции для части их сечения, ограниченной крайними стержнями сеток или заключенной внутри спирали. Значение N_{cr} , определенное по формуле (31),

необходимо умножить на коэффициент $\varphi_1 = 0,25 + 0,05 \cdot \frac{l_0}{c_{ef}} \leq 1$ (где c_{ef} соответствует высоте или диа-

метру учитываемой части бетонного сечения), а при определении δ выражение $0,01 \cdot \frac{l_0}{h}$ в формуле (34)

следует заменить на $0,01 \cdot \frac{l_0}{c_{ef}} \cdot \varphi_2$ (где $\varphi_2 = 0,1 \cdot \frac{l_0}{c_{ef}} - 1 \leq 1$). Косвенное армирование учитывается в рас-

чете при условии, что несущая способность элемента, определенная с учетом A_{ef} и $R_{b,red}$, превышает его несущую способность, определенную по полному сечению A_b и с учетом R_b (но без учета косвенной арматуры). Кроме этого, косвенное армирование должно соответствовать конструктивным требованиям 10.6.8.17.

Г.1.4.5 При расчете элементов с косвенным армированием наряду с расчетом по прочности следует производить расчет, обеспечивающий трещиностойкость защитного слоя бетона. Этот расчет следует производить в соответствии с требованиями 1.1.4.1 и Г.1.4.2 под эксплуатационной нагрузкой (при $\gamma_f = 1$), учитывая всю площадь сечения бетона и принимая вместо R_b и R_s расчетные сопротивления R_{bn} и R_{sn} для предельных состояний второй группы, а также принимая расчетное сопротивление арматуры сжатию равным $R_{sc,ser}$, но не более 400 МПа.

Г.1.5 Расчет центрально растянутых элементов

При расчете сечений центрально растянутых железобетонных элементов все расчетное усилие должно полностью восприниматься арматурой, при этом требуется соблюдение условия

$$N \leq R_s A_s + R_p A_p, \quad (\text{Г.44})$$

где N — продольное растягивающее усилие, приложенное центрально, кН.

Д.1.6 Расчет внецентренно растянутых элементов

Расчет сечений внецентренно растянутых железобетонных элементов следует производить в зависимости от положения продольной силы N исходя из следующих условий:

а) если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в соответствующей арматуре (рисунок Г.9 а)), причем все сечение растянуто, то в этом случае вся расчетная сила должна быть полностью воспринята арматурой и расчет следует производить, используя условия:

$$Ne \leq R_s A'_s \cdot (h_{01} - a'_s) + R_p A'_p \cdot (h_0 - a'_p), \quad (\text{Г.45})$$

$$Ne' \leq R_s A_s \cdot (h - a_s - a'_s) + R_p A_p \cdot (h - a_p - a'_p); \quad (\text{Г.46})$$

б) если продольная сила N приложена за пределами расстояний между равнодействующими усилий в соответствующей арматуре (рисунок Г.9 б)) с расположением нейтральной оси в пределах ребра, то прочность сечения следует рассчитывать из условия

$$Ne \leq R_b b x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s \cdot (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p \cdot (h_0 - a'_p). \quad (\text{Г.47})$$

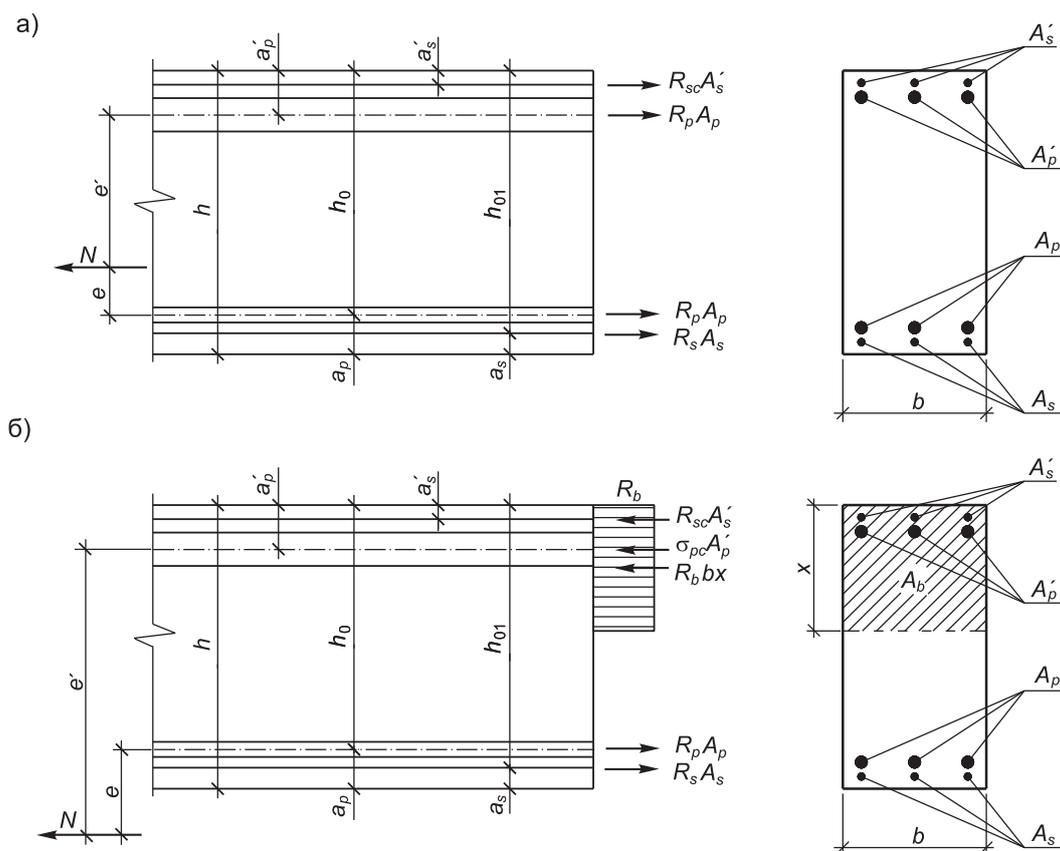


Рисунок Г.9 — Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности: а — продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре; б — то же за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре

Высоту сжатой зоны бетона x следует определять по формуле

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p - N = R_b b x + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f. \quad (\text{Г.48})$$

Если полученное из расчета по формуле (Г.48) значение $x > \xi_y h_0$, то в условии (Г.47) подставляют $x > \xi_y h_0$, где относительную высоту сжатой зоны бетона ξ_y определяют в соответствии с 10.4.8.

Учет работы сжатой арматуры следует производить в соответствии с 10.4.7. Однако если без учета этой арматуры значение $x \geq 2a'_s$, а с учетом ее $x < 2a'_s$, то расчет по прочности следует производить из условия

$$Ne \leq (R_p A_p + R_s A_s - N) \cdot (h_0 - a'_s). \quad (\text{Г.49})$$

Г.1.7 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

Г.1.7.1 Расчет по прочности наклонных сечений следует производить с учетом переменности сечения:

— на действие поперечной силы между наклонными трещинами (Г.1.7.2) и по наклонной трещине (Г.1.7.2.3);

— на действие изгибающего момента по наклонной трещине для элементов с поперечной арматурой (Г.1.7.2.1).

Г.1.7.2 Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы

Г.1.7.2.1 Для железобетонных элементов с поперечной арматурой должно быть соблюдено условие, обеспечивающее прочность по сжатому бетону между наклонными трещинами:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (\text{Г.50})$$

где Q — поперечная сила на расстоянии не менее h_0 от оси опоры, кН;

$\varphi_{wi} = 1 + \eta n_1 \mu_w$, при расположении хомутов нормально к продольной оси $\varphi_{wi} \leq 1,3$,

здесь $\eta = 5$ — при хомутах, нормальных к продольной оси элемента;

$\eta = 10$ — то же наклонных под углом 45° ;

n_1 — отношение модулей упругости арматуры и бетона;

μ — коэффициент, определяемый по формуле

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b S_w}; \quad (\text{Г.51})$$

A_{sw} — площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости, м^2 ;

S_w — расстояние между хомутами по нормали к ним, м;

b — толщина стенки (ребра), м;

h_0 — рабочая высота сечения, м;

φ_{b1} — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 R_b. \quad (\text{Г.52})$$

Г.1.7.2.2 Расчет наклонных сечений элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы (рисунок Д.10) следует производить из условий:

— для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$Q \leq \sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w^r; \quad (\text{Г.53})$$

— для элементов с напрягаемой арматурой при наличии ненапрягаемых хомутов

$$Q \leq \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{pw} A_{pw} + Q_b + Q_w^r. \quad (\text{Г.54})$$

В формулах (Г.53) и (Г.54):

Q — максимальное значение поперечной силы от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, кН;

$\sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha, \sum R_{sw} A_{sw}$ — суммы проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой (наклонной и нормальной к продольной оси элемента) арматуры при длине проекции сечения s , не превышающей $2h_0$;

$\sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha, \sum R_{pw} A_{pw}$ — то же в напрягаемой арматуре, имеющей сцепление с бетоном (если напрягаемая арматура не имеет сцепления с бетоном, то значение расчетного сопротивления R_{pw} принимается равным установившемуся предельному напряжению σ_{pw1} в напрягаемой арматуре);

R_{sw}, R_{pw} — расчетные сопротивления ненапрягаемой и напрягаемой арматуры,

МПа, с учетом коэффициента соответственно m_{a4} и m_{p4} , определяемых в соответствии с 10.2.12;

- α — угол наклона стержней (пучков) к продольной оси элемента в месте пересечения наклонного сечения;
- Q_b — поперечное усилие, кН, передаваемое в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения; определяют по формуле

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \leq mR_{bt}bh_0^2, \tag{Г.55}$$

здесь b, h_0 — толщина стенки (ребра) или ширина сплошной плиты и расчетная высота сечения, пересекающего центр сжатой зоны наклонного сечения, м;

c — длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения на продольную ось элемента, определяемая сравнительными расчетами согласно требованиям Г.1.7.2.3;

m — коэффициент условий работы; принимают равным не менее 1,3 и не более 2,5; определяют по формуле

$$m = 1,3 + 0,4 \cdot \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right), \tag{Г.56}$$

$R_{b,sh}$ — расчетное сопротивление на скалывание при изгибе (см. таблицу 19), МПа;

τ_q — наибольшее скалывающее напряжение от нормативной нагрузки, МПа;

при $\tau_q \leq 0,25R_{b,sh}$ проверку на прочность по наклонным сечениям допускается не производить, при $\tau_q > R_{b,sh}$ сечение должно быть перепроектировано;

- Q_w^r — усилие, воспринимаемое горизонтальной арматурой, Н; рассчитывают по формуле

$$Q_w^r = 10\,000A_w^rK, \tag{Г.57}$$

здесь A_w^r — площадь горизонтальной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, см², пересекаемой наклонным сечением под углом β ;

K — коэффициент, определяемый из условия

$$0 \leq K = \frac{\beta - 50^\circ}{40^\circ} \leq 1. \tag{Г.58}$$

В сечениях, расположенных между хомутами, при $\beta = 90^\circ$ $Q_w^r = 10\,000A_w^r$.

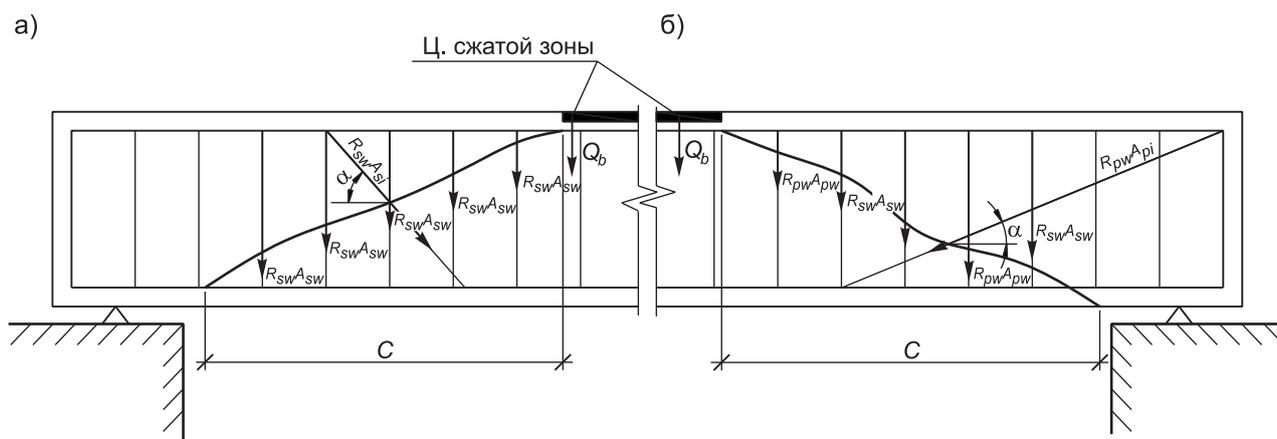


Рисунок Г.10 — Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы:
а — с ненапрягаемой арматурой;
б — с напрягаемой арматурой

Г.1.7.2.3 Невыгоднейшее наклонное сечение и соответствующую ему проекцию на продольную ось элемента следует определять посредством сравнительных расчетов из условия минимума поперечной силы, воспринимаемой бетоном и арматурой. При этом на участках длиной $2h_0$ от опорного сечения

следует выполнять проверку наклонных сечений с углом наклона к опорному (вертикальному) сечению 45° — для конструкций с ненапрягаемой арматурой и 60° — с напрягаемой арматурой. При сосредоточенном действии нагрузки вблизи опоры наиболее опасное наклонное сечение имеет направление от нагрузки к опоре.

Г.1.7.2.4 При наличии напрягаемых хомутов угол наклона сечения к продольной оси элемента при дополнительной проверке по наклонным сечениям следует определять по формуле

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{\sigma_{mt}}{\tau_b}, \quad (\text{Г.59})$$

где σ_{mt} — значение главного растягивающего напряжения, МПа;

τ_b — значение касательного напряжения, МПа.

Г.1.7.2.5 Для железобетонных элементов без поперечной арматуры должно соблюдаться условие, ограничивающее развитие наклонных трещин:

$$Q \leq Q + Q_w^r. \quad (\text{Г.60})$$

Г.1.7.2.6 При расчете растянутых и внецентренно растянутых элементов при отсутствии в них сжатой зоны вся поперечная сила Q должна восприниматься поперечной арматурой.

При расчете внецентренно растянутых элементов при наличии сжатой зоны значение Q_b , вычисленное по формуле (Г.55), следует умножить на коэффициент k_t , определяемый по формуле

$$k_t = 1 - 0,2 \cdot \frac{N}{R_{bt} b h_0}, \text{ но не менее } 0,2, \quad (\text{Г.61})$$

где N — продольная растягивающая сила, кН.

Г.1.7.3 Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающих моментов

Г.1.7.3.1 Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту (рисунок Г.11) следует производить, используя условия:

— для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$M \leq R_s A_s z_s + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_s A_{si} z_{si}; \quad (\text{Г.62})$$

— для элементов с напрягаемой арматурой при наличии ненапрягаемых хомутов

$$M \leq R_p A_p z_p + \sum R_p A_{pw} z_{pw} + \sum R_s A_{sw} z_{sw} + \sum R_p A_{pi} z_{pi}, \quad (\text{Г.63})$$

где M — момент относительно оси, проходящей через центр сжатой зоны наклонного сечения, от расчетных нагрузок, расположенных по одну сторону от сжатого конца сечения кН·м;

$z_{sw}, z_s, z_{si}, z_{pw}, z_p, z_{pi}$ — расстояния от усилий в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в сечении, для которого определяется момент, м; остальные обозначения приведены в Г.1.7.2.2.

Продольная арматура стенок в расчете не учитывается.

Положение невыгоднейшего наклонного сечения следует определять путем сравнительных расчетов, проводимых в местах обрыва или отгибов арматуры и в местах резкого изменения сечения.

Г.1.7.3.2 Для наклонных сечений, пересекающих растянутую грань элемента на участках, обеспеченных расчетом от образования нормальных трещин от нормативной нагрузки (при $\sigma_{bt} < R_{bt}$), расчет на действие момента допускается не производить.

Г.1.7.3.3 При расчете по прочности на действие момента напрягаемую поперечную арматуру, не имеющую сцепления с бетоном, следует учитывать так же, как при расчете на поперечную силу по Г.1.7.2.2.

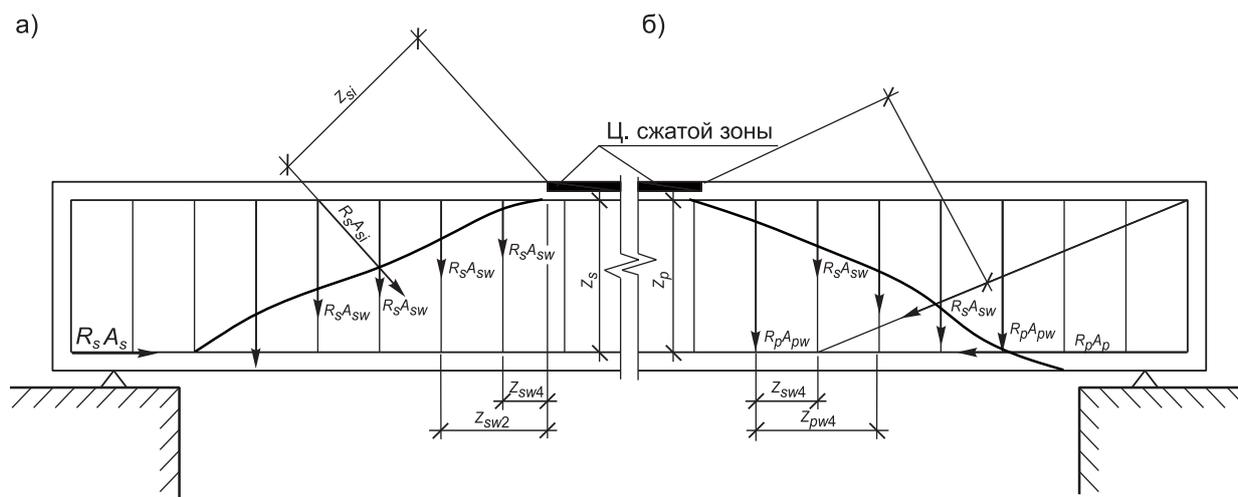


Рисунок Г.11 — Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента:
а — с ненапрягаемой арматурой;
б — с напрягаемой арматурой

Г.1.8 Расчет железобетонных элементов, работающих на кручение

Г.1.8.1 Элемент, работающий на кручение, после образования трещин следует рассматривать как пространственную ферму, которая состоит из стержней продольной арматуры, являющихся параллельными поясами, и решетки из сжатых бетонных подкосов, образованных диагональными трещинами, и связывающих эти подкосы растянутых стержней поперечной арматуры.

Г.1.8.2 Расчет элемента по прочности на кручение следует производить на основании уравнений равновесия внешних и внутренних сил, при этом рассматривают замкнутое коробчатое поперечное сечение. Толщина условной стенки коробчатого сечения должна быть не более толщины фактической стенки.

Г.1.8.3 При расчете элементов, работающих на кручение, следует руководствоваться требованиями ТКП 479.

Г.1.9 Расчет стыков на сдвиг

Г.1.9.1 Клееные или бетонированные стыки (плоские или с уступом) в изгибаемых составных по длине конструкциях следует рассчитывать на прочность при сдвиге по формуле

$$Q \leq 0,45m_{sh}N_a, \quad (\text{Г.64})$$

где Q — максимальное сдвигающее усилие от внешних нагрузок и предварительного напряжения в наклонной арматуре, взятых с коэффициентами надежности, соответствующими расчетам по первой группе предельных состояний, кН;

0,45 — расчетное значение коэффициента трения бетона по бетону;

m_{sh} — коэффициент условий работы стыкового шва при сдвиге, определяемый для разных видов стыков по Г.1.9.2;

N_a — усилие, воспринимаемое площадью рабочего сечения стыка, соответствующей сжатой части эпюры нормальных напряжений, кН.

При этом коэффициенты надежности к усилиям, возникающим в напрягаемой арматуре (вместо указанных в таблице 11) и с учетом усилий, указанных в 7.2.2, принимаются равными: $\gamma = 1 \pm 0,1$ — при числе напрягаемых пучков (стержней) $n \leq 10$ и $\gamma_f = 1 + \frac{0,1}{\sqrt{n-9}}$ — при $n > 10$.

В рабочее сечение стыка входит сечение стенки (ребра) и продолжение ее в верхней и нижней плитах.

При условии пересечения стыка в пределах стенки наклонными пучками, расположенными в закрытых заинъецированных каналах, в рабочее сечение стыка могут быть включены также прилегающие к стенке участки вутов и плиты протяженностью с каждой стороны не более двукратной толщины плиты (без вутов) или стенки, если она тоньше плиты.

При учете совместной работы на сдвиг клееного стыка и жестких элементов (уступов, шпонок и т. п.), воспринимающих поперечную силу, несущую способность жестких элементов следует принимать с коэффициентом сочетаний, равным 0,7. При этом усилие, воспринимаемое жестким элементом, не должно превышать половины значения поперечной силы, действующей на стык.

Г.1.9.2 Коэффициент условий работы m_{sh} в формуле (Г.64) следует принимать равным:

1,2 — для клееного плотного тонкого стыка с отверждением клеем;

1,0 — для бетонируемого стыка без выпусков арматуры;

0,25 — для клееного стыка с неотвержденным клеем с гладкой поверхностью торцов блоков;

0,45 — то же с рифленой поверхностью торцов блоков.

Г.1.9.3 В стыках составных по длине пролетных строений не допускаются растягивающие напряжения от расчетных постоянных нагрузок, учитываемых при выполнении расчетов по первой группе предельных состояний.

Г.1.10 Расчет железобетонных элементов на местное сжатие (смятие)

Г.1.10.1 При расчете на местное сжатие (смятие) элементов без косвенного армирования должно выполняться условие

$$N \leq \varphi_{loc} R_{b,loc} A_{loc}, \quad (\text{Г.65})$$

где N — продольная сжимающая сила от местной нагрузки, кН;

φ_{loc} — коэффициент, принимаемый равным: при равномерном распределении местной нагрузки на площади смятия — 1,00; при неравномерном распределении — 0,75;

A_{loc} — площадь смятия, м²;

$R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию, МПа, определяемое по формуле

$$R_{b,loc} = 13,5 \varphi_{loc1} R_{bt}, \quad (\text{Г.66})$$

$$\varphi_{loc1} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 2. \quad (\text{Г.67})$$

В формулах (Г.66) и (Г.67):

R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению для бетонных конструкций, МПа;

A_d — расчетная площадь, м², симметричная относительно площади смятия в соответствии со схемами, приведенными на рисунке Г.12.

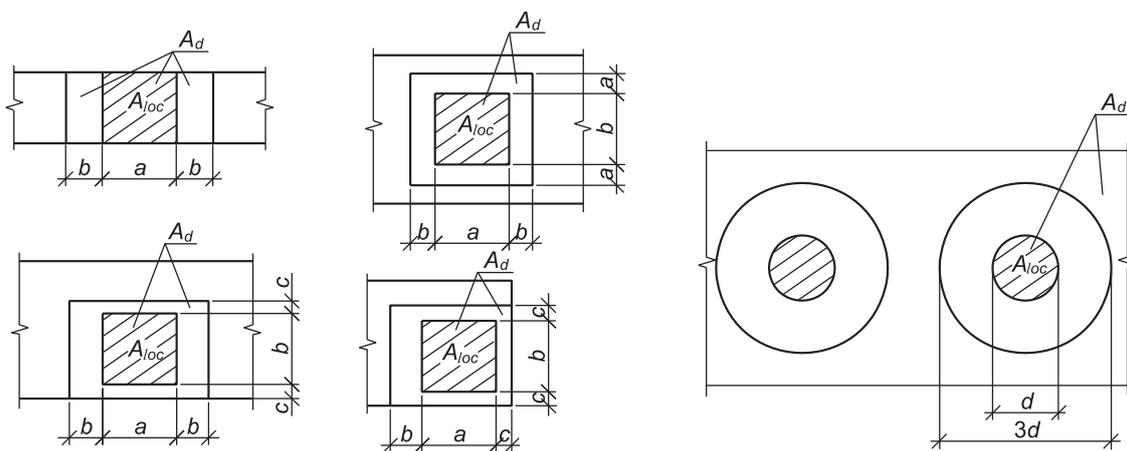


Рисунок Г.12 — Схемы расположения расчетной площади A_d в зависимости от расположения площади смятия A_{loc}

Г.1.10.2 При расчете на местное сжатие (смятие) элементов с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток должно выполняться условие

$$N \leq R_{b,red} A_{loc}, \quad (\text{Г.68})$$

где A_{loc} — площадь смятия, м²;

$R_{b,red}$ — приведенное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа; определяют по формуле

$$R_{b,red} = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi_{\mu} R_s \varphi_{loc,s}, \quad (\text{Г.69})$$

здесь $\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_d}{A_{loc}}} \leq 3$;

φ, μ — соответственно коэффициент эффективности косвенного армирования и коэффициент армирования сечения сетками или спиралями (формулы (Д.39), (Д.40) и (Д.43)) согласно Д.1.4.4;

$$\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5 \cdot \frac{A_{loc}}{A_{ef}}; \quad (\text{Г.70})$$

A_{ef} — площадь бетона, м², заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, при этом должно соблюдаться условие $A_{loc} < A_{ef} \leq A_d$;

A_d — расчетная площадь, м², симметричная относительно площади смятия A_{loc} и принимаемая не более указанной на рисунке Г.12.

Остальные обозначения — в соответствии с Г.1.10.1.

Бетон конструкции в зоне передачи на него сосредоточенных усилий (см. рисунок Г.12) должен быть рассчитан на местное сжатие (смятие), а также по трещиностойкости с учетом местных растягивающих напряжений в соответствии с Г.2.2.7.

Г.1.11 Расчет на выносливость

Г.1.11.1 Расчету на выносливость подлежат плиты проезжей части автодорожных и городских мостов; при толщине засыпки менее 1 м — ригели рам и перекрытия прямоугольных железобетонных труб, включая места их сопряжения со стенками.

На выносливость не рассчитывают:

- бетонные опоры;
- фундаменты всех видов;
- звенья круглых труб;
- прямоугольные трубы и их перекрытия при толщине засыпки 1 м и более;
- стенки балок пролетных строений;
- бетон растянутой зоны;
- арматуру, работающую только на сжатие.

Г.1.11.2 Расчет на выносливость элементов (или их частей) предварительно напряженных железобетонных конструкций, отнесенных к категориям требований по трещиностойкости 2а или 2б (см. 10.5.1), по сечениям, нормальным к продольной оси, следует производить по приведенным ниже формулам, подставляя абсолютные значения напряжений и принимая сечения элементов без трещин:

а) при расчете арматуры растянутой зоны:

$$\sigma_{p,max} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv} \leq m_{ap1} R_p, \quad (\text{Г.71})$$

$$\sigma_{p,min} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el,c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{py} \leq m_{ap1} R_p; \quad (\text{Г.72})$$

б) при расчете бетона сжатой зоны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов:

$$\sigma_{bc,max} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} + \sigma_{bcv} \leq m_{b1} R_b, \quad (\text{Г.73})$$

$$\sigma_{bc,min} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg}. \quad (\text{Г.74})$$

Примечание — Знак напряжений при расчете статически неопределимых конструкций может изменяться на противоположный.

В формулах (Г.71)–(Г.74):

$\sigma_{p,max}, \sigma_{p,min}$ — соответственно максимальное и минимальное напряжения в напрягаемой арматуре, МПа;

σ_{p1} — установившиеся (за вычетом потерь) предварительные напряжения в напрягаемой арматуре растянутой зоны, МПа;

$\sigma_{el,c}$ — снижение напряжений в напрягаемой арматуре растянутой зоны от упругого обжатия бетона согласно Г.1.11.3;

$\sigma_{pg} = n_1 \sigma_{btg}$ — напряжения в арматуре от постоянной нагрузки, МПа;

$\sigma_{pv} = n_1 \sigma_{bvt}$ — напряжения в арматуре от временной нагрузки, МПа;

где n_1 — отношение модулей упругости согласно 10.2.19;

m_{ap1}	— коэффициент условий работы арматуры, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки, применяемый в соответствии с 10.2.12;
R_p	— расчетное сопротивление растяжению напрягаемой арматуры согласно 10.2.10, МПа;
$\sigma_{bc,max}, \sigma_{bc,min}$	— соответственно максимальное и минимальное сжимающие напряжения в бетоне, МПа;
σ_{bc1}	— установившиеся (за вычетом потерь) предварительные напряжения в бетоне сжатой зоны, МПа;
$\sigma_{btg}, \sigma_{bcg}$	— напряжения в бетоне от постоянной нагрузки растянутой и сжатой зон соответственно, МПа;
$\sigma_{btv}, \sigma_{bcv}$	— напряжения в бетоне от временной нагрузки растянутой и сжатой зон соответственно, МПа;
m_{b1}	— коэффициент условий работы бетона, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки согласно 10.1.9;
R_b	— расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа, согласно 10.1.7.

При расчете как на выносливость, так и на трещиностойкость, при определении напряжений в бетоне с учетом приведенного сечения, в формулах напряжения в арматуре, напрягаемой на упоры, принимают без их снижения от упругого обжатия бетона (если при расчете всю арматуру, имеющую сцепление с бетоном, включают в приведенные характеристики сечения).

Г.1.11.3 Напряжения в напрягаемой арматуре следует вычислять с учетом их снижения от упругого обжатия бетона $\sigma_{el,c}$, МПа, которое при одновременном обжатии бетона всей напрягаемой на упоры арматурой следует определять по формуле

$$\sigma_{el,c} = n_1 \sigma_{bp}. \quad (\text{Г.75})$$

При натяжении арматуры на бетон в несколько этапов снижение предварительного напряжения в арматуре, натянутой ранее, следует определять по формуле

$$\sigma_{el,c} = n_1 \Delta \sigma_b m_1. \quad (\text{Г.76})$$

В формулах (Г.75) и (Г.76):

n_1 — отношение модулей упругости согласно 10.2.19;

σ_{bp} — предварительное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, вызываемое обжатием сечения всей арматуры, МПа;

$\Delta \sigma_b$ — напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры, вызываемое натяжением одного пучка или стержня с учетом потерь, соответствующих данной стадии работы, МПа;

m_1 — количество одинаковых пучков (стержней), натянутых после пучка (стержня), для которого определяют потери напряжения.

Г.1.11.4 Расчет на выносливость элементов железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой производится по формулам сопротивления материалов без учета работы бетона растянутой зоны. Этот расчет допускается производить по формулам, приведенным в таблице Г.1.

Формулы таблицы Г.1 могут быть использованы для определения по их левым частям значений σ_{min} и σ_{max} при вычислении коэффициентов ρ , приведенных в таблицах 26 и 27.

Таблица Г.1

Характер работы элемента	Расчетные формулы
Изгиб в одной из главных плоскостей: проверка по бетону	$\frac{M}{I_{red}} x' \leq m_{b1} R_b$
проверка по арматуре	$n' \cdot \frac{M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_u) \leq m_{as1} R_s$

Окончание таблицы Г.1

Характер работы элемента	Расчетные формулы
Осевое сжатие в бетоне	$\frac{N}{A_{red}} \leq m_{b1}R_b$
Внецентренное сжатие: проверка по бетону проверка по арматуре	$\sigma_b \leq m_{b1}R_b$ $\sigma_s \leq m_{as1}R_s$
<p>Примечания</p> <p>1 Обозначения:</p> <p>M, N — момент, кН-м, и продольная сила, кН;</p> <p>I_{red} — момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси без учета растянутой зоны бетона, м⁴;</p> <p>x' — высота сжатой зоны бетона, м, определяемая по формулам упругого тела, без учета растянутой зоны бетона;</p> <p>m_{b1}, m_{as1} — коэффициенты условий работы, учитывающие асимметрию цикла напряжений в бетоне и в ненапрягаемой арматуре (с учетом сварных соединений) согласно 10.1.9 и 10.2.11;</p> <p>a_u, a'_u — расстояние от наружных соответственно растянутой и сжатой (или менее растянутой) граней до оси ближайшего ряда арматуры, м;</p> <p>A_{red} — площадь приведенного поперечного сечения элемента, м².</p> <p>2 При определении момента инерции приведенного сечения и площади приведенного поперечного сечения элемента применяется отношение n' в соответствии с 10.2.19.</p>	

При расчете по формуле $\sigma_s \leq m_{as1}R_s$ следует учитывать требования Г.1.11.1 о расчете на выносливость также и преимущественно сжатой арматуры при знакопеременных напряжениях.

Аналогичным образом следует выполнять расчет внецентренно растянутых элементов. При расчете центрально растянутых элементов все растягивающее усилие передается на арматуру.

Кроме расчета на выносливость, сечения должны быть рассчитаны по прочности.

Г.2 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы

Г.2.1 Расчет по образованию трещин

Г.2.1.1 Трещиностойкость железобетонных конструкций мостов и труб обеспечивается ограничениями возникающих в элементах растягивающих и сжимающих напряжений, а в бетонных конструкциях — сжимающих напряжений.

Предельные значения указанных напряжений принимаются в зависимости от условий, которые необходимо обеспечить:

- появление (образование) трещин в элементах конструкции недопустимо;
- появление трещин с ограниченным раскрытием их по ширине допустимо (возможно).

Г.2.1.2 Образование продольных трещин от нормальных сжимающих напряжений во всех конструкциях и на всех стадиях их работы недопустимо.

Возникающие от действующих нормативных нагрузок и воздействий нормальные сжимающие напряжения σ_{bx} в сечениях элементов не должны превышать:

— в бетонных и железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой — расчетных сопротивлений $R_{b,mc2}$ (с учетом 10.2.19 и 10.5.5);

— в обжимаемой зоне бетона предварительно напряженных конструкций — расчетных сопротивлений $R_{b,mc1}$ (на стадии изготовления и монтажа) и $R_{b,mc2}$ (на стадии постоянной эксплуатации).

Возникающие в бетоне стенок предварительно напряженных балок главные сжимающие напряжения не должны во всех случаях превышать расчетное сопротивление бетона $R_{b,mc2}$.

Г.2.1.3 Образование трещин, нормальных к продольной оси элемента (перпендикулярных направлению действия нормальных растягивающих напряжений), не допускается в конструкциях мостов, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2а, за исключением случая проверки на пропуск по мосту монтажного крана. При этом не исключается вероятность образования случайных поперечных трещин.

Для выполнения этих условий нормальные растягивающие напряжения в обжимаемом бетоне не должны превышать значений, указанных в таблице 35 и 10.5.5.

Г.2.1.4 В конструкциях, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, допускается образование поперечных трещин. При этом возможность образования поперечных трещин в конструкциях, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б и 3а, ограничивается двумя показателями, приведенными в таблице 35, — предельно допустимыми растягивающими напряжениями и расчетной шириной возможного раскрытия поперечных трещин (см. также примечание 1 к данной таблице).

Кроме этого, в предварительно напряженных конструкциях, проектируемых по категории требований по трещиностойкости 2б, следует обеспечивать «зажатие» поперечных трещин: предельные значения минимальных сжимающих напряжений в обжимаемом бетоне при отсутствии на мосту временной нагрузки должны быть не менее значений, приведенных в таблице 35.

Г.2.1.5 Главные растягивающие напряжения в бетоне стенок предварительно напряженных балок должны ограничиваться с учетом отношения главных сжимающих напряжений σ_{mc} к расчетному сопротивлению бетона сжатию $R_{b,mc2}$, рассматривая сечение как сплошное.

Предельные значения главных растягивающих напряжений в зависимости от отношения значений указанных величин следует принимать не более указанных в таблице Г.2.

Таблица Г.2

$\frac{\sigma_{mc}}{R_{b,mc2}}$	Предельные значения главных растягивающих напряжений σ_{mt}
$\leq 0,52$	$0,85R_{bt,ser}$, но не более 2,15 МПа
$\geq 0,80$	$0,53R_{bt,ser}$
Примечания 1 Для промежуточных значений отношения $\sigma_{mc}/R_{b,mc2}$ предельные значения σ_{mt} следует определять интерполяцией. 2 Предварительное значение главных растягивающих напряжений в бетоне зон, примыкающих к клееным стыкам в составных конструкциях пролетных строений, следует уменьшить на 10 %. Длина указанной зоны принимается равной высоте стыка в каждую сторону от стыка.	

Г.2.1.6 Главные сжимающие и главные растягивающие напряжения, указанные в Г.2.1.2 и Г.2.1.4, следует определять по формуле

$$\frac{\sigma_{mt}}{\sigma_{mc}} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{bx} + \sigma_{by}) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{bx} - \sigma_{by})^2 + 4\tau_b^2}, \quad (\text{Г.77})$$

где σ_{bx} — нормальное напряжение в бетоне, МПа, вдоль продольной оси от внешней нагрузки и от усилий в напрягаемой арматуре с учетом потерь;

σ_{by} — нормальное напряжение в бетоне, МПа, в направлении, нормальном к продольной оси элемента, от напрягаемых хомутов, наклонной арматуры и напряжений от опорной реакции, при этом распределение сжимающих усилий от опорной реакции следует принимать под углом 45°;

τ_b — касательное напряжение в бетоне стенки (ребра), МПа, определяемое по формуле

$$\tau_b = \tau_q + \tau_t \leq m_{b6} R_{b,sh}, \quad (\text{Г.78})$$

здесь τ_q — касательные напряжения от поперечной силы, МПа, определяемой от внешней нагрузки и предварительного напряжения;

τ_t — то же от кручения, МПа;

m_{b6} — коэффициент условий работы, учитывающий воздействие поперечного обжатия бетона по 10.1.10;

$R_{b,sh}$ — расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе, принимаемое по таблице 19.

При расчете стенок (ребер) составных по длине балок с бетонными стыками на главные напряжения по формуле (Г.77) входящие в формулу касательные напряжения по контакту между поперечно обжатом бетоном стыка и блоками следует ограничивать значениями, приведенными в формуле (Г.78), в правую часть которой вместе с коэффициентом m_{b6} необходимо вводить также коэффициент m_{b15} . При необжатых стыках вместо коэффициента m_{b6} следует вводить коэффициент m_{b15} . Сечение бетона омоноличивания допускается учитывать при расчете по предельным состояниям второй группы, если расчет обоснован и конструктивно обеспечена передача сдвигающего усилия по контакту бетона омоноличивания с бетоном блоков и если скалывающие напряжения в бетоне по контакту не превышают $0,5R_{b,sh}$ согласно таблице 19. Сечение инъецированного раствора в закрытых каналах учитывается в расчете полностью.

Определение нормальных и касательных напряжений в элементах высотой, изменяющейся по длине пролета, следует выполнять с учетом переменности сечения.

Г.2.2 Расчет по раскрытию трещин

Г.2.2.1 Ширину раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин a_{cr} , м, в железобетонных элементах, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, следует определять по формуле

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \cdot \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (\text{Г.79})$$

где σ — растягивающее напряжение, МПа, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению σ_s в наиболее растянутых (крайних) стержнях, для напрягаемой — приращению напряжений $\Delta\sigma_p$ после погашения обжатия бетона;

E — модуль упругости соответственно для ненапрягаемой E_s и напрягаемой E_p арматуры; принимают по таблице 28;

ψ — коэффициент раскрытия трещин, определяемый в зависимости от радиуса армирования (учитывает влияние бетона растянутой зоны, деформации арматуры, ее профиль и условия работы элемента); принимают по Г.2.2.5;

Δ_{cr} — предельное значение расчетной ширины раскрытия трещин, мм; принимают по таблице 35.

Г.2.2.2 При определении ширины раскрытия трещин по формуле (Г.79) при смешанном армировании значение σ/E с учетом растягивающих напряжений в ненапрягаемой арматуре σ_s и приращения напряжений в напрягаемой арматуре $\Delta\sigma_p$ после погашения предварительного обжатия бетона до нуля определяют по формуле

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{\frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \psi_1 + \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \cdot \psi_2}{\psi_1 + \psi_2}, \quad (\text{Г.80})$$

где ψ_1, ψ_2 — коэффициенты раскрытия трещин для ненапрягаемой и напрягаемой арматуры соответственно; принимают в соответствии с Г.2.2.5.

Г.2.2.3 Растягивающие напряжения σ_s , МПа, в поперечной и продольной арматуре стенок (ребер) балок допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \delta \cdot \frac{\sigma_{bt}}{\mu}, \quad (\text{Г.81})$$

где σ_{bt} — напряжение в предварительно напряженных балках, МПа, не имеющих напрягаемых хомутов, принимаемое равным главному растягивающему напряжению σ_{mt} на уровне центра тяжести сечения, в балках с ненапрягаемой арматурой — равным касательному напряжению τ на том же уровне;

μ — коэффициент армирования стенки стержнями, пересекающими наклонное сечение (между вутами поясов), определяемый как отношение проекции площадей сечения этих стержней на нормаль к наклонному сечению к площади бетона наклонного сечения;

δ — коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений в зоне образования наклонных трещин; определяют по формуле

$$\delta = \frac{1}{1 + 0,5l_t/\mu} \geq 0,75, \quad (\text{Г.82})$$

здесь l_i — длина предполагаемой наклонной трещины на участке между вутами поясов, см (в тавровых балках начало наклонного сечения принимается от крайнего, в сторону нейтральной оси, ряда растянутой арматуры); наклон трещин следует принимать по Г.1.7.2.3 в поперечной арматуре на нормаль к наклонному сечению.

Г.2.2.4 При определении ширины нормальных трещин в растянутой зоне предварительно напряженных элементов следует учитывать всю растянутую арматуру.

При определении ширины трещин в предварительно напряженных сваях допускается учитывать всю арматуру растянутой зоны.

Приращение растягивающего напряжения $\Delta\sigma_p$, МПа, в напрягаемой арматуре согласно Г.2.2.1, возникающее после снижения под временной нагрузкой предварительного сжимающего напряжения в бетоне до нуля, допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_p}, \quad (\text{Г.83})$$

где σ_{bt} — растягивающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести площади растянутой зоны бетона, МПа;

μ_p — коэффициент армирования, определяемый как отношение учитываемой в расчете площади поперечного сечения продольной арматуры к площади всей растянутой зоны бетона (арматура, не имеющая сцепления с бетоном, при вычислении μ_p не учитывается).

При смешанном армировании напряжение в бетоне σ_{bt} определяется на уровне центра тяжести той части площади растянутой зоны бетона, в пределах которой растягивающие напряжения не превышают $1,4\sigma_{bt,ser}$.

Напряжения в ненапрягаемой арматуре при смешанном армировании σ_s , МПа, допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{bts}}{\mu_s}, \quad (\text{Г.84})$$

где σ_{bts} — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести части площади A_{bts} растянутой зоны бетона, МПа, в пределах которой напряжения в бетоне превышают $1,4\sigma_{bt,ser}$;

μ_s — коэффициент, рассчитываемый по формуле

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bts}}. \quad (\text{Г.85})$$

Г.2.2.5 Коэффициенты раскрытия трещин ψ следует принимать в зависимости от радиуса армирования R_r , мм, равными:

$0,035R_r$ — для гладкой стержневой арматуры арматурных пучков из гладкой проволоки и для стальных закрытых канатов;

$0,15\sqrt{R_r}$ — для стержневой арматуры периодического профиля, проволок периодического профиля, пучков из этой проволоки, канатов класса К-7 и пучков из них и стальных канатов со спиральной и двойной свивкой, а также для любой арматуры в стенках.

Г.2.2.6 При расчете ширины раскрытия нормальных трещин радиус армирования R_r , мм, следует определять по формуле

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta n d}, \quad (\text{Г.86})$$

где A_r — площадь зоны взаимодействия для нормального сечения, мм², принимаемая ограниченной наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия $r = 6d$;

β — коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном согласно таблице Г.3;

n — количество арматурных элементов одинакового номинального диаметра d ;

d — диаметр одного стержня, мм (включая случаи расположения стержней в группах).

Для прямоугольных сечений с арматурой, равномерно распределенной по контуру, радиус взаимодействия r принимают равным $3d$.

Для пучков и канатов d соответствует наружному контуру арматурного элемента, а $r = 5d$.

Таблица Г.3

Вид армирования конструкции	Коэффициент β
Одиночные стержни (гладкие и периодического профиля), одиночные проволоки периодического профиля или арматурные канаты класса К-7	1,0
Вертикальные ряды из двух стержней (без просветов), группами из сдвоенных стержней (с просветами между группами стержней)	0,85
Вертикальные ряды из трех стержней (с просветами между группами стержней), стальные канаты со спиральной и двойной свивкой, пучки из арматурных канатов класса К-7	0,75
Пучки с количеством проволок до 24 включ.	0,65
Пучки с количеством проволок св. 24 или стальные закрытые канаты	0,5

Радиус взаимодействия r следует откладывать от крайнего, ближайшего к нейтральной оси ряда стержней. Если в крайнем ряду установлено менее половины площади поперечного сечения стержней по отношению к площади арматуры в каждом из остальных рядов, то r следует откладывать от предпоследнего ряда с полным количеством стержней; в круглых сечениях r следует откладывать от оси наиболее напряженного стержня в сторону нейтральной оси, а при пучках стержней — от оси внутреннего стержня наиболее напряженного пучка.

Зона взаимодействия не должна выходить за нейтральную ось, и ее высота не должна превышать высоту сечения, а в центрально растянутых элементах — принимается равной всей площади сечения. В круглых сечениях площадь зоны взаимодействия и радиус армирования следует определять для наиболее напряженного стержня или пучка.

При расчете ширины наклонных трещин радиус армирования R_r следует определять по формуле

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta_i n_i d_i \cos \alpha_i + \sum \beta_w n_w d_w \cos \alpha_w + \sum \beta_1 n_1 d_1 \cos \alpha_1}, \quad (\text{Г.87})$$

где A_r — площадь зоны взаимодействия для наклонного сечения, м²; определяют по формуле

$$A_r = l_i b, \quad (\text{Г.88})$$

здесь l_i — длина наклонного сечения стенки, определяют в соответствии с Г.2.2.3;

b — толщина стенки, м;

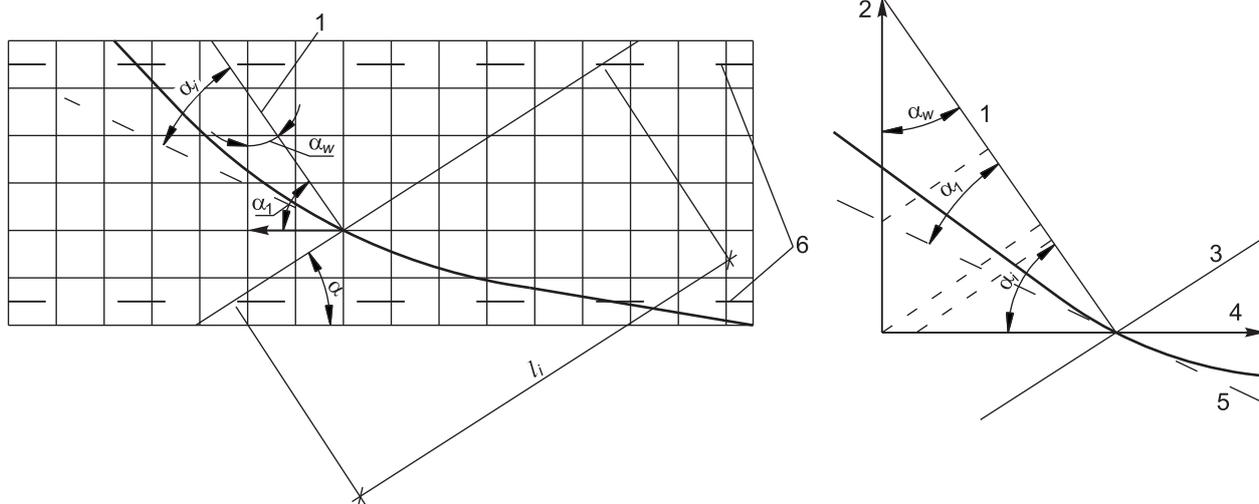
n_i, n_w, n_1 — количество соответственно наклонных стержней, ветвей хомутов и продольных стержней в пределах наклонного сечения;

d_i, d_w, d_1 — диаметры соответственно наклонных стержней (или пучков), хомутов и продольных стержней, пересекающих наклонное сечение в пределах стенки, м;

$\alpha_i, \alpha_w, \alpha_1$ — углы между наклонными стержнями (или пучками), хомутами, продольными стержнями и нормалью к наклонному сечению согласно рисунку Г.13.

Г.2.2.7 Трещиностойкость элементов от местных напряжений, вызываемых сосредоточенно приложенными силами предварительного напряжения, и изгиб стенок (балок) от местной нагрузки допускается обеспечивать установкой дополнительной арматуры, воспринимающей передающееся на нее с бетона все растягивающее усилие от местных воздействий в предположении образования трещин на рассматриваемом участке. При этом вычисленная ширина трещин не должна превышать нормированную для категорий требований по трещиностойкости 3б или 3в (см. таблицу 35). Для участков, где указанные напряжения не превышают $0,4R_{bt,ser}$, армирование разрешается осуществлять конструктивно.

При расчете бетона на местное сжатие под анкером усилие, передаваемое анкером, следует принимать равным: при натяжении арматуры на бетон — 100 %, при натяжении на упоры пучка с внутренним анкером — 30 % от усилия в арматуре.



1 — нормаль; 2 — хомут; 3 — наклонное сечение;
4 — продольная арматура; 5 — касательная к пучку; 6 — вут

Рисунок Г.13 — Проекция усилий в поперечной арматуре на нормаль к наклонному сечению

Г.3 Определение прогибов и углов поворота

Г.3.1 Прогибы, углы поворота и продольные перемещения вычисляются по формулам строительной механики в зависимости от кривизны элементов $1/\rho$, а также от относительных продольных перемещений, которые определяют исходя из гипотезы плоских сечений для полных (упругих и неупругих) деформаций.

Прогиб f или угол поворота α , обусловленные деформациями изгиба элемента, следует определять по формуле

$$f(\alpha) = \sum_0^l \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) dx, \quad (\text{Г.89})$$

где $\bar{M}(x)$ — при определении прогиба f — функция изгибающего момента от единичной силы, приложенной в направлении искомого прогиба f ; при определении угла поворота α — функция изгибающего момента от единичного момента, приложенного в направлении искомого угла поворота;

$\frac{1}{\rho}(x)$ — кривизна элемента в том же сечении от нагрузки, под которой определяется прогиб или угол поворота (знак принимается в соответствии со знаком изгибающего момента в указанном сечении).

В формуле (Г.89) суммирование производится по всем участкам (по длине пролета), различающимся законами изменения величин $\bar{M}(x)$ и $\frac{1}{\rho}(x)$.

Вычисление прогибов (углов поворота) допускается производить численными приемами, используя выражение

$$f(\alpha) = \sum \bar{M}(x) \cdot \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (\text{Г.90})$$

где $\bar{M}(x)$ и $\frac{1}{\rho}(x)$ — средние значения момента и кривизны на отдельных участках длиной Δx , где изменение указанных параметров имеет плавный характер.

Г.3.2 Кривизну предварительно напряженных элементов, в которых пояса отнесены к категориям

требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, допускается определять как для сплошного сечения по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_p}{B_p^*} + \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (\text{Г.91})$$

где M_p, M_g, M_v — моменты в рассматриваемом сечении, создаваемые соответственно усилием в напрягаемой арматуре, постоянной и временной нагрузками, кН·м;

B_p^*, B_g^* — жесткости сечения при длительном воздействии соответственно усилия в напрягаемой арматуре и постоянной нагрузки, МПа·м⁴;

B — жесткость сплошного сечения при кратковременном действии нагрузок, МПа·м⁴.

Значения перечисленных жесткостей определяют в соответствии с Г.4.

Допускается правую часть формулы (Г.91) определять другими методами, обоснованными в установленном порядке.

Моменты от предварительного напряжения следует вычислять исходя из напряжений в арматуре, соответствующих стадиям работы конструкции: на стадии обжатия — за вычетом первых потерь; на последующих стадиях, в том числе и на стадии эксплуатации, — за вычетом также и вторых потерь согласно приложению Д.

Значения изгибающих моментов M_g при навесном монтаже следует определять с учетом веса монтируемых блоков и других возможных строительных нагрузок. При определении жесткостей B_p^* и B_g^* учитывается влияние усилия предварительного напряжения и длительности действия нагрузки.

Г.3.3 Кривизну элементов с ненапрягаемой арматурой, в которых пояса отнесены к категории требований по трещиностойкости 3в, следует определять по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (\text{Г.92})$$

где B_g^* — жесткость сечения при действии постоянной нагрузки с учетом образования трещин и ползучести бетона, МПа·м⁴;

B — жесткость сплошного сечения при кратковременном действии временной нагрузки с учетом образования трещин, МПа·м⁴.

При вычислении кривизны элементов допускается принимать, что вся постоянная нагрузка действует в бетоне одного возраста, соответствующего приложению наибольшей части этой нагрузки.

Определение кривизны железобетонных элементов с напрягаемой арматурой на участках с трещинами (шириной, превышающей 0,015 см) в растянутой зоне допускается производить в соответствии с [12].

Г.3.4 При вычислении прогибов балок с ненапрягаемой арматурой (если ширина трещин в бетоне не превышает 0,15 мм) по формулам сопротивления упругих материалов, а также для расчета перемещений опор, столбов, свай-оболочек (в том числе заполненных бетоном) независимо от определяемой ширины раскрытия трещин жесткость сечения допускается определять по формуле

$$B = 0,8E_bJ_b, \quad (\text{Г.93})$$

где J_b — момент инерции бетонного сечения, м⁴.

Расчет перемещений массивных бетонных и железобетонных элементов (опор) от временной и постоянной нагрузок допускается производить с учетом жесткостей, определенных по полным сечениям элементов без учета ползучести и усадки бетона.

Г.4 Определение жесткостей сечений железобетонных элементов для расчета прогибов и углов поворота с учетом ползучести бетона

Г.4.1 Жесткость сечения предварительно напряженного элемента (целого по длине) при длительном воздействии усилия предварительного напряжения B_p^* или постоянной нагрузки B_g^* , приложенных в момент времени t_i , определяют по формуле

$$B^* = \frac{kE_b I_{red}}{1 + \Phi_{lim,i}^*}, \quad (Г.94)$$

где k — коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона при кратковременном приложении нагрузки и принимаемый равным 0,85;
 $E_b I_{red}$ — жесткость приведенного сплошного сечения элемента;
 $\Phi_{lim,i}^* = c_{lim,i} E_{bi}$ — приведенное значение характеристики ползучести бетона (см. Г.4.3).

При определении прогибов и углов поворота от действия временной нагрузки или кратковременного действия постоянной нагрузки (в том числе кратковременного выгиба от усилия предварительного напряжения) в формуле (Г.94) значение $\Phi_{lim,i}^*$ следует принимать равным нулю, а жесткость B^* — заменить на B .

Г.4.2 Значение $\Phi_{lim,i}^*$ вычисляют по формулам:

— при определении жесткости B_p^*

$$\Phi_{lim,i}^* = \frac{\Phi_{ti}}{\rho n_1 \mu_p}; \quad (Г.95)$$

— при определении жесткости B_g^*

$$\Phi_{lim,i}^* = \frac{\Phi_{ti} \cdot (1 + \rho n_1 \mu_p) + \Phi_{ti} \cdot (\rho - 1) \cdot (\rho n_1 \mu_p)^{-1}}{\rho \cdot (1 + n_1 \mu_p)}, \quad (Г.96)$$

где Φ_{ti} — функция, учитывающая влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельное (при $t \rightarrow \infty$) значение изменения предварительного напряжения арматуры (Г.4.3).

Г.4.3 Определение компонентов для вычисления приведенного значения характеристики ползучести бетона $\Phi_{lim,i}^*$

$\Phi_{lim,i}^*$ представляет собой функцию, учитывающую влияние предварительного напряжения (обжатия) бетона под постоянной нагрузкой на предельное (при $t \rightarrow \infty$) значение изменения предварительного напряжения арматуры, определяемое по формуле

$$\Phi_{ti} = \frac{1,5\alpha}{1,6 + \alpha} + \frac{\alpha \cdot (\sigma_{bi} / R_{b,ser})^3}{(1 + \alpha + \beta)^3}, \quad (Г.97)$$

где $\alpha = \xi \Phi_{ti}$; $\beta = 125 \Phi_{ti} \cdot \frac{R_{b,ser}}{E_b}$; $\xi = \frac{\rho n_1 \mu_p}{1 + \rho n_1 \mu_p}$,

здесь $\rho = 1 + \frac{A_b}{I_b} \cdot y^2$ — характеристика бетонной части сечения;

A_b, I_b — соответственно площадь, m^2 , и момент инерции, m^4 , бетонной части сечения относительно центра тяжести сечения;

y — расстояние от центра тяжести бетонной части сечения до центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры, м;

n_1 — отношение модулей упругости арматуры и бетона; принимают в соответствии с 10.2.19;

$\mu_p = \frac{A_p}{A_b}$ — коэффициент армирования напрягаемой арматурой; при площади поперечного сечения $A_s \geq 0,2A_p$ следует принимать $\mu_p = \frac{A_s + A_p}{A_b}$;

$R_{b,ser}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию согласно таблице 19 при расчете по предельным состояниям второй группы, МПа;

E_b — значение модуля упругости бетона, МПа, принимаемое по таблице 25 (к

началу данной стадии), соответствующее передаточной прочности бетона R_{bp} ;
 $\frac{\sigma_{bi}}{R_{b,ser}}$ — относительный уровень напряжений в бетоне в начале данной стадии за время Δt ;
 $\varphi_{ti} = c_{ti} E_b$ — характеристика линейной ползучести бетона, проявившаяся на протяжении рассматриваемой стадии (за время Δt);
 c_{ti} — удельная деформация ползучести бетона, соответствующая заданному периоду выдержки под нагрузкой; определяют по формулам:

при $\Delta t \leq a_m$

$$c_{ti} = \frac{c_{lim,i}}{2} \cdot \left(\frac{\Delta t}{a_m} \right)^{1/2}; \quad (Г.98)$$

при $\Delta t > a_m$

$$c_{ti} = c_{lim,i} \cdot \frac{\Delta t}{a_m + \Delta t}, \quad (Г.99)$$

Δt — время, отсчитываемое с момента приложения нагрузки, сут;
 a_m — параметр, характеризующий скорость развития во времени деформации ползучести бетона, принимаемый по таблице Г.4;
 $c_{lim,i}$ — предельные значения удельных деформаций ползучести бетона;

$$c_{lim,i} = c_n \xi_1 \xi_2 \xi_3 \xi_4, \quad (Г.100)$$

c_n — нормативное значение деформации ползучести бетона; принимают в соответствии с приложением Д;
 ξ_j — коэффициенты, приведенные в таблице Г.5.

Таблица Г.4

Приведенная характеристика поперечного сечения элемента, см (отношение площади поперечного сечения элемента к его периметру)	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0 и более
Параметр, характеризующий скорость развития во времени деформации ползучести a_m , сут	55	80	110	135	165	190	250

Таблица Д.5

Условия работы конструкции	Характеристика условий работы конструкции и числовые значения соответствующих коэффициентов						
	Передаточная прочность бетона на сжатие в долях от проектного класса бетона	—	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Коэффициент ξ_1	—	1,7	1,6	1,4	1,25	1,15	1,0

Окончание таблицы Г.5

Условия работы конструкции	Характеристика условий работы конструкции и числовые значения соответствующих коэффициентов						
	3 и менее	7	28	60	90	180	360 и более
Возраст бетона, сут							
Коэффициент ξ_2	1	1	1	0,8	0,7	0,6	0,5
Приведенная характеристика поперечного сечения элемента, см (см. таблицу Г.4)	2,5	5	7,5	10	12,5	15	20 и более
Коэффициент ξ_3	1	0,85	0,76	0,72	0,69	0,67	0,64
Относительная влажность среды*, %	40 и менее	50	60	70	80	90	100
Коэффициент ξ_4	1,33	1,25	1,15	1,0	0,85	0,7	0,51
* Влажность как среднюю относительную влажность воздуха наиболее жаркого месяца целесообразно принимать по [1]. Для массивных элементов при отношении площади сечения к его периметру не менее 200 мм значение ξ_4 принимают равным 0,55. Для типовых конструкций допускается принимать ξ_4 равным 1.							

Приложение Д

Потери предварительного напряжения арматуры

Таблица Д.1

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
<p>1 Релаксация напряжений арматуры:</p> <p>а) при механическом способе натяжения арматуры:</p> <p style="padding-left: 40px;">проволочной</p> <p style="padding-left: 40px;">стержневой</p> <p>б) при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения стержневой арматуры</p>	$\left(0,22 \cdot \frac{\sigma_p}{R_{pn}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_p$ <p style="text-align: center;">0,1σ_p – 20</p> <p style="text-align: center;">0,03σ_p</p> <p>σ_p принимается без учета потерь. Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю</p>
<p>2 Температурный перепад при натяжении на упоры (разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона)</p>	<p>Для бетона классов В25–В40 — 1,25Δt; для бетона класса В45 и выше — 1,0Δt, где Δt — разность температур нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, °С.</p> <p>Расчетное значение Δt, при отсутствии точных данных, следует принимать равным 65 °С. Потери от температурного перепада не учитываются, если температура стэнда равна температуре нагреваемой арматуры или если в процессе термообработки производится подтяжка натягаемой арматуры на величину, компенсирующую потери от температурного перепада</p>
<p>3 Деформация анкеров, расположенных у натяжных устройств, при натяжении:</p> <p>а) на упоры</p> <p>б) на бетон</p>	$\frac{\Delta l}{l} \cdot E_p,$ <p>где Δl — деформация сжатия опрессованных шайб, смятия высаженных головок и т. п., принимаемая равной 2 мм на каждый анкер</p> $\frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} \cdot E_p,$ <p>где Δl_1 — деформация обжатия шайб под анкерами и обмятия бетона под шайбами, равная 0,5 мм на каждый шов, но не менее 2 мм на каждый анкер, за который производится натяжение;</p>

Продолжение таблицы Д.1

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
б) на бетон	$\Delta l/2$ — деформация арматурного элемента относительно анкера, принимаемая равной: для анкера стаканного типа, в котором проволоки закрепляют с помощью сплава, бетона, конусного закрепления, высаженных головок, — 2 мм на анкер; для напрягаемых хомутов — 1 мм на анкер; для конусных анкеров пучков из арматурных канатов класса К-7 — 8 мм на анкер; для стержневых хомутов с плотно завинчивающимися гайками с шайбой или парных коротышей — общее значение потерь всех видов в таких хомутах допускается 98 МПа; l — длина натягиваемого арматурного элемента, мм; E_p — модуль упругости напрягаемой арматуры, МПа
<p>4 Трение арматуры:</p> <p>а) о стенки закрытых и открытых каналов при натяжении арматуры на бетон</p> <p>б) об огибающие приспособления</p>	$\sigma_p \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}}\right),$ <p>где σ_p — принимается без учета потерь; e — основание натурального логарифма; ω, δ — коэффициенты, определяемые по таблице Д.2; x — длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м; θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад</p> $\sigma_p \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\delta \theta}}\right),$ <p>где σ_p — принимается без учета потерь; e — основание натурального логарифма; δ — коэффициент, принимаемый равным 0,25; θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад.</p> <p>При применении промежуточных отклоняющих упорных устройств, отдельных для каждого арматурного элемента и имеющих перемещение (за счет поворота) вдоль стенда, потери от трения об упорные устройства допускается не учитывать</p>

Продолжение таблицы Д.1

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа															
<p>5 Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением на упоры</p>	$\eta \cdot \frac{\Delta l}{l} \cdot E_p,$ <p>где η — коэффициент, который при натяжении арматуры домкратом определяется по формуле</p> $\eta = \frac{n - 1}{2n},$ <p>здесь n — число групп арматурных элементов, натягиваемых одновременно;</p> <p>Δl — сближение упоров на линии действия усилия предварительного напряжения, определяемое из расчета деформаций формы, мм;</p> <p>l — расстояние между наружными гранями упоров, мм;</p> <p>E_p — модуль упругости напрягаемой арматуры, МПа.</p> <p>При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции форм потери от деформации форм следует принимать равными 30 МПа</p>															
<p>6 Быстронатекающая ползучесть при натяжении на упоры для бетона:</p> <p>а) естественного твердения</p> <p>б) подвергнутого тепловой обработке</p>	$40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \quad \text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,8;$ $32 + 94 \cdot \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,8 \right) \quad \text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,8,$ <p>где σ_{bp} определяется на уровне центров тяжести соответствующей продольной арматуры с учетом потерь по поз. 1–5</p> <p>Потери вычисляются по формулам поз. 6 а), с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85</p>															
<p>7 Усадка бетона при натяжении:</p> <p>а) на упоры: бетон естественного твердения бетон с тепловой обработкой</p> <p>б) на бетон, независимо от условий твердения</p>	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="3">Бетон классов по прочности на сжатие</th> </tr> <tr> <th>В35 и ниже</th> <th>В40</th> <th>В45 и выше</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>40</td> <td>50</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>35</td> <td>40</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>35</td> <td>40</td> </tr> </tbody> </table>	Бетон классов по прочности на сжатие			В35 и ниже	В40	В45 и выше	40	50	60	35	40	50	30	35	40
Бетон классов по прочности на сжатие																
В35 и ниже	В40	В45 и выше														
40	50	60														
35	40	50														
30	35	40														
<p>8 Ползучесть бетона</p>	$150\alpha \quad \text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75;$ $300\alpha \quad \text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75,$ <p>где σ_{bp} — то же, что в поз. 6, но с учетом потерь по поз. 1–6;</p>															

Окончание таблицы Д.1

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
8 Ползучесть бетона	R_{br} — передаточная прочность бетона (см. 10.1.14); α — коэффициент, принимаемый равным для бетона: естественного твердения — 1,0; подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении — 0,85
9 Смятие под витками спиральной или кольцевой арматуры, наматываемой на бетон (при диаметре конструкции d_{ext} до 3 м)	$70 - 0,22d_{ext}$
10 Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)	$\frac{n\Delta l}{l} \cdot E_s$, где n — количество швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры; Δl — обжатие стыка, принимаемое равным для стыков: заполненных бетоном — 0,3 мм; клееных после отверждения клея — 0; l — длина натягиваемой арматуры, мм. Допускается определение деформации стыков другими способами на основании опытных данных
Примечание — Каждому виду потерь предварительного напряжения арматуры следует присваивать обозначения от σ_1 до σ_{10} в соответствии с номерами позиций.	

Таблица Д.2

Поверхность канала	Значения коэффициентов для определения потерь от трения арматуры (см. таблицу Д.1, поз. 4)		
	ω	δ при арматуре в виде	
		пучков из высокопрочной проволоки, арматурных канатов класса К-7, стальных канатов и гладких стержней	стержней периодического профиля
Металлическая гладкая	0,003	0,35	0,4
Бетонная, образованная с помощью жесткого каналобразователя (или полиэтиленовых труб)	0,005	0,55	0,65
Полиэтиленовая гофрированная	0,20	0,20	—

Таблица Д.3

Показатель	Значения нормативных деформаций ползучести бетона c_n и усадки ε_{sn} для бетона классов по прочности на сжатие								
	B25 (C ^{20/25})	B27,5 (C ^{22/27,5})	B30 (C ^{25/30})	B35 (C ^{28/35})	B40 (C ^{32/40})	B45 (C ^{35/45})	B50 (C ^{40/50})	B55 (C ^{45/55})	B60 (C ^{50/60})
$c_n \cdot 10^6, \text{МПа}^{-1}$	100	92	84	75	67	55*	50*	41**	39**
$\varepsilon_{sn} \cdot 10^6$	400	400	400	400	400	365*	330*	315**	300**
* При осадке конуса 1–2 см. ** При жесткости смеси 35–30 с.									
Примечания 1 При определении c_n и ε_{sn} классы бетона должны соответствовать передаточной прочности бетона R_{bp} (см. 10.1.14). 2 Для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, значения c_n и ε_{sn} следует уменьшать на 10 %.									

Приложение Е

Расчет жестких звеньев круглых железобетонных труб

При расчете жестких звеньев круглых железобетонных труб на изгибающие моменты (без учета нормальных и поперечных сил) расчетное значение изгибающего момента M , кН·м, следует определять по формуле

$$M = r_d^2 \rho \cdot (1 - \tau_n) \cdot \delta, \quad (\text{Е.1})$$

где r_d — средний радиус звена, м;

ρ — расчетное давление на звено, кПа, принимаемое равным $1,3\rho_{vp} + 1,2\rho_{vk}$;

здесь ρ_{vp} — нормативное вертикальное давление грунта насыпи, определяемое в соответствии с 7.2.3;

ρ_{vk} — нормативное вертикальное давление от временной вертикальной нагрузки, принимаемое по 7.3.4.3;

τ_n — коэффициент нормативного бокового давления грунта, вычисляемый по формуле

$$\tau_n = \text{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (\text{Е.2})$$

здесь φ_n — нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки, град;

δ — коэффициент, принимаемый в зависимости от условий опирания звена на фундамент или грунтовую (профилированную) уплотненную подушку по таблице Е.1.

Таблица Е.1

Звено	Условия опирания	Коэффициент δ
Круглое	На грунтовую (профилированную) уплотненную подушку	0,25
	На фундамент (бетонный, железобетонный) через бетонную подушку	0,22
Круглое с плоской пятой	На фундамент (бетонный, железобетонный) или на грунтовую уплотненную подушку	0,22

Приложение Ж

Коэффициент условий работы канатов

Ж.1 Коэффициент условий работы m_1 следует определять по формуле

$$m_1 = 0,17 \cdot \left(\frac{D}{d}\right)^{0,264} \cdot e^{-0,000125 \frac{D}{d}}, \quad (\text{Ж.1})$$

где $D = 2R$,

здесь R — радиус кривой, по которой отгибается на отклоняющем устройстве канат одинарной свивки из проволоки диаметром d с временным сопротивлением от 1470 до 1765 МПа; при этом должны соблюдаться условия: $D/d \geq 580$ и $m_1 \geq 0,85$;

$m_1 = 1$ — при отгибе закрытых несущих канатов на отклоняющем устройстве по круговой кривой диаметром D , мм, и соблюдении условий:

$$\frac{D}{d_s} \geq 0,7d_s + 15; \quad 10 \leq d_s \leq 50; \quad \frac{D}{d_s} > 52; \quad d_s > 50,$$

здесь d_s — диаметр каната, мм.

При действии на растянутый закрытый несущий канат поперечной нагрузки q через плоские стальные накладные значения m_1 следует принимать по таблице Ж.1.

Таблица Ж.1

Поперечная нагрузка q , МН/м	1	2	4,9	9,8	14,7	19,6
Коэффициент m_1	1	0,99	0,98	0,96	0,93	0,85

Ж.2 Значение коэффициента условий работы m_1 , при закреплении канатов в концевых анкерах, следует принимать равным:

- 0,95 — при заливке конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов на длине не менее пятикратного диаметра каната;
- 1 — при заливке конца каната в конической полости корпуса эпоксидным компаундом на длине не менее четырехкратного диаметра каната;
- 1 — при клиновых анкерах, применении алюминиевых прокладок и заполнении пустот эпоксидным компаундом;
- 1 — в анкере со сплющиванием концов круглых проволок, заземлением их в анкерной плите и заполнением пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дроби.

Приложение К

Расчет стальных конструкций мостов

К.1 Расчеты по прочности

К.1.1 Центральнo-растянутые и центральнo-сжатые элементы

Расчет по прочности элементов, подверженных центральному растяжению или сжатию силой N , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y m, \quad (\text{K.1})$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.

К.1.2 Изгибаемые элементы

К.1.2.1 Расчет по прочности элементов, изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{\alpha W_n} \leq R_y m, \quad (\text{K.2})$$

где α — коэффициент, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций в сечении и определяемый по формуле (К.3) или (К.4) при условии выполнения требований К.1.3.5;

W_n — минимальный момент сопротивления сечения нетто, определяемый с учетом эффективной ширины пояса b_{ef} .

При одновременном действии в сечении момента M и поперечной силы Q коэффициент α следует определять по формулам:

— при $\tau_m \leq 0,25R_s$

$$\alpha = \alpha_1; \quad (\text{K.3})$$

— при $0,25R_1 < \tau_m \leq R_s$

$$\alpha = \alpha_1 \frac{\sqrt{1 - \alpha^2} + 2ab}{1 + 2a}, \quad (\text{K.4})$$

при этом $0 \leq \alpha \leq \alpha_1$,

где α_1 — коэффициент, принимаемый для двутавровых, коробчатых и тавровых сечений — по таблице Л.1; для кольцевых сечений — равным 1,15; для прямоугольных сплошных и И-образных сечений — равным 1,25;

τ_m — среднее касательное напряжение в стенке балки, МПа; рассчитывают по формуле

$$\tau_m = \frac{Q}{h_w t_w}; \quad (\text{Л.5})$$

α — коэффициент, рассчитываемый по формулам:

$$\alpha = \frac{Q}{Q_u}; \quad \alpha = \frac{\sum A_f}{\sum A_w};$$

здесь Q_u — предельная поперечная сила, кН; определяют по формуле

$$Q_u = \frac{R_s m \alpha_2 l t}{S}, \quad (\text{K.6})$$

b — ширина, мм; $b = \sqrt{1 - 0,25\alpha^2}$ — для коробчатых сечений; $b = \sqrt{1 - 0,0625\alpha^2}$ — для двутавровых сечений;

при этом коэффициент α_2 определяют по формуле (К.23).

Таблица К.1

$\frac{A_{f,min}}{A_w}$	Значения коэффициента α_1 при отношении площадей $\frac{A_{f,min} + A_w}{A}$, равном										
	0,01	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	1,243	1,248	1,253	1,258	1,264	1,269	1,274	1,279	1,283	1,267	1,243
0,1	1,187	1,191	1,195	1,199	1,202	1,206	1,209	1,212	1,214	1,160	—
0,2	1,152	1,155	1,158	1,162	1,165	1,168	1,170	1,172	1,150	—	—
0,3	1,128	1,131	1,133	1,136	1,139	1,142	1,144	1,145	1,097	—	—
0,4	1,110	1,113	1,115	1,118	1,120	1,123	1,125	1,126	1,069	—	—
0,5	1,097	0,099	1,102	1,104	1,106	1,109	1,110	1,106	1,061	—	—
0,6	1,087	1,089	1,091	1,093	1,095	1,097	1,099	1,079	—	—	—
0,7	1,078	1,080	1,082	1,084	1,086	1,088	1,090	1,055	—	—	—
0,8	1,071	1,073	1,075	1,077	1,079	1,081	1,082	1,044	—	—	—
0,9	1,065	1,067	1,069	1,071	1,073	1,074	1,076	1,036	—	—	—
1,0	1,060	1,062	1,064	1,066	1,067	1,069	1,071	1,031	—	—	—
2,0	1,035	1,036	1,037	1,038	1,039	1,040	1,019	—	—	—	—
3,0	1,024	1,025	1,026	1,027	1,028	1,029	1,017	—	—	—	—
4,0	1,019	1,019	1,020	1,021	1,021	1,022	1,015	—	—	—	—
5,0	1,015	1,015	1,016	1,017	1,018	1,018	—	—	—	—	—
Примечания 1 Для коробчатых сечений площадь A_w следует принимать равной сумме площадей стенок. 2 Для таврового сечения площадь $A_{f,min} = 0$.											

Эффективную ширину пояса b_{ef} , м, при вычислении W_n следует определять по формуле

$$b_{ef} = \sum v b_i, \quad (K.7)$$

где v — коэффициент приведения неравномерно распределенных напряжений на ширине участков пояса b_i к условным равномерно распределенным напряжениям по всей эффективной ширине пояса b_{ef} , принимаемый по таблице К.2;

b_i — ширина участка пояса, м, заключенная в рассматриваемом сечении между двумя точками с максимальными напряжениями σ_{max} ($b_i = b$) или между такой точкой и краем пояса ($b_i = b_k$), при этом должны выполняться условия: $b \geq 0,04l$ и $b_k \geq 0,02l$ (в противном случае $v = 1$);

здесь l — длина пролета разрезной балки или расстояние между точками нулевых моментов в неразрезной балке, м.

Таблица К.2

$\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$	Коэффициент v
1,0	1
0,7	1
0,5	0,85
0,33	0,72

Окончание таблицы К.2

$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$	Коэффициент ν
0,25	0,65
0,20	0,60
0,10	0,52
0	0,43

Примечания

1 $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ — соответственно максимальное и минимальное напряжения на данном участке пояса шириной b , определяемые расчетом пространственной конструкции в упругой стадии.

2 При наличии вырезов в ортотропных плитах для пропуска тела пилона, обрывов плиты в отсеках многосекционного коробчатого сечения, при других нарушениях регулярности конструкции, а также в сечениях, где приложены сосредоточенные силы, значения коэффициента ν следует определять по специальной методике.

К.1.2.2 Расчет по прочности элементов, изгибаемых в двух главных плоскостях, следует выполнять по формулам:

— для элементов с двутавровыми и коробчатыми сечениями с двумя осями симметрии

$$\frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \cdot \psi_x + \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn}} \cdot \psi_y \leq R_y m; \quad (\text{K.8})$$

— для элементов с сечениями других типов

$$\frac{M_x y}{\alpha_x I_{xn}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_y I_{yn}} \leq R_y m, \quad (\text{K.9})$$

где α_x, α_y — коэффициенты, определяемые по формулам (К.3) и (К.4) как независимые величины для случаев изгиба относительно осей x и y ;

ψ_x, ψ_y — коэффициенты, определяемые по формулам:
для двутавровых сечений с двумя осями симметрии

$$\psi_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn} R_y m}; \psi_y = 1; \quad (\text{K.10})$$

для коробчатых сечений с двумя осями симметрии

$$\psi_x = \frac{(\omega_x + 0,7)^2}{3,38\omega_x}, \quad \psi_y = \frac{(\omega_y + 0,7)^2}{3,38\omega_y}, \quad (\text{K.11})$$

$$\text{здесь } \omega_x = \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn} R_y m}, \quad \omega_y = \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn} R_y m}. \quad (\text{K.12})$$

К.1.3 Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

К.1.3.1 Расчет по прочности внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов при изгибе в одной из главных плоскостей следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \cdot \psi + \frac{|M|}{\alpha W_n} \leq R_y m, \quad (\text{K.13})$$

где N — продольная сила, действующая в проверяемом сечении с соответствующим знаком («плюс» — растяжение), кН;

M — приведенный изгибающий момент, кН·м;

ψ — коэффициент;

α — коэффициент, определяемый по формуле (К.3) или (К.4).

Приведенный изгибающий момент M , кН·м, при гибкости элементов $\lambda > 60$ для сечений, находящихся в пределах двух средних четвертей длины шарнирно-опертого стержня и всей длины стержня, заземленного по концам, следует определять по формуле

$$M = \frac{M_1}{1 + \frac{N}{N_e}}, \quad (\text{K.14})$$

где M_1 — момент, действующий в проверяемом сечении, кН·м;

N_e — эйлера критическая сила в плоскости действия момента, кН, вычисленная для соответствующих закреплений стержня; при $\lambda > 60$ допускается принимать $M = M_1$.

Коэффициент ψ следует определять:

— для элементов двутаврового, коробчатого и таврового сечений с одной осью симметрии: по таблице К.3 — в случае, если напряжения в меньшем поясе (с площадью $A_{f,\min}$) от момента и продольной силы одинаковых знаков, по таблице К.4 — в случае, если напряжения в меньшем поясе от момента и продольной силы разных знаков;

— для элементов сплошного прямоугольного и Н-образного сечений — по формуле

$$\psi = \frac{|N|}{A_n R_y m}; \quad (\text{K.15})$$

— для элементов кольцевого сечения — по формуле

$$\psi = \frac{1}{\omega} \cdot \left(1 - \cos \omega \frac{\pi}{2} \right), \quad (\text{K.16})$$

где ω — характеристика сжатой зоны бетона; определяют по формуле

$$\omega = \frac{|N|}{A_n R_y m}. \quad (\text{K.17})$$

Для других сечений, а также при других закреплениях концов элементов расчет по прочности следует производить по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_y}{\alpha l_{xn}} \leq R_y m. \quad (\text{K.18})$$

В формулах (К.15)–(К.18) обозначения те же, что в формуле (К.13).

Таблица К.3

$\frac{A_{f,\min}}{A_{f,\max}}$	Значение коэффициента ψ при ω																	
	0,05			0,2			0,4			0,6			0,8			0,95		
	при $\frac{A_{f,\max}}{A_w}$																	
	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,5	0,53	0,55	0,57	0,63	0,68	0,78	0,77	0,85	0,92	0,89	0,93	0,96	0,96	0,98	0,99	0,99	0,99	0,997
1	0,067	0,09	0,14	0,26	0,36	0,56	0,53	0,70	0,83	0,78	0,87	0,93	0,92	0,95	0,97	0,98	0,99	0,994
Примечания																		
1 $\omega = \frac{N}{A_n R_y m}$.																		
2 Промежуточные значения коэффициента ψ определяют линейной интерполяцией.																		
3 Силу N следует принимать со знаком «плюс».																		

Таблица К.4

$\frac{A_{f,\min}}{A_{f,\max}}$	Значение коэффициента ψ при ω																	
	-0,05			-0,2			-0,4			-0,6			-0,8			-0,95		
	при $\frac{A_{f,\max}}{A_w}$																	
	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2
0	0,9	0,9	0,9	0,6	0,6	0,6	0,2	0,2	0,2	-0,2	-0,2	-0,2	-0,6	-0,6	-0,6	-0,9	-0,9	-0,9
0,5	0,42	0,40	0,38	0,17	0,12	0,02	-0,17	-0,25	-0,32	-0,49	-0,53	-0,56	-0,76	-0,78	-0,79	-0,94	-0,94	-0,95
1	-0,07	-0,09	-0,14	-0,27	-0,36	-0,56	-0,53	-0,70	-0,83	-0,78	-0,87	-0,93	-0,92	-0,95	-0,97	-0,98	-0,99	-0,99

Примечания

- $\omega = \frac{N}{A_n R_y m}$.
- Промежуточные значения коэффициента ψ определяют линейной интерполяцией.
- Силу N следует принимать со знаком «минус».

К.1.3.2 Расчет по прочности внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов при изгибе в двух главных плоскостях следует выполнять по формулам:

— для элементов двутаврового, коробчатого и таврового сечений с одной осью симметрии, а также для элементов сплошного прямоугольного и кольцевого сечений

$$\frac{1}{\delta} \cdot \left(\frac{N}{A_n} \psi + \frac{|M_x|}{\alpha_x W_{xn}} \right) \leq R_y m, \quad (\text{К.19})$$

$$\text{где } \delta = 1 - \frac{|M_y|}{\alpha_y W_{yn} R_y m}; \quad (\text{К.20})$$

M_x, M_y — приведенные изгибающие моменты в соответствии с К.1.3.1;

ψ, α_x, α_y — коэффициенты, принимаемые в соответствии с К.1.3.1 и К.1.2.1, при этом $\omega = \frac{N}{\delta A_n R_y m}$;

— для других сечений, а также при других закреплениях концов элементов

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{\alpha_x I_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{\alpha_y I_{yn}} \cdot x \leq R_y m. \quad (\text{К.21})$$

В остальных случаях, когда приведенных данных для определения α_x и α_y недостаточно, расчет на прочность производят по формуле (К.21), принимая $\alpha_x = \alpha_y = 1$.

К.1.3.3 Значения касательных напряжений τ в сечениях стенки изгибаемых элементов при $M = M_x = M_e = 0$ должны удовлетворять условию

$$\tau = \frac{QS}{\alpha_2 l t} \leq R_s m, \quad (\text{К.22})$$

где α_2 — коэффициент; рассчитывают по формуле

$$\alpha_2 = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}}, \quad (\text{К.23})$$

здесь $\tau_{\min,ef}, \tau_{\max,ef}$ — значения минимального и максимального касательных напряжений в сечении стенки, МПа, вычисленные в предположении упругой работы.

При наличии ослабления стенки отверстиями болтовых соединений вместо t в формулу (К.22) следует подставлять значение $t_{ef} = t \cdot \frac{a-d}{a}$, где a — шаг болтов, м; d — диаметр отверстий, м.

К.1.3.4 Для стенок балок, рассчитываемых в соответствии с К.1.2.1–К.1.3.2, должны соблюдаться условия

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \gamma' R_y m, \quad \tau_{xy} \leq R_s m, \quad (\text{K.24})$$

где σ_x — нормальные (положительные при сжатии) напряжения в проверяемой точке (x, y) срединной плоскости стенки, параллельные оси балки, МПа;

σ_y — такие же напряжения, МПа, перпендикулярные оси балки, определяемые в соответствии с К.2.10;

γ' — коэффициент, равный 1,15 — при $\sigma_x = 0$ и 1,10 — при $\sigma_x \neq 0$;

τ_{xy} — касательное напряжение в проверяемой точке стенки балки, МПа.

К.1.3.5 Элементы, воспринимающие усилия разных знаков, после проверки прочности с учетом допущения развития ограниченных пластических формаций ($\alpha > 1$) должны быть проверены также по условию

$$\sqrt{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})^2 + 3 \cdot (\tau_1 - \tau_2)^2} \leq 1,8 R_y m, \quad (\text{K.25})$$

где $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ — соответственно расчетные максимальные и минимальные (с соответствующим знаком) нормальные напряжения в проверяемой точке, вычисленные в предположении упругой работы материала, МПа;

τ_1, τ_2 — касательные напряжения в проверяемой точке (с учетом их знаков), вычисленные соответственно от тех же нагрузок, что и σ_{\max} и σ_{\min} , МПа.

При невыполнении указанного условия расчет по прочности следует выполнять на наибольшие усилия для упругой стадии работы.

К.1.4 Расчет на прочность и ползучесть стальных канатов

К.1.4.1 Расчет по прочности стальных канатов гибких несущих элементов в вантовых и висячих мостах, а также нагружаемых элементов предварительно напряженных конструкций следует выполнять из условия

$$\frac{N}{A} \leq R_{dh} m m_1, \quad (\text{K.26})$$

где R_{dh} — расчетное сопротивление канатов, МПа;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53;

m_1 — коэффициент условий работы, определяемый в соответствии с приложением Ж.

Расчетное сопротивление растяжению R_{dh} , МПа, для канатов и пучков из параллельно уложенных высокопрочных проволок определяют в соответствии с 11.3.10, для канатов одинарной свивки и закрытых несущих канатов — по формуле

$$R_{dh} = \frac{\left[\sum P_{un} \right]}{A \gamma_m} \quad \text{или} \quad R_{dh} = k \cdot \frac{\sum P_{un}}{A \gamma_m}, \quad (\text{K.27})$$

где $\left[\sum P_{un} \right]$ — значение разрывного усилия каната в целом, указанное в государственном стандарте или технических условиях, МН;

$\sum P_{un}$ — сумма разрывных усилий всех проволок в канате, МН;

γ_m — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,6 согласно 11.3.11;

k — коэффициент агрегатной прочности витого каната, определяемый по таблице К.5.

Таблица К.5

Канат	Значение коэффициента k при кратности свивки					
	6	8	10	12	14	16
Одинарной свивки	0,89	0,93	0,96	0,97	0,98	0,99
Закрытый несущий	0,87	0,91	0,94	0,95	0,96	0,97

К.1.4.2 Продольную ползучесть $\varepsilon_{pl,x}$ стальных оцинкованных витых канатов с металлическим сердечником, одинарной свивки и закрытых несущих канатов, подвергнутых предварительной вытяжке, следует определять по формуле

$$\varepsilon_{pl,x} = \frac{0,001\sigma}{R_{un}} \cdot e^{2 \cdot \left(\frac{\sigma}{R_{un}}\right)^{2,4}}, \quad (K.28)$$

где σ — напряжение в канате от усилия, рассчитанного от воздействия нормативных постоянных нагрузок и 1/3 нормативной временной нагрузки, МПа;

$R_{un} = \frac{\sum P_{un}}{A}$ — нормативное сопротивление каната, МПа;

e — основание натурального логарифма.

К.1.4.3 Поперечную ползучесть $\varepsilon_{pl,y}$ канатов, указанных в К.1.4.2, следует определять по формуле

$$\varepsilon_{pl,y} = 0,003 \cdot \frac{\sigma}{R_{un}} \cdot e^{2,19 \cdot \frac{\sigma}{R_{un}}}. \quad (K.29)$$

К.2 Расчеты по устойчивости

К.2.1 Расчет при плоской форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений, подверженных центральному сжатию, сжатию с изгибом и внецентренному сжатию при изгибе в плоскости наибольшей гибкости, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq \varphi R_y m, \quad (K.30)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам К.35–К.37 в зависимости от гибкости элемента λ и приведенного относительного эксцентриситета e_{ef} ;

m — коэффициент условий работы, принимают по таблице 53.

Гибкость элемента λ следует определять по формуле

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}, \quad (K.31)$$

где l_{ef} — расчетная длина элемента, м;

i — радиус инерции сечения относительно оси, перпендикулярной плоскости наибольшей гибкости (плоскости изгиба), м.

Приведенный относительный эксцентриситет e_{ef} определяют по формуле

$$e_{ef} = \eta e_{rei}, \quad (K.32)$$

где η — коэффициент влияния формы сечения, определяемый в соответствии с К.2.15;

e_{rei} — относительный эксцентриситет плоскости изгиба, принимаемый при центральном сжатии равным нулю; определяют по формуле

$$e_{rei} = \frac{e}{\rho}, \quad (K.33)$$

здесь e — действительный эксцентриситет силы N при внецентренном сжатии и расчетный эксцентриситет при сжатии с изгибом;

ρ — ядровое расстояние, м.

Расчетный эксцентриситет e в плоскости изгиба при сжатии с изгибом следует определять по формуле

$$e = \frac{M}{N}, \quad (K.34)$$

где N, M — расчетные значения соответственно продольной силы, кН, и изгибающего момента, кН·м.

Ядровое расстояние ρ , м, по направлению эксцентриситета следует определять по формуле

$$\rho = \frac{W_c}{A}, \quad (\text{К.35})$$

где W_c — момент сопротивления сечения брутто, м³, вычисляемый для наиболее сжатого волокна.

Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M в элементе следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

При этом значения M следует принимать равными:

— для элементов постоянного сечения рамных систем — наибольшему моменту в пределах длины элемента;

— для элементов с одним защемленным, а другим свободным концом — моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем от заделки на 1/3 длины элемента;

— для сжатых поясов ферм, воспринимающих внеузловую нагрузку, — наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругой неразрезной балки;

— для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, — моменту, определяемому по формулам таблицы К.6.

Таблица К.6

Относительный эксцентриситет, соответствующий M_{max}	Расчетное значение M при условной гибкости стержня	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$e_{rel} \leq 3$	$M = M_2 = M \frac{\bar{\lambda}}{4} (M1_{max}())_{max}$	$M = M_1$
$3 < e_{rel} \leq 20$	$M = M_2 + \frac{e_{rel} - 3}{17} \cdot (M2_{max}())$	$M = M_1 + \frac{e_{rel} - 3}{17} \cdot (M_{max}())$
<p>Примечания</p> <p>1 Обозначения:</p> <p>M_{max} — наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня, кН·м;</p> <p>M_1 — наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, кН·м, но не менее $0,5M_{max}$;</p> <p>e_{rel} — относительный эксцентриситет; определяют по формуле</p> $e_{rel} = \frac{M_{max} A}{N W_c};$ <p>$\bar{\lambda}$ — условная гибкость; определяют по формуле</p> $\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R,$ <p>где α_R — коэффициент, принимаемый по таблице К.38.</p> <p>2 Во всех случаях следует принимать $M \geq 0,5M_{max}$</p>		

При определении расчетного значения приведенного относительного эксцентриситета e_{ef} для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими две оси симметрии, целесообразно руководствоваться [21]. При этом e_{ef} принимают равным m_{ef} и m_{ef1} — равным e_{ef1} . Значение приведенного относительного эксцентриситета e_{ef1} определяют по формуле

$$e_{ef1} = \eta \cdot \frac{M_1}{N} \cdot \frac{A}{W_c}, \quad (\text{К.36})$$

где M_1 — больший из изгибающих моментов, кН·м, приложенных на шарнирно-опертых концах сжатого стержня указанного типа.

К.2.2 Расчет при плоской форме потери устойчивости сквозных элементов замкнутого сечения, ветви которых соединены планками или перфорированными листами, при центральной сжатии, сжатии

с изгибом и внецентренном сжатии следует выполнять:

— элемента в целом в плоскости действия изгибающего момента или предполагаемого (при центральном сжатии) изгиба, перпендикулярной плоскости планок или перфорированных листов, — по формуле (К.30);

— элемента в целом в плоскости действия изгибающего момента или предполагаемого (при центральном сжатии) изгиба, параллельной плоскости планок или перфорированных листов, — по формуле (К.30) с определением коэффициента продольного изгиба φ по таблицам К.35–К.37 в зависимости от приведенной гибкости λ_{ef} ;

— отдельных ветвей — по формуле (К.30) в зависимости от гибкости ветви λ_α .

Гибкость ветви λ_α следует определять по формуле (К.31), принимая за расчетную длину l_{ef} расстояние между приваренными планками (в свету) или расстояние между центрами крайних болтов соседних планок, или равное 0,8 длины отверстия в перфорированном листе и за i — радиус инерции сечения ветви относительно собственной оси, перпендикулярной плоскости планок или перфорированных листов.

Приведенную гибкость сквозного элемента λ_{ef} в плоскости соединительных планок и перфорированных листов следует определять по формуле

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_\alpha^2}, \quad (\text{К.37})$$

где λ — гибкость элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов, определяемая по формуле (К.31);

λ_α — гибкость ветви.

При расчете площади сечения, момента инерции и радиуса инерции элемента эквивалентную толщину t_{ef} , м, следует определять по формулам:

— для перфорированных листов шириной b , длиной l и толщиной t

$$t_{ef} = \frac{t \cdot (A - \sum A_1)}{A}, \quad (\text{К.38})$$

где $A = bl$ — площадь листа до образования перфораций, м²;

$\sum A_1$ — суммарная площадь всех перфораций на поверхности листа, м²;

— для соединительных планок толщиной t

$$t_{ef} = \frac{t \cdot \sum l_1}{l}, \quad (\text{К.39})$$

где $\sum l_1$ — сумма длин всех планок элемента (вдоль элемента), м;

l — длина элемента, м.

Сквозные элементы, состоящие из деталей, соединенных вплотную или через прокладки, следует рассчитывать как сплошные, если наибольшие расстояния между болтами, приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов соседних планок не превышают:

40*i* — для сжатых элементов;

80*i* — для растянутых элементов.

Здесь радиус инерции i уголка или швеллера следует принимать для составных тавровых или двутавровых сечений относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок, для крестовых сечений — минимальный. При этом в пределах длины сжатого элемента должно быть не менее двух прокладок.

К.2.3 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов открытого сечения с моментами инерции $I_x > I_y$, подверженных центральному сжатию силой N , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A} \leq \varphi_c R_y m, \quad (\text{К.40})$$

где φ_c — коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам К.35–К.37, при $e_{ef} = 0$

$$\text{и } \lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr}}};$$

m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.

К.2.4 Расчет на изгибно-крутильную устойчивость сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений с моментами инерции $I_x > I_y$, подверженных сжатию с изгибом и внецентренному сжатию в плоскости наименьшей гибкости, совпадающей с плоскостью симметрии и осью y , следует выполнять по формуле

$$\left| \frac{N}{A} + \frac{Ne}{W_c} \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (\text{K.41})$$

где e — действительный эксцентриситет силы N при внецентренном сжатии и расчетный эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} \text{ при сжатии с изгибом;}$$

W_c — момент сопротивления сечения брутто, м^3 , вычисляются для наиболее сжатого волокна;

φ_c — коэффициент продольного изгиба; определяют по таблицам К.35–К.37 при $e_{ef} = 0$

$$\text{и } \lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \cdot \left(1 + \left| \frac{eA}{W_c} \right| \right)}}.$$

К.2.5 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых элементов замкнутого и открытого сечений, подверженных сжатию с изгибом и внецентренному сжатию в двух плоскостях, следует выполнять по формуле

$$\left| \frac{N}{A} + \frac{Ne_y}{I_x} \cdot y_c \right| + \left| \frac{Ne_x}{I_y} \cdot x_c \right| \leq \varphi_c R_y m, \quad (\text{K.42})$$

где e_y, e_x — действительные эксцентриситеты по направлению осей y и x при внецентренном сжатии и расчетные эксцентриситеты при сжатии с изгибом;

y_c, x_c — координаты наиболее сжатой точки сечения от совместного действия M_x, M_y и N ;

φ_c — коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам К.35–К.37 при $e_{ef} = 0$

$$\text{и } \lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EA}{N_{cr} \cdot \left(1 + \left| \frac{e_y A}{I_x} \cdot y_c \right| + \left| \frac{e_x A}{I_y} \cdot x_c \right| \right)}}.$$

Кроме того, должен быть выполнен расчет по формуле (К.30) в предположении плоской формы потери устойчивости в плоскости оси y с эксцентриситетом e_y (при $e_x = 0$) и в плоскости оси x — с эксцентриситетом e_x (при $e_y = 0$).

К.2.6 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых балок, изгибаемых в одной плоскости, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_c} \leq \varepsilon \varphi_b R_y m, \quad (\text{K.43})$$

где M — наибольший расчетный изгибающий момент в пределах расчетной длины l_{ef} сжатого пояса балки, $\text{кН}\cdot\text{м}$;

W_c — момент сопротивления сечения балки для крайнего волокна сжатого пояса м^3 ;

ε — коэффициент, принимаемый равным:

$$\text{при } \lambda_y < 85 \quad \varepsilon = 1 + (\alpha - 1) \cdot \left(1 - \frac{\lambda_y}{85} \right);$$

$$\text{при } \lambda_y \geq 85 \quad \varepsilon = 1,0;$$

здесь α — коэффициент, определяемый по формуле (К.3) или (К.4);

φ_b — коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблицам К.35–К.37, при $e_{ef} = 0$ и гибкости из плоскости стенки $\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EW_c}{M_{cr}}}$.

К.2.7 Расчет при изгибно-крутильной форме потери устойчивости сплошностенчатых балок, изгибаемых в двух плоскостях, следует выполнять по формуле (К.43), при этом коэффициент φ_b следует принимать по таблицам К.35–К.37 при $e_{ef} = \eta e_{rel}$ (где η — коэффициент, принимаемый в соответствии с К.2.15; e_{rel} — относительный эксцентриситет).

Относительный эксцентриситет e_{rel} определяют по формуле

$$e_{rel} = \frac{\sigma_{fn}}{\sigma_{fv}}, \tag{К.44}$$

где σ_{fn} — наибольшее напряжение в точке на боковой кромке сжатого пояса от изгибающего момента в горизонтальной плоскости, МПа, в сечении, находящемся в пределах средней трети незакрепленной длины сжатого пояса балки;

σ_{fv} — напряжение в сжатом поясе балки от вертикальной нагрузки в том же сечении, МПа.

К.2.8 Проверка общей устойчивости разрезной балки и сжатой зоны пояса неразрезной балки не выполняется в случае, если сжатый пояс объединен с железобетонной или стальной плитой.

К.2.9 Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости

К.2.9.1 Расчет по устойчивости полок и стенок прокатных и составных сварных центрально- и внецентренно сжатых, а также сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения, не подкрепленных ребрами жесткости (рисунок К.1), следует выполнять по теории призматических складчатых оболочек.

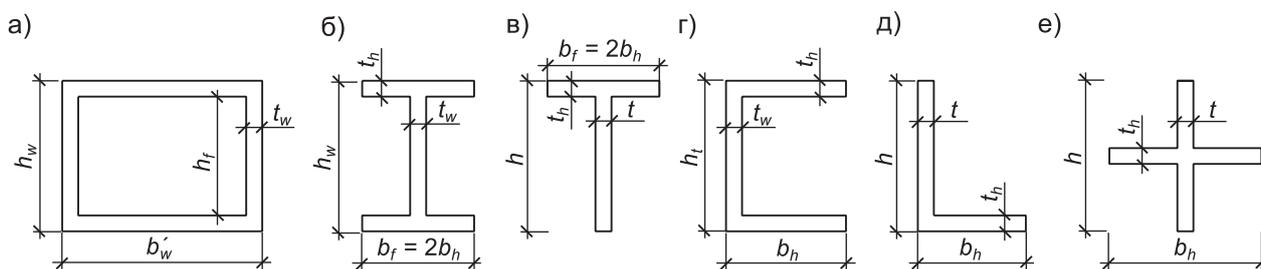


Рисунок К.1 — Схемы расчетных сечений элементов, не подкрепленных ребрами жесткости

К.2.9.2 Устойчивость полок и стенок элементов, не подкрепленных ребрами жесткости, при среднем касательном напряжении, не превышающем $0,2\sigma_x$, допускается обеспечивать назначением отношения высоты стенки (h, h_w) или ширины полки (b_f, b_h) к толщине (t, t_w, t_f, t_h) не более $\frac{0,951\alpha}{\sqrt{\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E}}}$

(где α — коэффициент; $\sigma_{x,cr,ef}$ — приведенное критическое напряжение, МПа).

Коэффициент α следует определять:

— для пластинок шириной b_h, h , опертых по одной стороне (см. рисунок К.1 б), в)), — по формуле

$$\alpha = \left(1 + \frac{3,10}{39 + 4}\right) \cdot \sqrt{0,405 + 0,085\xi^2}; \tag{К.45}$$

— для пластинок шириной h_w, b_f , опертых по двум сторонам (см. рисунок К.1 а), б), г)), — по формуле

$$\alpha = \left(1 + \frac{0,96}{109 + 3}\right) \cdot \sqrt{4 + 3,85\xi^{2,33}}. \tag{К.46}$$

В формулах (К.45) и (К.46):

ξ — коэффициент защемления пластинки, определяемый по формулам таблицы К.7;

ξ — коэффициент, определяемый (для сечений брутто) по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}, \quad (\text{K.47})$$

где $\sigma_x, \bar{\sigma}_x$ — соответственно максимальное и минимальное продольные нормальные напряжения по продольным границам пластинки, положительные при сжатии, МПа; определяют по формулам (К.1)–(К.21) при невыгодном для устойчивости пластинки загрузении, при этом коэффициенты $\alpha, \alpha_x, \alpha_y, \psi, \psi_x, \psi_y$ следует принимать равными 1,0.

Таблица К.7

Тип сечения элемента	Коэффициент защемления пластинки ϑ			
	стенки	полки — для углового сечения при $\frac{b_h}{h}$		
		1	0,667	0,5
Коробчатое (рисунок К.1 а))	$\vartheta_1 = \beta_1^3 \cdot \frac{0,38}{1 - \beta_1^2 \alpha_1^2}$	$\vartheta_2 = \frac{1}{\beta_1^3} \cdot \frac{0,38}{1 - \frac{1}{\beta_1^2 \alpha_1^2}}$		
Двутавровое (рисунок К.1 б))	$\vartheta_3 = \beta_2^3 \cdot \frac{0,16 + 0,0056 \cdot \frac{1}{\alpha_2^2}}{1 - 9,4\beta_2^2 \alpha_2^2}$	$\vartheta_4 = \frac{1}{\beta_2^3 \alpha_2} \cdot \frac{2}{1 - 0,106 \cdot \frac{1}{\beta_2^2 \alpha_2^2}}$		
Тавровое (рисунок К.1 в))	$\vartheta_5 = \beta_3^3 \cdot \frac{1}{1 - \beta_3^2 \alpha_3^2}$	$\vartheta_6 = \frac{1}{\beta_3^3 \alpha_3} \cdot \frac{2}{1 - \beta_3^2 \alpha_3^2}$		
Швеллерное (рисунок К.1 г))	$\vartheta_7 = 2\vartheta_3$	$\vartheta_8 = \frac{1}{2} \cdot \vartheta_4$		
Угловое для полки высотой h (рисунок К.1 д))	—	$\vartheta_9 = \infty$	$\vartheta_9 = 10$	$\vartheta_9 = 5,2$
Крестовое (рисунок К.1 е))	$\vartheta_{10} = \infty$	$\vartheta_{10} = \infty$		
Примечания				
1 $\beta_1 = \frac{t_w}{t_f}, \alpha_1 = \frac{b_f}{h_w}, \beta_2 = \frac{t_w}{t_n}, \alpha_2 = \frac{b_n}{h_w}, \beta_3 = \frac{t}{t_n}, \alpha_3 = \frac{b_h}{h}$.				
2 При отрицательном значении знаменателя в формулах таблицы К.7, а также при равенстве его нулю следует принимать $\vartheta = \infty$.				
3 Для углового сечения с отношением $\frac{b_h}{h}$, не указанным в таблице К.7, значения ϑ_9 следует определять интерполяцией, при этом для $\frac{b_h}{h} = 1$ значение ϑ_9 следует принимать равным 100.				

Приведенное критическое напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ для пластинки следует определять по формулам таблицы К.8 в зависимости от критических напряжений $\sigma_{x,cr}$, за которые следует принимать действующие напряжения $\frac{\sigma_x}{m}$ (где m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53).

Таблица К.8

Марка стали	Значение $\sigma_{x,cr}$, МПа	Формулы для определения $\sigma_{x,cr,ef}$ или значение $\sigma_{x,cr,ef}$, МПа
16Д, Ст3	До 176 включ.	$1,111 \sigma_{x,cr}$

	Св. 176 до 205 включ.	$\left(1,868 \cdot 10^{-3} - 2,420 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 1000 \cdot \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) \cdot E$
	Св. 205	385
15ХСНД	До 186 включ.	$1,111 \sigma_{x,cr}$
	Св. 186 до 284 включ.	$\left(2,544 \cdot 10^{-3} - 2,620 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 724 \cdot \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) \cdot E$
	Св. 284	524
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	До 206 включ.	$1,111 \sigma_{x,cr}$
	Св. 206 до 343 включ.	$\left(2,868 \cdot 10^{-3} - 2,778 \cdot 10^{-3} \sqrt{1 - 600 \cdot \frac{\sigma_{x,cr}}{E}} \right) \cdot E$
	Св. 343	591

К.2.10 Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости

К.2.10.1 Расчет по устойчивости полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости, следует выполнять по теории призматических складчатых оболочек, укрепленных поперечными диафрагмами.

Допускается выполнять расчет по устойчивости пластинок, полок и стенок указанных элементов в соответствии с настоящим подразделом.

К.2.10.2 Прямоугольные отсеки полок и стенок (далее — пластинки), заключенные между подкрепляющими их по контуру ортогональными деталями (ребра жесткости, полка для стенки и стенка для полки), следует рассчитывать по устойчивости. При этом расчетными размерами и параметрами проверяемой пластинки являются:

a — длина пластинки, равная расстоянию между осями поперечных ребер жесткости, м;

h_{ef} — расчетная ширина пластинки, м, равная:

при отсутствии продольных ребер жесткости у прокатного или сварного элемента — расстоянию между осями поясов h_w или осями стенок коробчатого сечения b_f ;

то же у составного элемента с болтовыми соединениями — расстоянию между ближайшими рисками поясных уголков;

при наличии продольных ребер жесткости у сварного или прокатного элемента — расстоянию от оси пояса (стенки) до оси крайнего продольного ребра жесткости h_1 и h_n или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости h_i ($i = 2, 3, 4, 5, \dots$);

то же у составного элемента с болтовыми соединениями — расстоянию от оси крайнего ребра жесткости до ближайшей риски поясного уголка h_1 и h_n или расстоянию между осями соседних продольных ребер жесткости h_i ($i = 2, 3, 4, 5, \dots$);

t — толщина проверяемой пластинки, м;

t_1, b_1 — толщина и расчетная ширина листа, м, ортогонального к проверяемой пластинке; в расчетную ширину данного листа в двутавровом сечении следует включать (в каждую сторону от проверяемой пластинки) участок листа шириной $\xi_1 t_1$, но не более ширины свеса, в коробчатом сечении — участок шириной $\xi_2 t_1$, но не более половины расстояния между стенками коробки (здесь коэффициенты ξ_1 и ξ_2 следует определять в соответствии с К.2.11.8);

ξ — коэффициент, рассчитываемый по формуле $\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}$;

где σ_x и $\bar{\sigma}_x$ — рассчитывают по формуле (К.48);

μ — коэффициент расчетной длины; $\mu = \frac{a}{h_{ef}}$;

γ — коэффициент, рассчитываемый по формуле $\gamma = \beta \frac{b_1}{h_{ef}} \cdot \left(\frac{t_1}{t}\right)^3$,
здесь β — коэффициент, принимаемый по таблице К.9.

Таблица К.9

Характер закрепления сжатого пояса конструкцией проезжей части	Значение коэффициента β
К поясу с помощью лапчатых болтов прикреплены мостовые брусья	0,3
К поясу с помощью высокопрочных шпилек и деревянных подкладок прикреплены сборные железобетонные плиты проезжей части	0,5
Пояс свободен	0,8
К поясу приварен внахлестку или встык лист ортотропной плиты	2,0
К поясу с помощью закладных деталей и высокопрочных болтов присоединена сборная проезжая часть сталежелезобетонного пролетного строения	1,5
К поясу непрерывно по всей длине пролета присоединена проезжая часть сталежелезобетонного пролетного строения с помощью высокопрочных болтов и подливки цементно-песчаным раствором	20

В случае если проверяемая пластинка примыкает к пакету из двух и более листов, за t_1 и b_1 принимаются толщина и расчетная ширина первого листа пакета, непосредственно примыкающего к указанной пластинке.

К.2.10.3 Расчет по устойчивости пластинок следует выполнять с учетом всех компонентов напряженного состояния — σ_x , σ_y , τ_{xy} .

Напряжения σ_x , σ_y , τ_{xy} следует вычислять в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициентов продольного изгиба.

Максимальное σ_x и минимальное $\bar{\sigma}_x$ продольные нормальные напряжения (положительные при сжатии), МПа, по продольным границам пластинки следует определять по формулам:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} \cdot y_{\max}, \quad \bar{\sigma}_x = \frac{N}{A} \pm \frac{M_m}{I_x} \cdot y_{\min}, \quad (\text{К.48})$$

где y_{\max} , y_{\min} — соответственно максимальное и минимальное расстояния от нейтральной оси до продольной границы пластинки (с учетом знака), м;

M_m — среднее значение изгибающего момента в пределах отсека, кН·м, при $\mu \leq 1$; если длина отсека больше его расчетной ширины, то M_m следует вычислять для более напряженного участка длиной, равной ширине отсека; если в пределах отсека изгибающий момент меняет знак, то M_m следует вычислять на участке отсека с изгибающим моментом одного знака.

Среднее касательное напряжение τ_{xy} , МПа, следует определять по формулам:

— при отсутствии продольных ребер жесткости

$$\tau_{xy} = \frac{2}{3} \cdot \tau_{\max}, \quad (\text{К.49})$$

где τ_{\max} — наибольшее касательное напряжение, МПа; определяют по формуле

$$\tau_{\max} = \frac{Q_m S_{\max}}{t l_x}, \quad (\text{К.50})$$

— при наличии продольных ребер

$$\tau_{xy} = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2}. \quad (\text{K.51})$$

В формулах (K.50) и (K.51):

Q_m — среднее значение поперечной силы в пределах отсека, кН·м, определяемое так же, как M_m ;
 τ_1, τ_2 — значения касательных напряжений на продольных границах пластинки, МПа, определяемые по формуле (K.50) при замене S_{\max} соответствующими значениями S .

Поперечное нормальное напряжение (положительное при сжатии) σ_y , МПа, действующее на внешнюю кромку крайней пластинки, следует определять:

— от подвижной нагрузки — по формуле

$$\sigma_y = \frac{P}{t}, \quad (\text{K.52})$$

где P — распределенная нагрузка на внешнюю кромку крайней пластинки, кН;

— от сосредоточенной нагрузки F — по формуле

$$\sigma_y = \frac{F}{tl_{ef}}, \quad (\text{K.53})$$

где l_{ef} — условная длина распределения нагрузки, м.

Условную длину распределения нагрузки l_{ef} при передаче нагрузки непосредственно через пояс балки или через рельс и пояс следует определять по формуле

$$l_{ef} = c^3 \cdot \sqrt{\frac{I}{t}}, \quad (\text{K.54})$$

где c — коэффициент, принимаемый равным: для сварных и прокатных элементов — 3,25; для элементов с соединениями на высокопрочных болтах — 3,75; на обычных болтах — 4,5;

I — момент инерции пояса балки или сумма моментов инерции пояса и рельса, м⁴.

При передаче нагрузки от катка через рельс, деревянный лежень и пояс балки l_{ef} следует принимать равной $2h$ (где h — расстояние от поверхности рельса до кромки пластинки, м), но не более расстояния между соседними катками.

Поперечные нормальные напряжения σ_y , МПа, на границе второй и последующих пластинок следует определять, как правило, по теории упругости.

Напряжения допускается определять по формулам:

— при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки,

$$\sigma_y = \frac{P}{t} \cdot (1 - 3v^2 + 2v^3); \quad (\text{K.55})$$

— при сосредоточенной нагрузке

$$\sigma_y = \frac{2F}{\pi t l_{ef}} \cdot \left[\arctg \frac{\alpha}{v} - 3v^2 \cdot \left(1 - \frac{2}{3}v \right) \cdot \arctg \alpha \right]. \quad (\text{K.56})$$

В формулах (K.55) и (K.56):

$$\alpha = 0,5 \cdot \frac{l_{ef}}{h_w}, \quad v = \frac{h_0}{h_w},$$

где h_0 — часть высоты стенки, м, равная расстоянию от оси нагруженного пояса в сварных и прокатных балках или от ближайшей риски поясного уголка в балках с болтовыми соединениями до границы проверяемой пластинки;

h_w — полная высота стенки, м.

K.2.10.4 Критические напряжения $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$, $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ следует определять в предположении действия только одного из рассматриваемых напряжений: σ_x , σ_y или τ_{xy} . Приведенные

критические напряжения $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ в общем случае следует вычислять в предположении неограниченной упругости материала на основе теории устойчивости первого рода (бифуркация форм равновесия) для пластинчатых систем.

Значения приводимых в таблицах К.10, К.12–К.21 параметров для определения критических напряжений в пластинках допускается определять линейной интерполяцией.

Таблица К.10

ξ	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
ω_1	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,30	1,40

К.2.10.5 Расчет по устойчивости стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющей только поперечные ребра жесткости, следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{0,9\tau_{xy}}{\omega_2 \tau_{xy,cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (\text{K.57})$$

где $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$ — соответственно продольное и поперечное критические нормальные напряжения, МПа;

$\tau_{xy,cr}$ — критическое касательное напряжение, МПа;

ω_1 — коэффициент, принимаемый по таблице Л.10;

ω_2 — коэффициент, вводимый при расчете автодорожных и городских мостов при $\frac{h_w}{t} > 100$;

определяют по формуле

$$\omega_2 = 1 + 0,5 \cdot \left(\frac{h_w}{200t} - 0,5\right). \quad (\text{K.58})$$

Критические напряжения $\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$ следует определять по формулам таблицы К.11 в зависимости от приведенных критических напряжений $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$, вычисляемых по формулам (К.59)–(К.61). При этом $\tau_{xy,cr}$ определяется по формулам для $\sigma_{x,cr}$ с подстановкой в них соотношений:

$$\sigma_{x,cr} = \frac{\tau_{xy,cr}}{0,6}, \quad \sigma_{x,cr,ef} = \frac{\tau_{xy,cr,ef}}{0,6}.$$

Таблица К.11

Марка стали	Интервал значений $\sigma_{x,cr,ef}$, МПа	Формулы* для определения $\sigma_{x,cr}$ и $\sigma_{y,cr}$
16Д	От 0 до 196 включ.	$\sigma_{x,cr} = 0,9\sigma_{x,cr,ef}m$
	Св. 196 до 385 включ.	$\sigma_{x,cr} = \left[-170,7 \cdot \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E}\right)^2 + 0,6375 \cdot \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,4048 \cdot 10^{-3}\right] \cdot Em$
	Св. 385	$\sigma_{x,cr} = \left(0,03114 \cdot \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,9419 \cdot 10^{-3}\right) \cdot Em$
15ХСНД	От 0 до 207 включ.	$\sigma_{x,cr} = 0,9\sigma_{x,cr,ef}m$
	Св. 207 до 524 включ.	$\sigma_{x,cr} = \left[-201,2 \cdot \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E}\right)^2 + 1,024 \cdot \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 0,0795 \cdot 10^{-3}\right] \cdot Em$
	Св. 524	$\sigma_{x,cr} = \left(0,03572 \cdot \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 1,290 \cdot 10^{-3}\right) \cdot Em$

10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	От 0 до 229 включ.	$\sigma_{x,cr} = 0,9\sigma_{x,cr,ef}m$
	Св. 229 до 591 включ.	$\sigma_{x,cr} = \left[-215,8 \cdot \left(\frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} \right)^2 + 1,238 \cdot \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} - 1,1091 \cdot 10^{-3} \right] \cdot Em$
	Св. 591	$\sigma_{x,cr} = \left(0,03677 \cdot \frac{\sigma_{x,cr,ef}}{E} + 1,561 \cdot 10^{-3} \right) \cdot Em$
* При определении поперечных нормальных критических напряжений в формулах заменяют: $\sigma_{x,cr}$ на $\sigma_{y,cr}$ и $\sigma_{x,cr,ef}$ на $\sigma_{y,cr,ef}$. Здесь m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.		

Приведенное критическое продольное нормальное напряжение для пластинок стенки изгибаемого элемента $\sigma_{x,cr,ef}$, МПа, следует определять по формуле

$$\sigma_{x,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \varepsilon \cdot \left(\frac{100t}{h_{ef}} \right)^2 \cdot E, \quad (K.59)$$

где χ — коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый равным: для элементов с болтовыми соединениями — 1,4; для сварных элементов — по таблице К.12;
 ε — коэффициент, принимаемый по таблице К.13.

Таблица К.12

γ	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	10,0	Св. 10
χ	1,21	1,33	1,46	1,55	1,60	1,63	1,65

Таблица К.13

ξ	Значение коэффициента ε при μ									
	0,4	0,5	0,6	0,67	0,75	0,8	0,9	1,0	1,5	2 и более
0	8,41	6,25	5,14	4,75	4,36	4,2	4,04	4,0	4,34	4,0
0,67	10,8	8,0	7,1	6,6	6,1	6,0	5,9	5,8	6,1	5,8
0,80	13,3	9,6	8,3	7,7	7,1	6,9	6,7	6,6	7,1	6,6
1,00	15,1	11,0	9,7	9,0	8,4	8,1	7,9	7,8	8,4	7,8
1,33	18,7	14,2	12,9	12,0	11,0	11,2	11,1	11,0	11,5	11,0
2,00	29,1	25,6	24,1	23,9	24,1	24,4	25,6	25,6	24,1	23,9
3,00	54,3	54,5	58,0	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8	53,8
4,00	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7	95,7

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y,cr,ef}$, МПа, для пластинок стенки изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \xi \chi z \cdot \left(\frac{100t}{a} \right)^2 \cdot E, \quad (K.60)$$

где ξ — коэффициент, принимаемый равным единице при нагрузке, распределенной по всей длине пластинки, и по таблице К.14 — при сосредоточенной нагрузке;
 χ — коэффициент упругого защемления стенки, принимаемый по таблице К.15;
 z — коэффициент, принимаемый по таблице К.16.

Таблица К.14

μ	Значение коэффициента ξ при ρ											
	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,18	0,20	0,25	0,30	0,35
0,5	1,70	1,67	1,65	1,63	1,61	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
0,6	1,98	1,93	1,89	1,85	1,82	1,80	1,79	1,78	1,76	1,72	1,71	1,69
0,7	2,23	2,17	2,11	2,06	2,02	1,98	1,96	1,93	1,89	1,82	1,79	1,76
0,8	2,43	2,35	2,28	2,22	2,17	2,12	2,10	2,05	2,01	1,91	1,86	1,82
0,9	2,61	2,51	2,43	2,36	2,30	2,24	2,21	2,16	2,11	1,98	1,92	1,87
1,0	2,74	2,64	2,55	2,47	2,40	2,34	2,31	2,24	2,17	2,04	1,97	1,91
1,2	2,79	2,68	2,59	2,51	2,43	2,37	2,33	2,26	2,19	2,05	1,98	1,91
1,4	2,84	2,73	2,63	2,54	2,46	2,39	2,35	2,28	2,21	2,05	1,98	1,91
1,5	2,86	2,75	2,65	2,56	2,48	2,41	2,37	2,30	2,22	2,07	1,99	1,91
2,0 и более	2,86	2,75	2,65	2,55	2,47	2,40	2,36	2,28	2,20	2,05	1,96	1,88

Примечание — $\rho = 1,04 \cdot \frac{l_{ef}}{h_{ef}}$.

Таблица К.15

γ	Значение коэффициента χ при μ					
	0,4	0,6	0,8	1,0	1,5	2,0 и более
0,25	1,19	1,19	1,20	1,20	1,19	1,18
0,5	1,24	1,29	1,30	1,32	1,32	1,32
1,0	1,28	1,36	1,41	1,47	1,52	1,56
4,0	1,32	1,45	1,57	1,73	1,97	2,21
10 и более	1,34	1,49	1,65	1,88	2,51	2,95

Таблица К.16

μ	z
0,4	4,88
0,5	5,12
0,6	5,37
0,7	5,59
0,8	5,80
1,0	6,26
1,2	6,87
1,4	7,69
1,6	8,69
1,8	9,86

2,0	11,21
2,5 и более	15,28

Приведенное критическое касательное напряжение $\tau_{xy,cr,ef}$, МПа, для пластинок стенок изгибаемого элемента следует определять по формуле

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \chi \cdot \left(1020 + \frac{760}{\mu_1^2} \right) \cdot \left(\frac{100t}{d} \right)^2 \cdot E, \quad (K.61)$$

где d — длина меньшей стороны отсека (или h_{ef}), м;

μ_1 — коэффициент, принимаемый равным: μ — при $a > h_{ef}$ и $\frac{1}{\mu}$ — при $a < h_{ef}$;

χ — коэффициент упругого защемления стенки; принимают равным единице — для элементов с болтовыми соединениями и по таблице К.17 — для сварных элементов.

Таблица К.17

γ	Значение коэффициента χ при μ				
	0,5	0,67	1,0	2,0	2,5 и более
0,25	1,014	1,063	1,166	1,170	1,192
0,5	1,016	1,075	1,214	1,260	1,300
1,0	1,017	1,081	1,252	1,358	1,416
2,0	1,018	1,085	1,275	1,481	1,516
5,0	1,018	1,088	1,292	1,496	1,602
10,0	1,018	1,088	1,298	1,524	1,636
Св. 10	1,018	1,089	1,303	1,552	1,680

К.2.10.6 Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и одно продольное ребро в сжатой зоне, следует выполнять:

— первой пластинки — между сжатым поясом и продольным ребром — по формуле

$$\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9 \tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}} \right)^2 \leq 1, \quad (K.62)$$

где ω_1 — коэффициент, принимаемый по таблице К.10;

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ — напряжения, МПа, определяемые в соответствии с К.2.10.3;

$\sigma_{x,cr}, \sigma_{y,cr}, \tau_{xy,cr}$ — критические напряжения, МПа, определяемые в соответствии с К.2.10.5;

— второй пластинки — между растянутым поясом и продольным ребром — по формуле (К.57), принимая при этом $\omega_2 = 1$.

Приведенное критическое продольное нормальное напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$ следует определять по формуле (К.59), при этом коэффициент упругого защемления χ следует принимать:

— первой пластинки: для элементов с болтовыми соединениями — $\chi = 1,3$; для таких же и сварных элементов при объединении с железобетонной плитой — $\chi = 1,35$; прочих сварных элементов — по таблице К.18;

— второй пластинки — $\chi = 1$.

Таблица К.18

γ	0,5	1,0	2,0	5,0	10 и более
χ	1,16	1,22	1,27	1,31	1,35

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y,cr,ef}$, МПа, в первой пластинке следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 9,05 \cdot 10^{-5} \chi \cdot \frac{(1 + \mu^2 i^2)^2}{\mu^2 i^2} \cdot \left(\frac{100t}{a} \right)^2 \cdot E, \quad (K.63)$$

где i — коэффициент, принимаемый равным: 1,0 — при $\mu = \frac{a}{h_1} \geq 0,7$; 2,0 — при $0,7 > \mu > 0,4$;

χ — коэффициент упругого защемления; принимают по таблице Л.19 — для элементов, объединенных с железобетонной плитой, и для балок с болтовыми соединениями; по таблице К.20 — для сварных балок.

Таблица К.19

μ	0,5	0,8	1,0	1,5	2,0 и более
χ	1,07	1,18	1,31	1,52	1,62

Таблица К.20

γ	Значение коэффициента χ при μ							
	0,5	0,6	0,9	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
2	1,06	1,07	1,13	1,17	1,31	1,32	1,29	1,25
4	1,06	1,07	1,14	1,19	1,38	1,44	1,43	1,39

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y,cr,ef}$ при воздействии сосредоточенной нагрузки, когда действующие напряжения определяются по формуле (К.53), следует вычислять по формуле (К.63) с умножением на коэффициент 1,55; если при этом $a > 2h_1 + 2l_{ef}$, то следует принимать $\mu = \frac{2h_1 + 2l_{ef}}{h_1}$.

Приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y,cr,ef}$ во второй пластинке следует определять по формуле (К.60), при этом следует принимать: $\chi = 1$; z — по таблице К.16; ζ — по таблице К.14 при $\rho = 0,35$.

Приведенное критическое касательное напряжение $\tau_{xy,cr,ef}$ следует определять по формуле (К.61), при этом для первой пластинки вместо коэффициента защемления χ принимается коэффициент $\chi_1 = \frac{1+\chi}{2}$, для второй пластинки — $\chi = 1$.

К.2.10.7 Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных изгибаемых элементов, имеющих поперечные ребра и несколько продольных ребер жесткости, следует выполнять:

— первой пластинки — между сжатым поясом и ближайшим ребром — по формуле (К.62) и формулам (К.59), (К.63) и (К.61) для $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ соответственно;

— для последующих сжатых пластинок — по формулам для первой пластинки, принимая коэффициент защемления $\chi = 1$;

— для сжато-растянутой пластинки — по формуле (К.57), принимая $\omega_1 = 1$ и формулам (К.59), (К.63) и (К.61) для $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$, $\tau_{xy,cr,ef}$ как для второй пластинки по К.2.10.6 $\omega_1 = 1$,

Расчет по устойчивости пластинки растянутой зоны стенки следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (\text{K.64})$$

где $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$ — критические поперечное нормальное и касательное напряжения, МПа, определяемые по $\sigma_{y,cr,ef}$ и $\tau_{xy,cr,ef}$ согласно К.2.10.5, при этом приведенное критическое поперечное нормальное напряжение $\sigma_{y,cr,ef}$, МПа, следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \delta \cdot \left(\frac{100t}{a}\right)^2 \cdot E, \quad (\text{K.65})$$

здесь δ — коэффициент, принимаемый по таблице К.21.

Таблица К.21

Тип пластинки	Значение коэффициента δ при $\frac{a}{h_{ef}}$							
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,5	2,0
Примыкающая к растянутому поясу	1240	1380	1520	1650	1820	2240	3860	6300
Промежуточная	920	970	1020	1060	1100	1190	1530	2130
Примечание — a и h_{ef} следует определять по К.2.10.2.								

Приведенное критическое касательное напряжение $\tau_{xy,cr,ef}$, МПа, следует определять по формулам:
— для пластинки, примыкающей к растянутому поясу,

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left(1250 + \frac{950}{\mu_1^2}\right) \cdot \left(\frac{100t}{d}\right)^2 \cdot E, \quad (\text{K.66})$$

— для промежуточной растянутой пластинки

$$\tau_{xy,cr,ef} = 0,476 \cdot 10^{-6} \left(1020 + \frac{760}{\mu_1^2}\right) \cdot \left(\frac{100t}{d}\right)^2 \cdot E, \quad (\text{K.67})$$

где d — длина меньшей стороны отсека (a или h_{ef}), м;

μ_1 — коэффициент, принимаемый равным: μ — при $a > h_{ef}$ и $\frac{1}{\mu}$ — при $a < h_{ef}$.

К.2.10.8 Расчет по устойчивости пластинок стенки сплошных сжато-изгибаемых элементов (балки жесткости пролетного строения распорной системы, арки или пилона) при сжатии сечения по всей высоте следует выполнять по формуле

$$\frac{1,1\sigma_x}{\omega_1\sigma_{x,cr}} + \frac{1,1\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}}\right)^2 \leq 1, \quad (\text{K.68})$$

где σ_x — максимальное продольное нормальное напряжение на границе пластинки от продольной силы N и изгибающего момента M_m , принимаемого в соответствии с К.2.10.3, МПа;

ω_1 — коэффициент, определяемый по таблице К.10;

σ_y , τ_{xy} — соответственно поперечное нормальное и среднее касательное напряжения, определяемые в соответствии с К.2.10.3, МПа;

$\sigma_{x,cr}$, $\sigma_{y,cr}$, $\tau_{xy,cr}$ — критические напряжения, определяемые по $\sigma_{x,cr,ef}$, $\sigma_{y,cr,ef}$ и $\tau_{xy,cr,ef}$ согласно К.2.10.5, МПа.

При действии на части высоты сечения растягивающих напряжений расчет следует выполнять как для стенки сплошных изгибаемых элементов (см. К.2.10.5–К.2.10.7).

К.2.10.9 Устойчивость пластинок ортотропных плит допускается обеспечивать назначением отношения их толщины к ширине в соответствии с К.2.9.2, при этом:

— для полосовых продольных ребер коэффициент α следует определять по формуле (К.45) при коэффициенте защемления ν_s и свесе полки тавра b_h (рисунок К.2 а)), равном $0,5h_w$ — при $\xi_k t_h \geq h_w$ или $\xi_1 t_h$ — при $\xi_2 t_h < h_w$;

— для участка листа ортотропной плиты между соседними продольными полосовыми ребрами коэффициент α следует определять по формуле (К.46) при коэффициенте защемления ϑ_τ , высоте стенки h_w , равной расстоянию между продольными ребрами, и свесе полки b_h , равном высоте продольного ребра (рисунок К.2 б)), но не более $\xi_1 t_h$; здесь ξ_2 и ξ_1 — коэффициенты, определяемые по К.2.11.8.

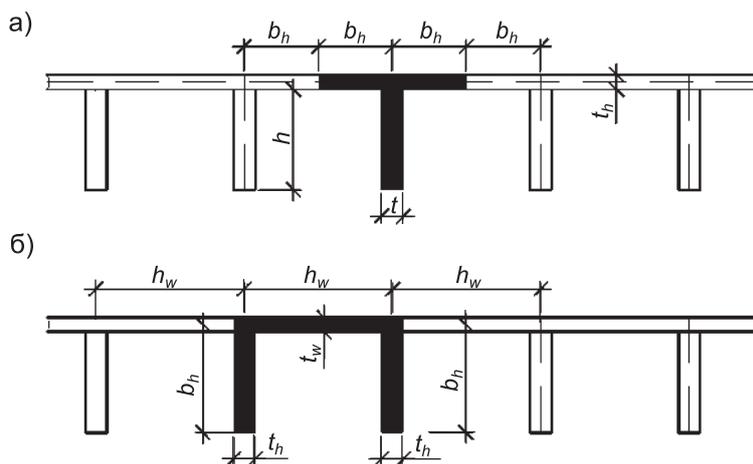


Рисунок К.2 — Схемы расчетных сечений пластинок ортотропных плит

К.2.11 Расчетная длина

К.2.11.1 Расчетную длину l_{ef} элементов главных ферм, за исключением элементов перекрестной решетки, следует принимать по таблице К.22.

Таблица К.22

Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_{ef}		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек*	прочих элементов решетки
В плоскости фермы	l	l	$0,8l$
В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы)	l_1	l_1	l_1
* Расчетную длину опорных раскосов и опорных стоек у промежуточных опор неразрезных пролетных строений следует принимать как для прочих элементов решетки.			
Примечание — Обозначения: l — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов), м, в плоскости фермы; l_1 — расстояние между узлами, м, закрепленными от смещения из плоскости фермы.			

К.2.11.2 Расчетную длину l_{ef} , м, элемента, по длине которого действуют различные сжимающие усилия N_1 и N_2 (причем $N_1 > N_2$), из плоскости фермы (с треугольной решеткой со шпренгелем или полураскосной и т. п.) следует вычислять по формуле

$$l_{ef} = l_1 \cdot \left(0,75 + 0,25 \cdot \frac{N_2}{N_1} \right), \quad (\text{К.69})$$

где l_1 — расстояние между узлами, м, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

Расчет по устойчивости в этом случае следует выполнять на усилие N_1 .

Формулу (К.69) допускается применять при растягивающем усилии N_2 , в этом случае значение N_2 следует принимать со знаком «минус», а $l_{ef} \geq 0,5l_1$.

К.2.11.3 Расчетную длину l_{ef} элементов перекрестной решетки главной фермы следует принимать:

— в плоскости фермы — равной $0,8l$, где l — расстояние от центра узла фермы до точки их пересечения;

— из плоскости фермы:

для сжатых элементов — по таблице К.23;

для растянутых элементов — равными полной геометрической длине элемента ($l_{ef} = l_1$, где l_1 — см. таблицу К.22).

Таблица К.23

Конструкция узла пересечения элементов решетки	Расчетная длина l_{ef} , м, из плоскости фермы при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающем	сжатом
Оба элемента не прерываются	l	$0,7l_1$	l_1
Поддерживающий элемент прерывается и перекрывается фасонкой: рассматриваемый элемент не прерывается рассматриваемый элемент прерывается и перекрывается фасонкой	$0,7l_1$	l_1	$1,4l_1$
	$0,7l_1$	—	—

К.2.11.4 При проверке общей устойчивости балки расчетную длину сжатого пояса следует принимать равной:

— расстоянию между узлами фермы продольных связей — при наличии продольных связей в зоне верхних и нижних поясов и поперечных связей в опорных сечениях;

— расстоянию между фермами поперечных связей — при наличии продольных связей только в зоне растянутых поясов, при этом фермы поперечных связей должны быть центрированы с узлами продольных связей, а гибкость поясов указанных ферм не должна превышать 100;

— пролету балки — при отсутствии в пролете продольных и поперечных связей;

— расстоянию от конца консоли до ближайшей плоскости поперечных связей за опорным сечением консоли — при монтаже пролетного строения внавес или продольной надвижкой.

К.2.11.5 Расчетную длину l_{ef} сжатого пояса главной балки или фермы открытого пролетного строения, не имеющего продольных связей по этому поясу, следует определять, как правило, из расчета по устойчивости стержня на упругих опорах, сжатого переменной по длине продольной силой.

Допускается определять указанную расчетную длину l_{ef} , м, по формуле

$$l_{ef} = \mu l, \quad (\text{К.70})$$

где l — длина пояса, м; равна расчетному пролету — для балок и ферм с параллельными поясами; полной длине пояса — для балок с криволинейным верхним поясом и ферм с полигональным верхним поясом;

μ — коэффициент расчетной длины.

Коэффициент расчетной длины μ для поясов балок и ферм с параллельными поясами, а также для фермы с полигональным или балки с криволинейным верхним поясом следует определять по таблице К.24, при этом наибольшее перемещение δ следует принимать для рамы, расположенной посередине пролета.

Таблица К.24

ξ	μ	ξ	μ
0	0,696	150	0,268

5	0,524	200	0,246
10	0,443	300	0,225
15	0,396	500	0,204
30	0,353	1000	0,174
60 100	0,321 0,290	Св. 1000	$0,174\sqrt[4]{\frac{1000}{\xi}}$
<p>Примечания</p> <p>1 $\xi = \frac{l^4}{16d\delta EI_m}$, где d — расстояние между рамами, м, закрепляющими пояс от поперечных горизонтальных перемещений; δ — наибольшее горизонтальное перемещение, м, узла рамы (исключая опорные рамы) от силы $F = 1$; I_m — среднее (по длине пролета) значение момента инерции сжатого пояса балки (фермы) относительно вертикальной оси, м⁴.</p> <p>2 Если полученная по данным таблицы расчетная длина $l_{ef} < 1,3d$, то ее следует определять из расчета по устойчивости стержня на упругих опорах.</p> <p>3 Для промежуточных значений ξ коэффициент μ следует определять линейной интерполяцией.</p>			

К.2.11.6 Расчет арок по устойчивости следует выполнять с применением систем автоматизированного расчета конструкций с учетом совместной работы арок и элементов проезжей части и поддерживающих ее элементов.

При проверке общей устойчивости арки сплошного постоянного сечения допускается определять расчетную длину l_{ef} , м, в ее плоскости по формуле

$$l_{ef} = \pi \sqrt{\frac{8\alpha}{\xi}} \cdot l, \quad (\text{K.71})$$

где l — длина пролета арки, м;

$\alpha = \frac{f}{l}$ — коэффициент (здесь f — стрела подъема арки);

ξ — коэффициент, принимаемый по таблице К.25.

Таблица К.25

Тип арки	Коэффициент ξ
1 Двухшарнирная с ездой понизу с гибкой затяжкой*, соединенной с аркой подвесками	$\xi = 2\xi_1$
2 Бесшарнирная	$\xi = 2\xi_1 + \alpha\xi_2$
3 Трехшарнирная	Меньшее из $\xi = \xi_1$ и $\xi = \xi_2$
4 Двухшарнирная с неразрезной балкой жесткости, соединенной с аркой стойками	$\xi = \xi_1 + (0,95 + 0,7\alpha^2) \cdot \beta\xi_2$
* При отношении жесткостей затяжки и арки, большем 0,8, расчетная длина арки определяется как для двухшарнирной арки с неразрезной балкой жесткости, соединенной с аркой стойками.	
<p>Примечание — Обозначения:</p> <p>ξ_1, ξ_2 — коэффициенты, принимаемые по таблице К.26; α — см. формулу (К.71);</p> $\beta = \frac{EI_{bal.}}{EI_{bog}}$ <p>где I_{bal} и I_{bog} — моменты инерции сечений соответственно балки жесткости и арки, м⁴.</p>	

Значение ξ для двухшарнирной арки переменного сечения при изменении ее момента инерции в пределах $\pm 10\%$ среднего его значения по длине пролета допускается определять по таблице К.25 (поз. 4), принимая при этом EI_{bog} в четверти пролета.

Во всех случаях расчетная длина l_{ef} арки в ее плоскости должна быть не менее расстояния между узлами крепления стоек или подвесок.

Таблица К.26

α	Коэффициенты		α	Коэффициенты	
	ξ_1	ξ_2		ξ_1	ξ_2
0,1	28,5	22,5	0,5	36,8	44,0
0,2	45,4	39,6	0,6	30,5	—
0,3	46,5	47,3	0,8	20,0	—
0,4	43,9	49,2	1,0	14,1	—

Примечание — Для промежуточных значений α коэффициенты ξ_1 и ξ_2 следует определять линейной интерполяцией.

К.2.11.7 Расчетную длину l_{ef} элементов продольных и поперечных связей с любой решеткой, кроме крестовой, следует принимать равной:

— в плоскости связей — расстоянию l_2 между центрами креплений элементов связей к главным фермам или балкам, а также балкам проезжей части;

— из плоскости связей — расстоянию l_3 между точками пересечения оси элемента связей с осями крайних рядов болтов крепления фасонок связей к главным фермам или балкам, а также к балкам проезжей части.

Расчетную длину l_{ef} перекрещивающихся элементов связей следует принимать:

— в плоскости связей — равной расстоянию от центра прикрепления элемента связей к главной ферме или балке, а также к балке проезжей части до точки пересечения осей связей;

— из плоскости связей: для растянутых элементов — равной l_3 ; для сжатых элементов — по таблице Л.23, принимая при этом за l расстояние от точки пересечения оси элемента связей с осью крайнего ряда болтов крепления фасонок связей до точки пересечения осей элементов связей, за l_1 — расстояние l_3 .

Для элементов связей с любой решеткой, кроме крестовой, из одиночных уголков расчетную длину l_{ef} следует принимать равной расстоянию l между крайними болтами креплений их концов. При крестовой решетке связей $l_{ef} = 0,6l$ радиус инерции сечений следует принимать минимальным ($i = i_{min}$).

К.2.11.8 В сплошнотенчатых балках расчетную длину l_{ef} , м, опорных стоек, состоящих из одного или нескольких опорных ребер жесткости и примыкающих к ним участков стенки, следует определять по формуле

$$l_{ef} = \mu l_c, \quad (K.72)$$

где μ — коэффициент расчетной длины;

l_c — длина опорной стойки балки, м, равная расстоянию от верха домкратной балки до верхнего пояса или до ближайшего узла поперечных связей.

Коэффициент расчетной длины μ опорной стойки следует определять по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}}, \quad (K.73)$$

где n — коэффициент, определяемый по формуле

$$n = \frac{l_c}{l_c} \cdot \frac{l_r}{l_r}, \quad (K.74)$$

здесь I_c, l_l — соответственно момент инерции сечения, m^4 , и длина, м, опорной стойки относительно оси совпадающей с плоскостью стенки;

I_r, l_r — соответственно момент инерции сечения, m^4 , и длина распорки поперечных связей, м; для открытых пролетных строений в формуле (К.73) следует принимать $n = 0$.

При определении площади, момента инерции и радиуса инерции опорной стойки с одним ребром жесткости в состав ее сечения следует включать, кроме опорного ребра жесткости, примыкающие к нему участки стенки шириной $b_1 = \xi_1 t$ (где t — толщина сечения, м; ξ_1 — коэффициент, принимаемый по таблице К.27).

Таблица К.27

Марка стали	Значение коэффициента ξ_1
16Д	14
15ХСНД	12
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	11,5

При определении площади, момента инерции и радиуса инерции опорной стойки с несколькими ребрами жесткости при расстоянии между ними $b_2 = \xi_2 t$ (где ξ_2 — коэффициент, принимаемый по таблице К.28), в состав ее сечения следует включать все указанные ребра жесткости, участки стенки между ними, а также примыкающие с внешней стороны к крайним ребрам жесткости участки стенки шириной $b_1 = \xi_1 t$, где ξ_1 следует принимать по таблице К.27.

Таблица К.28

Марка стали	Значение коэффициента ξ_2
16Д	44
15ХСНД	38
10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс	36

К.2.12 Предельная гибкость стержневых элементов

Гибкость стержневых элементов не должна превышать значений, приведенных в таблице К.29.

Таблица К.29

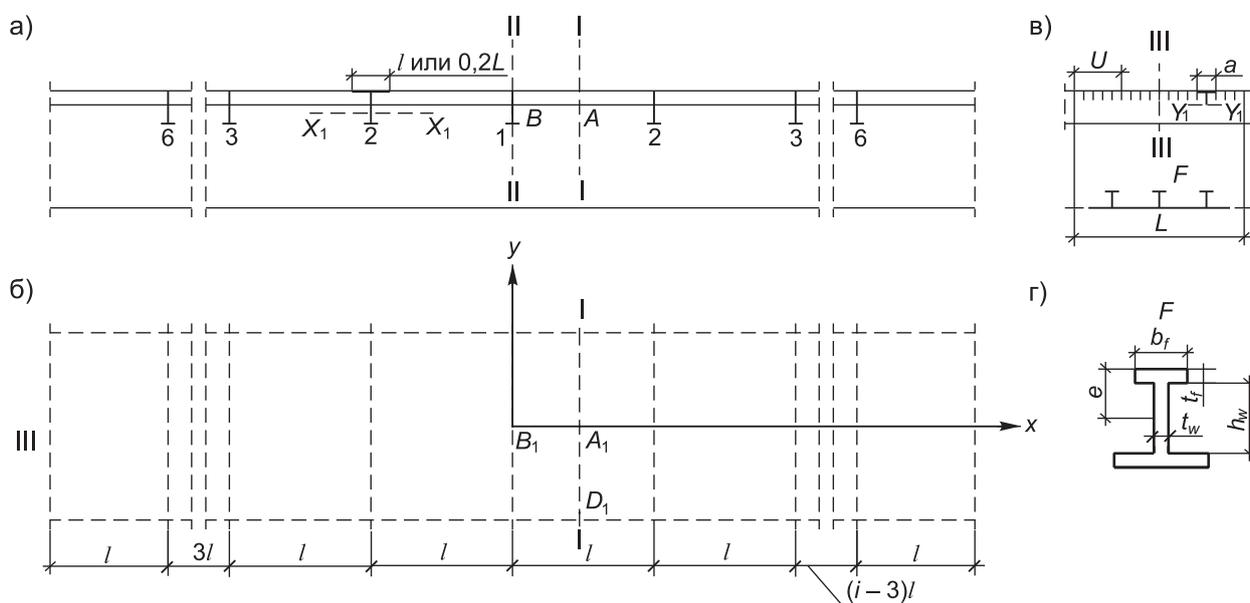
Элементы конструкций	Предельная гибкость стержневых элементов мостов	
	пешеходных	автодорожных
Сжатые и сжато-растянутые элементы главных ферм; стойки опор; растянутые элементы поясов главных ферм	100	120
Растянутые элементы главных ферм, кроме поясов; элементы, служащие для уменьшения расчетной длины l_{ef}	150	150
Сжатые элементы продольных связей главных ферм и продольных балок, а также тормозных связей	130	150
Растянутые элементы продольных связей главных ферм и продольных балок, а также тормозных связей	130	180

Элементы поперечных связей: на опоре	130	150
в пролете	150	150
Пояса ферм поперечных связей, в уровне которых отсутствуют продольные связи, или плита, объединенная с поясами главных балок для совместной работы	100	100
Ветви составного сжатого или сжато-растянутого элемента	40	40
Ветви составного растянутого элемента	50	50

К.2.13 Расчет ортотропной плиты проезжей части по прочности и устойчивости

К.2.13.1 Метод расчета ортотропной плиты должен учитывать совместную работу листа настила, подкрепляющих его ребер и главных балок.

К.2.13.2 Ортотропную плиту допускается условно разделять на отдельные системы — продольные и поперечные ребра с соответствующими участками листа настила (рисунок К.3).



1, 2, 3, ..., *i* — номер поперечного ребра верхней плиты

Рисунок К.3 — Коробчатое пролетное строение:

- а** — продольный разрез;
- б** — план;
- в** — поперечный разрез;
- г** — ребро нижней плиты

К.2.13.3 Усилия в ортотропной плите при работе на изгиб между главными балками

Изгибающие моменты в продольных ребрах ортотропной плиты M_{sl} , кН·м, следует определять по формуле

$$M_{sl} = M_1 + M, \tag{K.75}$$

где M_1 — изгибающий момент в отдельном продольном ребре полного сечения, кН·м, включающего прилегающие участки листа настила общей шириной, равной расстоянию a между продольными ребрами (рисунок К.3 в)), рассматриваемом как неразрезная балка на жестких опорах; момент определяется от нагрузки, расположенной непосредственно над этим ребром;

M — изгибающий момент в опорном сечении продольного ребра при изгибе ортотропной плиты

между главными балками, кН·м, определяемый при загрузении поверхности влияния нагрузкой, прилагаемой в узлах пересечения продольных и поперечных ребер.

Нагрузку, передаваемую с продольных ребер на узлы пересечения с поперечными ребрами, следует определять с помощью линии влияния опорной реакции неразрезной многопролетной балки на жестких опорах.

В пределах крайних третей ширины ортотропной плиты ездового полотна следует принимать $M = 0$.

Ординаты поверхности влияния для вычисления изгибающего момента M , кН·м, в опорном сечении продольного ребра над средним поперечным ребром 1 (см. рисунок К.3 а)) следует определять по формуле

$$M_{iu} = \frac{2a}{L} \cdot M_i \sin \pi \cdot \frac{u}{l}, \quad (\text{К.76})$$

где M_i — ординаты линии влияния изгибающего момента в опорном сечении продольного ребра над средним поперечным ребром 1 при расположении нагрузки над поперечным ребром i , принимаемые по таблице К.30 (с умножением на l);

l — пролет продольного ребра (см. рисунок К.3 б)), м;

L — пролет поперечного ребра (см. рисунок К.3 в)), м;

u — координата положения нагрузки от начала поперечного ребра.

Таблица К.30

Номер поперечного ребра i	Ординаты линии влияния $\frac{M_{1i}}{l}$ при z				
	0	0,1	0,2	0,5	1,0
1	0	0,0507	0,0801	0,1305	0,1757
2	0	-0,0281	-0,0400	-0,0516	-0,0521
3	0	0,0025	-0,0016	-0,0166	-0,0348
4	0	0,0003	0,0016	0,0015	0,0046
5	0	-0,0001	0	0,0014	0,0025
6	0	0	0	0,0001	0,0012

Примечания
1 Обозначения:
 z — параметр, характеризующий изгибную жесткость ортотропной плиты, определяемый по формуле

$$z = 0,0616 \cdot \frac{L^4}{l^3} \cdot \frac{I_{sl}}{al_s},$$

где I_{sl} — момент инерции полного сечения продольного ребра, м⁴, относительно горизонтальной оси u_1 (см. рисунок К.3 в));
 a — расстояние между продольными ребрами, м;
 I_s — момент инерции полного сечения поперечного ребра, м⁴, с прилегающим участком настила шириной $0,2L$, но не более l — относительно горизонтальной оси x_1 (см. рисунок К.3 а)).
2 В таблице принята следующая нумерация поперечных ребер i : ребра 2–6 расположены на расстоянии l одно от другого в каждую сторону от «среднего» поперечного ребра 1 (см. рисунок К.3 а)).

К.2.13.4 Расчет элементов ортотропной плиты по прочности

Для проверки прочности элементов ортотропной плиты необходимо получить в результате расчетов в предположении упругих деформаций стали в сечениях I, II, III и точках A, B, C, A_1, B_1, D_1 , указанных на рисунке К.3, нормальные напряжения в листе настила, продольных и поперечных ребрах, а также касательные напряжения в листе настила от изгиба ортотропной плиты между главными балками $\sigma_{хр}$, $\sigma_{ур}$ и $\tau_{хур}$ и от совместной работы ее с главными балками пролетного строения $\sigma_{хс}$, $\sigma_{ус}$ и $\tau_{хус}$.

Проверку прочности растянутого при изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне отрицательных моментов неразрезных главных балок

в сечении I—I посередине пролета l среднего продольного ребра (см. рисунок К.3 а)) — точка А — по формулам:

$$\Psi\sigma_{xc} + m_1\chi_1\sigma_{xp} \leq R_y m, \quad (K.79)$$

$$\sigma_{xc} + \sigma_{xp} \leq m_2 R_{yn} \chi m, \quad (K.80)$$

где R_y, R_{yn} — соответственно расчетное и нормативное сопротивления металла продольного ребра, МПа;
 m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53;
 m_1, m_2 — коэффициенты условий работы; для автодорожных мостов следует принимать по таблице К.31; для пешеходных мостов $m_1 = \frac{1}{\alpha}$; при этом проверку по формуле (К.80) не выполняют;
 χ_1 — коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый равным 0,9 — для крайнего нижнего волокна продольного ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра, и 1,1 — для продольного ребра в виде сварного тавра;
 Ψ, α — коэффициенты, определяемые в соответствии с К.1.3.1 и К.1.2.1.

Таблица К.31

$\frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{xp}}$	Значения коэффициентов m_1 и m_2 для полосовых ребер	
	m_1	m_2
0	0,55	1,40
0,25	0,40	1,50
0,45	0,25	1,60
0,65	0,13	1,60

Примечание — Коэффициенты m_1 и m_2 для промежуточных значений $\frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{xp}}$ следует определять линейной интерполяцией.

Проверку прочности сжатого при местном изгибе ортотропной плиты крайнего нижнего волокна продольного ребра следует выполнять в зоне положительных моментов неразрезных главных балок в опорном сечении II—II среднего продольного ребра (см. рисунок К.3 а)) — точка В — по формуле

$$\Psi\sigma_{xc} + \frac{\chi_2\sigma_{xp}}{\alpha} \leq R_y m, \quad (K.81)$$

где Ψ, α — коэффициенты, определяемые в соответствии с К.1.3.1 и К.1.2.1;
 χ_2 — коэффициент влияния собственных остаточных напряжений, принимаемый равным: 1,1 — для крайнего нижнего волокна ребра, выполненного из полосы, прокатного уголка или прокатного тавра; 0,9 — для ребра в виде сварного тавра;
 m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.

Проверку прочности крайнего нижнего волокна поперечной балки следует выполнять в сечении III—III посередине ее пролета (см. рисунок К.3 в)) — точка С — по формуле

$$\frac{\sigma_{yp}}{\alpha} \leq R_y m, \quad (K.82)$$

где α — коэффициент, определяемый по формуле (К.3) или (К.4);
 m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.

Расчет по прочности листа настила следует выполнять в точках A_1, B_1, D_1 (см. рисунок К.3 б)) по формулам:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x\sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq m_3 m R_y, \quad (K.83)$$

$$\tau_{xy} \leq R_s m, \quad (\text{K.84})$$

где σ_x — максимальное продольное нормальное напряжение, МПа; рассчитывают по формуле

$$\sigma_x = \sigma_{xc} + m_4 \sigma_{xp}; \quad (\text{K.85})$$

σ_y — поперечное нормальное напряжение, МПа; рассчитывают по формуле

$$\sigma_y = \sigma_{yc} + m_4 \sigma_{yp}; \quad (\text{K.86})$$

τ_{xy} — касательное напряжение, МПа; рассчитывают по формуле

$$\tau_{xy} = \tau_{xyc} + \tau_{xyp}; \quad (\text{K.87})$$

m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53;

m_3 — коэффициент, равный: 1,15 — при $\sigma_y = 0$ или 1,10 — при $\sigma_y \neq 0$;

m_4 — коэффициент условий работы, принимаемый равным: 1,05 — при проверке прочности листа настила в точке A_1 ортотропной плиты автодорожных мостов; 1,0 — пешеходных мостов.

При выполнении данной проверки допускается принимать в качестве расчетных загрузки, при которых достигается максимального значения одно из действующих в данной точке ортотропной плиты напряжений: σ_x , σ_y или τ_{xy} .

К.2.13.5 Расчет элементов ортотропной плиты по устойчивости

Местная устойчивость листа настила между продольными ребрами, продольных полосовых ребер, свесов поясов тавровых продольных и поперечных ребер должна быть обеспечена согласно К.2.9.2 и К.2.10.9, а стенки тавровых ребер — согласно К.2.10.2–К.2.10.8. При этом следует выбирать наиболее невыгодную комбинацию напряжений от изгиба ортотропной плиты между главными балками и совместной ее работы с главными балками пролетного строения.

Общая устойчивость листа настила, подкрепленного продольными ребрами, должна быть обеспечена поперечными ребрами.

Момент инерции поперечных ребер I_s , m^4 (см. таблицу К.30), сжатой (сжато-изогнутой) ортотропной плиты следует определять по формуле

$$I_s = \alpha \psi \cdot (k + 1) \cdot \left(\frac{L}{l}\right)^3 \cdot I_{sl} \cdot \frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{x,cr,ef}}, \quad (\text{K.88})$$

где α — коэффициент, определяемый по таблице К.32;

ψ — коэффициент, принимаемый равным: 0,055 — при $k = 1$; 0,15 — при $k = 2$; 0,20 — при $k \geq 3$;

k — количество продольных ребер рассчитываемой ортотропной плиты;

L — расстояние между стенками главных балок или центрами узлов геометрически неизменяемых поперечных связей, м;

l — расстояние между поперечными ребрами, м;

I_{sl} — момент инерции полного сечения продольного ребра, m^4 (см. примечание к таблице К.30);

σ_{xc} — действующие напряжения в листе настила от совместной работы ортотропной плиты с главными балками пролетного строения, МПа, вычисленные в предположении упругих деформаций стали;

$\sigma_{x,cr,ef}$ — напряжение, МПа, вычисленное по таблице К.8 по значению $\sigma_{x,cr} = \sigma_{xc}$.

Напряжение $\sigma_{x,cr,ef}$, МПа, также допускается определять по формуле

$$\sigma_{x,cr,ef} = \frac{\pi^2 E I_{sl}}{A_{sl} l^2}. \quad (\text{K.89})$$

Таблица К.32

ω	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1
α	0	0,016	0,053	0,115	0,205	0,320	0,462	0,646	0,872	1,192	1,470	2,025

Примечания

- 1 Коэффициент ω определяют по формуле $\omega = \frac{\sigma_{xc}}{\varphi_0 R_y}$, где φ_0 следует определять по таблице К.33 при $l_{ef} = l$.
- 2 Для сжатой ортотропной плиты, не воспринимающей местную нагрузку, в формуле (К.88) коэффициент α следует принимать равным 2,025, что обеспечивает равенство расчетной длины l_{ef} продольных ребер расстоянию между поперечными ребрами l .

Расчет по общей устойчивости ортотропной плиты в целом (сжатой и сжато-изогнутой) при обеспечении условия (К.88) следует выполнять по формуле

$$\sigma_{xc} \leq \varphi_0 R_y m, \quad (\text{К.90})$$

где σ_{xc} — см. формулу (К.88);

φ_0 — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по таблице К.33 в зависимости от гибкости λ_0 ;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.

Таблица К.33

Гибкость λ_0, λ_1	Значение коэффициента φ_0 для стали марок		
	16Д	15ХСНД	10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс
0	1,00	1,00	1,00
41	1,00	1,00	1,00
44	1,00	1,00	0,96
50	1,00	0,92	0,88
53	1,00	0,87	0,83
60	0,95	0,76	0,72
70	0,83	0,64	0,59
80	0,73	0,56	0,49
90	0,64	0,50	0,43
100	0,59	0,44	0,38
110	0,53	0,39	0,33
120	0,47	0,34	0,28
130	0,41	0,30	0,25
140	0,36	0,26	0,22
150	0,32	0,23	0,20
160	0,29	0,21	0,17
170	0,26	0,19	0,16
180	0,23	0,17	0,14
190	0,21	0,15	0,13
200	0,20	0,14	0,11

Гибкость λ_0 следует определять по формуле

$$\lambda_0 = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\xi}} \cdot \sqrt{\frac{A}{I_{st} + a \cdot \frac{t_h^3}{11} \cdot 2\theta \cdot \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^2 + \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^4}}, \quad (\text{К.91})$$

где l_{ef} — расчетная (свободная) длина продольных ребер, определяемая из выражения $l_{ef} = l \cdot \sqrt{\frac{l}{\omega}}$;
коэффициент ω принимают по таблице К.32 по значению коэффициента α , который рассчитывают по формуле

$$\alpha = \frac{1}{\psi \cdot (k+1) \cdot I_{sl}} \cdot \left(\frac{l}{L}\right)^3 \cdot I_s; \quad (\text{К.92})$$

здесь I_s, I_{sl} — см. примечание к таблице К.30;

l — см. формулу (К.76);

a — расстояние между продольными ребрами, м;

t_h — толщина листа настила, м;

ξ — коэффициент, принимаемый равным 1,0 — для ортотропной плиты нижнего пояса и по таблице К.34 — для плиты верхнего пояса коробчатых главных балок;

A — площадь полного сечения продольного ребра, м²;

θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад, рассчитывают по формуле

$$\theta = 1 + \frac{5,5I_t}{at_h^3}, \quad (\text{К.93})$$

здесь I_t — момент инерции полного сечения продольного ребра при чистом кручении, м⁴.

Таблица К.34

$\frac{f}{i}$	Коэффициент ξ
0	1,00
0,01	0,75
0,05	0,70
0,10	0,66

Примечание — Обозначения:
 f — прогиб продольного ребра между поперечными ребрами, м;
 i — радиус инерции полного сечения продольного ребра, м.

Тавровые продольные ребра (см. рисунок К.3 в), г)) сжатой ортотропной плиты нижнего пояса коробчатых главных балок при изгибно-крутильной форме потери устойчивости следует рассчитывать по формуле (К.90), принимая коэффициент продольного изгиба φ_0 в зависимости от гибкости λ_1 по таблице К.33.

Гибкость λ_1 следует определять по формуле

$$\lambda_1 = l \cdot \sqrt{\frac{I_p}{h_w^2 I_z + I_\omega + 0,04l^2 I_t}}, \quad (\text{К.94})$$

где I_p — момент инерции продольного ребра сжатой ортотропной плиты, м⁴; определяют по формуле

$$I_p = I_y + I_z + A \cdot (h_w - e)^2; \quad (\text{К.95})$$

l — см. формулу (К.76);

h_w — высота стенки ребра, м, толщиной t_w (см. рисунок К.3 г));

e — расстояние от центра тяжести полки шириной b_f , толщиной t_f до центра тяжести таврового продольного ребра, м (см. рисунок К.3 г));

I_y, I_z — соответственно момент инерции сечения таврового продольного ребра относительно горизонтальной оси y и вертикальной оси z , м⁴;

I_ω — момент инерции, рассчитываемый по формуле

$$I_{\omega} = \frac{t_f^3 b_f^3}{144} + \frac{t_w^3 h_w^3}{36}; \quad (\text{K.96})$$

I_t — момент инерции кручения балки, м⁴; рассчитывают по формуле

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot (b_f t_f^3 + h_w t_w^3); \quad (\text{K.97})$$

A — площадь полного сечения продольного ребра, м²; рассчитывают по формуле

$$A = b_f t_f + h_w t_w. \quad (\text{K.98})$$

Для обеспечения местной устойчивости элементов таврового сечения продольного ребра толщина полки и стенки должна удовлетворять требованиям К.2.9.2:

— при $b_f > 0,3h_w$ продольное ребро полного сечения следует считать двутавром, при $b_f = 0$ — тавром;

— при $0 < b_f \leq 0,3h_w$ требования к толщине стенки определяются линейной интерполяцией стандартных значений для двутавра и тавра ($b_f = 0$).

К.2.14 Коэффициенты для расчета по устойчивости стержней и балок

Коэффициенты для расчета по устойчивости стержней и балок приведены в таблицах К.35–К.37.

Таблица К.35

Гибкость $\lambda, \lambda_x,$ λ_y, λ_{ef}	Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 16Д по ГОСТ 6713 и Ст3 по ГОСТ 14637 и ГОСТ 535 при приведенном относительном эксцентриситете e_{ef}												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,85	0,79	0,68	0,60 (0,58)	0,52 (0,50)	0,43 (0,41)	0,35	0,30	0,27	0,24	0,21	0,17
10	0,92	0,84	0,78	0,68 (0,67)	0,60 (0,57)	0,52 (0,50)	0,42 (0,40)	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,17
20	0,90	0,83	0,77 (0,76)	0,67 (0,66)	0,58 (0,56)	0,50 (0,49)	0,41 (0,40)	0,34	0,29	0,26	0,23	0,21	0,17
30	0,88	0,81	0,76 (0,73)	0,65 (0,63)	0,56 (0,54)	0,49 (0,47)	0,40 (0,39)	0,33	0,29	0,25	0,22	0,21	0,17
40	0,85	0,79 (0,77)	0,73 (0,70)	0,63 (0,61)	0,54 (0,52)	0,47 (0,45)	0,39 (0,38)	0,32	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
50	0,82 (0,80)	0,76 (0,73)	0,70 (0,65)	0,60 (0,57)	0,51 (0,49)	0,45 (0,43)	0,37 (0,36)	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,16
60	0,78 (0,73)	0,72 (0,66)	0,66 (0,60)	0,57 (0,53)	0,49 (0,46)	0,43 (0,41)	0,35 (0,34)	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
70	0,74 (0,66)	0,67 (0,60)	0,62 (0,54)	0,54 (0,48)	0,46 (0,42)	0,41 (0,38)	0,34 (0,32)	0,29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,16
80	0,69 (0,60)	0,62 (0,54)	0,57 (0,49)	0,50 (0,43)	0,43 (0,39)	0,38 (0,36)	0,32 (0,31)	0,28	0,24	0,22	0,20	0,19	0,15
90	0,63 (0,54)	0,56 (0,49)	0,51 (0,44)	0,45 (0,40)	0,40 (0,36)	0,36 (0,33)	0,30 (0,28)	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,15
100	0,56 (0,49)	0,49 (0,44)	0,45 (0,40)	0,41 (0,37)	0,37 (0,33)	0,33 (0,30)	0,29 (0,26)	0,25	0,22	0,20	0,19	0,17	0,14
110	0,49 (0,44)	0,43 (0,40)	0,41 (0,37)	0,37 (0,34)	0,34 (0,31)	0,31 (0,29)	0,27 (0,25)	0,24	0,21	0,19	0,18	0,17	0,14

120	0,43 (0,41)	0,39 (0,37)	0,37 (0,34)	0,34 (0,31)	0,31 (0,28)	0,29 (0,27)	0,25 (0,23)	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16	0,13
130	0,38 (0,37)	0,35 (0,34)	0,33 (0,31)	0,31 (0,29)	0,29 (0,27)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
140	0,34	0,31	0,30 (0,29)	0,28 (0,27)	0,26 (0,25)	0,24 (0,23)	0,21	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,12
150	0,31	0,28	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,14	0,12
160	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,14	0,13	0,11
170	0,25	0,24	0,22	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11
180	0,23	0,21	0,20	0,19	0,19	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10
190	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
200	0,19	0,19	0,18	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10

Примечание — Для прокатных двутавров с параллельными гранями полок и сварных элементов двутаврового и Н-образного сечений коэффициенты φ , φ_c , φ_b согласно настоящему приложению применяются при собственных остаточных сжимающих напряжениях на кромках полок не более 49 МПа. Для элементов указанного типа с собственными остаточными сжимающими напряжениями на кромках полок св. 49 МПа при расчете по устойчивости в плоскости полок принимаются коэффициенты φ , φ_c , φ_b , указанные в скобках.

Таблица К.36

Гибкость $\lambda, \lambda_x,$ λ_y, λ_{ef}	Коэффициенты φ , φ_c , φ_b для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 15ХСНД по ГОСТ 6713 и 345-10Г2С1Д, 345-10Г2С1, 325-09Г2СД, 325-09Г2С, 295-09Г2Д, 295-09Г2 и 325-14Г2 по ГОСТ 19281 при приведенном относительном эксцентриситете e_{ef}												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,69	0,62	0,54	0,44	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,56 (0,55)	0,49 (0,48)	0,40 (0,39)	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,85 (0,84)	0,77 (0,76)	0,69 (0,68)	0,59 (0,58)	0,52 (0,51)	0,46 (0,45)	0,38 (0,37)	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
50	0,80 (0,78)	0,72 (0,70)	0,64 (0,62)	0,54 (0,52)	0,48 (0,46)	0,43 (0,42)	0,36 (0,35)	0,30	0,25	0,22	0,21	0,19	0,16
60	0,74 (0,71)	0,66 (0,63)	0,58 (0,56)	0,48 (0,46)	0,43 (0,41)	0,39 (0,38)	0,33 (0,32)	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15
70	0,67 (0,63)	0,58 (0,55)	0,51 (0,49)	0,43 (0,41)	0,39 (0,37)	0,35 (0,34)	0,30 (0,29)	0,27	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15
80	0,58 (0,53)	0,50 (0,46)	0,45 (0,42)	0,38 (0,35)	0,35 (0,33)	0,32 (0,31)	0,27 (0,26)	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14
90	0,48 (0,43)	0,43 (0,39)	0,40 (0,37)	0,34 (0,31)	0,31 (0,29)	0,29 (0,28)	0,25 (0,24)	0,23	0,21	0,19	0,18	0,16	0,14
100	0,40 (0,36)	0,38 (0,34)	0,35 (0,32)	0,30 (0,27)	0,28 (0,26)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,13
110	0,35 (0,32)	0,33 (0,30)	0,31 (0,29)	0,27 (0,25)	0,25 (0,24)	0,23 (0,22)	0,21 (0,20)	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13

120	0,30 (0,28)	0,29 (0,27)	0,27 (0,26)	0,24 (0,23)	0,23 (0,22)	0,22 (0,21)	0,19 (0,18)	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,12
130	0,27 (0,25)	0,25 (0,24)	0,24 (0,23)	0,22 (0,21)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,18 (0,17)	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12
140	0,24 (0,23)	0,23 (0,22)	0,22 (0,21)	0,20 (0,19)	0,19 (0,18)	0,18 (0,17)	0,17 (0,16)	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,11
150	0,22	0,21	0,20	0,18	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10
160	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10
170	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09
180	0,16	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09
190	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08
200	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08
Примечание — См. примечание к таблице К.35.													

Таблица К.37

Гибкость $\lambda, \lambda_x,$ λ_y, λ_{ef}	Коэффициенты $\varphi, \varphi_c, \varphi_b$ для расчета по устойчивости стержней и балок из стали марок 10ХСНД по ГОСТ 6713 и 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФД по ГОСТ 19281 при приведенном относительном эксцентриситете e_{ef}												
	0	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
0	0,93	0,86	0,78	0,70	0,63	0,55	0,45	0,35	0,29	0,25	0,23	0,21	0,18
10	0,92	0,84	0,77	0,68	0,60	0,52	0,43	0,34	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,58	0,51	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,55	0,48	0,39	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,84 (0,83)	0,76 (0,75)	0,68 (0,67)	0,58 (0,57)	0,51 (0,50)	0,45 (0,44)	0,37 (0,36)	0,31 (0,30)	0,26 (0,25)	0,23 (0,22)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,16 (0,15)
50	0,79 (0,77)	0,71 (0,69)	0,63 (0,61)	0,53 (0,51)	0,47 (0,45)	0,43 (0,41)	0,36 (0,34)	0,31 (0,29)	0,26 (0,24)	0,23 (0,21)	0,21 (0,20)	0,19 (0,18)	0,16 (0,15)
60	0,73 (0,70)	0,65 (0,62)	0,58 (0,55)	0,48 (0,45)	0,43 (0,40)	0,40 (0,37)	0,34 (0,31)	0,30 (0,27)	0,26 (0,24)	0,23 (0,21)	0,21 (0,19)	0,19 (0,17)	0,16 (0,14)
70	0,63 (0,59)	0,55 (0,51)	0,49 (0,45)	0,41 (0,37)	0,39 (0,33)	0,36 (0,30)	0,31 (0,25)	0,29 (0,23)	0,25 (0,19)	0,23 (0,17)	0,21 (0,16)	0,19 (0,14)	0,16 (0,11)
80	0,53 (0,49)	0,46 (0,42)	0,42 (0,38)	0,35 (0,31)	0,33 (0,29)	0,31 (0,27)	0,26 (0,22)	0,25 (0,21)	0,22 (0,18)	0,20 (0,16)	0,18 (0,14)	0,17 (0,13)	0,14 (0,10)
90	0,43 (0,38)	0,39 (0,34)	0,37 (0,32)	0,31 (0,26)	0,29 (0,24)	0,28 (0,23)	0,24 (0,19)	0,23 (0,18)	0,21 (0,16)	0,19 (0,14)	0,18 (0,13)	0,17 (0,11)	0,14 (0,09)
100	0,35 (0,32)	0,33 (0,30)	0,31 (0,28)	0,26 (0,23)	0,25 (0,22)	0,24 (0,21)	0,21 (0,18)	0,20 (0,17)	0,19 (0,15)	0,19 (0,14)	0,18 (0,13)	0,17 (0,11)	0,14 (0,08)
110	0,30 (0,27)	0,28 (0,25)	0,27 (0,24)	0,23 (0,20)	0,22 (0,19)	0,20 (0,17)	0,18 (0,15)	0,18 (0,15)	0,17 (0,14)	0,15 (0,12)	0,15 (0,11)	0,15 (0,10)	0,13 (0,08)
120	0,26 (0,24)	0,25 (0,23)	0,24 (0,22)	0,21 (0,19)	0,20 (0,18)	0,19 (0,17)	0,16 (0,14)	0,16 (0,14)	0,15 (0,13)	0,14 (0,12)	0,13 (0,11)	0,12 (0,10)	0,10 (0,08)
130	0,23 (0,21)	0,22 (0,20)	0,21 (0,19)	0,19 (0,17)	0,18 (0,16)	0,17 (0,15)	0,15 (0,13)	0,15 (0,13)	0,14 (0,12)	0,13 (0,11)	0,12 (0,10)	0,11 (0,09)	0,10 (0,08)

140	0,21 (0,20)	0,20 (0,19)	0,19 (0,18)	0,17 (0,16)	0,16 (0,15)	0,16 (0,15)	0,14 (0,13)	0,14 (0,13)	0,13 (0,12)	0,12 (0,11)	0,11 (0,10)	0,11 (0,09)	0,09 (0,08)
150	0,19	0,18	0,17	0,15	0,14	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07
160	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07
170	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06
180	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06
190	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05
200	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05
Примечание — См. примечание к таблице К.35.													

К.2.15 Коэффициент влияния формы сечения η

Коэффициент влияния формы сечения η при определении приведенного относительного эксцентриситета по формуле $e_{ef} = \eta e_{rel}$ целесообразно принимать по [21], вычисляя при этом условную гибкость $\bar{\lambda}$ по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda \alpha_R, \quad (\text{К.99})$$

где α_R — коэффициент, принимаемый по таблице К.38, при этом $m = e_{rel}$.

Таблица К.38

Марка стали	Толщина проката, мм	Значение коэффициента α_R
16Д	До 20 включ.	0,0324
	От 21 “ 40 “	0,0316
	“ 41 “ 60 “	0,0309
15ХСНД	От 8 до 32 включ.	0,0378
	“ 33 “ 50 “	0,0372
10ХСНД	От 8 до 40 включ.	0,0412
390-14Г2АФД	От 4 до 50 включ.	0,0415
390-15Г2АФДпс	От 4 до 32 включ.	0,0415

К.3 Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений

К.3.1 Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений (кроме канатов) следует выполнять по формулам:

$$\sigma_{max,ef} \leq \gamma_w R_y m, \quad (\text{К.100})$$

$$\tau_{max,ef} \leq 0,75 \gamma_w R_y m, \quad (\text{К.101})$$

где $\sigma_{max,ef}$ — абсолютное наибольшее нормальное напряжение (растягивающее — положительное), МПа;

$\tau_{max,ef}$ — абсолютное наибольшее скалывающее напряжение при расчете угловых швов на срез (его направление принимается за положительное), МПа;

γ_w — коэффициент;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.

Напряжения $\sigma_{max,ef}$ и $\tau_{max,ef}$ следует определять соответственно по формулам таблицы К.39 и формулам (К.119)–(К.130) от нагрузок, указанных в разделе 7.

Таблица К.39

Напряженное состояние	Формулы для определения $\sigma_{max,ef}$
Растяжение или сжатие	$\sigma_{max,ef} = \frac{N}{A_n}$
Изгиб в одной из главных плоскостей	$\sigma_{max,ef} = \frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}}$
Растяжение или сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей	$\sigma_{max,ef} = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M}{\alpha_3 W_n}$
Изгиб в двух главных плоскостях	$\sigma_{max,ef} = \frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}}$
Растяжение или сжатие с изгибом в двух главных плоскостях	$\sigma_{max,ef} = \frac{N}{A_n} \pm \left(\frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}} \right)$
<p>Примечания</p> <p>1 Обозначения:</p> <p>M, M_x, M_y — приведенные изгибающие моменты в рассматриваемом сечении, кН·м, определяемые в соответствии с К.1.3.1;</p> <p>α — коэффициент, принимаемый равным 1,05.</p> <p>2 При расчете элементов с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах в формулы настоящей таблицы следует подставлять характеристики сечения брутто.</p>	

Коэффициент γ_w следует определять по формуле

$$\gamma_w = \frac{1}{\xi \vartheta \cdot [(\alpha\beta \pm \delta) - (\alpha\beta \mp \delta) \cdot \rho]} \leq 1, \quad (\text{К.102})$$

где ξ — коэффициент, равный: 1,0 — для пешеходных мостов; 0,7 — для автомобильных мостов;

ϑ — коэффициент, зависящий от длины загрузки λ линии влияния при определении σ_{max}

α, δ — коэффициенты, учитывающие марку стали и нестационарность режима нагруженности;

β — эффективный коэффициент концентрации напряжений, принимаемый по таблице К.42;

ρ — коэффициент асимметрии цикла переменных напряжений.

Коэффициент ρ следует определять по формулам:

$$\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}, \quad (\text{К.103})$$

$$\rho = \frac{\tau_{min}}{\tau_{max}}, \quad (\text{К.104})$$

где $\sigma_{min}, \sigma_{max}, \tau_{min}, \tau_{max}$ — наименьшие и наибольшие по абсолютной величине значения напряжений со своими знаками, МПа, определяемые в том же сечении и по тем же формулам, что и $\sigma_{max,ef}, \tau_{max,ef}$; при этом следует принимать $\alpha = 1,0$.

В формуле (К.102) верхние знаки в скобках следует принимать для расчета по формуле (К.100), если $\sigma_{max} > 0$, и всегда для расчета по формуле (К.101).

Коэффициенты α и δ следует принимать по таблице К.40.

Таблица К.40

Сталь с нормативным сопротивлением по пределу текучести, МПа	Значения коэффициентов	
	α	δ

До 250 включ.	0,64	0,20
От 251 “ 350 “	0,72	0,24
Св. 351	0,81	0,20

При вычислении коэффициентов γ_w для сварных швов принимают те же значения коэффициентов α и δ , что и для металла элемента.

Коэффициент ϑ следует принимать равным:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } \lambda \geq 22 \text{ м } \quad \vartheta = 1 \\ \text{при } \lambda < 22 \text{ м } \quad \vartheta = v - \xi\lambda \end{array} \right\} \quad (\text{K.105})$$

где значения v и ξ следует принимать по таблице К.41.

Таблица К.41

Эффективный коэффициент концентрации напряжений β	Значения коэффициентов v и ξ для сталей с нормативным сопротивлением по пределу текучести, МПа			
	до 250 включ.		251 и выше	
	v	ξ	v	ξ
1,0	1,45	0,0205	1,65	0,0295
1,1	1,48	0,0218	1,69	0,0315
1,2	1,51	0,0232	1,74	0,0335
1,3	1,54	0,0245	1,79	0,0355
1,4	1,57	0,0258	1,83	0,0375
1,5	1,60	0,0271	1,87	0,0395
1,6	1,63	0,0285	1,91	0,0415
1,7	1,66	0,0298	1,96	0,0436
1,8	1,69	0,0311	2,00	0,0455
1,9	1,71	0,0325	2,04	0,0475
2,0	1,74	0,0338	2,09	0,0495
2,2	1,80	0,0364	2,18	0,0536
2,3	1,83	0,0377	2,23	0,0556
2,4	1,86	0,0390	2,27	0,0576
2,5	1,89	0,0404	2,31	0,0596
2,6	1,92	0,0417	2,36	0,0616
2,7	1,95	0,0430	2,40	0,0636
3,1	2,07	0,0483	2,57	0,0716
3,2	2,10	0,0496	2,62	0,0737
3,4	2,15	0,0523	2,71	0,0777
3,5	—	—	2,75	0,0797
3,7	—	—	2,84	0,0837
4,4	—	—	3,15	0,0977

К.3.2 Расчет канатов на выносливость следует выполнять по формуле

$$\sigma_{1wsdh_{max}} \quad (K.106)$$

где m_1 — коэффициент условий работы каната при расчете на выносливость, равный:

для гибких несущих элементов вантовых и висячих мостов без индивидуального регулирования усилий в канатах — 0,83;

для напрягаемых элементов предварительно напряженных конструкций и гибких несущих элементов вантовых и висячих мостов при индивидуальном регулировании усилий в канатах, в том числе по величине стрелы прогиба при монтаже канатов, — 1,0;

γ_{ws} — коэффициент, учитывающий переменность напряжений и определяемый по формуле

$$\gamma_{ws} = \frac{0,15}{\xi \vartheta \cdot [(0,884\beta_s - 0,387) - (0,884\beta_s - 0,455) \cdot \rho]} \leq 1, \quad (K.107)$$

здесь ξ, ϑ, ρ — коэффициенты, принимаемые в соответствии с К.3.1;

β_s — эффективный коэффициент концентрации напряжений, значения которого принимаются по таблице К.43;

R_{dh} — расчетное сопротивление канатов, определяемое по К.1.4.1;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.

К.4 Коэффициенты для расчета на выносливость

Таблица К.42 — Эффективные коэффициенты концентрации напряжений β для расчета стальных конструкций мостов на выносливость

Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент β для марок стали	
	с нормативным сопротивлением по пределу текучести до 300 МПа	с нормативным сопротивлением по пределу текучести 300 МПа и более
1 По основному металлу после дробеметной очистки или с необработанной прокатной поверхностью у деталей с прокатными или обработанными фрезерованием, строганием кромками в сечениях вне сварных швов и болтов	1,0	1,0
2 По основному металлу после дробеметной очистки или с необработанной прокатной поверхностью у деталей с кромками, обрезанными газовой машинной резкой:		
а) нормального качества	1,1	1,2
б) чистовой (смыв-процесс, резка с кислородной завесой, кислородно-плазменная)	1,0	1,0
3 По основному металлу деталей в сечениях:		
а) нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия (рисунок К.4)	1,3	1,5
б) нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие (рисунок К.5)	1,1	1,3
в) брутто по первому ряду высокопрочных болтов в креплении фасонки к нестыкуемым в данном узле поясам сплошных балок и элементам решетчатых ферм (рисунок К.6)	$1,3m_f$	$1,5m_f$
г) то же в креплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов, у которых непосредственно перекрытая часть сечения ($2A_v$) составляет не менее:		

80 % общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках — 60 % (рисунок К.7)	1,4 m_f	1,6 m_f
60 % общей площади сечения, в том числе при двусторонних накладках — 40 % (см. рисунок К.7)	1,5 m_f	1,7 m_f
д) то же в креплении к узлу или в стыке с односторонними накладками двухстенчатых элементов, у которых непосредственно перекрытая часть сечения ($2A_v$) составляет (см. рисунок К.8) от общей площади сечения:		
60 % и более	1,6 m_f	1,8 m_f
до 60 %	1,7 m_f	1,9 m_f
е) то же в креплении к узлу или в стыке с односторонними накладками одностенчатых элементов (рисунок К.9)	2,2 m_f	2,5 m_f
4 По основному металлу деталей в сечении по границе необработанного стыкового шва с усилением, имеющим плавный переход (при стыковании листов одинаковой толщины и ширины)	1,5	1,8
5 По основному металлу деталей в сечении по зоне перехода к стыковому шву, обработанному в этом месте абразивным кругом или фрезой при стыковании листов:		
а) одинаковой толщины и ширины	1,0	1,0
б) разной ширины в сечении по более узкому листу	1,2	1,4
в) разной толщины в сечении по более тонкому листу	1,3	1,5
г) разной толщины и ширины в сечении по листу с меньшей площадью	1,6	1,9
6 По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку, в сечении по границе лобового углового шва:		
а) без механической обработки этого шва при отношении его катетов $b:a \geq 2$ (при направлении большего катета b вдоль усилия)	2,3	3,2
б) то же при отношении катетов $b:a = 1,5$	2,7	3,7
в) при механической обработке этого шва и отношении катетов $b:a \geq 2$	1,2	1,4
г) то же при отношении катетов $b:a = 1,5$	1,6	1,9
7 По основному металлу элемента, прикрепляемого внахлестку фланговыми угловыми швами, в сечениях по концам этих швов независимо от их обработки	3,4	4,4
8 По основному металлу растянутых поясов балок и элементов ферм в сечении по границе поперечного углового шва, прикрепляющего диафрагму или ребро жесткости:		
а) без механической обработки шва, но при наличии плавного перехода от шва к основному металлу при сварке:		
ручной	1,6	1,8
полуавтоматической под флюсом	1,3	1,5
б) при механической обработке шва фрезой	1,0	1,1
9 Сечения составных элементов из листов, соединенных непрерывными продольными швами, сваренными автоматом, при действии усилия вдоль оси шва	1,0	1,0

<p>10 По основному металлу элементов в местах, где обрываются детали:</p> <p>а) фасонки, привариваемые встык к кромкам поясов балок и ферм или втавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм, при плавной криволинейной форме и механической обработке перехода от фасонки к поясу, при полном проплавлении толщины фасонки</p>	1,2	1,4
--	-----	-----

Продолжение таблицы К.42

Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент β для марок стали	
	с нормативным сопротивлением по пределу текучести до 300 МПа	с нормативным сопротивлением по пределу текучести 300 МПа и более
<p>б) оба пояса на стенке двутаврового сечения при условии постепенного уменьшения к месту обрыва ширины и толщины пояса, присоединения стенки к поясам на концевом участке с полным проплавлением и механической обработкой перехода поясов к стенке</p> <p>в) один лист пакета пояса сварной балки при уменьшении к месту обрыва толщины с уклоном не круче 1:8 и ширины листа со сведением ее на нет с уклоном не круче 1:4 и с механической обработкой концов швов</p> <p>г) накладная деталь для усиления ослабленного отверстия сечения элемента (компенсатор ослабления) при симметричном уменьшении ее ширины со сведением на нет, с уклоном не круче 1:1 и с механической обработкой концов швов</p>	1,3	1,6
<p>11 По основному металлу элементов проезжей части в сечениях по крайнему ряду высокопрочных болтов в прикреплении:</p> <p>а) диагонали продольных связей к нижнему поясу продольной балки, а также «рыбки» к нижнему поясу поперечной балки</p> <p>б) фасонки горизонтальной диафрагмы к нижнему поясу продольной балки</p> <p>в) накладки-рыбки к верхнему поясу продольной балки</p>	1,1	1,3
<p>12 По оси стыкового шва с полным проплавлением корня шва:</p> <p>а) при автоматической и полуавтоматической сварке под флюсом и ручной сварке, с контролем с помощью ультразвуковой дефектоскопии (УЗД)</p> <p>б) то же без контроля УЗД</p>	1,0	1,0
<p>13 По расчетному сечению углового шва:</p> <p>а) лобового шва, выполненного сваркой: ручной</p>	1,2	1,4
<p>а) лобового шва, выполненного сваркой: ручной</p>	2,3	3,2

автоматической и полуавтоматической под флюсом	1,9	2,4
б) флангового шва	3,4	4,4
в) продольного соединительного шва составного элемента на участке его крепления к узлу при непосредственном перекрытии стыковыми накладками или узловыми фасонками части сечения	1,5	1,7
г) продольного поясного шва балки	1,7	1,9

Продолжение таблицы К.42

Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент β для марок стали	
	с нормативным сопротивлением по пределу текучести до 300 МПа	с нормативным сопротивлением по пределу текучести 300 МПа и более
14 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к монтажному стыковому шву, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом: а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной подкладке, без механической обработки усиления б) то же с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка в) на стеклотканево-медной подкладке с применением гранулированной металлхимической присадки, без механической обработки усиления	2,4 1,6 1,5	2,7 1,8 1,65
15 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к потолочному угловому шву его монтажного соединения с поясом главной балки или фермы внахлестку: а) выполненному ручной сваркой б) то же с применением монтажной полосовой вставки, привариваемой встык к кромкам ортотропных плит, прикрепляемых внахлестку к поясу балки	6,4 3,8	7,1 4,2
16 По основному металлу листа настила ортотропной плиты в зоне перехода к его монтажному стыковому соединению с поясом главной балки или фермы, выполненному односторонней автоматической сваркой под флюсом: а) с наложением первого слоя ручной сваркой на флюсомедной подкладке, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка, при одинаковой толщине стыкуемых листов б) то же при разной толщине стыкуемых листов в) на стеклотканево-медной подкладке с применением металлхимической присадки, без механической обработки усиления, при одинаковой толщине стыкуемых листов	1,6 1,8 1,5	1,8 2,0 1,65

г) то же при разной толщине стыкуемых листов	1,7	1,9
17 По основному металлу в зоне узла пересечения продольного ребра ортотропной плиты с поперечным в одноярусной ортотропной плите:		
а) продольное ребро проходит через V-образный вырез с выкружками на концах радиусом от 15 до 20 мм в стенке поперечного ребра и приварено к ней с одной стороны двумя угловыми швами	2,2	2,4
б) продольное ребро проходит через вырез в стенке поперечного ребра и в опорной пластинке и приварено к ней угловыми швами	1,3	1,5

Окончание таблицы К.42

Расположение расчетного сечения и характеристика конструкции	Коэффициент β для марок стали	
	с нормативным сопротивлением по пределу текучести до 300 МПа	с нормативным сопротивлением по пределу текучести 300 МПа и более
18 По основному металлу в зоне узла пересечения продольного ребра ортотропной плиты с поперечным в двухъярусной ортотропной плите:		
а) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным высокопрочными болтами через отверстия, просверленные в полке продольного и поясе поперечного ребер	1,2	1,3
б) тавровое продольное ребро соединяется с поперечным специальными прижимами	1,1	1,2
19 По основному металлу листа настила и продольных ребер ортотропной плиты по границе швов в зоне цельносварного монтажного поперечного стыка ортотропной плиты:		
а) при совмещенных в одном сечении стыках листа настила и продольных ребер, без механической обработки усиления швов	2,2	2,5
б) с разнесенными от стыка листа настила стыками продольного ребра, без механической обработки усиления швов	2,2	2,4
в) с разнесенными от стыка листа настила обработанными стыками продольного ребра, с механической обработкой усиления с обратной стороны стыка листа настила	2,1	2,3
20 По основному металлу листа настила и продольных ребер ортотропной плиты по границе швов в комбинированном стыке — сварном листа настила, болтовом в ребрах:		
а) с устройством прямоугольных скругленных вырезов в продольных ребрах, без полного проплавления их концевых участков, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила	2,8	3,1
б) с устройством обработанных полукруглых выкружек в продольных ребрах, с полным проплавлением их концевых участков, с механической обработкой	2,1	2,3

<p>усиления шва с обратной стороны стыка листа настила</p> <p>в) с обрывом продольных ребер вблизи стыка листа настила и постановкой вставки между их торцами, без механической обработки усиления стыкового шва листа настила</p>	1,9	2,1
<p>Примечания</p> <p>1 m_f — коэффициент, учитывающий влияние сдвигов по контактам соединяемых элементов и принимаемый по таблице К.44 в зависимости от количества поперечных рядов болтов n в соединении.</p> <p>2 Параметр n определяется:</p> <ul style="list-style-type: none"> — количеством поперечных рядов болтов в креплении данного элемента к фасонке или стыковой накладке, когда этот элемент обрывается в данном узле (поз. 3, перечисления г), д), е)); — общим количеством поперечных рядов болтов в прикреплении фасонки к непрерывному элементу (поз. 3, перечисление в)). 		

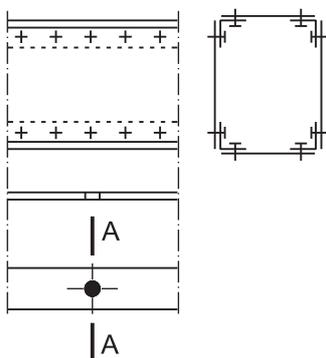


Рисунок К.4 — Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А–А по основному металлу в сечениях нетто по соединительным болтам составных элементов, а также у свободного отверстия

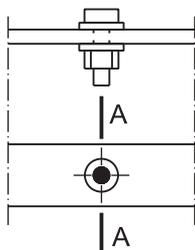


Рисунок К.5 — Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А–А по основному металлу в сечениях нетто у отверстия с поставленным в него высокопрочным болтом, затянутым на нормативное усилие

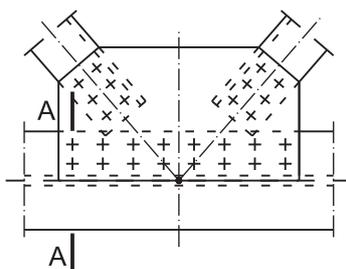


Рисунок К.6 — Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А–А по основному металлу

в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов
в креплении фасонки к нестыкуемым
в данном узле поясам сплошных балок
и элементам решетчатых форм

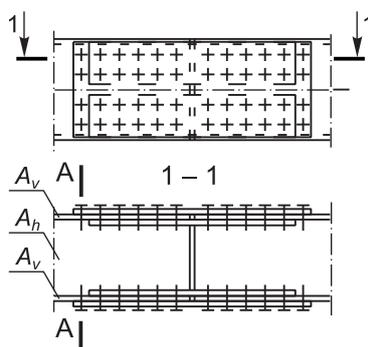


Рисунок К.7 — Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А–А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в креплении к узлу или в стыке двухстенчатых элементов

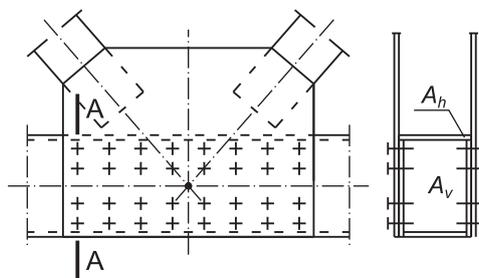


Рисунок К.8 — Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А–А по основному металлу в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в креплении к узлу или в стыке с односторонними накладками двухстенчатых элементов

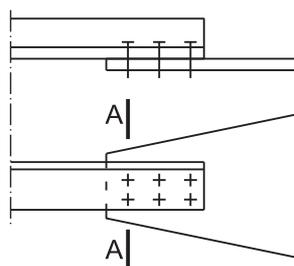


Рисунок К.9 — Расположение проверяемого на выносливость расчетного сечения А–А по основному металлу

в сечении брутто по первому ряду высокопрочных болтов в креплении к узлу или в стыке с односторонними накладками одностенчатых элементов

Таблица К.43 — Эффективные коэффициенты концентрации напряжений β_s для расчета на выносливость стальных канатов висячих, вантовых и предварительно напряженных стальных пролетных строений

Устройства, закрепляющие или отклоняющие канаты	Значение коэффициента β_s
Анкеры клинового типа	1,1
Анкеры с заливкой конца каната в конической или цилиндрической полости корпуса сплавом цветных металлов или эпоксидным компаундом	1,3
Анкеры со сплющиванием концов круглых проволок, заземлением их в анкерной плите и заполнением пустот эпоксидным компаундом с наполнителем из стальной дроби	1,1
Отклоняющие канат устройства, в том числе стяжки и сжимы, имеющие круговое очертание ложа, скругление радиусом 5 мм у торцов (в месте выхода каната) и укороченную на 40 мм (по сравнению с длиной ложа) прижимную накладку: при непосредственном контакте каната со стальным ложем и поперечном давлении, МН/м, $q = \frac{N}{r} \leq 1$	1,2
при контакте каната со стальным ложем через мягкую прокладку толщиной $t \geq 1$ мм и поперечном давлении, МН/м, $q = \frac{N}{r} \leq 2$	1,2
Хомуты подвесок; стяжки и сжимы без отклонения каната при поперечном давлении, МН/м: $q \leq 1$ и непосредственном контакте с канатом	1,1
$q \leq 2$ и контакте с канатом через мягкую прокладку толщиной $t \geq 1$ мм	1,1
Примечание — Обозначения: N — усилие в канате, МН; r — радиус кривой изгиба каната в отклоняющем устройстве, м.	

Таблица К.44

n	1–3	4–6	7–8	9–10	11–15	16 и более
m_f	1,00	1,05	1,12	1,16	1,20	1,23

К.5 Особенности расчета несущих элементов и соединений

К.5.1 Элементы главных ферм

К.5.1.1 В расчетах элементов и соединений решетчатых главных ферм по прочности при отношении высоты сечения к длине элемента более 1/15 следует учитывать изгибающие моменты от жесткости узлов. Это требование относится и к расчетам на выносливость элементов решетчатых главных ферм с узловыми соединениями на высокопрочных болтах; при сварных узловых соединениях расчет на выносливость следует выполнять с учетом изгибающих моментов от жесткости узлов независимо от величины отношения высоты сечения к длине элементов.

Расчет по прочности решетчатых главных ферм, имеющих в уровне проезда пояс, работающий на совместное действие осевых усилий и изгиба от внеузловых приложения нагрузки, следует выполнять с учетом жесткости узлов указанного пояса независимо от отношения высоты сечения к длине панели. Учет жесткости остальных узлов следует выполнять, как указано выше.

Во всех указанных случаях в расчетах по прочности изгибающие моменты от жесткости узлов следует уменьшать на 20 %.

Изгибающие моменты от примыкания связей или горизонтальных диафрагм с эксцентриситетом и от неполного (с учетом 11.4.7) центрирования элементов ферм следует учитывать полностью. Это требование распространяется и на учет изгибающих моментов, возникающих в горизонтальных и наклонных элементах решетчатых главных ферм и связей от их собственного веса. При этом допускается принимать эти изгибающие моменты распределенными по параболе с ординатами посередине длины и на концах элемента, равными 0,6 момента для свободно опертого элемента.

К.5.1.2 В расчетах по устойчивости элементов решетчатых главных ферм изгибающие моменты от жесткости узлов, воздействий связей и поперечных балок допускается не учитывать.

Элементы решетчатых ферм, имеющие замкнутое коробчатое сечение с отношением размеров сторон не более 2, допускается рассчитывать на устойчивость по плоским изгибным формам относительно горизонтальной и вертикальной осей сечения.

К.5.1.3 Стойки, распорки, стяжки, связи и другие элементы пролетного строения, используемые для уменьшения свободной длины сжатых элементов, следует рассчитывать на сжатие и растяжение силой, равной 3 % продольного усилия в сжатом элементе.

К.5.1.4 В арочных мостах с передачей распора на опоры продольные связи между арками следует рассчитывать как элементы балочной фермы, защемленной по концам.

В разрезных балочных пролетных строениях ветровая ферма, образованная поясами главных ферм и продольными связями, принимается разрезной балочной, подвижно-опертой в своей плоскости на порталы или опорные части. В арках и при полигональном очертании поясов ферм допускается определение усилий в поясах ветровой фермы как для плоской фермы с делением полученных результатов на косинус угла наклона данного элемента к горизонтали.

В неразрезных балочных пролетных строениях с ездой понизу ветровые фермы, образованные поясами главных ферм и продольными связями, следует рассчитывать как неразрезные балочные, считая: верхнюю подвижно-опертой на упругие опоры — порталы на концевых опорах и на каждой промежуточной опоре главных ферм, а нижнюю опертой на жесткие опоры — опорные части.

К.5.1.5 Элементы главных ферм и связей на изгиб от воздействия ветра допускается не рассчитывать.

Опорные порталы следует рассчитывать на воздействие реакций соответствующей ветровой фермы, при этом в нижних поясах балочных пролетных строений следует учитывать горизонтальные составляющие продольных усилий в ногах наклонных опорных порталов.

К.5.1.6 Пояса главных ферм и элементы решетки, примыкающие к опорному узлу, следует рассчитывать на осевую силу и изгибающий момент от передаваемых с эксцентриситетом на неподвижную опорную часть продольных сил торможения или тяги, а также на изгибающий момент от эксцентриситета реакции однокатковой опорной части относительно центра опорного узла.

Распределение изгибающих моментов между элементами опорного узла следует принимать в соответствии с 11.4.7.

К.5.1.7 Поперечные подкрепления, образуемые в пролетных строениях коробчатого и П-образного сечений решетчатыми или сплошностенчатыми диафрагмами, а также поперечными ребрами и листами ортотропных плит и стенок балок, должны быть проверены на прочность, устойчивость и выносливость на усилия, определяемые, как правило, пространственным расчетом пролетных строений.

Допускается рассчитывать поперечные подкрепления как рамы или балки, конфигурация которых соответствует поперечнику пролетного строения, а в состав сечения кроме поперечных ребер или диафрагм — решетчатых или сплошностенчатых — входит лист общей шириной, равной 0,2 расстояния между соседними стенками главных балок, но не более расстояния между поперечными подкреплениями.

Поперечные подкрепления в опорных сечениях имеют жесткие опоры в месте расположения опорных частей. Эти подкрепления следует рассчитывать на опорные реакции, местную вертикальную нагрузку и распределенные по контуру поперечного сечения в листах стенок и ортотропных плит касательные напряжения от изгиба и кручения примыкающих к данной опоре пролетов.

Поперечные подкрепления, расположенные в пролете, в том числе в местах приложения сосредоточенных сил (например, усилий от вант), следует рассчитывать с учетом всех внешних сил и касательных напряжений в листах стенок и ортотропных плит от изгиба и кручения.

К.5.1.8 При многостадийном возведении конструкции прочность сечений на промежуточных стадиях

монтажа следует проверять по формулам (К.1)–(К.21), принимая при этом коэффициенты α , α_x , α_y , ψ , ψ_x , ψ_y равными 1,0.

К.5.1.10 Продольные деформации вант пролетных строений вантовых систем следует определять, принимая приведенный модуль упругости E_{ef} , МПа, вычисляемый по формуле

$$E_{ef} = - \frac{E}{1 + \frac{E\rho^2 g^2 l^2 A^3}{24} \cdot \frac{S_1 + S_2}{S_1^2 S_2^2}}, \quad (\text{К.108})$$

где E — модуль упругости каната, МПа; принимают по таблицам 51 и 52;
 ρ — плотность материала каната, кН/м³;
 g — ускорение силы тяжести, м/с²;
 l — горизонтальная проекция ванты, м;
 A — площадь поперечного сечения каната, м²;
 S_1, S_2 — соответственно начальное и конечное значения усилия в ванте до и после приложения нагрузки, на которую выполняется расчет, кН.

Усилия в вантах следует определять методом последовательных приближений.

К.5.1.11 Пилоны вантовых и висячих мостов должны быть проверены по прочности и устойчивости на основе деформационных расчетов.

Гибкость пилона при проверке общей устойчивости следует определять с учетом переменной жесткости, условий его закрепления и нагружения на фундаментах и в узлах примыкания ригелей, кабелей и вант.

К.5.1.12 Конструкции с предварительным напряжением или регулированием должны быть проверены расчетом по прочности и устойчивости на всех этапах выполнения предварительного напряжения или регулирования, при этом следует принимать коэффициенты условий работы по 11.4.1, коэффициенты надежности по нагрузке (более или менее 1,0) — в соответствии с требованиями раздела 7 и вычисленные для каждого этапа напряжения — суммировать. При расчетах следует учитывать в соответствии с приложением Д потери напряжений от релаксации, трения и податливости анкеров напрягаемых элементов.

К.5.2 Элементы проезжей части

Л.5.2.1 Продольные балки проезжей части пролетных строений, не имеющих разрывов продольных балок (специальных узлов с продольно-подвижным опиранием их примыкающих один к другому концов), следует рассчитывать по прочности, по упругой стадии работы с учетом дополнительных усилий от их совместной работы с поясами главных ферм, при этом уменьшение усилий в поясах главных ферм допускается учитывать только при включении проезжей части в совместную работу с ними специальными горизонтальными диафрагмами.

К.5.2.2 При включении проезжей части в совместную работу с решетчатыми главными фермами в расчетах всех болтосварных пролетных строений, независимо от порядка их монтажа, уменьшение усилий в поясах главных ферм следует учитывать только по отношению к воздействию временной вертикальной нагрузки.

Учет деформации поясов при определении усилий в проезжей части следует выполнять:

— от всех нагрузок — при включении проезжей части в совместную работу с главными фермами одновременно с их монтажом;

— только от временной вертикальной нагрузки — при включении проезжей части в совместную работу с главными фермами после передачи постоянной нагрузки на главные фермы.

К.5.2.3 Усилия в элементах проезжей части от совместной работы с главными фермами следует определять в предположении, что в горизонтальной плоскости имеют место следующие закрепления: продольные балки к поперечным прикреплены шарнирно; пояс поперечной балки, расположенный в уровне связей, прикреплен к поясам главных ферм жестко, а другой ее пояс — шарнирно.

Расчет по прочности сечений поперечных балок с учетом изгибающих моментов M_y в горизонтальной плоскости, возникающих от совместной работы элементов проезжей части с поясами главных ферм, следует выполнять по формулам (К.8)–(К.12), принимая значения M_y уменьшенными на 20 %.

В расчетах по прочности элементов проезжей части с плитным безбалластным полотном необходимо учитывать усилия в них от включения плит в совместную работу с продольными балками.

К.5.2.4 Усилия в продольных балках с накладками-рыбками по верхнему или по обоим поясам в сопряжении с поперечными балками следует определять с учетом неразрезности балок и упругой

податливости опор. Распределение осевого усилия и изгибающего момента между креплениями поясов и стенки продольной балки следует осуществлять с учетом их податливости.

К.5.2.5 Продольные балки решетчатых пролетных строений с проезжей частью, не включенной в совместную работу с главными фермами, допускается, независимо от конструктивного оформления крепления их поясов в примыкании к поперечным балкам, рассчитывать по прочности как разрезные, при этом детали крепления поясов и стенки балок к поперечным следует рассчитывать на 0,6 момента в середине пролета разрезной балки, с распределением его согласно К.5.2.4. При расчете указанных продольных балок на выносливость изгибающие моменты следует определять по линиям влияния неразрезной балки на упруго-податливых опорах.

К.5.2.6 Поперечные балки решетчатых пролетных строений следует рассчитывать как элементы рам, образованных поперечной балкой и примыкающими к узловым фасонкам элементами главных ферм.

Опорные сечения поперечных балок, подвесок, стоек (а при отсутствии подвесок или стоек — и раскосов главных ферм) следует проверять на изгибающие моменты, возникающие в элементах рам, образованных указанными элементами, вследствие изгиба поперечных балок под воздействием вертикальных нагрузок.

l_m — длина панели главной фермы (расстояние между поперечными балками), м.

К.5.2.7 В открытых пролетных строениях с ездой понизу поперечные рамы следует рассчитывать на условные горизонтальные силы, приложенные на уровне центра тяжести сечения пояса и равные 2 % продольного усилия в сжатом поясе балки или фермы.

К.5.2.8 Усилия в элементах проезжей части со стальными ортотропными плитами автодорожных и пешеходных мостов следует определять, применяя пространственные расчетные схемы с дискретным расположением поперечных ребер и учитывая совместную работу плит с главными фермами (балками).

Расчет элементов ортотропной плиты на выносливость осуществляют по специальной методике.

К.5.3 Элементы связей

К.5.3.1 Усилия в элементах продольных связей с крестовой, ромбической и треугольной решетками от деформации поясов главных ферм или балок следует определять от вертикальной нагрузки, которая воздействует после включения их в работу.

Усилия в элементах продольных связей, не соединенных с продольными балками или соединенных при наличии разрывов в них (см. К.5.2.1), допускается определять по формулам:

— в раскосе крестовой решетки, когда распоркой связей является поперечная изгибаемая балка, —

$$N_d = A_d \cdot (\sigma_f \cos^2 \alpha + \sigma_{mf} \sin^2 \alpha); \quad (\text{K.112})$$

— в других раскосах крестовой решетки —

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \cdot \frac{A_d}{A_c} \cdot \sin^3 \alpha}; \quad (\text{K.113})$$

— в раскосе ромбической решетки —

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \cdot \frac{A_d}{A_c} \cdot \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{48I} \cdot B^2 \cos^3 \alpha}; \quad (\text{K.114})$$

— в раскосе треугольной решетки —

$$N_d = \frac{\sigma_f A_d \cos^2 \alpha}{1 + 2 \cdot \frac{A_d}{A_c} \cdot \sin^3 \alpha + \frac{A_d}{12I} \cdot B^2 \cos^3 \alpha}; \quad (\text{Л.115})$$

— в распорке связей с любой решеткой —

$$N_c = (N_{d,lin} + N_{d,rec}) \cdot \sin \alpha. \quad (\text{K.116})$$

В формулах (К.112)–(К.116):

N_d, N_c — усилия соответственно в раскосе и распорке связей, кН;

- $N_{d,lin}, N_{d,rec}$ — усилия в раскосе соответственно с левой и правой сторон от распорки, кН;
 σ_f — нормальное напряжение в поясе главной фермы, МПа;
 σ_{mf} — среднее (вычисленное с учетом неравномерности распределения изгибающих моментов по длине балки) напряжение в нижнем поясе поперечной балки, МПа;
 A_d, A_c — площадь сечения соответственно раскоса и распорки связей, м², в случае, когда распоркой является поперечная изгибаемая балка, в формулах (К.112)–(К.115) следует принимать $A_c = \infty$;
 I — момент инерции пояса главной фермы относительно вертикальной оси, м⁴;
 α — угол между раскосом связей и поясом главной фермы.

В формулах (К.112)–(К.115) при определении усилий в элементах связей балок со сплошной стенкой вместо σ_f следует принимать напряжение σ_w в стенке главной балки, вычисленное по площади брутто на уровне расположения плоскостей связей; в формуле (К.112) вместо σ_{mf} следует принимать среднее напряжение σ_{mw} в стенке поперечной балки на уровне расположения плоскости связей, вычисленное так же, как и σ_{mf} .

Усилия в элементах продольных связей с полураскосной решеткой от вертикальной нагрузки допускается не учитывать.

К.5.3.2 Уменьшение усилий в поясах главных ферм за счет включения продольных связей в совместную работу в цельносварных пролетных строениях следует учитывать от всей нагрузки, действующей после постановки и закрепления продольных связей, а в болтосварных пролетных строениях — только от временной вертикальной нагрузки.

К.5.3.3 Расчет на прочность и выносливость поясов главных ферм с ромбической и треугольной решетками связей, а также крестовой с распорками разной жесткости следует выполнять с учетом возникающих в поясах изгибающих моментов от деформации элементов связей и от деформации поперечных балок проезжей части, независимо от вида связей.

Изгибающие моменты в поясе, действующие в плоскости связей с треугольной и ромбической решетками, M_f , кН·м, следует определять по формуле

$$M_f = \frac{N_c l_m}{4}, \quad (\text{К.117})$$

где N_c — усилие в распорке связей, кН;

l_m — расстояние между центрами узлов крепления элементов к поясу, м.

К.5.4 Расчет соединений

К.5.4.1 Сварные, фрикционные и болтовые соединения следует рассчитывать на передачу всех усилий, действующих в элементе конструкции, при этом, как правило, каждая часть сечения элемента (с учетом ее ослабления) должна быть закреплена соответственно приходящемуся на нее усилию. В случае невыполнения этого условия перегрузку отдельных зон и деталей креплений следует учитывать введением коэффициентов условий работы, указанных в таблицах 53 и К.47.

При расчете прикрепления элемента к узлу с одиночной фасонкой допускается не учитывать изгибающие моменты в плоскости, перпендикулярной плоскости фасонки.

Распределение продольного усилия, проходящего через центр тяжести соединения, следует принимать равномерным между болтами или сварными швами крепления.

К.5.4.2 Расчетную высоту сечения сварных швов t_w , мм, следует принимать:

— для стыковых швов:

деталей, свариваемых с полным проплавлением, — $t_w = t_{min}$

деталей, свариваемых с неполным проплавлением, — $t_w = t_{w,min}$

— для угловых швов:

по металлу шва — $t_f = \beta_f k_f$;

по металлу границы сплавления — $t_z = \beta_z k_f$,

где t_{min} — наименьшая толщина свариваемых деталей, мм;

$t_{w,min}$ — наименьшая толщина сечения стыкового шва при сварке деталей с неполным проплавлением, мм;

k_f — наименьший катет углового шва, мм;

β_f, β_z — коэффициенты расчетных сечений угловых швов, принимаемые по таблице К.45.

Таблица К.45

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Коэффициенты расчетных сечений угловых швов				
		Обозначение	при катетах швов k_f , мм			
			3–8	9–12	14–16	18 и более
Автоматическая при диаметре от 3 до 5	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и полуавтоматическая при диаметре от 1,4 до 2	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная, полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при диаметре до 1,4 или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее	β_f	0,7			
	Горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_z	1,0			

К.5.4.3 Расчет по прочности стыковых сварных соединений следует выполнять:

— при сварке деталей из сталей различного уровня прочности, а также при сварке материалами, для которых расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести менее расчетного сопротивления стали сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести, $R_{wy} < R_y$ (в этих случаях R_{wy} должно быть указано в проекте);

— при наличии выкружек или ослаблений в зоне стыка, когда $l_w < b$ или $t_{w,min} A_{w,n} < A$,

где l_w — полная длина стыкового шва, мм;

b, t — ширина и толщина стыкуемых деталей, мм;

$A_{w,n}$ — площадь нетто ослабленного (например, отверстиями) сечения стыкового шва, м²;

A — площадь брутто (или нетто) сечения стыкуемых деталей в зоне стыка, м².

К.5.4.4 Расчет по прочности стыковых сварных соединений в случае центрального растяжения или сжатия следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{t_w l_w} \leq R_{wy} m, \quad (\text{K.118})$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.

Расчет по прочности стыковых сварных соединений в случае изгиба в одной или двух главных плоскостях, а также в случае действия осевой силы с изгибом в одной или двух главных плоскостях следует выполнять по формулам (К.2)–(К.21), в которых геометрические параметры и коэффициенты α , α_x , α_y , ψ , ψ_x , ψ_y следует вычислять для сечения стыкового соединения, принимаемого в соответствии с К.5.4.3, а в правой части вместо R_{ym} и R_{sm} подставлять соответственно значения R_{wym} и R_{wsm} .

К.5.4.5 Прочность сварных соединений с угловыми швами при действии продольных или поперечных сил следует проверять на срез (условный) по двум сечениям (рисунок К.10):

— по металлу шва (сечение 0–1) —

$$\tau = \frac{N}{t_f l_w} \leq R_{wf} m; \quad (\text{K.119})$$

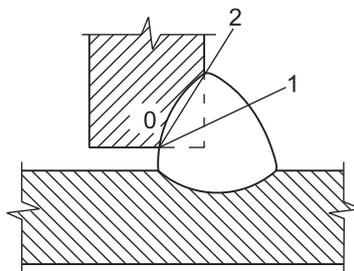
— по металлу границы сплавления (сечение 0–2) —

$$\tau = \frac{N}{t_z l_w} \leq R_{wz} m, \quad (\text{K.120})$$

где l_w — полная длина шва, м;

t_f, t_z — соответственно расчетная высота сечения по металлу шва и по металлу границы сплавления, м;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53.



1 — расчетное сечение по металлу шва;

2 — расчетное сечение по металлу границы сплавления

Рисунок К.10 — Схема расчетных сечений сварного углового шва при расчете на срез

К.5.4.6 Расчет по прочности сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, следует выполнять для двух сечений по формулам:

— по металлу шва —

$$\tau = \frac{M}{W_f} \leq R_{wf} m, \quad (\text{K.121})$$

— по металлу границы сплавления —

$$\tau = \frac{M}{W_z} \leq R_{wz} m. \quad (\text{K.122})$$

В формулах (К.121) и (К.122):

W_f — момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва, м³;

W_z — то же по металлу границы сплавления, м³.

К.5.4.7 Расчет по прочности сварных соединений с угловыми швами при действии момента в плоскости расположения этих швов следует выполнять для двух сечений по формулам:

— по металлу шва —

$$\tau = \frac{M}{I_{fx} + I_{fy}} \cdot \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wf} m, \quad (\text{K.123})$$

— по металлу границы сплавления —

$$\tau = \frac{M}{I_{zx} + I_{zy}} \cdot \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wz} m. \quad (\text{K.124})$$

В формулах (К.123) и (К.124):

I_{fx}, I_{fy} — моменты инерции расчетного сечения по металлу шва относительно его главных осей, м⁴;

I_{zx}, I_{zy} — то же по металлу границы сплавления, м⁴;

x, y — координаты точки шва, наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения швов, относительно главных осей этого сечения, м.

К.5.4.8 Прочность сварных стыковых соединений при одновременном действии в одном и том же сечении нормальных и касательных напряжений следует проверять по формуле (К.24), в которой следует принимать $\sigma_x = \sigma_{wx}$ и $\sigma_y = \sigma_{wy}$ — нормальные напряжения в сварном соединении по двум взаимно

перпендикулярным направлениям; $\tau_{xy} = \tau_{wxy}$ — касательное напряжение в сварном соединении;
 $R_y = R_{wy}$.

К.5.4.9 При расчете по прочности сварных соединений с угловыми швами при одновременном действии продольной и поперечной сил и момента должны быть выполнены условия:

$$\tau_f \leq R_{wf} m, \quad (\text{K.125})$$

$$\tau_z \leq R_{wz} m, \quad (\text{K.126})$$

где τ_f , τ_z — напряжения в расчетном сечении соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления, МПа, равные геометрическим суммам напряжений, вызываемых продольной и поперечной силами и моментом.

Расчет по прочности сварных соединений с угловыми швами прикрепления листов пояса между собой и к стенке изгибаемых балок следует выполнять по формулам:

— при отсутствии местного давления:

по металлу шва —

$$\tau = \frac{QS}{nt_f l} \leq R_{wf} m, \quad (\text{K.127})$$

по металлу границы сплавления —

$$\tau = \frac{QS}{nt_z l} \leq R_{wz} m, \quad (\text{K.128})$$

где n — количество угловых швов;

— при воздействии на пояс местного давления:

по металлу шва —

$$\tau = \frac{1}{nt_f} \cdot \sqrt{\left(\frac{QS}{l}\right)^2 + q^2} \leq R_{wf} m, \quad (\text{K.129})$$

по металлу границы сплавления —

$$\tau = \frac{1}{nt_z} \cdot \sqrt{\left(\frac{QS}{l}\right)^2 + q^2} \leq R_{ws} m, \quad (\text{K.130})$$

где q — давление от подвижной вертикальной нагрузки, определяемое по 7.3.1.

К.5.4.10 Сварные швы, соединяющие отдельные листовые детали сечения составных сплошно-стенчатых сжатых элементов, следует рассчитывать на условную поперечную силу Q_{fic} , кН, принимаемую постоянной по всей длине элемента и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = \frac{\pi W}{l} \cdot (R_{yn} - \varphi R_y), \quad (\text{K.131})$$

где W — момент сопротивления сечения элемента брутто в проверяемой плоскости, м³ (ослабление листовых деталей перфорациями допускается не учитывать);

l — длина составного элемента, м;

φ — коэффициент продольного изгиба при расчете по устойчивости элемента в проверяемой плоскости.

Те же сварные швы в сжато-изогнутых составных элементах следует рассчитывать на поперечную силу Q_1 , равную сумме поперечных сил — условной Q_{fic} , определяемой по формуле (K.131), и фактической.

Если в сечении составного элемента имеются две параллельно расположенные листовые детали и более, то прикрепление каждой из них следует рассчитывать на поперечную силу Q_i , кН, определяемую по формуле

$$Q_i = Q_1 \cdot \frac{t_i}{\sum_1^n t_i}, \quad (\text{K.132})$$

где t_i — толщина прикрепляемой листовой детали, мм;
 n — количество параллельно расположенных листовых деталей.

К.5.4.11 При прикреплении к узлам главных ферм составных сплошностенчатых элементов, отдельные части сечения которых непосредственно не прикрепляются к узловым фасонкам, сварные швы присоединения неприкрепляемой части сечения к прикрепляемой следует рассчитывать на передачу приходящегося на нее усилия, принимая при этом коэффициенты условий работы m равными:

0,8	— при отношении площади прикрепляемой части сечения A_v ко всей площади сечения элемента A	до 0,6;
0,9	— то же	от 0,6 “ 0,8;
1,0	— “	св. 0,8.

Расчетную длину сварного шва при этом следует принимать равной длине перекрытия элемента узловой фасонкой фермы.

К.5.4.12 Расчетное усилие N_b , кН, которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам:

— при расчете на срез

$$N_b = R_{bs} m_{b1} A_{ns}; \quad (\text{K.133})$$

— при расчете на смятие

$$N_b = R_{bp} m_{b1} d \sum t; \quad (\text{K.134})$$

— при расчете на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn}. \quad (\text{K.135})$$

В формулах (К.133)–(К.135):

R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} — расчетные сопротивления болтовых соединений, МПа;

d — диаметр стержня болта, м;

$A = \frac{\pi d^2}{4}$ — площадь сечения стержня болта, м²;

A_{bn} — площадь сечения болта нетто, м²;

$\sum t$ — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении, м;

n_s — число расчетных срезов одного болта;

m_{b1} — коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по таблице К.46.

Таблица К.46

Характеристика соединения	Значение коэффициента условий работы соединения m_{b1}
Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: повышенной точности	1,0
нормальной и грубой точности	0,9

К.5.4.13 Количество болтов в соединении n при действии продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения, следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{m m_b N_{b,\min}}, \quad (\text{K.136})$$

где $N_{b,\min}$ — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, вычисленных по формулам (К.133) и (К.134);

m, m_b — коэффициенты условий работы, принимаемые соответственно по таблицам 53 и К.47.

Таблица К.47

Характеристика стыка или крепления	Значение коэффициента условий работы болтов m_b
Стык элемента или его ветви, все части сечения которых перекрыты односторонними накладками	0,9
Стык элемента или его ветви с двухсторонними накладками при наличии части сечения, непосредственно не перекрытой	0,9
Крепление элемента в узле одиночной фасонкой	0,9
Крепление части сечения через:	
один лист	0,9
два листа и более	0,8
прокладку, прикрепленную за пределами соединения не менее чем на 1/4 полного усилия, которое может быть воспринято ее сечением	0,9
Крепление выступающей полки швеллера, уголка или горизонтального листа коробчатого сечения угловым коротышом	0,7

К.5.4.14 При действии в плоскости соединения изгибающего момента распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстоянию от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

К.5.4.15 Болты, работающие на срез от одновременного действия продольной силы и момента, следует проверять на усилие, определяемое как равнодействующее усилий, рассчитываемых отдельно для продольной силы и момента.

Болты, работающие одновременно на срез и растяжение, допускается проверять отдельно на срез и на растяжение.

К.5.4.16 Болты, соединяющие стенки и пояса составных балок, следует рассчитывать по формулам: — при отсутствии местного давления

$$a \cdot \frac{QS}{I} \leq N_{b,min} m; \quad (K.137)$$

— при воздействии на пояс местного давления q

$$a \sqrt{\left(\frac{QS}{I}\right)^2 + q_2} \leq N_{b,min} m. \quad (K.138)$$

В формулах (К.137) и (К.138):

a — шаг поясных болтов, м;

$N_{b,min}$ — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, определяемых по К.5.4.12;

S — статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси, м³;

I — момент инерции сечения брутто балки относительно нейтральной оси, м⁴;

m — коэффициент условий работы, определяемый по таблице 53.

К.5.4.17 Расчетное усилие Q_{bh} , кН, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (одним болтоконтактом), следует определять по формуле

$$Q_{bh} = \frac{P\mu}{\gamma_{bh}}, \quad (K.139)$$

где P — усилие натяжения высокопрочного болта, кН;

μ — коэффициент трения, принимаемый по таблице 50;

γ_{bh} — коэффициент надежности, принимаемый по таблице К.48.

Таблица К.48

Количество высокопрочных болтов в соединении	Значение коэффициента надежности γ_{bh} при обработке контактных поверхностей* способом					
	пескоструйным или дробеструйным	дробеструйным с нанесением фрикционного грунта или клеэфрикционного покрытия	газопламенным	стальными щетками	дробетным	дробетным с газопламенным нагревом поверхности металла в зоне отверстия от 250 °С до 300 °С
2–4	1,568	1,250	1,956	2,514	1,441	1,396
5–19	1,362	1,157	1,576	1,848	1,321	1,290
20	1,184	1,068	1,291	1,411	1,208	1,189

* Количество обрабатываемых контактных поверхностей (одна или обе) следует принимать по таблице 54.

Усиление натяжения высокопрочного болта P , кН, следует определять по формуле

$$P = R_{bh} A_{bn} m_{bh}, \quad (\text{К.140})$$

где R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, МПа; определяют в соответствии с 11.3.8;

m_{bh} — коэффициент условий работы высокопрочных болтов при натяжении их крутящим моментом, равный 0,95.

К.5.4.18 Количество высокопрочных болтов в соединении n при действии продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения, следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{m Q_{bh} n_s}, \quad (\text{К.141})$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53;

Q_{bh} — расчетное усилие, кН, воспринимаемое каждой поверхностью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом; определяют по формуле (К.139);

n_s — количество расчетных срезов одного болта.

При действии в плоскости соединения изгибающего момента или продольной силы с изгибающим моментом усилие, приходящееся на рассматриваемый высокопрочный болт, следует определять в соответствии с К.5.4.14 и К.5.4.16.

К.5.4.19 Высокопрочные болты, соединяющие стенки и пояса составных балок, следует рассчитывать по формулам:

— при отсутствии местного давления

$$a \frac{QS}{l} \leq n_s Q_{bh} m; \quad (\text{К.142})$$

— при воздействии на пояс местного давления q

$$a\sqrt{\left(\frac{QS}{l}\right)^2 + q^2} \leq n_s Q_{bh} m. \quad (\text{Л.143})$$

В формулах (К.142) и (К.143):

n_s — количество высокопрочных болтов в соединении;

Q_{bh} — расчетное усилие, кН, воспринимаемое каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом; определяют по формуле (К.139); остальные обозначения — те же, что в К.5.4.16.

К.5.4.20 В случае если совместная работа проезжей части и поясов главных ферм обеспечивается специальными горизонтальными диафрагмами, расчет крепления продольных балок к поперечным следует выполнять на поперечную силу и момент с учетом требований К.5.2.4; при этом усилия в болтах, прикрепляющих вертикальные уголки к стенке поперечной балки, необходимо определять как для фланцевых соединений.

Расчет болтовых и фрикционных соединений креплений балок проезжей части пролетных строений с решетчатыми главными фермами допускается выполнять только на поперечную силу с учетом дополнительного коэффициента условий работы m_b согласно таблице К.49.

Таблица К.49

Характеристика крепления и места расположения болтов	Особенности конструкции узла	Значение коэффициента условий работы m_b
Во всех пролетных строениях		
Вертикальные уголки крепления поперечной балки к узлу решетчатой главной фермы: болты в полках уголков, прикрепляемых к ферме то же к поперечной балке	Конструкция не способна воспринимать опорный момент	0,85
	Конструкция способна воспринимать опорный момент	0,9
	Независимо от конструкции	0,9
Совместная работа проезжей части и поясов главных ферм не обеспечивается		
Вертикальные уголки прикрепления продольной балки к поперечной: болты в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке то же к продольной балке	Конструкция не способна воспринимать опорный момент	0,7
	Конструкция способна воспринимать опорный момент	0,9
	Независимо от конструкции	0,9

К.5.4.21 Расчет по прочности стыковых накладок растянутых элементов ферм и поясов сплошных балок следует выполнять с введением для накладок коэффициента условий работы $m = 0,9$.

К.5.4.22 Листы узловых фасонки следует проверять на прочность крепления растянутых и сжатых элементов по контуру, соединяющему центры отверстий периферийных болтов крепления указанных элементов, по формуле

$$N \leq 0,675tR_y m \sum (0,212\alpha_i + 1) \cdot l_i, \quad (\text{К.144})$$

где N — продольное усилие в элементе, кН;

t — толщина узловой фасонки, м;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53;

l_i — длина i -го участка проверяемого контура узловой фасонки, м;

α_i — угол между направлением i -го участка проверяемого контура и осью элемента $\left(0 \leq \alpha_i \leq \frac{\pi}{2}\right)$, рад.

К.5.4.23 Прочность узловых болтов-шарниров допускается проверять в предположении работы болта на изгиб как свободнолежащей балки, нагруженной сосредоточенными силами по оси пакетов, соприкасающихся с болтом, принимая расчетные сопротивления по таблице 41.

К.5.5 Расчет соединительных планок и перфорированных листов

Соединительные планки или перфорированные листы сквозных сжатых элементов следует рассчитывать на условную поперечную силу Q_{fic} , кН, принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = \frac{\alpha N}{\varphi}, \quad (\text{К.145})$$

где N — продольное усилие сжатия в элементе, кН;

φ — коэффициент продольного изгиба при проверке устойчивости элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов, принимаемый по таблицам К.35–К.37 в зависимости от приведенного относительного эксцентриситета e_{ef} ,

α — коэффициент, принимаемый равным 0,024 – 0,00007 λ , но не более 0,015 и 0,017 соответственно для сталей марок 16Д и 15ХСНД и 0,018 — для сталей марок 10ХСНД, 390-14Г2АФД, 390-15Г2АФДпс (здесь λ — гибкость элемента в плоскости соединительных планок или перфорированных листов).

Соединительные планки и перфорированные листы сквозных сжато-изогнутых элементов следует рассчитывать на поперечную силу, равную сумме фактической поперечной силы при изгибе и условной поперечной силы Q_{fic} , определяемой по формуле (К.145).

При расположении соединительных элементов в нескольких параллельных плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой выполняется проверка устойчивости, поперечную силу Q следует распределять:

— при соединительных планках или перфорированных листах, а также в случае их сочетания — поровну между всеми плоскостями планок и перфорированных листов;

— при сплошном листе (пакете) и соединительных планках или перфорированных листах — на сплошной лист (пакет) принимать часть поперечной силы, равную Q_{bl} , кН, и определяемую по формуле

$$Q_{bl} = Q \cdot \frac{A_{bl,ef}}{A_{ef}}, \quad (\text{К.146})$$

где A_{ef} — площадь сечения брутто сквозного элемента, м²; определяют по формуле

$$A_{ef} = \sum bt_{ef}, \quad (\text{К.147})$$

здесь b и t_{ef} — см. К.2.2;

$A_{bl,ef}$ — часть сечения элемента, работающая вместе со сплошным листом, определяемая по формуле

$$A_{bl,ef} = A_{bl} + 2t_v \xi_1, \quad (\text{Л.148})$$

здесь A_{bl} — площадь сечения сплошного листа, м²;

t_v — толщина вертикального листа или пакета, м;

ξ_1 — коэффициент, принимаемый в соответствии с К.2.11.8.

Соединительные планки и перфорированные листы в промежутках между отверстиями перфорации следует рассчитывать на приходящуюся на них часть поперечной силы Q как элементы безраскосных ферм.

К.5.6 Расчет опорных частей

К.5.6.1 Элементы опорных частей (катки, балансиры, плиты), как правило, следует рассчитывать как конструкции на упругом основании.

Допускается определять усилия в верхних балансирах всех опорных частей, в нижних балансирах неподвижных опорных частей в предположении равномерного распределения нагрузки по площади опирания.

К.5.6.2 При расчете опорных частей должны быть учтены требования 7.3.6 и 7.4.5, а для подвижных опорных частей следует учитывать также эксцентриситеты передачи давления, равные продольным перемещениям катков, секторов и балансиров от нормативных нагрузок и воздействий.

Продольные перемещения подвижных опорных частей следует определять от постоянной нагрузки, временной вертикальной нагрузки с динамическим коэффициентом, деформации опор и их оснований, а также от температуры согласно 7.4.4. При этом для пролетных строений с отношением расстояния между фермами к пролету более 1:15 следует учитывать воздействие на неподвижные опорные части нагрузок, возникающих от перепада температур поясов главных ферм, равного 15 °С.

К.5.6.3 При расчете заделки анкерного болта целесообразно руководствоваться [12], с введением при этом коэффициента условий работы $m = 0,7$.

К.5.6.4 Расчет на смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирных опорных частей (при центральном угле касания поверхностей, более или равном 90°) следует выполнять по формуле

$$\frac{F}{1,25rl} \leq R_{lp} m. \quad (\text{К.149})$$

Расчет на диаметрально сжатие катков следует выполнять по формуле

$$\frac{F_1}{2rl} \leq R_{cd} m. \quad (\text{К.150})$$

В формулах (К.149) и (К.150):

F — давление на опорную часть, кН;

F_1 — давление на один наиболее нагруженный каток, кН;

r — радиус кривизны поверхности катка или шарнира, м;

l — длина катка или шарнира, м;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 53;

R_{lp}, R_{cd} — расчетные сопротивления соответственно местному смятию при плотном касании и диаметральному сжатию катков при свободном касании, МПа, принимаемые в соответствии с 11.3.3.

Приложение Л

Учет ползучести, виброползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонных конструкциях

Л.1 При учете ползучести бетона в статически определимых конструкциях необходимо определить уравновешенные в пределах поперечного сечения напряжения (далее — внутренние напряжения) и соответствующие деформации.

Для конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты (рисунок Л.1), внутренние напряжения от ползучести бетона в общем случае следует определять по формулам:

— на уровне центра тяжести бетонной части сечения (растяжение)

$$\sigma_{b,kr} = -\alpha \sigma_{b1}; \quad (\text{Л.1})$$

— в крайней фибре нижнего пояса стальной балки (растяжение или сжатие)

$$\sigma_{s1,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \cdot \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st}}{W_{s1,st}} \right); \quad (\text{Л.2})$$

— в крайней фибре верхнего пояса стальной балки (сжатие)

$$\sigma_{s2,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \cdot \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{s2,st}} \right); \quad (\text{Л.3})$$

— в стержнях крайнего ряда ненапрягаемой арматуры плиты при $E_r = E_{rs} = E_{st}$ (сжатие)

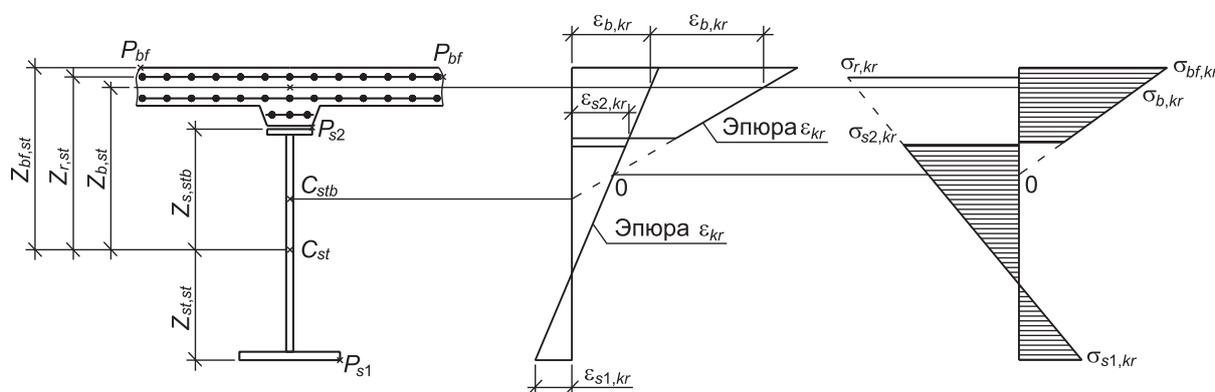
$$\sigma_{r,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \cdot \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{rf,st}} \right); \quad (\text{Л.4})$$

— потери предварительного напряжения напрягаемой арматуры (сжатие)

$$\sigma_{p,kr} = \frac{1}{n_r} \cdot \sigma_{b,kr} A_b \cdot \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}}{W_{p,st}} \right); \quad (\text{Л.5})$$

— в крайней фибре бетона (растяжение)

$$\sigma_{bf,kr} = (\alpha + \beta) \cdot \sigma_{bf,1} - \frac{1}{n_b} \cdot \sigma_{sbf,kr}. \quad (\text{Л.6})$$



**Рисунок Л.1 — Эпюры относительных деформаций
и внутренних напряжений от ползучести бетона**

Относительные деформации от ползучести бетона в уровне центра тяжести его сечения (см. рисунок Л.1) следует вычислять по формулам:

— относительные деформации, соответствующие напряжениям в стальной части сечения,

$$\varepsilon_{b,kr} = \beta \cdot \frac{\sigma_{b1}}{E_b}; \quad (\text{Л.7})$$

— относительные деформации, соответствующие напряжениям в бетонной части сечения,

$$\xi_{b,kr} = \frac{\sigma_{b,kr}}{E_b}. \quad (\text{Л.8})$$

В формулах (Л.1)–(Л.8):

α, β, ν — параметры, связанные с податливостью бетонной и стальной частей сечения, определяемые по формулам:

$$\alpha = \frac{\varphi_{kr}}{0,5\varphi_{kr} + \nu + 1}; \quad (\text{Л.9})$$

$$\beta = \alpha \nu, \quad (\text{Л.10})$$

$$\nu = \frac{A_b}{n_b} \cdot \left(\frac{1}{A_{st}} + \frac{Z_{b,st}^2}{I_{st}} \right), \quad (\text{Л.11})$$

где φ_{kr} — предельная характеристика ползучести бетона; $\varphi_{kr} = \gamma_f E_b c_n$;

здесь γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый по таблице 11;

c_n — нормативная деформация ползучести бетона, определяемая по таблице Д.3 (приложение Д) с учетом требований приложения Г;

$\sigma_{b1}, \sigma_{bf,1}$ — начальные напряжения сжатия соответственно на уровне центра тяжести сечения и в крайней фибре бетона от постоянных нагрузок и воздействий, МПа;

$\sigma_{sbf,kr}$ — условное напряжение в уровне крайней фибры бетона, МПа; определяют по формуле

$$\sigma_{sbf,kr} = \sigma_{b,kr} A_b \cdot \left(\frac{1}{A_{st}} - \frac{Z_{b,st} Z_{bf,st}}{I_{st}} \right); \quad (\text{Л.12})$$

$A_{st}, I_{st}, W_{s1,st}, W_{s2,st}, W_{rf,st}$ — соответственно площадь, м², момент инерции, м⁴, моменты сопротивления, м³, нижнего и верхнего поясов балки и крайнего ряда арматуры брутто стальной части сечения, включая арматуру;

n_r — коэффициент приведения согласно 12.1.15; $n_r = \frac{E_{st}}{E_{rp}}$.

Остальные обозначения соответствуют 12.1.4 и рисунку Л.1.

Л.2 Ползучесть бетона допускается учитывать введением в расчет условного модуля упругости бетона $E_{ef,kr}$, если в статически определимой конструкции все постоянные нагрузки, вызывающие напряжение в бетоне, прилагаются в одной стадии и при одной и той же схеме работы. Модуль $E_{ef,kr}$ следует определять по формуле

$$E_{ef,kr} = \frac{\nu - 0,5\varphi_{kr} + 1}{(1 + \varphi_{kr}) \cdot \nu + 0,5\varphi_{kr} + 1} \cdot E_b, \quad (\text{Л.13})$$

где ν, φ_{kr} — то же, что в Л.1.

Внутренние напряжения от ползучести бетона для i -й фибры сечения следует вычислять по формуле

$$\sigma_{i,kr} = \sigma_{i,ef} - \sigma_i, \quad (\text{Л.14})$$

где $\sigma_{i,ef}, \sigma_i$ — напряжения от постоянных нагрузок, МПа, полученные при модулях упругости бетона соответственно $E_{ef,kr}$ и E_b .

Л.3 При учете ползучести бетона в статически неопределимых конструкциях необходимо определить внутренние напряжения и внешние силовые факторы (опорные реакции, изгибающие моменты и пр.), а также соответствующие деформации.

Внутренние напряжения и внешние силовые факторы допускается вычислять методом последовательных приближений, принимая усилия $\sigma_{b,kr}A_b$ в центре тяжести бетонной части сечения за нагрузки ($\sigma_{b,kr}$ и A_b принимают в соответствии с Л.1).

При этом, выполняя расчет методом сил, бетонную часть сечения необходимо учитывать следующим образом: с модулем $E_{ef,kr}$ (см. Л.2) — при определении основных и побочных перемещений; с модулем E_b — при определении напряжений в центре тяжести бетона от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью. Выраженные через φ_{kr} значения предельной характеристики ползучести, используемые для определения $\sigma_{b,kr}$ и $E_{ef,kr}$ при последовательных приближениях, приведены в таблице Л.1.

Таблица Л.1

Номер приближения	Значение предельной характеристики ползучести бетона φ_{kr} при вычислении	
	напряжений от ползучести бетона на уровне центра тяжести бетонной части сечения $\sigma_{b,kr}$	основных и побочных перемещений
1	φ_{kr}	$0,5\varphi_{kr}$
2	$0,5\varphi_{kr}$	$0,38\varphi_{kr}$
3	$0,38\varphi_{kr}$	$0,32\varphi_{kr}$

Л.4 Прогибы конструкции от ползучести бетона следует определять, рассматривая стальную часть сечения под действием сил $\sigma_{b,kr}A_b$, приложенных в уровне центра тяжести сечения бетона. Для статически определимых конструкций имеет место равенство $\sigma_{kr} = \sigma_{b,kr}$; для статически неопределимых систем σ_{kr} равно сумме внутренних напряжений и напряжений от внешних силовых факторов, вызванных ползучестью.

Л.5 Деформации обжатия замоноличенных бетоном поперечных швов сборной железобетонной плиты необходимо учитывать в расчетах, если продольная арматура плиты не состыкована в швах и при этом плита не имеет предварительного напряжения в продольном направлении.

Деформации обжатия поперечных швов следует учитывать введением в выражения для α , β , $E_{ef,kr}$ (см. Л.1 и Л.2) обобщенной характеристики ползучести бетона и обжатия поперечных швов $\varphi_{kr,d}$, определяемой по формуле

$$\varphi_{kr,d} = \varphi_{kr} + \frac{E_b \sum \Delta_d}{0,2R_b L}, \quad (\text{Л.15})$$

где L — длина сжатой постоянными нагрузками и воздействиями железобетонной плиты, м;
 $\sum \Delta_d$ — суммарная деформация обжатия поперечных швов, м, расположенных на длине L ;
 φ_{kr} — то же, что в Л.1;
 E_b, R_b — принимают по 10.1.7 и 10.1.15.

При отсутствии опытных данных значение Δ_d , см, допускается вычислять по формуле

$$\Delta_d = 0,005 + 0,00035b_d, \quad (\text{Л.16})$$

где b_d — ширина шва (зазор между торцами сборных плит), см.

Л.6 Учет виброползучести бетона следует выполнять введением в расчет условного модуля упругости бетона E_{vkr} , вычисляемого в соответствии с Л.2 с заменой φ_{kr} на φ_{vkr} , определяемой по формуле

$$\varphi_{vkr} = \frac{2\rho_1}{1+\rho_1} \cdot \varphi_{kr} + (1-\rho_1) \cdot (0,388c_n - 0,35 \cdot 10^{-6}) \cdot E_b, \quad (\text{Л.17})$$

где ρ_1 — характеристика цикла начальных напряжений в бетоне, определенных без учета виброползучести и ползучести; определяют по формуле

$$\rho_{1l} = \frac{\sigma_{\min,1}}{\sigma_{\max,1}}, \quad (\text{Л.18})$$

φ_{kr}, c_n — то же, что в Л.1.

Приложение М

Определение напряжений в сталежелезобетонных балках от усадки бетона и температурных воздействий

М.1 Напряжения в стали и бетоне для статически определимой конструкции, состоящей из стальной балки со сплошной стенкой и объединенной с ней в уровне проезда железобетонной плиты, следует определять по формулам:

а) напряжения от усадки бетона σ_{shr} , МПа, —

$$\sigma_{shr} = \varepsilon_{shr} \cdot E \cdot \left(\frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} + \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} \cdot Z - v_{shr} \right), \quad (M.1)$$

где $A_{stb,shr}$, $I_{stb,shr}$ — приведенные к стали соответственно площадь, m^2 , и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки, m^4 , при модуле упругости бетона $E_{ef,shr}$, определяемом в соответствии с 12.1.8;

A_{st} — площадь стальной части сечения, m^2 , включая арматуру железобетонной плиты;

S_{shr} — статический момент брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки, m^3 ; определяют по формуле

$$S_{shr} = A_{st, stb} Z_{st, stb}, \quad (M.2)$$

здесь $Z_{st, stb}$ — расстояние от центра тяжести $A_{stb,shr}$ до центра тяжести A_{st} , м;

Z — расстояние от центра тяжести $A_{stb,shr}$ до фибры, где определяется σ_{shr} (положительное направление оси Z принято вниз), м;

v_{shr} — параметр, связанный с податливостью материала; v_{shr} равен 0 и 1 — при определении напряжений соответственно в бетоне и в стали;

E — модуль упругости, принимается равным E_b , E_{st} , E_{rs} , E_{rp} при определении напряжений соответственно в бетоне, стальной балке, ненапрягаемой и напрягаемой арматуре, МПа;

ε_{shr} — предельная относительная деформация усадки бетона, принимаемая в соответствии с 12.1.8;

б) напряжения от температурных воздействий σ_1 , МПа, —

$$\sigma_1 = \alpha t_{max} E \cdot \left(\frac{A_t}{A_{stb,t}} + \frac{S_t}{I_{stb,t}} \cdot Z - v \right), \quad (M.3)$$

где α — коэффициент линейного расширения стали и бетона; рассчитывают по формуле $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ град $^{-1}$;

t_{max} — расчетное значение наибольшей разности температур железобетонной и стальной частей сечения, °С; рассчитывают по формуле

$$t_{fn,max,max} \quad (M.4)$$

здесь γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый по таблице 16;

$t_{n,max}$ — принимается в соответствии с 12.1.9;

E — модуль упругости, принимается равным E_b , E_{st} , E_{rs} , E_{rp} при определении напряжений соответственно в бетоне, стальной балке, ненапрягаемой и напрягаемой арматуре, МПа;

$A_{stb,t}$, $I_{stb,t}$ — приведенные к стали площадь, m^2 , и момент инерции брутто поперечного сечения сталежелезобетонной балки, m^4 ;

Z — расстояние от центра тяжести $A_{stb,t}$ до фибры, где определяется σ_t , м.

В случаях повышения или понижения температуры стальной части конструкции в формуле (М.3) следует принимать:

$$A_1 = 0,8A_{wt} + 0,3A_{s1,t}; \quad (\text{М.5})$$

$$S_t = (0,4h_w - 0,8Z_{b1,spb}) \cdot A_{wt} + 0,3A_{s1,t}Z_{s1,spb}; \quad (\text{М.6})$$

$$v = v_{ti},$$

где A_{wt} — площадь вертикальных стальных элементов, м² (стенки, вертикальных полок поясных уголков, ламелей);

$A_{s1,t}$ — площадь горизонтальных стальных элементов нижнего пояса, м².

В случае повышения температуры железобетонной плиты в формуле (М.3) следует принимать:

$$A_t = \frac{17b_{sl}}{n_b} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{t_{sl}}{50} \right)^3 \right], \quad (\text{М.7})$$

$$S_t = -\frac{17b_{sl}}{n_b} \cdot (Z_{bf,spb} - 8), \quad (\text{М.8})$$

$$v = v'_{ti},$$

где b_{sl} , t_{sl} — принимается в соответствии с 12.1.4.

Величины v_{ti} и v'_{ti} , относящиеся к i -й точке сечения, в которой определяются напряжения, следует вычислять в соответствии с 12.1.9.

Остальные обозначения, принятые в формулах (М.5)–(М.8), соответствуют 12.1.4 и рисунку 2.

М.2 При расчете статически неопределимых систем на температурные воздействия и усадку бетона геометрические характеристики сечения следует принимать в соответствии с М.1.

Приложение Н

Расчет сталежелезобетонных конструкций

Н.1 Расчет по прочности

Н.1.1 Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие положительного изгибающего момента, вызывающего в верхнем поясе сжатие, следует выполнять по формулам таблицы Н.1 по одному из расчетных случаев: А, Б или В (рисунок Н.1) — в зависимости от значений напряжения в бетоне σ_b на уровне центра тяжести железобетонной плиты и напряжения в продольной арматуре σ_r , соответствующего деформации бетона при напряжении σ_b .

Таблица Н.1

Критерии и проверки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях		
	А	Б	В
Критерии: соотношения жесткостей напряжений в бетоне* напряжений в расчетной продольной арматуре*	$E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$ $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} < m_b R_b$ $\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b, stb}} + \sigma_{ri} < m_r R_r$	— $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} \geq m_b R_b$	— $\sigma_r = \frac{M_2}{n_r W_{b, stb}} + \sigma_{ri} \geq m_r R_r$
Проверки: железобетона* стального верхнего пояса* стального нижнего пояса**	— $\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_4 W_{s2, s}} - \frac{N_{br}}{A_s} \leq m_1 m R_y$ $\frac{M - Z_{bs} N_{br}}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_{br}}{A_s} \leq m R_y$	— $\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s2, s}} - \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$ $\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$	$\frac{k}{E_{st}} \cdot \left(\frac{M_2 - Z_{bs} N_{br, R}}{W_{bs}} \right) - \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq \varepsilon_{b, lim}$ $\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s2, s}} - \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$ $\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{\alpha_3 W_{s1, s}} + \frac{N_{br, R}}{A_s} \leq m R_y$
* Сжатие — со знаком «+», растяжение — со знаком «-». ** Растяжение — со знаком «+», сжатие — со знаком «-».			
Примечания 1 Обозначения: $M = M_1 + M_2$ — полный изгибающий момент (принимается так же, как M_1 и M_2 , с соответствующим знаком); M_1 — изгибающий момент первой стадии работы (нагрузку воспринимает стальная часть конструкции), кН·м; M_2 — изгибающий момент второй стадии работы (нагрузку воспринимает сталежелезобетонная конструкция), определяемый для статически неопределимых систем с учетом ползучести бетона, обжатия поперечных швов, образования поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадки бетона и изменений температуры, кН·м;			

Окончание таблицы Н.1

σ_{bi}, σ_{ri}	— соответственно напряжения в бетоне и в продольной арматуре, уравновешенные в поперечном сталежелезобетонном сечении, возникающие на уровне центра тяжести поперечного сечения бетона от его ползучести, МПа, обжатия поперечных швов сборной плиты, усадки бетона и изменений температуры (за исключением случая, когда температура железобетонной плиты, согласно 12.1.8, выше, чем стали, и расчеты производятся по формулам таблиц Н.1–Н.3);
$A_s = A_{s1} + A_w + A_{s2}$	— площадь нетто поперечного сечения стальной балки, м ² ;
$A_{s1}, A_{s2}, A_w, A_b, A_r = A_{rs}$	— площади элементов поперечного сечения соответственно стальных нижнего и верхнего поясов, стальной вертикальной стенки, бетона плиты, продольной ненапрягаемой арматуры плиты, м ² ;
$W_{b, stb} = \frac{I_{stb}}{Z_{b, stb}}; \varphi$	— моменты сопротивления, м ³ ;
$W_{s1, s} = \frac{I_s}{Z_{s1, s}}; \varphi W_{s2, s}$	
$= \frac{I_s}{Z_{s2, s}}$	
$W_{bs} = \frac{I_s}{Z_{bs}}$	— условный момент сопротивления на уровне центра тяжести сечения бетона, м ³ ;
I_{stb}, I_s	— соответственно моменты инерции нетто сталежелезобетонного поперечного сечения балки, приведенного к стали, и поперечного сечения стальной балки, м ⁴ ;
$Z_{b, stb}, Z_{bs}, Z_{s1, s}, Z_{s2, s}$	— расстояния, указанные на рисунке Н.1;
$n_r = \frac{E_{st}}{E_{rs}}, n_b$	— коэффициенты приведения, принимаемые в соответствии с 12.1.4 и 12.1.14;
$\varepsilon_{b, lim} = 0,0016$	— предельная (для сталежелезобетонных конструкций) относительная деформация бетона в уровне центра тяжести его поперечного сечения;
$R_y, R_b, R_r = R_{rs}$	— соответственно расчетные сопротивления материала стальной конструкции согласно 11.3.1 и 11.3.2, бетона сжатию согласно 10.1.7, ненапрягаемой продольной арматуры согласно 10.2.9;
$\alpha_3 = 1 + \eta (\alpha - 1)$	— поправочный коэффициент к моменту сопротивления при расчете прочности стальной балки на совместное действие изгибающего момента и осевой силы;
$\alpha_4 = \frac{\alpha_3}{m_1}$	— поправочный коэффициент к моменту сопротивления при проверке стального верхнего пояса, принимаемый равным не менее 1,0;
α	— коэффициент, принимаемый в соответствии с К.1.2.1;
η	— коэффициент, принимаемый по таблице Н.2;
m	— коэффициент условий работы стальной конструкции, принимаемый в соответствии с 11.4.1;
m_b	— коэффициент условий работы бетона, принимаемый в соответствии с 10.1.8;
m_r	— коэффициент условий работы арматуры, принимаемый в соответствии с 10.2.12–10.2.17;
$m_1 = 1 + \frac{m_b R_b - \sigma_b}{m R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}$	— коэффициент условий работы верхнего стального пояса, учитывающий его разгрузку прилегающим недонапряженным бетоном и принимаемый не более 1,2;
k	— коэффициент, учитывающий увеличение относительных деформаций бетона при развитии пластических деформаций; при этом $k = 1$, если $\frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{W_{s2, s}} \leq m R_y + \frac{N_{br, R}}{A_s}$; в случае, если $m R_y + \frac{N_{br, R}}{A_s} < \frac{M - Z_{bs} N_{br, R}}{W_{s2, s}} \leq [1 + \eta (\alpha - 1)] \cdot \left(m R_y + \frac{N_{br, R}}{A_s} \right)$; k определяют интерполяцией предельных значений $k = 1,0$ и $k = 1,0 + \frac{0,0009 E_{st}}{m R_y}$.
2 В таблицах Н.1–Н.3 нормальную растягивающую или сжимающую силу N следует определять:	
$N = N_{br} = A_b \sigma_b + A_r \sigma_r$	— для случаев А и Г;
$N = N_{br, R} = A_b R_b + A_r \sigma_r$	— для случая Б при проверке нижнего пояса;
$N = N_{br, R} = A_b R_b + A_r R_r$	— для случая Б при проверке верхнего пояса, а также в случае В;
$N = N_{rR} = A_r R_r$	— для случая Д при проверке верхнего пояса;
$N = N_r = A_r \sigma_r$, но не более $A_r R_r$	— для случая Д при проверке нижнего пояса.

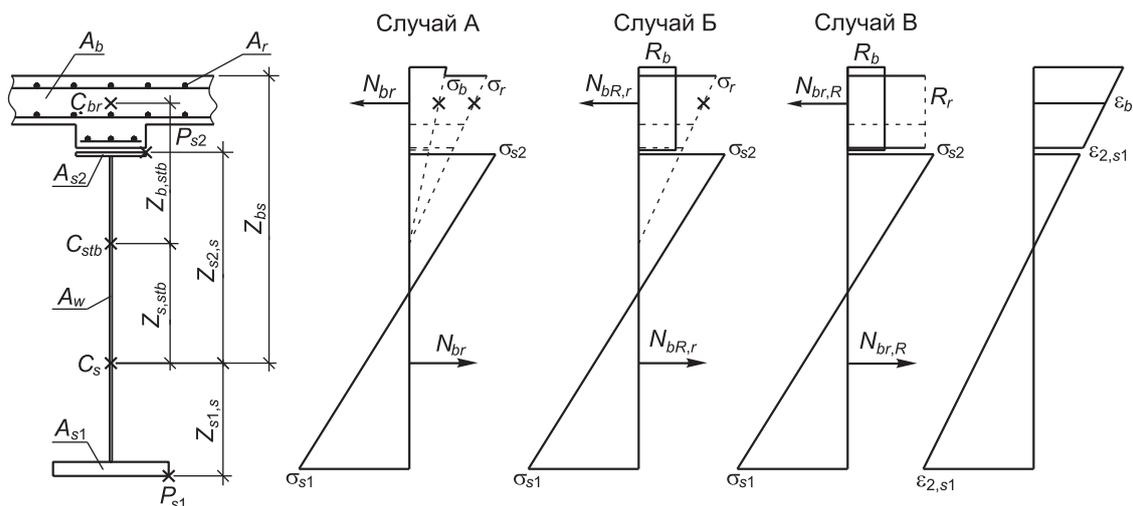


Рисунок Н.1 — Усилия, напряжения и деформации в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем положительный изгибающий момент

Таблица Н.2

$\frac{A_{s2}}{A_{s1}}$	Значения коэффициента η при $N/A_s m R_y$, равном														
	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,7
0	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,0}{0,98}$	$\frac{1,0}{0,94}$	$\frac{1,0}{0,90}$	$\frac{1,0}{0,87}$	$\frac{1,0}{0,81}$	$\frac{0,99}{0,75}$	$\frac{0,98}{0,67}$	$\frac{0,96}{0,58}$	$\frac{0,95}{0,45}$	$\frac{0,92}{0,28}$	$\frac{0,88}{0,52}$	$\frac{0,83}{0,68}$	$\frac{0,75}{0,76}$	$\frac{0,63}{0,82}$
0,2	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,0}{0,97}$	$\frac{1,0}{0,92}$	$\frac{1,02}{0,87}$	$\frac{1,03}{0,80}$	$\frac{1,04}{0,70}$	$\frac{1,05}{0,57}$	$\frac{1,06}{0,38}$	$\frac{1,07}{0,49}$	$\frac{1,06}{0,61}$	$\frac{1,05}{0,72}$	$\frac{1,02}{0,82}$	$\frac{0,99}{0,91}$	$\frac{0,90}{0,99}$	$\frac{0,75}{1,05}$
0,4	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,04}{0,90}$	$\frac{1,08}{0,80}$	$\frac{1,12}{0,67}$	$\frac{1,14}{0,52}$	$\frac{1,16}{0,34}$	$\frac{1,19}{0,53}$	$\frac{1,20}{0,68}$	$\frac{1,21}{0,84}$	$\frac{1,20}{0,98}$	$\frac{1,18}{1,12}$	$\frac{1,16}{1,22}$	$\frac{1,13}{1,30}$	$\frac{1,09}{1,38}$	$\frac{1,04}{1,42}$
0,6	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,10}{0,84}$	$\frac{1,19}{0,64}$	$\frac{1,28}{0,40}$	$\frac{1,35}{0,56}$	$\frac{1,40}{0,75}$	$\frac{1,44}{0,95}$	$\frac{1,46}{1,13}$	$\frac{1,47}{1,30}$	$\frac{1,46}{1,45}$	$\frac{1,45}{1,58}$	$\frac{1,42}{1,69}$	$\frac{1,39}{1,76}$	$\frac{1,35}{1,84}$	$\frac{1,30}{1,90}$
0,8	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,20}{0,61}$	$\frac{1,39}{0,51}$	$\frac{1,55}{0,84}$	$\frac{1,70}{1,12}$	$\frac{1,83}{1,36}$	$\frac{1,93}{1,60}$	$\frac{1,98}{1,86}$	$\frac{2,00}{2,08}$	$\frac{2,02}{2,29}$	$\frac{2,01}{2,47}$	$\frac{1,99}{2,52}$	$\frac{1,97}{2,50}$	$\frac{1,91}{2,46}$	$\frac{1,84}{2,38}$
1,0	$\frac{1,0}{1,0}$	$\frac{1,29}{1,29}$	$\frac{1,63}{1,63}$	$\frac{2,04}{2,04}$	$\frac{2,47}{2,47}$	$\frac{2,86}{2,86}$	$\frac{3,20}{3,20}$	$\frac{3,38}{3,38}$	$\frac{3,49}{3,49}$	$\frac{3,56}{3,56}$	$\frac{3,57}{3,57}$	$\frac{3,53}{3,53}$	$\frac{3,43}{3,43}$	$\frac{3,29}{3,29}$	$\frac{3,05}{3,05}$

Примечания

- 1 Случаи А, Б и В следует принимать в соответствии с Н.1.1, случаи Г и Д — в соответствии с Н.1.3.
- 2 A_{s2} — меньший по площади пояс стальной балки.
- 3 Над чертой указаны значения η для случая, когда напряжения от момента и осевой силы суммируются в меньшем по площади поясе стальной балки; под чертой — для случая, когда напряжения от момента и осевой силы суммируются в большем по площади поясе стальной балки.
- 4 Нормальную силу N следует принимать растягивающей стальную балку при сжимающих напряжениях в железобетонной плите и сжимающей стальную балку — при растягивающих напряжениях в железобетонной плите и арматуре (в формулы силу N в обоих случаях необходимо подставлять со знаком «плюс»).

Н.1.2 При расположении нейтральной оси сечения в пределах высоты железобетонной плиты и напряжениях в растянутой части плиты, превышающих $m_b R_{bt}$ в соответствии с 10.1.7 и 10.1.8, в состав сечения следует включать только сжатую часть бетона. Проверку прочности сечения следует выполнять с учетом неравномерного распределения напряжений по высоте железобетонной плиты.

Н.1.3 Расчет сталежелезобетонной балки на воздействие отрицательного изгибающего момента, вызывающего в верхнем поясе растяжение, следует выполнять по формулам таблицы Н.3 по одному из расчетных случаев: Г или Д (рисунок Н.2) — в зависимости от значения напряжения в бетоне σ_b на уровне центра тяжести железобетонной плиты.

Таблица Н.3

Критерии и проверки	Формулы для критериев и проверок прочности в расчетных случаях	
	Г	Д
Критерии: соотношения жесткостей напряжений в бетоне*	$E_b I_b \leq 0,2 E_{st} I_s$ $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} > 0,1 m_b R_b$	— $\sigma_b = \frac{M_2}{n_b W_{b, stb}} - \sigma_{bi} > 0,1 m_b R_b$
Проверки: напряжений в продольной арматуре железобетона** стального верхнего пояса** стального нижнего пояса*	— $\frac{-M + Z_{bs} N_{br} + \frac{N_{br}}{A_s}}{\alpha_5 W_{s2, s}} \leq m_2 m R_y$ $\frac{-M + Z_{bs} N_{br} - \frac{N_{br}}{A_s}}{\alpha_3 W_{s1, s}} \leq m R_y$	$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b, s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r, s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri} \leq m_r R_r$ $\frac{-M - Z_{rs} N_{rR} - \frac{N_{rR}}{A_s}}{\alpha_3 W_{s2, s}} \leq m R_y$ $\frac{-M - Z_{rs} N_r + \frac{N_r}{A_s}}{\alpha_3 W_{s1, s}} \leq m R_y$
* Сжатие — со знаком «+», растяжение — со знаком «-».		
** Сжатие — со знаком «-», растяжение — со знаком «+».		
<p>Примечание — Обозначения: $M, M_1, M_2, \sigma_{bi}, \sigma_{ri}, A_{s1}, A_{s2},$ — см. обозначения к таблице Н.1; $A_w, A_b, A_r, A_s, W_{b, stb}, W_{s2, s},$ $W_{s1}, n_r, n_b, R_y, R_b, \alpha_3, \eta,$ m, m_r, m_b $A_{s\psi} = A_s + \frac{A_r}{n_r \psi_{cr}},$ — соответственно площадь, m^2, момент сопротивления, m^3, и момент инерции, m^4, поперечного сечения нетто стальной конструкции балки, работающей совместно с продольной арматурой площадью $\frac{A_r}{\psi_c}$ (приведенной к материалу стальной конструкции); $W_{r, s\psi} = \frac{I_{s\psi}}{Z_{r, s\psi}}, I_{s\psi}$ $Z_{bs}, Z_{b, s\psi}, Z_{rs}, Z_{r, s\psi}$ — расстояния согласно рисунку Н.2; $\alpha_5 = \frac{\alpha_3}{m_2}$ — поправочный коэффициент, принимаемый не менее 1,0; $m_2 = 1 + \frac{\sigma_b}{m R_y} \cdot \frac{A_b}{A_{s2}}$ — коэффициент условий работы верхнего стального пояса, принимаемый не более 1,2.</p>		

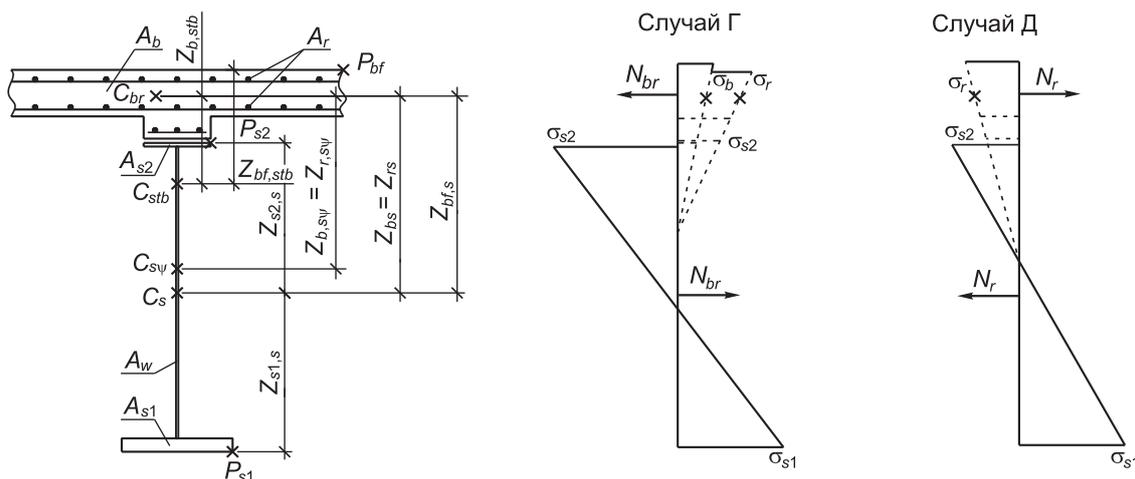


Рисунок Н.2 — Усилия и напряжения в сталежелезобетонном поперечном сечении, воспринимающем отрицательный изгибающий момент

Н.1.4 Расчет по прочности более сложных сечений (например, напрягаемых высокопрочной арматурой, двухплитных, при совместном действии изгибающего момента и внешней осевой силы) следует выполнять с учетом их напряженного состояния и конструктивных особенностей, руководствуясь указаниями Н.1.1–Н.1.3.

Для сечения с высокопрочной арматурой усилия предварительного напряжения следует учитывать на стадии натяжения арматуры как внешнюю нагрузку. На последующих стадиях работы при определении разгружающих усилий N высокопрочную арматуру следует учитывать с бетоном и ненапрягаемой продольной арматурой, при этом необходимо дополнительно выполнить проверку прочности высокопрочной арматуры. В случае Д высокопрочную арматуру следует проверять с учетом увеличения усилия в ней при ограниченном развитии пластических деформаций в стальной конструкции.

При действии на сечение наряду с изгибающими моментами M также внешних осевых усилий N_e следует учитывать дополнительные изгибающие моменты, возникающие от изменения положения центра тяжести рассматриваемой части сечения.

П.1.5 Расчет по прочности сечений с железобетонной плитой, работающей на местный изгиб в продольном направлении, следует выполнять для расчетных случаев А, Б, В, Г и Д, при этом плиту в случаях Б, В и Д необходимо рассчитывать по предельному равновесию как внецентренно сжатый или внецентренно растянутый железобетонный стержень в соответствии с Г.1.4.1, Г.1.4.2, Г.1.4.4, Г.1.4.5, Г.1.6 и 12.1.11, а в расчете всего сечения следует учитывать разгрузку стальной его части равнодействующей сжимающих или растягивающих продольных сил, воспринимаемых плитой.

Н.2 Расчет на выносливость

Расчет на выносливость следует выполнять: для стальной и железобетонной частей конструкции, а также для конструкций объединения для стальной части конструкции и креплений конструкций объединения железобетонных и стальных частей мостов. При этом высокопрочную арматуру, имеющую сцепление с бетоном, следует относить к железобетонной части, арматуру, не имеющую сцепления, — к стальной.

В расчетах на выносливость следует учитывать неупругие деформации бетона согласно 12.1.5–12.1.6 и приложению Л.

Температурные воздействия, усадку бетона и горизонтальные нагрузки в расчетах на выносливость допускается не учитывать.

В состав сечения при определении $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ следует включать ту часть бетона, в которой при рассматриваемом нагружении отсутствует растяжение.

Проверку выносливости следует выполнять с учетом требований Г.1.11 и К.3.

Н.3 Расчет по трещиностойкости

Н.3.1 Расчет железобетонных плит по трещиностойкости при совместной работе со стальными конструкциями следует выполнять в соответствии с требованиями приложения Г и 12.1.10. При этом в расчетах по образованию трещин предельные значения растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне следует сопоставлять с напряжениями в крайней фибре бетона σ_{bf} упруго работающего сталежелезобетонного сечения, вычисленными от эксплуатационных нагрузок с учетом неупругих деформаций на стадии эксплуатации согласно 12.1.5.

В расчетах по раскрытию трещин напряжения в крайнем ряду продольной арматуры следует вычислять с учетом увеличения ее площади согласно 12.1.10 и потерь напряжения от неупругих деформаций. При ненапрягаемой продольной арматуре и работе сечения по двум стадиям растягивающее напряжение σ_r , МПа, следует вычислять по формуле

$$\sigma_r = \frac{-M_2 + Z_{b,s\psi} A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r W_{r,s\psi}} + \frac{A_b \sigma_{bi}}{\psi_{cr} n_r A_{s\psi}} - \sigma_{ri}, \quad (\text{Н.5})$$

где M_2 — изгибающий момент второй стадии работы от эксплуатационных нагрузок, определяемый для статически неопределимых систем с учетом ползучести бетона, обжатия поперечных швов, образования поперечных трещин в растянутых зонах железобетонной плиты, а также усадки бетона и изменения температуры; остальные обозначения — в соответствии с 12.1.10, Н.1.1, Н.1.3 и рисунку К.2.

Н.3.2 Раскрытие трещин (при двух стадиях работы) в растянутой сборной железобетонной плите, у которой ненапрягаемая арматура в поперечных швах не состыкована, следует определять по формуле

$$a_{cr,d} = \frac{Z_{bf,s}}{Z_{s2,s}} \cdot \frac{\sigma_{2,s2}}{E_{st}} \cdot l_a \leq \Delta_{cr,d}, \quad (\text{Н.6})$$

где $Z_{bf,s}$, $Z_{s2,s}$ — расстояния, указанные на рисунке Н.2;
 $\sigma_{2,s2}$ — растягивающее напряжение в стальном верхнем поясе от нагрузок и воздействий второй стадии работы в предположении, что железобетонная плита в растянутой зоне отсутствует, МПа;
 l_a — расстояние между конструкциями объединения у поперечных швов, м; при отсутствии конструкций объединения — длина блока плиты;
 $\Delta_{cr,d} = 0,03$ м — предельная ширина раскрытия трещин в поперечном шве, имеющем арматуру для передачи поперечной силы; при отсутствии в шве арматуры $\Delta_{cr,d}$ следует вычислять в предположении, что поперечная сила через шов не передается.

При устройстве клеевых швов при проверке трещиностойкости железобетонной плиты величина растягивающих напряжений не должна превышать $0,5R_{bt,ser}$ (по таблице 19).

При использовании клеевых стыков в предварительно напряженной железобетонной плите ее трещиностойкость следует принимать в соответствии с 10.5.1.

Н.4 Расчет объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией

Н.4.1 Конструкции объединения следует рассчитывать на сдвигающие усилия S_Q в объединительном шве от поперечных сил и продольное сдвигающее усилие S_N , возникающее от температурных воздействий и усадки бетона, анкеровки высокопрочной арматуры, воздействия примыкающей ванты или раскоса и т. д.

Конструкции объединения, расположенные на концевых участках железобетонной плиты, следует рассчитывать, кроме того, на отрывающие усилия, в том числе возникающие от температурных воздействий и усадки бетона.

Н.4.2 Сдвигающее усилие по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции S_i , кН, следует определять по формуле

$$S_i = (\sigma_{b1} A_b + \sigma_{r1} A_r) - (\sigma_{b2} A_b + \sigma_{r2} A_r), \quad (\text{Н.7})$$

где σ_{b1} , σ_{b2} — напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона, МПа, соответственно в правом и левом сечениях расчетного участка плиты длиной a_i ;

σ_{r1}, σ_{r2} — напряжения в продольной арматуре, МПа, соответственно в тех же сечениях;
 A_b, A_r — в соответствии с Н.1.1 и 12.1.14.

Если растягивающие напряжения в железобетонной плите превышают $0,4R_{bt,ser}$, сдвигающие усилия следует определять в предположении наличия в плите трещин и вычислять напряжения в арматуре σ_r с учетом продольной жесткости плиты согласно 12.1.14.

Полное концевое сдвигающее усилие S_e следует определять, принимая на конце $\sigma = 0$ и назначая длину концевого расчетного участка a_e , м, равной:

$$a_e = 0,36 \cdot (H + b_{sl}), \tag{H.8}$$

где H — расчетная высота поперечного сечения сталежелезобетонного элемента, м;
 b_{sl} — в соответствии с 12.1.13.

Распределение сдвигающих усилий между железобетонной плитой и стальной конструкцией в сложных случаях воздействий допускается принимать согласно Н.6.

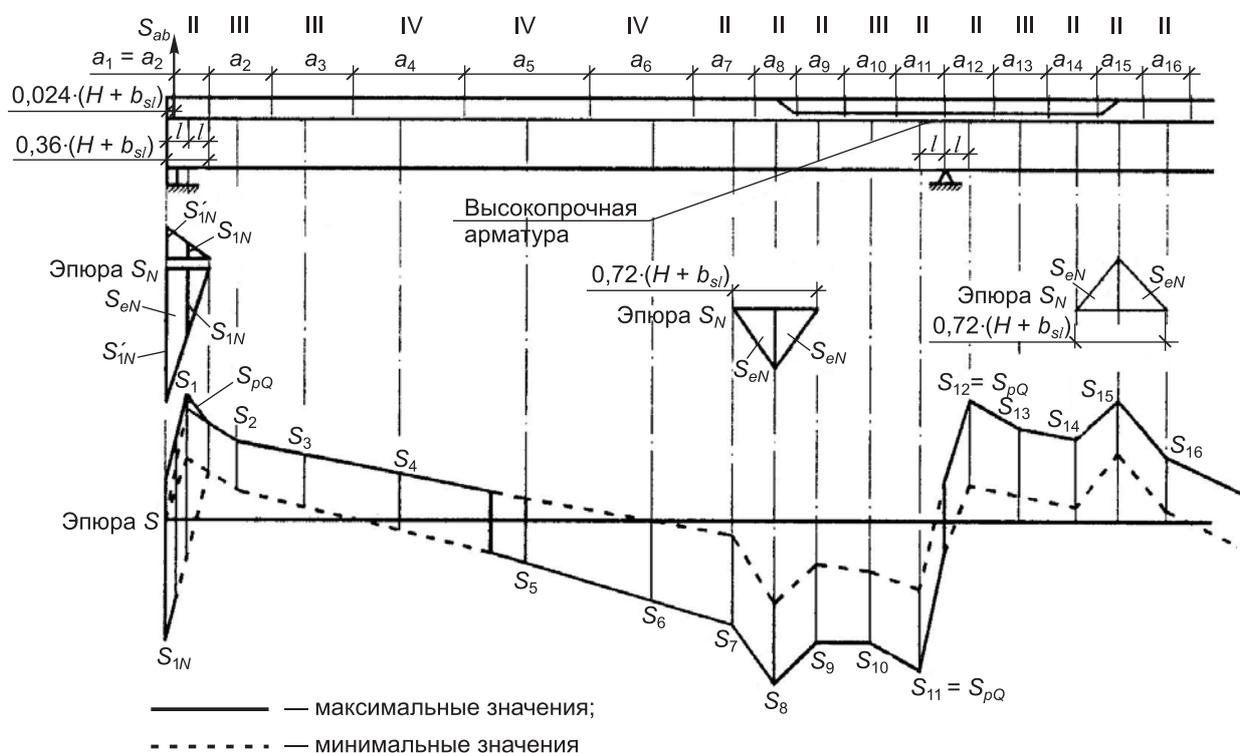
Н.4.3 Концевые усилия, отрывающие железобетонную плиту от стальной конструкции S_{ab} , кН, следует определять по формуле

$$S_{ab} = 5,6 \cdot \frac{Z_{b,s2}}{H + b_{sl}} \cdot S_e, \tag{H.9}$$

где $Z_{b,s2}$ — расстояние от центра тяжести поперечного сечения бетона до верхней фибры стальной конструкции, м;

S_e, H, b_{sl} — то же, что в Н.4.2.

Отрывающее усилие S_{ab} следует принимать приложенным на расстоянии $0,024 \cdot (H + b_{sl})$ от конца плиты (рисунок Н.3).



I, II, III, IV — расчетная длина участков a_i

Рисунок Н.3 — Эпюры погонных сдвигающих сил между железобетонной и стальной частями

Н.4.4 Расчеты конструкции объединения стальной части с железобетонной следует выполнять:

а) при жестких упорах — принимая прямоугольной эпюру сжимающих напряжений, передаваемых расчетной сминающей поверхностью упора;

б) при вертикальных гибких упорах — исходя из условий работы упора на изгиб со смятием бетона согласно Н.7;

в) при наклонных анкерах — исходя из условий работы анкера на сочетание растяжения и изгиба со смятием бетона согласно Н.7;

г) при закладных деталях плиты, объединенных со стальными поясами высокопрочными болтами, — исходя из расчета фрикционных соединений на высокопрочных болтах согласно К.5.4.18 и К.5.4.19;

д) при объединительных швах на высокопрочных болтах, обжимающих железобетон, — исходя из условий работы объединения на трение по контактными поверхностям шва согласно Н.8;

е) при болтоклеевых объединительных швах — в соответствии с перечислением г) или д), но с учетом сил сцепления от склеивания.

Н.4.5 Расчет конструкции объединения на жестких упорах следует выполнять по формулам:

— в автодорожных и пешеходных мостах — при расчете по прочности

$$S_h \leq 1,6R_b A_{b,dr}. \quad (\text{Н.12})$$

В формулах (Н.10)–(Н.12):

S_h, S_w — сдвигающие усилия, кН, приходящиеся на один упор, соответственно при расчете по прочности и на выносливость;

$A_{b,dr}$ — площадь поверхности смятия бетона упором, м²; при цилиндрических и дугообразных упорах — площадь их диаметрального сечения;

m_{b1} — то же, что в Н.2.2.

При сборной железобетонной плите и расположении упоров в окнах расчетное сопротивление R_b следует принимать по классу бетона блоков, а толщину подливки не включать в площадь смятия. При расположении упоров в продольных швах плиты площадь смятия следует учитывать полностью, а расчетные сопротивления принимать по классу бетона замоноличивания швов.

Если жесткие упоры расположены в железобетонном ребре или вуте, предельные значения величин S_h и S_w следует уменьшать, умножая правые части приведенных формул на 0,9 при $1,5b_{dr} \geq b_{rib} > 1,3b_{dr}$ и на 0,7 — при $b_{rib} \leq 1,3b_{dr}$, где b_{dr} — ширина площади смятия бетона упором, м, b_{rib} — ширина ребра или вута на уровне центра тяжести расчетной площади смятия бетона упором, м².

Н.4.6 Крепления конструкций объединения к стальной части следует рассчитывать в соответствии с Н.5.4.1–Н.5.4.19.

Расчеты крепления жесткого упора к стальной части конструкции следует выполнять с учетом момента от сдвигающей силы.

Н.4.7 При одновременном использовании в конструкции объединения жестких упоров и наклонных анкеров допускается учитывать их совместную работу, принимая полное сопротивление объединительного шва равным сумме сопротивлений упоров и анкеров.

Н.5 Проверка жесткости, определение строительного подъема и расчет по горизонтальным нагрузкам

Н.5.1 Вертикальные прогибы от действующих нагрузок, а также перемещения при определении периодов колебаний следует вычислять в предположении упругой работы бетона независимо от знака возникающих в нем напряжений.

При определении периодов свободных горизонтальных колебаний прогиб железобетонной плиты в горизонтальной плоскости допускается определять с введением в состав сечения защитного слоя, подготовки под гидроизоляцию и железобетонных тротуаров.

При расчете строительного подъема пролетных строений со сборной плитой усадку бетона учитывать не следует.

Н.6 Распределение сдвигающих усилий по шву объединения железобетонной плиты и стальной конструкции в сложных случаях воздействий

Н.6.1 Распределение концевого сдвигающего усилия S_{eN} , кН, следует принимать по несимметричной треугольной эпюре с длиной основания a_e (см. рисунок Н.3).

При этом

$$S'_{1N} = \frac{S_{eN}}{0,5a_e}, \quad S_{1N} = \frac{S_{eN}}{a_e}, \quad (\text{H.13})$$

где S'_{1N}, S_{1N} — интенсивность погонных сдвигающих сил в соответствии с рисунком Н.3, кН;
 S_{eN}, a_e — принимаются в соответствии с Н.4.1 и Н.4.2.

Н.6.2 При распределении околоопорного сдвигающего усилия от поперечных сил S_{pQ} , кН, следует принимать, что интенсивность соответствующих погонных сдвигающих сил изменяется в обе стороны по прямолинейной эпюре от середины длины околоопорного участка (см. рисунок Н.3); при этом ордината в середине околоопорного участка определяется по формуле

$$S_{pQ} = \frac{1,15S_{pQ}}{a_e}. \quad (\text{H.14})$$

Н.6.3 Распределение местных сосредоточенных сдвигающих усилий (от заанкеривания высокопрочной арматуры, примыкания ванты или раскоса и т. д.) S_{cN} в удаленных от конца плиты зонах следует принимать по симметричной треугольной эпюре с длиной основания $2a_e$ (см. рисунок Н.3).

Н.6.4 При определении сдвигающих усилий расчетную длину участков следует принимать (см. рисунок Н.3): участок I — $0,18 \cdot (H + b_{sl})$, участок II — $0,36 \cdot (H + b_{sl})$ — для концевых участков и в местах приложения сосредоточенных сил, а также в местах, примыкающих к указанному участку; участок III $\leq 0,8 \cdot (H + b_{sl})$, участок IV $\leq 1,6 \cdot (H + b_{sl})$ — на остальной длине пролетного строения соответственно в крайней и средней четвертях пролета.

Н.7 Расчеты по прочности объединения железобетона и стали гибкими упорами и анкерами

Н.7.1 Сдвигающее усилие S_h , кН, приходящееся на один гибкий упор, должно удовлетворять следующим условиям прочности:

— для гибких упоров в виде прокатных швеллеров, двутавров, уголков без подкрепляющих ребер

$$S_h \leq 0,55 \cdot (t_{fr} + 0,5t_w) \cdot b_{dr} \sqrt{10R_b}; \quad (\text{H.15})$$

— для гибких упоров в виде круглых стержней при $2,5 < l/d \leq 4,2$

$$S_h \leq 0,24ld \sqrt{10R_b}; \quad (\text{H.16})$$

— для гибких упоров в виде круглых стержней при $l/d > 4,2$

$$S_h \leq d^2 \sqrt{10R_b}. \quad (\text{H.17})$$

Для гибких упоров в виде круглых стержней, кроме того, должно быть выполнено условие

$$S_1 \leq 0,063d^2 mR_y. \quad (\text{H.18})$$

В формулах (Н.15)–(Н.18):

t_{fr} — сумма значений радиуса закругления и наибольшей толщины полки прокатного профиля, м;

t_w — толщина стенки прокатного профиля, м;

l — длина круглого стержня гибкого упора, м;

d — диаметр стержня гибкого упора или анкера, м;

b_{dr} — ширина площади смятия бетона упором, м;

R_b, R_y, m — принимают в соответствии с Н.1.1.

Н.7.2 Сдвигающее усилие S_h , кН, приходящееся на один наклонный анкер из арматурной стали круглого сечения (гладкого или периодического профиля) или на одну ветвь петлевого анкера, должно удовлетворять следующим условиям:

$$S_h \leq 0,1A_{an} mR_y \cos \alpha + d^2 \sqrt{10R_b} \sin \alpha, \quad (\text{H.19})$$

$$S_h \leq 0,1A_{an} mR_y \cdot (\cos \alpha + 0,8 \sin \alpha), \quad (\text{H.20})$$

где A_{an} — площадь поперечного сечения стержня анкера или ветви анкера, м²;

α — угол наклона анкера к поверхности стальной конструкции.

Для анкеров, разведенных в плане, в формулы (Н.19) и (Н.20) вместо $\cos\alpha$ следует подставлять произведение $\cos\alpha \cdot \cos\beta$, где β — угол между горизонтальной проекцией анкера и направлением действия сдвигающей силы.

Сдвигающее усилие, воспринимаемое сжатыми наклонными анкерами, не должно превышать 25 % полного сдвигающего усилия, действующего на рассчитываемом участке.

Н.7.3 При объединении железобетонной части со стальной с помощью наклонных анкеров из полостной стали толщиной t_{an} от 8 до 20 мм и шириной от 20 до 80 мм сдвигающее усилие S_n , приходящееся на один анкер или одну ветвь петлевого анкера, следует проверять по формуле (Н.19), заменяя d^2 выражением $t_{an}\sqrt{A_{an}}$ (где t_{an} — в метрах), и по формуле (Н.20).

Н.7.4 Если наклонные или вертикальные анкера находятся в высоком железобетонном ребре и используются для восприятия в нем главных растягивающих напряжений, растягивающие усилия в наклонных анкерах следует определять как в арматурных отгибах обычного железобетона, а в вертикальных анкерах — аналогично усилиям в хомутах обычного железобетона. Допускается достаточность сечения анкера для восприятия этого растягивающего усилия и сдвигающей силы между железобетоном и сталью проверять независимо и усилия не суммировать.

Н.8 Расчеты по прочности объединения железобетона и стали, выполненных с применением высокопрочных болтов, обжимающих железобетон

Н.8.1 Усилие натяжения высокопрочного болта N_{hb} , кН, следует определять по формуле

$$N_{hb} = N_{hb,n} - \Delta N, \quad (\text{Н.21})$$

где $N_{hb,n}$ — контролируемое усилие натяжения болта, кН;

ΔN — потери усилий натяжения от усадки и ползучести бетона плиты и слоя раствора под плитой, кН.

При конструкции соединения согласно рисунку Н.4, потери ΔN , кН, допускается определять по формуле

$$\Delta N = N_{hb,n} \cdot (0,23 - 0,0025t), \quad (\text{Н.22})$$

где 0,5 — суммарная толщина плиты и слоя раствора по оси отверстия, м.

Н.8.2 Во фрикционном соединении железобетонной плиты со стальным поясом (через слой цементно-песчаного раствора или при непосредственном контакте) при условии очистки пояса сдвигающее усилие, приходящееся на один высокопрочный болт, должно удовлетворять условию

$$S_n \leq \frac{1}{k} \cdot f N_{hb}, \quad (\text{Н.23})$$

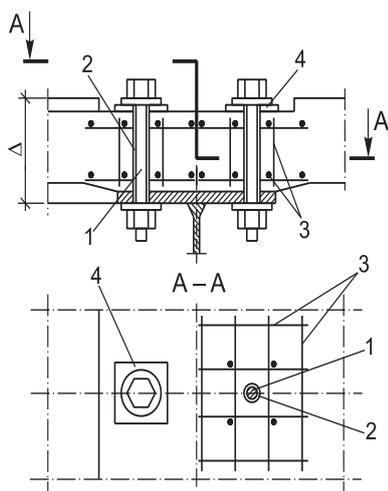
где N_{hb} — то же, что в формуле (Н.21);

k — коэффициент безопасности, принимаемый равным 1,3;

f — коэффициент трения, принимаемый равным:

0,60 — при омоноличивании шва цементно-песчаным раствором или при плите из монолитного железобетона;

0,45 — при непосредственном контакте сборного железобетона со сталью.



- 1 — высокопрочный болт диаметром 22 или 24 мм; 2 — отверстие в бетоне диаметром 50 мм;
 3 — арматурный каркас из стержней периодического профиля диаметром 10 мм;
 4 — распределительная подкладка размерами 100×100×16 мм для болтов диаметром 22 мм
 и размерами 100×100×20 мм — для болтов диаметром 24 мм

Рисунок Н.4 — Конструкция соединения с применением высокопрочных болтов

Приложение П

Расчетное сопротивление грунтов основания осевому сжатию

П.1 Расчетное сопротивление основания из нескального грунта осевому сжатию R , кПа, под подошвой фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует определять по формуле

$$R = 1,7 \{ R_0 [1 + k_1 \cdot (b - 2)] + k_2 \gamma \cdot (d - 3) \}, \quad (\text{П.1})$$

- где R_0 — условное сопротивление грунта, кПа, принимаемое по таблицам П.1–П.3;
 b — ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, м; при ширине более 6 м принимается $b = 6$;
 d — глубина заложения фундамента, м, принимаемая в соответствии с П.2;
 γ — осредненный по слоям расчетный удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, определенный без учета взвешивающего действия воды; допускается принимать $\gamma = 20,0$ кН/м²;
 k_1, k_2 — коэффициенты, принимаемые по таблице П.4.

Таблица П.1

Грунты	Коэффициент пористости e	Условное сопротивление пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов основания R_0 , кПа, в зависимости от показателя текучести I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супеси при $I_p \leq 5$	0,5	343	294	245	196	147	98	—
	0,7	294	245	196	147	98	—	—
Суглинки при $10 \leq I_p \leq 15$	0,5	392	343	294	245	196	147	98
	0,7	343	294	245	196	147	98	—
	1,0	294	245	196	147	98	—	—
Глины при $I_p \geq 20$	0,5	588	441	343	294	245	196	147
	0,6	490	343	294	245	196	147	98
	0,8	392	294	245	196	147	98	—
	1,1	294	245	196	147	98	—	—

Примечания
1 Для промежуточных значений I_L и R_0 определяют интерполяцией.
2 При значениях числа пластичности I_p в пределах от 5 до 10 и от 15 до 20 следует принимать средние значения R_0 , приведенные в таблице соответственно для супесей, суглинков и глин.

Таблица П.2

Песчаные грунты и их влажность	Условное сопротивление песчаных грунтов средней плотности в основаниях R_0 , кПа
Гравелистые и крупные, независимо от их влажности	343
Средней крупности: маловлажные влажные и насыщенные водой	294
	245
Мелкие: маловлажные влажные и насыщенные водой	196
	147

Окончание таблицы П.2

Песчаные грунты и их влажность	Условное сопротивление песчаных грунтов средней плотности в основаниях R_0 , кПа
Пылеватые:	
маловлажные	196
влажные	147
насыщенные водой	98
Примечание — Для плотных песков приведенные значения R_0 следует увеличивать на 100 %, если их плотность определена статическим зондированием, и на 60 % — если их плотность определена по результатам лабораторных испытаний грунтов.	

Таблица П.3

Грунт	Условное сопротивление крупнообломочных грунтов в основаниях R_0 , кПа
Галечниковый (щебенистый) из обломков пород:	
кристаллических	1470
осадочных	980
Гравийный (дресвяный) из обломков пород:	
кристаллических	785
осадочных	490
Примечание — Значения R_0 приведены для крупнообломочных грунтов с песчаным заполнителем. Если в крупнообломочном грунте содержится более 40 % глинистого заполнителя, то значения R_0 для такого грунта принимают по таблице Р.1 в зависимости от значений I_p , I_L и e заполнителя.	

Таблица П.4

Грунт	Значения коэффициентов	
	k_1 , м ⁻¹	k_2
Гравий, галька, крупный гравелистый и средней крупности песок	0,10	3,0
Мелкий песок	0,08	2,5
Пылеватый песок, супесь	0,06	2,0
Твердые и полутвердые суглинок и глина	0,04	2,0
Тугопластичные и мягкопластичные суглинок и глина	0,02	1,5

Значение условного сопротивления R_0 для твердых супесей, суглинков и глин ($I_L < 0$) следует определять по формуле $R_0 = 1,5R_{nc}$ и принимать, не более: для супесей — 981 кПа; для суглинков — 1962 кПа; для глин — 2943 кПа, где R_{nc} — предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности, кПа.

Расчетное сопротивление осевому сжатию оснований из невыветрелых скальных грунтов R , кПа, следует определять по формуле

$$R = \frac{R_c}{\gamma_g}, \quad (\text{П.2})$$

где γ_g — коэффициент надежности по грунту, принимаемый равным 1,4;

R_c — предел прочности на одноосное сжатие образцов скального грунта, кПа.

Если основания состоят из однородных по глубине слабыветрелых, выветрелых или сильновыветрелых скальных грунтов, их расчетное сопротивление осевому сжатию следует определять, пользуясь результатами статических испытаний грунтов штампом. При отсутствии таких результатов допускается значение R определять для слабыветрелых и выветрелых скальных грунтов по формуле (П.2), принимая значение R_c с понижающим коэффициентом, равным соответственно 0,6 и 0,3; для сильновыветрелых скальных грунтов — по формуле (П.1) и таблице П.3 как для крупнообломочных грунтов.

П.2 При определении расчетного сопротивления оснований из нескальных грунтов по формуле (П.1) заглубление фундамента мелкого заложения или фундамента из опускного колодца следует принимать:

а) для промежуточных опор мостов — от поверхности грунта у опоры на уровне срезки в пределах контура фундамента, а в русле рек — от дна водотока у опоры после понижения его уровня на глубину общего и половину местного размыва грунта при расчетном расходе в соответствии с требованиями 5.9.1–5.9.6;

б) для обсыпных устоев — от естественной поверхности грунта с увеличением на половину высоты конуса насыпи у передней грани фундамента по оси моста;

в) для труб замкнутого контура — от естественной поверхности грунта с увеличением на половину минимальной высоты насыпи у рассматриваемого звена;

г) для труб незамкнутого контура — от низа лотка или обреза фундамента.

П.3 Расчетные сопротивления, вычисленные по формуле (П.1) для глин или суглинков в основаниях фундаментов мостов, расположенных в пределах постоянных водотоков, следует увеличивать на $14,7d_w$, кПа, где d_w — глубина воды, м, от наинизшего уровня межени до уровня, принимаемого в соответствии с П.2, перечисление а).

Приложение Р

Несущая способность по грунту фундамента из свай или опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения

Условный фундамент следует принимать в форме прямоугольного параллелепипеда. Его размеры для свайного фундамента с заглубленным в грунт ростверком следует определять по рисункам Р.1 и Р.2, с расположенным над грунтом ростверком — по рисункам Р.3 и Р.4, для фундамента из опускного колодца — по рисунку Р.5.

Приведенное на рисунках Р.1–Р.5 среднее значение расчетного угла трения грунтов, прорезанных сваями, φ_m следует определять по формуле

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d}, \quad (\text{Р.1})$$

где φ_i — расчетный угол внутреннего трения i -го слоя грунта, расположенного в пределах глубины погружения свай в грунт, град.;

h_i — толщина i -го слоя, м;

d — глубина погружения свай в грунт от подошвы ростверка или расчетной поверхности грунта, м, положение которой следует принимать в соответствии с 14.2.6.

Несущую способность основания условного фундамента проверяют согласно 14.2.4, при этом подлежащие проверке среднее p , кПа, и максимальное p_{\max} , кПа, давления на грунт в сечении 3–4 по подошве условного фундамента (рисунки Р.1–Р.5) следует определять по формулам:

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c}, \quad (\text{Р.2})$$

$$p_{\max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c \cdot (3M_c + 2F_h d_1)}{b_c \cdot \left(\frac{k}{c_b} \cdot d_1^4 + 3a_c^3 \right)}, \quad (\text{Р.3})$$

где N_c — нормальная составляющая давления условного фундамента на грунт основания, кН, определяемая с учетом веса грунтового массива, ограниченного сечениями 1–2–3–4, вместе с заключенными в нем ростверком и сваями или опускным колодцем;

F_h, M_c — соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки, кН, и ее момент относительно главной оси горизонтального сечения условного фундамента в уровне расчетной поверхности грунта, кН·м, принимаемой в соответствии с 14.2.6;

d_1 — глубина заложения условного фундамента по отношению к расчетной поверхности грунта, м (рисунки Р.1–Р.5);

a_c, b_c — размеры в плане условного фундамента соответственно в направлении, параллельном плоскости действия нагрузки и перпендикулярном к ней, м;

k — коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного выше подошвы фундамента, и принимаемый по таблице С.1;

c_b — коэффициент постели грунта в уровне подошвы условного фундамента, кН/м³:

при $d_1 \leq 10$ м $c_b = 10k$;

при $d_1 > 10$ м $c_b = kd_1$.

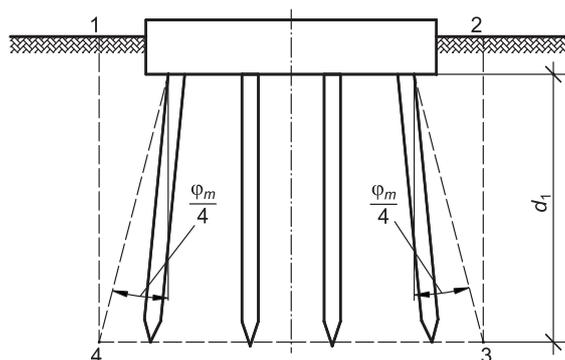


Рисунок Р.1 — Условный свайный фундамент с ростверком, заглубленным в грунт, при угле наклона свай менее $\frac{\varphi_m}{4}$

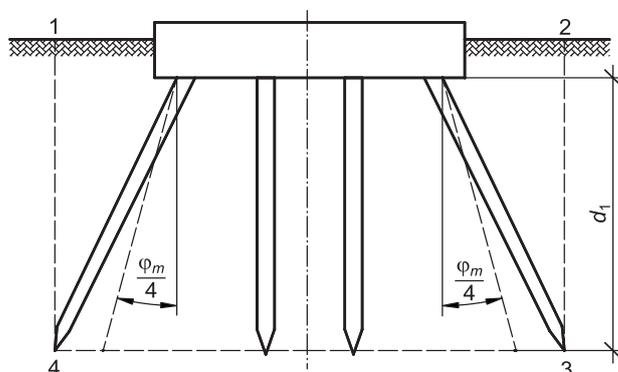


Рисунок Р.2 — Условный свайный фундамент с ростверком, заглубленным в грунт, при угле наклона свай более $\frac{\varphi_m}{4}$

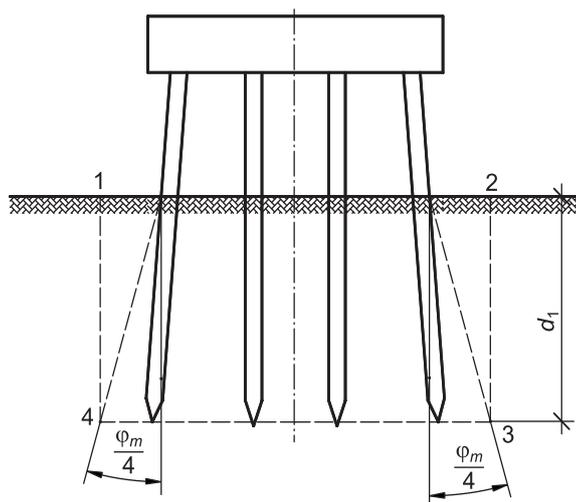


Рисунок Р.3 — Условный свайный фундамент с ростверком, расположенным над грунтом, при угле наклона свай менее $\frac{\varphi_m}{4}$

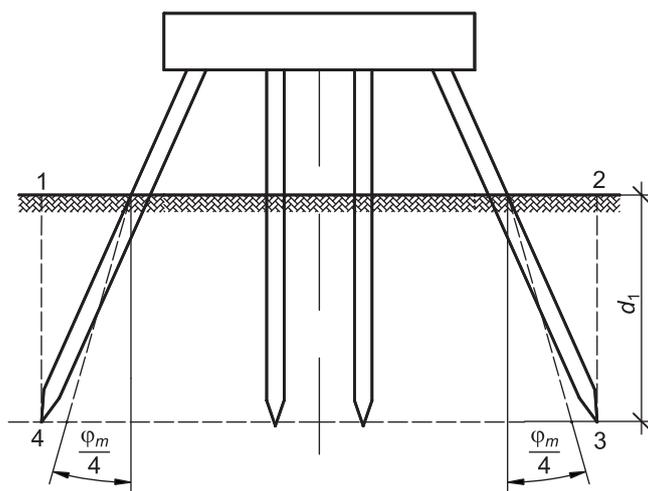


Рисунок Р.4 — Условный свайный фундамент с ростерком,
расположенным над грунтом, при угле наклона свай более $\frac{\varphi_m}{4}$

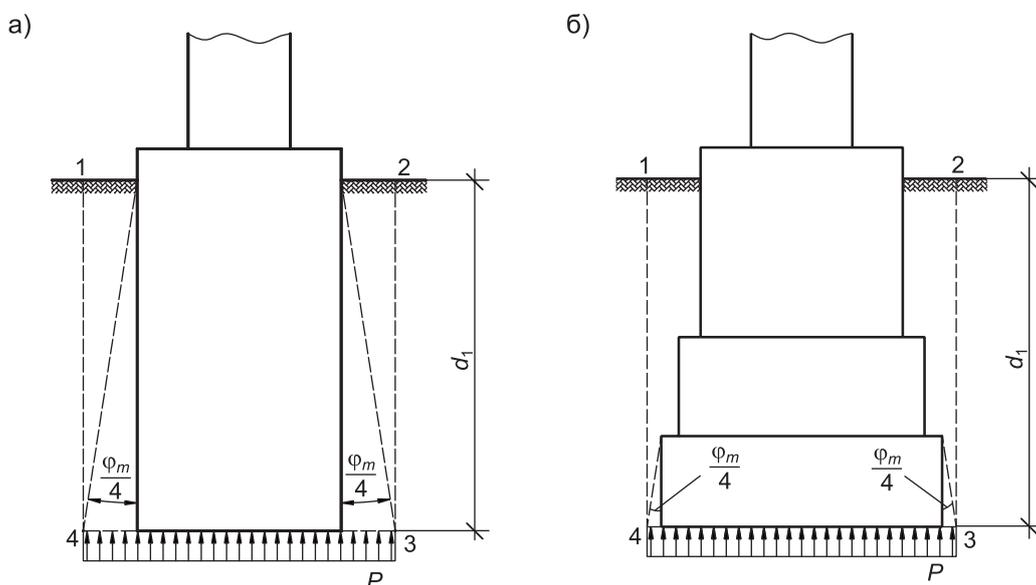


Рисунок Р.5 — Условный фундамент из опускного колодца:
а — без уступов;
б — с уступами

Таблица Р.1

Грунт	Коэффициент k , кН/м ⁴
Текучепластичные глины и суглинки ($0,75 < l_L \leq 1$)	От 490 до 1960 включ.
Мягкопластичные глины и суглинки ($0,5 < l_L \leq 0,75$), пластичные супеси ($0 \leq l_L \leq 1$), пылеватые пески ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	От 1961 до 3920 включ.
Тугопластичные и полутвердые глины и суглинки $0 \leq l_L \leq 0,5$, твердые супеси ($l_L < 0$), мелкие пески ($0,6 \leq e \leq 0,75$) и пески средней крупности ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	От 3921 до 5880 включ.
Твердые глины и суглинки ($l_L < 0$), крупные пески ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	От 5881 до 9800 включ.
Гравелистые пески ($0,55 \leq e \leq 0,7$) и галька с песчаным заполнителем	От 9801 до 19 600 включ.

Приложение С

Несущая способность подстилающего слоя грунта

Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта следует производить исходя из условия

$$\gamma \cdot (d + z_i) + \alpha \cdot (p - \gamma d) \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (\text{С.1})$$

где p — среднее давление на грунт, кПа, действующее под подошвой условного фундамента мелкого заложения;

γ — средний (по слоям) расчетный удельный вес грунта, расположенного над кровлей проверяемого подстилающего слоя грунта, кН/м³; допускается принимать $\gamma = 19,62$ кН/м³;

d — заглубление подошвы фундамента мелкого заложения от расчетной поверхности грунта, м, принимаемое в соответствии с приложением П;

z_i — расстояние от подошвы фундамента до поверхности проверяемого подстилающего слоя грунта, м;

α — коэффициент, принимаемый по таблице С.1;

R — расчетное сопротивление подстилающего грунта, кПа; определяют по формуле (П.1) (приложение П) для глубины расположения кровли проверяемого слоя грунта;

γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4.

Значение коэффициента α принимается по таблице С.1 в зависимости от отношения z_i/b для круглого в плане фундамента и от отношений z_i/b и a/b — для прямоугольного в плане фундамента. Здесь a — большая сторона прямоугольного в плане фундамента, b — меньшая его сторона или диаметр круглого в плане фундамента.

Проверку несущей способности подстилающего слоя грунта под фундаментом из свай или из опускаемого колодца следует производить как под условным фундаментом размерами, принимаемыми в соответствии с приложением Р.

Таблица С.1

$\frac{z_i}{b}$	Значение коэффициента α												
	для круглого в плане фундамента	для прямоугольного в плане фундамента в зависимости от отношения сторон его подошвы a/b											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 и более
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,972	0,879	0,880	0,881	0,881
0,6	0,547	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,757	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
0,8	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
1,0	0,285	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,482	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
1,2	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
1,4	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
1,6	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
1,8	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337

Окончание таблицы С.1

$\frac{z_i}{b}$	Значение коэффициента α												
	для круглого в плане фундамента	для прямоугольного в плане фундамента в зависимости от отношения сторон его подошвы a/b											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 и более
2,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304
2,2	0,073	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280
2,4	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
2,6	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
2,8	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,228
3,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	1,124	0,136	0,155	0,172	0,208
3,2	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,190
3,4	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
3,6	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
3,8	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
4,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158
4,2	0,021	0,026	0,031	0,037	0,042	0,048	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
4,4	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
4,6	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
4,8	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
5,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

Приложение Т

**Дополнительное давление на основание устоя
от веса примыкающей части подходной насыпи**

Т.1 Дополнительное давление на грунты основания под задней гранью устоя (в уровне подошвы фундамента) от веса подходной насыпи (рисунок Т.1) p'_1 , кПа, следует определять по формуле

$$p'_1 = \alpha_1 \gamma h_1. \quad (\text{Т.1})$$

Для обсыпного устоя дополнительное давление на грунты основания под передней гранью устоя от веса конуса устоя p'_2 , кПа, следует определять по формуле

$$p'_2 = \alpha_2 \gamma h_2. \quad (\text{У.2})$$

В формулах (Т.1) и (Т.2):

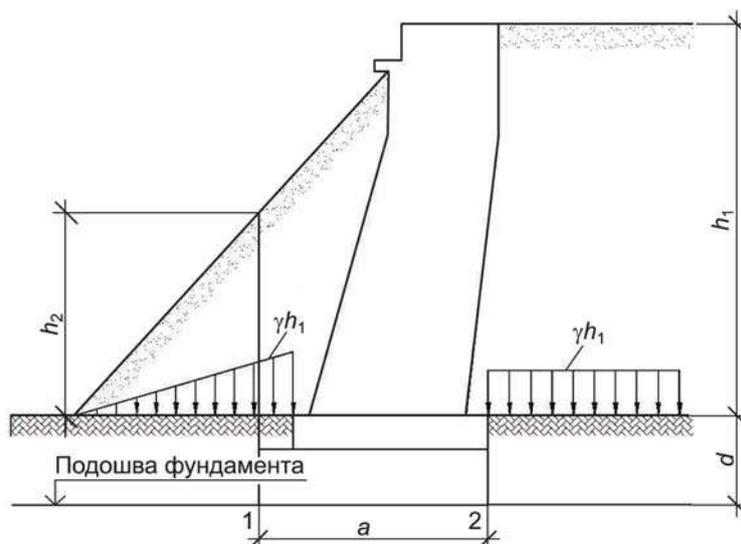
γ — расчетный удельный вес насыпного грунта, кН/м³; допускается принимать $\gamma = 17,7$ кН/м³;

h_1 — высота насыпи, м;

h_2 — высота конуса над передней гранью фундамента, м;

α_1, α_2 — коэффициенты, принимаемые соответственно по таблицам Т.1 и Т.2.

Давление p_1 и p_2 следует определять суммированием по соответствующим граням фундамента давления от расчетных нагрузок с добавлением p'_1 и p'_2 .



1 — передняя грань; 2 — задняя грань

**Рисунок Т.1 — Схема распределения дополнительного давления
от веса подходной насыпи на грунты основания обсыпного устоя**

Таблица Т.1

Глубина заложения фундамента d , м	Высота насыпи h_1 , м	Значение коэффициента α_1			
		для задней грани устоя	для передней грани устоя при длине подошвы фундамента a , м		
			до 5	10	15
5	10	0,45	0,10	0	0
	20	0,50	0,10	0,05	0
	30	0,50	—	0,06	0

Окончание таблицы Т.1

Глубина заложения фундамента d , м	Высота насыпи h_1 , м	Значение коэффициента α_1			
		для задней грани устоя	для передней грани устоя при длине подошвы фундамента a , м		
			до 5	10	15
10	10	0,40	0,20	0,05	0
	20	0,45	0,25	0,10	0,05
	30	0,50	—	0,10	0,05
15	10	0,30	0,20	0,15	0,10
	20	0,35	0,30	0,20	0,15
	30	0,40	—	0,20	0,15
20	10	0,35	0,20	0,10	0,05
	20	0,40	0,25	0,15	0,10
	30	0,45	—	0,20	0,15
25	10	0,25	0,20	0,20	0,15
	20	0,30	0,30	0,20	0,20
	30	0,35	—	0,20	0,20
30	10	0,20	0,20	0,20	0,15
	20	0,25	0,30	0,25	0,20
	30	0,30	—	0,25	0,20

Примечания
 1 Для промежуточных значений d , h_1 и a коэффициент α_1 следует определять интерполяцией.
 2 При расчете фундамент глубокого заложения рассматривается как условный, ограниченный контуром, принимаемым в соответствии с приложением Р.

Таблица Т.2

Глубина заложения фундамента d , м	Значение коэффициента α_2 при высоте конуса h_2 , м		
	10	20	30
5	0,4	0,5	0,6
10	0,3	0,4	0,5
15	0,2	0,3	0,4
20	0,1	0,2	0,3
25	0	0,1	0,2
30	0	0	0,1

Примечание — Для промежуточных значений d и h_2 коэффициент α_2 следует определять интерполяцией.

Т.2 Относительный эксцентриситет равнодействующей нагрузок в уровне подошвы фундамента мелкого заложения следует определять по формуле

$$\frac{e_0}{r} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 \cdot \left(\frac{a}{y} - 1 \right) + p_2}, \quad (Т.3)$$

где a — длина подошвы фундамента, м (см. рисунок Т.1);
 y — расстояние от главной центральной оси подошвы фундамента до более нагруженного ребра, м;
 e_0, r — то же, что в таблице 72.

Библиография

- [1] СНБ 2.04.02-2000 Строительная климатология
- [2] СН 2.04.03-2020 Естественное и искусственное освещение
- [3] ДМД 33200.2.080-2016 Рекомендации по проектированию и устройству необсыпных устоев мостовых сооружений (приказ ГП «БелдорНИИ» 31.03.2016 № 35)
- [4] ЭкоНИП 17.01.06-001-2017 Охрана окружающей среды и природопользование. Требования экологической безопасности
- [5] СН 3.03.06-2022 Улицы населенных пунктов
- [6] СП 5.01.01-2023 Общие положения по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений
- [7] ДМД 33200.2.077-2015 Рекомендации по проектированию дорожных ограждений для транспортных средств на мостах (приказ ГП «БелдорНИИ» от 24.12.2015. № 132)
- [8] СН 2.01.07-2020 Защита строительных конструкций от коррозии
- [9] ГОСТ Р 53772-2010 Канаты стальные арматурные семипроволочные стабилизированные. Технические условия
- [10] ГОСТ 31938-2022 Арматура композитная полимерная для армирования бетонных и железобетонных конструкций. Общие технические условия
- [11] ДМД 33200.2.083-2017 Рекомендации по проектированию, изготовлению и устройству несущих и ограждающих конструкций мостовых сооружений, армированных композитной арматурой (приказ ГП «БелдорНИИ» от 02.03.2017 № 30)
- [12] СП 5.03.01-2020 Бетонные и железобетонные конструкции
- [13] ГОСТ Р 55 374-2012 Прокат из стали конструкционной легированной для мостостроения. Общие технические условия
- [14] СТО 13657842-1-2009 Прокат листовой низколегированный высокого качества для мостостроения
- [15] ТУ 14-4-1216-82 Канаты стальные оцинкованные спиральные закрытой конструкции
- [16] ТУ 14-2-207-76 Сталь гнутая, профили волнистые листовые
- [17] ГОСТ Р 52643-2006 Болты и гайки высокопрочные и шайбы для металлических конструкций. Общие технические требования
- [18] ГОСТ Р 52644-2006 (ИСО 7411:1984) Болты высокопрочные с шестигранной головкой с увеличенным размером под ключ для металлических конструкций. Технические условия
- [19] ГОСТ Р 52645-2006 (ИСО 4775:1984) Гайки высокопрочные шестигранные с увеличенным размером под ключ для металлических конструкций. Технические условия
- [20] ГОСТ Р 52646-2006 (ИСО 7415:1984) Шайбы к высокопрочным болтам для металлических конструкций. Технические условия
- [21] СП 5.04.01-2021* Стальные конструкции
- [22] СП 5.05.01-2021 Деревянные конструкции
- [23] СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений

ТКП/ПР1-202Х

Заместитель директора
государственного предприятия
«БелдорНИИ»



Е.В. Рокало

Начальник отраслевой
мостовой лаборатории

О.Г.Попелушко

Руководитель разработки,
ведущий научный сотрудник
отраслевой мостовой лаборатории,
канд. техн. наук

A handwritten signature in blue ink, appearing to be "О.М. Вайтович", is written below the seal.

О.М. Вайтович