ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ АВТОДОРОЖНЫХ И ГОРОДСКИХ МОСТОВ И ТРУБ

СН 200-62

gost.e-ecolog.ru

ИЗДАНИЕ ОФИЦИАЛЬНОЕ

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ, АВТОДОРОЖНЫХ И ГОРОДСКИХ МОСТОВ И ТРУБ

(СН 200-62)

Утверждены
Государственным комитетом Совета Министров СССР
по делам строительства
30 декабря 1961 г.

ВСЕСОЮЗНОЕ
ИЗДАТЕЛЬСКО-ПОЛИГРАФИЧЕСКОЕ ОБЪЕДИНЕНИЕ
МИНИСТЕРСТВА ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ

Ответственные за выпуск
канд. техн. наук *Н. Б. ЛЯЛИН*, инж. *Б. К. КОЗЛОВСКИЙ*

Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200-62) разработаны Всесоюзным научно-исследовательским институтом транспортного строительства (ЦНИИС) и Всесоюзным дорожным научно-исследовательским институтом (Союздорнии) совместно с Государственным институтом технико-экономических изысканий и проектирования железнодорожного транспорта (Гипротранстэи) и проектным институтом Гипрокоммундортранс Министерства коммунального хозяйства РСФСР.

Указанные Технические условия разработаны с учетом научно-исследовательских работ и накопленного опыта в области проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб под насыпями.

Для удобства пользования настоящими ТУ нормы и технические требования, отражающие специфику мостов и труб различных назначений, выделены в самостоятельные подразделы или помещены с разделительной вертикальной чертой посередине печатной страницы: на левой половине страницы приведены указания, относящиеся только к железнодорожным мостам и трубам, а на правой половине — к автодорожным и городским мостам и трубам.

Смотри СН-365-67.

Редактор издательства инж. *З. А. Неклепаева*
Обложка художника *А. А. Медведева*
Технический редактор *П. А. Хитров* Корректор *Л. И. Левина*

Сдано в набор 17/II 1962 г. Подписано к печати 23/IV 1962 г.
Формат бумаги 60 × 90 1/16. Печатных листов 20,5, бум. листов 10 1/4.
учетно-изд. листов 21,31 *Тираж 40 000.* *ЖДИЭ 35350.* *Зак. тип. 126.*
Цена 75 коп. Переплет 15 коп.
ТРАНСЖЕЛДОРИЗДАТ, Москва, Басманный туп., 6а

1-я типография Трансжелдориздата МПС. Москва, Б. Переяславская, 46

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства	Строительные нормы Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб	СН 200-62 Взамен *

Изменения внесены поправки внесены

РАЗДЕЛ I

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1. Настоящие Технические условия распространяются на проектирование постоянных мостов (в том числе путепроводов, виадуков, эстакад и т. п.), а также труб под насыпями на железных дорогах колеи 1 524 *мм*, на автомобильных дорогах и на городских улицах и дорогах.

Примечание. При проектировании сооружений особо крупных, а также необычных по своей конструкции или материалам в необходимых случаях составляются дополнения и изменения к настоящим ТУ, утверждаемые по согласованию с Госстроем СССР.

---

* Норм подвижных вертикальных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автомобильных дорогах (Н-106-53), утвержденных Госстроем СССР 19 декабря 1952 г.

Норм габаритов приближения конструкций для мостов на автомобильных дорогах (габариты мостов) Н-112-53, утвержденных Госстроем СССР 8 сентября 1953 г.

Технических условий проектирования мостов и труб на железных дорогах нормальной колеи (ТУПМ-56), утвержденных Министерством путей сообщения и Министерством транспортного строительства 15 сентября 1956 г.

Части I Технических условий проектирования и изготовления сварных пролетных строений железнодорожных мостов (ТУПИМ-св-55), утвержденных Министерством транспортного строительства и Министерством путей сообщения 18 июля 1955 г.

Внесены Министерством транспортного строительства, Министерством путей сообщения и Министерством коммунального хозяйства РСФСР	Утверждены Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 30 декабря 1961 г.	Срок введения 1 апреля 1962 г.

2. При проектировании железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб под насыпями дополнительно к настоящим ТУ должны учитываться соответствующие требования действующих норм и технических условий проектирования железных и автомобильных дорог общей сети Союза ССР, а также городских улиц, дорог и площадей, государственные стандарты, противопожарные и санитарные нормы, нормы проектирования сооружений в районах Крайнего Севера и вечной мерзлоты, в районах опасных в сейсмическом отношении, в условиях особых грунтов (просадочных, засоленных и пр.) и другие общесоюзные нормативные документы по проектированию и строительству, а также требования по обеспечению безопасности движения и охране труда рабочих в период строительства и эксплуатации железных, автомобильных и городских дорог и улиц.

Примечание. Специальные технические условия, указания, инструкции и правила по проектированию отдельных видов конструкций и оснований железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб должны соответствовать требованиям настоящих Технических условий.

3. Проектируемые мосты и трубы в течение всего срока их службы должны обеспечивать безопасность, бесперебойность и удобство нормального движения транспорта, а также простоту и наименьшую трудоемкость содержания сооружений в процессе эксплуатации.

Части I Технических условий проектирования и изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций мостов на железных дорогах нормальной колеи (ВСН-22-59), утвержденных Министерством путей сообщения и Министерством транспортного строительства 5 октября 1959 г.

Технических условий проектирования капитального восстановления и строительства новых мостов и труб под железную дорогу нормальной колеи (ТУПМ-47), утвержденных Министерством путей сообщения 17 мая 1947 г.

Дополнений и изменений к главе «Металлические конструкции» Технических условий проектирования капитального восстановления и строительства новых мостов и труб под железную дорогу нормальной колеи (ТУПМ-47), утвержденных Министерством путей сообщения и Министерством транспортного строительства 17 сентября 1956 г.

Технических условий на проектирование искусственных сооружений на автомобильных дорогах, утвержденных Гушосдором НКВД СССР 3 марта 1943 г.

Правил и указаний по проектированию деревянных мостов на автомобильных дорогах, изданных Гушосдором НКВД СССР в 1945 г.

Правил и указаний по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах, изданных Гушосдором МВД СССР в 1948 г.

Временных технических условий на проектирование предварительно напряженных железобетонных мостов, утвержденных Гушосдором МВД СССР 12 августа 1952 г.

Технических условий и норм проектирования искусственных сооружений на городских путях сообщения, утвержденных Министерством коммунального хозяйства РСФСР 13 сентября 1947 г.

ГОСТ 2482—44. Конструкции деревянные автодорожных мостов и труб. Нормы проектирования.

Мосты и трубы должны также обеспечивать безопасный пропуск высоких вод, ледохода и плывущих предметов (карчей и т. п.) и в соответствующих случаях беспрепятственное движение под ними сухопутного транспорта.

Мосты через водные пути должны, кроме того, удовлетворять предъявляемым к ним требованиям судоходства и лесосплава.

При проектировании мостов и труб надлежит предусматривать наименьшую стоимость строительства в минимальные сроки при экономном расходовании материальных средств и труда.

4. Общая компоновка, размеры, конструкция, материал и внешний вид мостов и труб должны соответствовать их назначению, а также местным условиям и требованиям с учетом перспективы развития транспорта, имеющихся и намечаемых подземных и наземных коммуникаций.

При расположении мостов и труб в населенных пунктах должны учитываться интересы благоустройства и планировки этих пунктов.

5. Мосты и трубы проектируются, как правило, капитального типа. Применение деревянных мостов допускается:

на железнодорожных линиях III категории с разрешения утверждающей проект организации.

пролетных строений

а) на автомобильных дорогах IV и V категорий без ограничений, а на дорогах III категории только устройство деревянных ~~опор~~ (как исключение);

б) в городах и населенных пунктах городского типа с разрешения горисполкомов или советов министров союзных республик, а малых мостов[1] в населенных пунктах городского типа — без ограничений.

Применение деревянных труб под насыпями не допускается.

Целесообразность принимаемых решений устанавливается в проекте на основании технико-экономического сравнения вариантов, учитывающих весь комплекс требований и рассматривающих возможную при этом очередность выполнения работ.

2. РАСПОЛОЖЕНИЕ МОСТОВ И ТРУБ

6. Выбор места перехода и положения сооружений в профиле и плане производится с учетом строительных и эксплуатационных показателей, режима водотока, русловых, геологических, местных и других условий, определяющих оптимальное технико-экономическое решение соответствующего участка дороги с учетом ее дальнейшего развития. Переходы селевых потоков в зонах отложения наносов допускаются только при специальном обосновании.

[1] Здесь и далее для мостов всех назначений: малые мосты — полной длиной до 25 *м*; средние мосты — полной длиной свыше 25 до 100 *м*; большие мосты — полной длиной свыше 100 *м*.

7. На каждом пересечении водотока, как правило, должно быть предусмотрено одно водопропускное сооружение. Устройство дополнительных водопропускных сооружений на пойме должно быть обосновано гидравлическими и экономическими расчетами.

Пропуск воды нескольких соседних водотоков через одно сооружение допускается предусматривать при технико-экономическом обосновании с учетом условий эксплуатации. Пропуск воды из нескольких оросительных каналов через одно сооружение допускается по согласованию с заинтересованными организациями.

8. Мосты с устройством железнодорожного пути на балласте, малые и средние автодорожные и городские мосты, а также трубы под насыпями допускается располагать на любых сочетаниях профиля и плана линии, предусмотренных нормами проектирования соответствующих дорог

Железнодорожные мосты с безбалластной проезжей частью должны располагаться на прямых участках пути и по возможности на площадках. Расположение таких мостов на уклонах круче 4‰ допускается только при специальном технико-экономическом обосновании.

На больших автодорожных и городских мостах продольный уклон ездового полотна должен быть, как правило, не более 20‰. При устройстве повышенного бордюра (высотой 40 *см*) продольный уклон допускается повышать до 30‰ для автодорожных мостов и до 40‰ для городских мостов.

На всех мостах при деревянном настиле продольный уклон должен быть: при продольной укладке досок не более 20‰, а при поперечной укладке досок не более 30‰.

9. Отметка подошвы рельса на железнодорожных мостах должна определяться с учетом укладки пути на подходах на полный щебеночный балластный слой с песчаной подушкой.

Возвышение подошвы рельса над бровкой насыпи однопутных линий у мостов принимается на линиях I и II категорий 90 *см*, на линиях III категории — 75 *см*.

10. Отметка бровки насыпи у сооружений должна удовлетворять условию, чтобы толщина засыпки над сводами мостов и над звеньями или секциями труб под насыпями была не менее величин, указанных в табл. 1.

Таблица 1

Толщина засыпки в *м*

Вид сооружений	На дорогах	
	железных	автомобильных и городских
Своды мостов	0,7	0,5
Звенья труб	1,0	

3. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКЦИИ

11. Конструктивные решения, применяемые при проектировании мостов и труб, должны отвечать требованиям Технических правил по экономному расходованию металла, цемента и леса в строительстве (ТП-101-61), удовлетворять возможности максимального использования местных материалов и предусматривать широкую индустриализацию строительства на базе современных средств комплексной механизации строительного производства.

Конструкции надлежит применять, как правило, сборные, выполненные по типовым проектам, нормалям и стандартам.

12. Основные размеры типовых конструкций сооружений, а также размеры их частей следует назначать исходя из принципов модульности и унификации элементов сооружения.

Размеры пролетных строений и опор должны учитывать возможность строительства на вторых путях, а также реконструкции и замены сооружений эксплуатируемой сети дорог.

13. Схемы и конструкции пролетных строений и опор должны обеспечивать:

а) геометрическую неизменяемость системы, а также надлежащую прочность, выносливость, устойчивость и жесткость всех частей сооружения с учетом условий изготовления, транспортирования, монтажа и особенностей работы в процессе эксплуатации;

б) минимальные величины собственных (остаточных), дополнительных и местных напряжений, а также напряжений, вызываемых эксцентричным приложением усилий, за исключением случаев, когда напряжения создаются в целях улучшения работы конструкций.

14. При проектировании сборных конструкций надлежит предусматривать:

а) обеспечение надежности, требуемой плотности и качественного выполнения монтажных стыков, сопряжений и опираний, удобства установки и быстрой выверки положения конструкции с учетом возможности монтажа передовыми методами при наименьших затратах труда;

б) простоту изготовления на заводах (или полигонах) с использованием высокопроизводительного оборудования и передовой технологии;

в) разбивку конструкций на блоки и элементы, размеры и вес которых допускают погрузку, беспрепятственное транспортирование и разгрузку, а в случае целесообразности — также укрупнение элементов на строительной площадке.

15. В конструкциях мостов и труб при необходимости снижения воздействий от изменения температуры, усадки бетона, осадки грунта и других силовых факторов должны предусматриваться деформационные швы, не нарушающие неизменяемость системы и обеспечивающие свободу соответствующих деформаций (перемещений).

16. Для мостовых переходов через большие и средние реки в необходимых случаях должны быть предусмотрены струенаправляющие и берегоукрепительные сооружения, а для мостов на малых водотоках[1] и труб — углубление, планировка и укрепление русел с входной и выходной стороны и в пределах сооружения, а также устройства для гашения скоростей протекающей воды на входе и выходе.

17. Применение труб предпочтительно по сравнению с мостами, особенно на участках автомобильных дорог с вогнутым профилем. При наличии ледохода или карчехода применение труб не допускается. На переходах через селевые потоки предпочтительны однопролетные мосты отверстием не менее 4 *м* или селеспуски при минимальном стеснении потока.

На железных дорогах III категории и на автомобильных дорогах III, IV и V категорий при малых расходах воды и незначительном количестве взвешенных частиц грунта допускается применение фильтрующих насыпей и комбинированных фильтрующих сооружений.

18. Отверстия (и высота в свету) труб назначаются, как правило, не менее 1,0 *м*, а при длине трубы свыше 20 *м* — не менее 1,25 *м*.

Под насыпями на автомобильных дорогах II, III, IV и V категорий допускается применять трубы отверстием 1,0 *м* при длине не свыше 30 *м*, отверстием 0,75 *м* при длине не свыше 15 *м*, а на съездах — отверстием 0,5 *м*.

В городах трубы отверстием 0,5 *м* допускаются только при устройстве ограждающих приспособлений.

19. Длины звеньев и секций труб назначаются в зависимости от местных и производственных условий, но не должны превышать 5 *м*. При применении для железобетонных труб звеньев длиной

[1] Здесь и далее именуются: большими и средними — реки с площадью бассейна более 100 *км*^{2}, малыми — водотоки с площадью бассейна не более 100 *км*^{2}.

3 *м* и более должна быть произведена проверка их на изгиб в направлении поперек насыпи.

20. Полунапорный, а при устройстве обтекаемых входных оголовков также и напорный режимы для труб допускается предусматривать только при наличии фундаментов и при расходе водотока (см. п. 30)

только наибольшем — на железных дорогах.	расчетном — на автомобильных и городских дорогах

Кроме того, должна быть обеспечена водонепроницаемость швов между звеньями и устойчивость насыпи против фильтрации.

21. Трубы должны иметь входные и выходные оголовки, форма и размеры которых обеспечивают благоприятные условия протекания воды и устойчивость насыпи около трубы.

В бесфундаментных трубах следует предусматривать конструктивные мероприятия против раздвижки звеньев вследствие деформации основания и насыпи.

22. Сооружения должны предохраняться от засорения, от воздействий вредных атмосферных влияний, дыма, блуждающих токов и агрессивного действия воды и грунта путем соответствующего выбора материалов, а также конструктивных и специальных защитных мероприятий, которые должны указываться в проекте.

Деревянные части мостов должны защищаться от гниения стойкими антисептиками.

В конструкциях мостов должны быть обеспечены отвод воды и условия проветривания.

4. ГАБАРИТЫ

23. Конструкции вновь строящихся сооружений в зависимости от их назначения должны удовлетворять:

габариту приближения строений «С» на железных дорогах колеи 1 524 *мм* согласно ГОСТ 9238—59 и указаниям приложения 1;

габариту приближения конструкций мостов на автомобильных и городских дорогах по указаниям приложения 2.

24. Ширина габарита пешеходных мостов и тоннелей определяется размерами пешеходного движения, в том числе и пассажиропотоков, и должна быть кратной 0,75 *м*, но не менее 2,25 *м*, а по высоте (от верха покрытия) — не менее 2,2 *м*.

25. Ширина и высота габарита для пропуска местных полевых дорог должны быть соответственно 6,0 и 4,5 *м*, а скотопрогонов — 4,0 и 2,5 *м*.

26. Ширина междупутья на мостах с раздельными под каждый путь пролетными строениями должна назначаться с таким расчетом, чтобы расстояние в свету между главными фермами (балками) соседних пролетных строений было не менее 0,6 *м*, а у металлических пролетных строений, кроме того, не менее 0,8 *м* между вертикальными стенками элементов главных ферм или балок.

27. Подмостовые габариты судоходных и сплавных пролетов мостов устанавливаются в зависимости от класса внутреннего водного пути в соответствии с Нормами проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках и основными требованиями к расположению мостов (НСП-103-52).

28. Возвышение низа пролетных строений над уровнями воды и ледохода в несудоходных пролетах мостов на судоходных и сплавных реках устанавливается в зависимости от местных условий, но во всяком случае должно быть не менее величин, указанных в табл. 2.

Положение элементов мостов над уровнями воды и ледохода на несудоходных и несплавных водотоках определяется по табл. 2.

Таблица 2

Положение элементов мостов по высоте

№ по пор.	Наименование элементов мостов	Наименьшее возвышение в *м*			
		над уровнем воды (с учетом влияния подпора и волны) согласно п. 30			Над наивысшим уровнем ледохода
		расчетным для мостов на дорогах		наибольшим для мостов на железных дорогах	
		железных	автомобильных и городских		
1	Низ пролетных строений:				
	а) при глубине подпертой воды не более 1 *м*	0,50	0,50	0,25	—
	б) то же более 1 *м*	0,75	0,50	0,25	0,75
	в) при наличии карчехода	1,50	1,00	1,00	—
	г) на селевых потоках	—	1,00	1,00	—
2	Подферменная площадка	0,25	0,25	—	0,50
3	Низ пят арок и сводов	0,25	—	—	0,25
4	Низ продольных схваток и выступающих элементов конструкций в пролетах деревянных мостов	0,25	0,25	—	0,75

Примечания. 1. При расчетном уровне воды допускается затопление массивных пят бесшарнирных арок и сводов, но не более чем на половину стрелы свода; при этом от замка арки или свода до расчетного подпертого уровня воды должно оставаться не менее 1 *м* в свету.

2. Возвышение низа пролетных строений мостов, расположенных в зоне разлива и водохранилищ, над расчетным уровнем воды должно быть не менее $^3/_4$ высоты свободной волны, рассчитанной для этого уровня.

29. Возвышение высшей точки внутренней поверхности труб над поверхностью воды в трубе при расчетном расходе и безнапорном режиме должно быть: в круглых и сводчатых трубах высотой до 3 *м* — не менее $^1/_4$ высоты трубы в свету, а высотой более 3 *м* — не менее 0,75 *м*; в прямоугольных трубах высотой до 3 *м* — не менее $^1/_6$ высоты трубы в свету, а высотой более 3 *м* — не менее 0,50 *м*.

5. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ МОСТОВ И ТРУБ НА ВОЗДЕЙСТВИЕ ВОДНОГО ПОТОКА

30. Расчет мостов, труб и пойменных насыпей на воздействие водного потока производится по расчетным расходам (и соответствующим им уровням), вероятность превышения которых принимается по табл. 3.

Таблица 3

Нормы вероятностей превышения расчетных расходов

Железные дороги			Автомобильные и городские дороги		
Род сооружения	Категория дороги	Расчетная вероятность превышения в %	Род сооружения	Категория автомобильных дорог	Расчетная вероятность превышения в %
Мосты и трубы	I и II	1	Мосты	I—III и городские	1
			»	IV и V	2
То же	III	2	Трубы	I	1
			»	II и III и городские	2
			Малые деревянные мосты и трубы	IV—V	3

Для железных дорог расчеты мостов, труб и пойменных насыпей производятся также по расходам (и соответствующим им уровням) вероятностью превышения 0,3%, для краткости именуемым условно «наибольшими».

При проектировании мостов и труб вблизи существующих на данном водотоке сооружений следует учитывать опыт работы последних по пропуску вод.

При наличии уровней воды, не связанных с расходами (в случае нагонных ветров, заторов, изменений дна блуждающих рек, подпора рек у гидротехнических сооружений и т. п.), высотные размеры сооружений устанавливаются по этим уровням заданной вероятности превышения, если они выше уровней, связанных с прохождением расходов той же вероятности превышения.

При наличии вблизи проектируемой дороги населенных пунктов необходима проверка безопасности от подтопления строений и угодий из-за подпора перед сооружением.

31. Расчет отверстия мостов на малых водотоках и отверстия труб производится по расходам, определяемым согласно действующим указаниям, и средним допускаемым скоростям течения воды (обеспечивающим нормальные условия эксплуатации) в зависимос-

ти от характера грунта и типа укрепления русла и конусов, а также по допускаемым возвышениям низа конструкции сооружения и подтоплениям насыпей.

На железных дорогах для мостов на малых водотоках и для труб при расчете на пропуск наибольшего расхода допускаемые скорости повышаются для мостов на 20%, а для труб на 35%.

Примечания. 1. Аккумуляция учитывается в случаях расчета по ливневому стоку. При расчетах по расходам других видов стока аккумуляция, как правило, не учитывается. Уменьшение расходов в сооружениях вследствие учета аккумуляции допускается не более чем в три раза.

2. При расчете мостов отверстием более 10 *м* предусматривать укрепление русел не рекомендуется.

32. Расчет отверстия мостов через большие и средние реки производится по расходам, определяемым по натурным данным, с учетом возможного размыва и срезки грунта для увеличения рабочей площади под мостом в соответствии с действующими указаниями.

Скорости течения воды под мостом при расчетном расходе принимаются, как правило, равными средним бытовым скоростям в русле, соответствующим глубине после размыва.

Отверстие мостов выбирается на основании технико-экономических расчетов с учетом подпора, деформации русла у опор, конусов и регуляционных сооружений, а также с учетом требований судоходства в отношении скоростей течения воды согласно Нормам проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках и основным требованиям к расположению мостов (НСП-103-52).

33. Построение линий размыва под мостами производится при расходах воды вероятностью превышения, указанной в п. 30.

При построении линии размыва надлежит учитывать, помимо общего стеснения живого сечения, местные размывы у опор, влияние регуляционных сооружений и других элементов мостового перехода на размыв, а также возможные естественные переформирования русла. Коэффициент общего размыва под мостами при расчетном расходе не должен превышать величин, приведенных в табл. 4, для отверстия моста, рассчитанного без учета размыва и срезки.

Таблица 4

Коэффициенты размыва

Расчетный расход в *м³/сек* на 1 *пог. м* отверстия моста	Допускаемый коэффициент общего размыва
До 2	2,20
3	2,10
5	1,70
10	1,40
15	1,30
20 и выше	1,25

Устройство срезки на пойменных участках отверстий мостов допускается при частом затоплении пойм. Величину срезки не рекомендуется принимать более 25% от расчетной

площади под мостом, за исключением случаев расположения моста на искусственном русле.

При соблюдении каждого из указанных выше ограничений сумма площадей размыва и срезки грунта, как правило, не должна превышать для несудоходных рек 50% и для судоходных рек 35% от расчетной рабочей площади.

Примечание. Глубина заложения фундаментов опор от линий размыва назначается в соответствии с указаниями раздела VIII.

34. Бровка земляного полотна подходов к мостам через большие и средние реки в пределах разлива и бровка оградительных дамб должны возвышаться не менее чем на 0,5 *м*, а бровка незатопляемых регуляционных сооружений и берм насыпи не менее чем на 0,25 *м* над уровнем, соответствующим расходу:

наибольшему — для железных дорог | расчетному — для автомобильных и городских дорог

с учетом волны с накатом на откос и подпора, определяемого при возможном размыве русла под мостом, но не более 50% от полного размыва.

Бровка земляного полотна подходов к мостам на малых водотоках и трубам должна возвышаться над отметкой подпертого уровня, определяемого по указанному выше расходу, не менее чем на 0,5 *м*, а для труб отверстием 2 *м* и более при напорном и полунапорном режимах — не менее чем на 1 *м*.

Откосы земляных дамб регуляционных сооружений с речной стороны должны быть не круче 1:2, а с противоположной стороны — не круче 1:1,5. Ширина дамб поверху назначается не менее 2 *м*.

6. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ И ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ НА СИЛОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

35. Расчет несущих конструкций и оснований мостов и труб на силовые воздействия должен производиться по методу предельных состояний.

Предельными являются состояния, при которых конструкция или основание перестает под влиянием силовых воздействий удовлетворять эксплуатационным требованиям.

При расчете по предельным состояниям величины усилий (напряжений) и деформаций от учитываемых в расчетах силовых воздействий не должны превышать предельных значений, определяемых в соответствии с настоящими Техническими условиями.

36. При проектировании мостов и труб производятся расчеты по следующим трем предельным состояниям, предусматривающие возможные неблагоприятные условия работы конструкций и оснований в период строительства и эксплуатации:

а) расчеты по первому предельному состоянию, гарантирующие сооружение от нарушений эксплуатации в связи с исчерпанием несущей способности (прочности, устойчивости, выносливости) или развитием существенных пластических деформаций;

б) расчеты по второму предельному состоянию, обеспечивающие сооружение от появления чрезмерных общих деформаций — колебаний, перемещений, осадок, затрудняющих нормальную эксплуатацию;

в) расчеты по третьему предельному состоянию, обеспечивающие трещиностойкость сооружения во избежание затруднения нормальной эксплуатации.

37. Расчеты по первому предельному состоянию на прочность (устойчивость формы) обязательны для всех мостов и труб и производятся с применением системы расчетных коэффициентов:

коэффициента перегрузки n к нормативным нагрузкам (или усилиям);

коэффициента однородности k к нормативным сопротивлениям $R^н$;

коэффициента условий работы m.

При этом временная подвижная вертикальная нагрузка учитывается с динамическим коэффициентом.

Расчеты на выносливость производятся только для металлических конструкций мостов и для железобетонных конструкций железнодорожных мостов с указанными выше коэффициентами, кроме коэффициента перегрузки.

Расчеты на устойчивость положения (против опрокидывания и скольжения) производятся без динамического коэффициента.

38. Коэффициентами n, k и m, вводимыми в расчеты для достижения обеспеченности от наступления первого предельного состояния при эксплуатации (а также строительстве) сооружений, учитываются возможные отступления от нормативных параметров и условий в невыгодную сторону. Установленные значения коэффициентов относятся к условиям эксплуатации, материалам и конструкциям, отвечающим требованиям действующих правил эксплуатации, ГОСТов и других нормативных документов.

39. Расчеты по второму предельному состоянию производятся:

а) для пролетных строений — по величине вертикального прогиба, периода свободных вертикальных и горизонтальных колебаний, угла перелома упругой линии;

б) для опор — по величине осадок и смещений.

Расчеты по третьему предельному состоянию производятся по раскрытию или появлению трещин в железобетонных элементах конструкций.

В расчетах по второму и третьему предельным состояниям коэффициенты перегрузки и динамический коэффициент не учитываются.

40. Нормативные нагрузки и воздействия установлены в разделе II по наиболее вероятным значениям постоянных нагрузок и по максимальным значениям временных нагрузок нормальной эксплуатации с учетом перспективы. Нагрузки должны приниматься при расчетах в наиболее невыгодных, возможных при эксплуатации и строительстве положениях и сочетаниях для отдельных элементов или частей сооружения.

41. Коэффициентами перегрузки n учитываются возможные отступления при различных сочетаниях нагрузок и воздействий от их нормативных значений в невыгодную (бо́льшую или меньшую) сторону. Значения коэффициентов перегрузки приведены в разделе II.

42. Нормативные сопротивления (основные) материалов и грунтов $R^н$ установлены на основе данных, контролируемых испытаниями, производимыми согласно действующим правилам, и приведены в приложении 3. Производные сопротивления определяются умножением основного сопротивления на коэффициенты перехода согласно данным разделов III — VII.

43. Коэффициентами однородности k учитывается возможное снижение сопротивлений материалов и грунтов по сравнению с нормативными значениями вследствие изменчивости механических свойств и неоднородности.

Примечание. Значения коэффициентов однородности материалов приведены в приложении 3, а для грунтовых оснований и свай (по грунту) — в разделе VIII.

44. Коэффициенты условий работы m, отражающие приведение теоретических расчетов в соответствие с действительными условиями работы конструкции, в большинстве случаев расчленены в настоящих Технических условиях на два коэффициента — m_1 и m_2 согласно пп. 45 и 46.

Примечание. В расчетах на устойчивость положения (против опрокидывания и скольжения) значения коэффициентов m, соответствующие обратной величине коэффициентов устойчивости, приведены в пп. 50 и 51.

45. Коэффициентом условий работы m_1 учитываются возможные отступления действительной конструкции от запроектированной в пределах установленных допусков, как, например, смещения осей пути, пролетных строений и опор, отступления действительных размеров сечений от проектных и др., а также возможность появления не предусмотренных нормами различных неблагоприятных условий для действительной работы конструкции.

Примечание. В большинстве расчетов на прочность и устойчивость формы всех конструкций, кроме деревянных, коэффициент m_1 принят равным 0,9 и условно включен в величины расчетных сопротивлений (см. п. 47). При особых сочетаниях с учетом строительных нагрузок принимается $m_1 = 1$, т. е. величины расчетных сопротивлений должны быть увеличены на 10%.

46. Коэффициентами условий работы m_2, отражающими условность расчета, учитывается отличие действительных усилий, моментов и напряжений от расчетных в связи с принятием в отдельных случаях существенно упрощенной расчетной схемы, неучетом податливости соединений и грунта, концентрации напряжений и т. п.

Значения коэффициентов m_2 приведены в разделах III—VIII. В случаях, не оговоренных особо, принимается $m_2 = 1$.

Примечание. При наличии нескольких факторов условности расчета, оговоренных в настоящих Технических условиях соответствующими коэффициентами m_2, в расчете учитывается произведение этих коэффициентов.

47. Расчет по первому предельному состоянию производится с использованием формул следующего вида:

на прочность

$$\frac{N}{F} \leqslant R;$$

на устойчивость формы

$$\frac{N}{\varphi F} \leqslant R;$$

на выносливость

$$\frac{N}{F} \leqslant \gamma R,$$

а на устойчивость положения — согласно подразделу 7 настоящего раздела.

Обозначения:

N — расчетное воздействие (нормальная сила, момент и пр.), зависящее от нормативных нагрузок, умноженных на соответствующие коэффициенты n и $(1+\mu)$ согласно разделу II;

F — геометрическая характеристика сечения (площадь, момент сопротивления и пр.);

φ — коэффициент понижения несущей способности (коэффициент продольного изгиба);

$R = m_1 k R^{н}$ — приведенное (условное) расчетное сопротивление, принимаемое в соответствии с разделами III — VIII и именуемое в дальнейшем для краткости просто расчетным сопротивлением. При расчете несущих конструкций только на постоянные нагрузки указанные расчетные сопротивления должны понижаться на 20%;

γ — коэффициент понижения расчетного сопротивления на выносливость.

При $m_2 \neq 1$ в расчет вводится вместо R величина $m_2 R$ (или вместо F величина $m_2 F$).

Примечания. 1. Расчеты на прочность и устойчивость формы железобетонных элементов производятся с использованием формул вида $N \leqslant FR$.

2. При расчетах допускается определять усилия в предположении упругой работы материала.

3. Коэффициенты φ и γ совместно не учитываются.

48. Расчеты по второму и третьему предельным состояниям производятся сравнением вертикальных прогибов и других перемещений (деформаций) пролетных строений, осадок оснований опор и показателей, характеризующих раскрытие или появление трещин в железобетонных элементах конструкций, с соответствующими допускаемыми при проектировании величинами, приведенными в настоящих Технических условиях.

7. УСТОЙЧИВОСТЬ ПОЛОЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

49. Расчеты на устойчивость положения конструкций против опрокидывания и скольжения производятся на нормативные нагрузки с коэффициентами перегрузки, но без динамического коэффициента.

50. Расчет на устойчивость против опрокидывания производится по следующей формуле:

$$\frac{M_{опр}}{M_{пр}} = \frac{\sum P_i e_i + \sum T_i h_i}{y \sum P_i} \leqslant m,$$

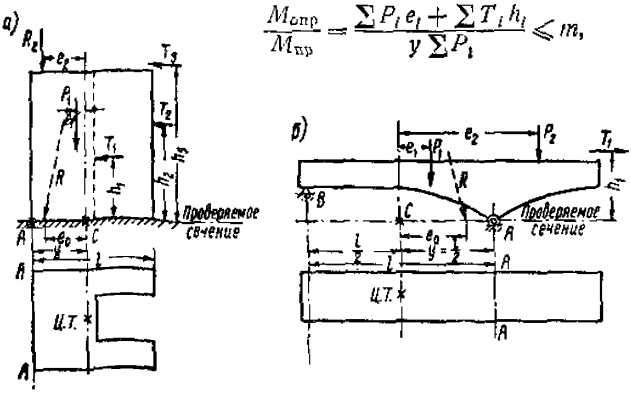


Рис. 1

т. е.

$$\frac{M_{опр}}{M_{пр}} = \frac{e_0}{y} \leqslant m,$$

здесь $M_{опр}$ и $M_{пр}$ — расчетный и предельный опрокидывающие моменты;

P_i — составляющие всех активных сил, перпендикулярные проверяемому сечению (рис. 1);

T_i — составляющие всех активных сил, параллельные проверяемому сечению и перпендикулярные оси (грани контура сечения), относительно которой проверяется опрокидывание;

e_i и h_i — плечи сил P_i и T_i относительно центра тяжести проверяемого сечения;

e_0 — расстояние от центра тяжести сечения до точки пересечения линии действия равнодействующей сил P_i и T_i с плоскостью проверяемого сечения;

y — расстояние от центра тяжести сечения до указанной на рис. 1 оси $A - A$, относительно которой проверяется опрокидывание (при сплошном опирании — до грани контура сечения);

m — коэффициент условий работы, принимаемый для конструкций с сосредоточенным опиранием (на отдельные точки):
в продольном направлении — 0,95;
в поперечном направлении — 0,85;
для сечений бетонных и каменных конструкций, а также фундаментов на скальных основаниях — 0,80;
для фундаментов на нескальных основаниях — 0,70.

Расстояния e_i, h_i, y и e_0 измеряются в плоскости, перпендикулярной оси (грани контура сечения), относительно которой проверяется опрокидывание.

Моменты $P_i e_i$, $T_i h_i$ и $y \sum P_i$ принимаются со знаками плюс или минус в зависимости от их направления.

Примечание. При сплошном опирании сечение принимается по рис. 1, *а*, а при сосредоточенном опирании на отдельные опоры — по рис. 1, *б*.

51. Расчет на устойчивость против скольжения производится по формуле

$$\frac{T_{сд}}{T_{пр}} = \frac{\sum T_i}{\psi \sum P_i} \leqslant m,$$

где $T_{сд}$ и $T_{пр}$ — расчетная и предельная сдвигающие силы;
$m = 0{,}80$ — коэффициент условий работы;
P_i — составляющие всех активных сил, перпендикулярные проверяемому сечению;
$\sum T_i$ — геометрическая сумма составляющих всех активных сил, параллельных проверяемому сечению;
ψ — коэффициент трения, принимаемый согласно разделу VIII.

Коэффициенты перегрузки постоянных нагрузок принимаются:
бо́льшими единицы при

$$\operatorname{tg} \alpha \geqslant \psi;$$

меньшими единицы при

$$\operatorname{tg} \alpha < \psi,$$

где α — угол между направлением равнодействующего усилия от данной нагрузки и нормалью к проверяемому сечению.

8. ЖЕСТКОСТЬ, ОСАДКИ И СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПОДЪЕМЫ

52. Вертикальные прогибы пролетных строений мостов, вычисленные от нормативной подвижной временной вертикальной нагрузки, не должны превышать допускаемых при проектировании *величин, приведенных в табл.* 5.

Таблица 5

Допускаемые при проектировании вертикальные прогибы пролетных строений

Материал пролетного строения	Максимальный прогиб в пределах	Допускаемая величина прогиба		
		железнодорожных мостов	городских и автодорожных мостов на дорогах I, II, III и IV категорий	автодорожных мостов на дорогах V категории
Железобетон и сталь	Пролета	$\frac{1}{800}\,l$	$\frac{1}{400}\,l$	$\frac{1}{300}\,l$
	Консоли	$\frac{1}{250}\,l_к$	$\frac{1}{250}\,l_к$	$\frac{1}{200}\,l_к$
Дерево	Пролета	$\frac{1}{400}\,l$	$\frac{1}{180}\,l$	$\frac{1}{180}\,l$

Здесь l — расчетный пролет;
$l_к$ — длина консоли.

Допускаемая величина прогиба неразрезных пролетных строений и пролетных строений в однопролетных мостах увеличивается на 20%.

Прогиб подвесных пролетных строений определяется относительно их концов.

В системах, где в пределах одного пролета возможны прогибы разных знаков при различных загружениях этого пролета подвижной временной вертикальной нагрузкой, расчетный прогиб вычисляется как сумма максимальных ординат линии прогиба разных знаков, отвечающая одному положению нагрузки.

В автодорожных и городских мостах допускаемые величины прогибов деревянных пролетных строений при пропуске колесной и гусеничной нагрузки увеличиваются на 20%.

Примечание. Прогибы сквозных пролетных строений, превышающие $\frac{1}{600}\,l$ для железобетонных и металлических конструкций и $\frac{1}{300}\,l$ для деревянных, допускаются при обеспечении прочности конструкции с учетом жесткости узлов.

53. В железнодорожных мостах на конце консоли расчетный угол перелома упругой линии от нормативной подвижной временной вертикальной нагрузки и от нормативной постоянной нагрузки при учете строительного подъема не должен превышать допускаемой при проектировании величины 0,006.

В автодорожных и городских мостах амплитуды прогибов конца свободной консоли не должны превышать 4 *см*.

54. В балочных разрезных металлических пролетных строениях железнодорожных мостов расчетный период свободных горизонтальных колебаний, определяемый согласно приложению 4, должен быть не более $0{,}01\,l$ *сек* и не более 1,5 *сек* (l — пролет в *м*).

В пролетных строениях автодорожных, городских и пешеходных мостов расчетный период свободных вертикальных колебаний не должен находиться в интервале 0,3 — 0,7 *сек*, а период горизонтальных колебаний не должен совпадать с периодом вертикальных колебаний или быть кратным ему.

55. Осадки оснований опор, вычисленные от нормативной постоянной нагрузки согласно указаниям раздела VIII, и горизонтальные смещения верха опор в направлениях как вдоль, так и поперек оси моста, вычисленные от дополнительных сочетаний нормативных нагрузок, не должны достигать величин, при которых могли бы возникнуть затруднения нормальной эксплуатации. Эти величины устанавливаются в каждом отдельном случае в зависимости от конструкции пролетных строений (включая опорные части и шарниры), от размеров зазоров в их сопряжениях, деформационных швах, рельсовом пути и покрытии проезжей части, от условий сопряжения моста с подходами и с учетом обеспечения подмостового габарита.

Для мостов внешне статически неопределимых систем осадки и смещения опор должны быть ограничены также в зависимости от результатов расчета конструкции по первому и третьему предельным состояниям с учетом влияния осадок и смещений.

Во всех случаях допускаемые при проектировании предельные величины (в *см*) не должны, как правило, превышать:

полная равномерная осадка опоры — $1{,}5\sqrt{l}$;

разность полных равномерных осадок смежных опор — $0{,}75\sqrt{l}$;

горизонтальное смещение верха опоры — $0{,}5\sqrt{l}$,

где l — длина меньшего примыкающего к опоре пролета, выраженная в метрах и принимаемая не менее 25 *м*.

56. Рельсовому пути и покрытию проезжей части на пролетных строениях придается строительный подъем, обеспечивающий плавное движение поездов, автомобилей и пр. при минимальных углах перелома профиля рельсового пути или покрытия проезжей части

над концевыми и промежуточными опорами моста и в шарнирах при любом положении нормативной подвижной временной вертикальной нагрузки.

57. Строительный подъем рельсовому пути и покрытию проезжей части придается за счет плиты проезжей части, изменения толщины балластного слоя, рабочей высоты мостовых брусьев с учетом профиля поверхности балок, а также за счет строительного подъема пролетных строений.

Примечание. В пролетных строениях, прогиб которых от нормативных постоянной нагрузки и временной вертикальной нагрузки от подвижного состава не превышает 1,5 *см* или $^1/_{1600}$ величины пролета, а также в деревянных прогонах допускается не предусматривать строительного подъема.

58. Строительные подъемы должны назначаться с учетом для пролетных строений: внешне распорных — изменения температуры; бетонных и железобетонных пролетом более 50 *м*, а также предварительно напряженных — усадки и ползучести бетона, потерь напряжений.

Примечание. Указанные факторы должны учитываться также при размещении деформационных швов и определении их величины.

59. Типовым балочным разрезным пролетным строениям придается такой строительный подъем по плавной кривой (параболе, дуге круга), чтобы после учета деформаций от нормативной постоянной нагрузки стрела кривой строительного подъема, очерченной по параболе, соответствовала величине упругого прогиба пролетного строения от половины нормативной подвижной временной вертикальной нагрузки, а при очертании по дуге круга составляла бы 80% этой величины.

60. Косым и другим эксцентрично нагружаемым пролетным строениям должна придаваться такая жесткость и соответствующее превышение строительного подъема одной рельсовой нити относительно другой, чтобы перекосы пути под поездами не превосходили допустимых.

61. Трубы под насыпями, не имеющие свайных фундаментов, должны укладываться со строительным подъемом $^1/_{50}$ H при песчаных грунтах и $^1/_{60}$ H при глинистых грунтах (где H — высота насыпи). На слабых грунтах строительный подъем труб назначается в соответствии с расчетом ожидаемых осадок от воздействия веса грунта насыпи применительно к указаниям раздела VIII.

Примечание. Во избежание застоя воды (особенно в начальный период эксплуатации) отметка лотка входного оголовка при всех условиях должна быть выше отметки лотка среднего звена трубы.

9. ВЕРХНЕЕ СТРОЕНИЕ ПУТИ НА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТАХ

62. Конструкция пути на мостах по прочности и устойчивости должна обеспечивать безопасное и плавное движение поездов с наибольшими конструкционными скоростями локомотивов, а также проход колес подвижного состава на случай схода их с рельсов.

63. Путь на пролетных строениях мостов укладывается на щебеночном балласте или на деревянных поперечинах, а на особо крупных металлических пролетных строениях — также на металлических поперечинах.

Путь на балласте должен укладываться на всех малых сооружениях, в том числе, как правило, на деревянных мостах, на путепроводах и на мостах, расположенных в пределах станций, на кривой или уклоне свыше 4‰, а также на всех каменных, бетонных и железобетонных сооружениях.

Укладку пути с непосредственным прикреплением к железобетонной плите разрешается применять с соблюдением указаний п. 66.

64. Ширина балластного корыта поверху должна быть на однопутных пролетных строениях не менее 3,6 *м*, если в конструкции не предусмотрены специальные меры по обеспечению боковой устойчивости пути, а также меры против осыпания балласта.

На двухпутных пролетных строениях ширина балластного корыта увеличивается на величину расстояния между осями смежных путей в соответствии с Указаниями по применению ГОСТ 9238—59.

При расположении моста на кривой ширина балластного корыта увеличивается в зависимости от радиуса кривой и числа путей на мосту в соответствии с упомянутыми выше указаниями.

Кроме того, при прямолинейных секциях балластного корыта ширина его увеличивается на величину стрелы кривой $f = \frac{l^2}{8R}$, где l — длина секции пролетного строения;

R — радиус кривой.

При этом со стороны внешнего пути, уложенного с возвышением наружного рельса, расстояние от оси пути до внутренней вертикальной грани нормального борта балластного корыта должно быть не менее 2,05 *м*.

65. Минимальная толщина щебеночного балластного слоя под шпалой на мостах и путепроводах принимается, как правило, 25 *см* (но не менее 20 *см*) на водораздельных точках, считая от нижней постели шпалы до верха защитного слоя над изоляцией.

66. Мостовое полотно железнодорожных мостов надлежит проектировать в соответствии с требованиями нормалей и типовых проектов или действующей инструкции по текущему содержанию железнодорожного пути (издания Министерства путей сообщения) в части устройства пути на мостах.

67. Контррельсы (или контруголки) должны укладываться на мостах и путепроводах с ездой как на поперечинах, так и на балласте при длине сооружения более 25 *м* или при расположении его на кривой радиусом менее 1 000 *м*.

Кроме того, контррельсы должны укладываться на путях, проходящих под путепроводами, если расстояние от оси пути до стоек путепровода менее 3 *м*.

68. Мостовые брусья (на стальных мостах) должны соответствовать ГОСТ 8486—57 и предусматриваться сечением 200 × 240 *мм* при нормальной длине 3 200 *мм*.

Расстояние в свету между мостовыми брусьями допускается не более 150 и не менее 100 *мм*.

69. Большие и средние мосты, а также мосты, расположенные в пределах станций, и путепроводы должны проектироваться с боковыми раздельными тротуарами, огражденными перилами.

70. На стальных мостах, когда «температурный пролет», определяющий величину продольных перемещений концов пролетных строений от колебания температуры и воздействия поездной нагрузки, превосходит 100 *м*, должны укладываться уравнительные приборы. Остряки уравнительных приборов располагаются поперечно в отношении направления преимущественного движения, если лафеты не попадают на устой или смежное пролетное строение с ездой на балласте.

71. Перед мостами общей длиной более 500 *м* при наличии задания укладываются специальные устройства для автоматического вкатывания на рельсы колес подвижного состава в случае схода.

72. Путь на подходах к постоянным мостам и путепроводам независимо от рода балласта, принятого к укладке на линии, должен проектироваться на щебеночном (или гравийном) балласте на длину в каждую сторону не менее 30 *м* у малых мостов, не менее 100 *м* у средних мостов и не менее 200 *м* у больших мостов.

73. На подходах к безбалластным мостам должно быть предусмотрено полное закрепление пути от угона на достаточном протяжении в зависимости от профиля пути и направления преобладающего грузового движения.

10. ПОКРЫТИЕ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ НА АВТОДОРОЖНЫХ И ГОРОДСКИХ МОСТАХ

74. Покрытие проезжей части мостов назначается асфальтобетонным или цементобетонным, армированным в сборных мостах сеткой.

На деревянных мостах покрытие назначается в виде деревянного настила, по которому делается поверхностная обработка с применением крупного песка.

75. В городских мостах верх рельсов трамвайных путей, укладываемых на общем полотне, должен располагаться в одном уровне с покрытием.

76. Конструкция устраиваемых в проезжей части деформационных швов должна обеспечивать свободу перемещений сопрягаемых частей и плавный проезд транспорта, а также предохранение от проникания воды и от засорения расположенных ниже частей.

Конструкция открытых деформационных швов должна быть, кроме того, удобной для осмотра и очистки лотков.

Цементобетонное покрытие должно прерываться швом во всех случаях, асфальтобетонное — при перемещении сопрягаемых частей на величину свыше 1 *см*.

II. СОПРЯЖЕНИЕ МОСТОВ С ПОДХОДАМИ

77. Конструкция сопряжения моста с насыпью должна обеспечивать плавный (без толчков) въезд на мост.

Земляное полотно у больших железнодорожных мостов должно быть уширено на 0,5 *м* на протяжении 10 *м* от задней грани устоев, а на последующих 15 *м* постепенно сведено до нормальной ширины.

78. Массивные устои мостов должны устраиваться таких форм и размеров, при которых надежно обеспечивается их неподатливость как подпорных стен, поддерживающих насыпи подходов.

В железнодорожных мостах на части устоев, примыкающей к насыпи, должны быть предусмотрены конструкции для удержания балластной призмы от осыпания.

79. При сопряжении железобетонных, бетонных и каменных конструкций мостов с насыпями подходов надлежит выполнять следующие условия:

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

б) откосы конусов железнодорожных мостов должны проходить ниже подферменной площадки (в плоскости шкафной стенки) не менее чем на 0,6 *м*. Низ конуса у необсыпных устоев не должен выходить за переднюю грань устоя.

В обсыпных устоях железнодорожных мостов линия пересечения поверхности конуса с передней гранью устоя должна быть расположена выше расчетного горизонта высокой воды не менее чем на 0,5 *м*;

в) откосы конусов насыпи в плоскости сопряжения с боковыми гранями необсыпных массивных устоев мостов должны иметь уклоны: на высоту до 6 *м* ниже бровки насыпи — не круче 1 : 1,25 и на высоту следующих 6 *м* — не круче 1 : 1,5.

Крутизна откосов конусов высотой свыше 12 *м* определяется расчетом, но должна быть не менее 1 : 1,75;

г) откосы конусов обсыпных устоев, береговых опор железобетонных рамных и свайно-эстакадных мостов, а также откосы конусов всех мостов в пределах подтопления должны иметь уклоны не круче 1 : 1,5.

Примечание. В автодорожных и городских мостах вне пределов подтопления откосы конусов допускается принимать по п. «в», а у путепроводов при высоте насыпи до 8,5 *м* применять откосы конусов с уклоном 1 : 1,25.

80. При сопряжении береговых опор деревянных мостов с насыпью надлежит выполнять следующие условия:

а) крайний ряд стоек или свай устоев со стороны насыпи должен входить в насыпь не менее чем на 0,5 *м*, считая от оси стойки до бровки конуса;

б) концы прогонов должны быть защищены от непосредственного соприкасания с грунтом;

в) по концам моста должны устраиваться закладные щиты (заборные стенки), удерживающие балластную призму и насыпь от осыпания; торцы прогонов должны быть удалены от щита не менее чем на 0,10 *м*;

г) откосы конусов должны иметь ту же крутизну, что и примыкающие насыпи, а в автодорожных мостах — согласно п. 79 «г».

81. Отсыпка конусов у мостов, а также насыпи за устоями мостов на длину: поверху не менее высоты устоя плюс 2 *м* и понизу не менее 2 *м*, должна предусматриваться песчаным или другим хорошо дренирующим грунтом.

82. Откосы конусов мостов и путепроводов должны быть укреплены на всю высоту:

а) при максимальных уклонах, указанных в п. 79 «в» и «г», — бетонными плитами или камнем;

б) при максимальных уклонах, указанных в п. 80 «г», — сплошной одерновкой плашмя или обсевом.

Примечание. В автодорожных мостах вне пределов подтопления при уклонах конусов не круче 1 : 1,5 и высоте их не более 6 *м* допускается укрепление сплошной одерновкой.

83. Типы укреплений откосов и подошв конусов и насыпей в пределах подтопления на подходах к мостам и у труб, а также откосов регуляционных сооружений должны приниматься в зависимости от условий ледохода, действия волн и течения воды при скоростях, соответствующих расчетному расходу согласно п. 30.

Отметка верха укреплений должна быть выше уровня воды (с учетом подпора и наката волны на насыпь):

наибольшего у железнодорожных мостов, | расчетного у автодорожных и городских мостов,

у мостов через большие и средние реки не менее 0,5 *м*;
у мостов на малых водотоках и у труб не менее 0,25 *м*.

12. ОТВОД ВОДЫ И ИЗОЛЯЦИЯ

84. В конструкции мостов должны быть обеспечены надлежащий отвод воды и условия проветривания.

В железнодорожных мостах при наличии балластного корыта вода должна отводиться по поверхностям с уклоном не менее 30‰ в продольном и поперечном направлениях и выпускаться при помощи водоотводных трубок.

На железнодорожных деревянных мостах с ездой на балласте отвод воды допускается устраивать в зазоры между досками настила под балластом.

В автодорожных и городских мостах поверхности покрытия проезжей части придается, как правило, продольный уклон и во всех случаях поперечный уклон 15—20‰, независимо от продольного уклона.

От бортового камня (бордюра) вода должна отводиться в зависимости от длины моста или за мост или выпускаться при помощи водоотводных трубок.

Для отвода воды из-за устоев должны устраиваться надежно действующие дренажи.

85. Все внутренние поверхности балластных корыт пролетных строений и устоев, а также поверхности плит проезжей части должны быть надежно защищены гидроизоляцией, прикрытой защитным слоем. На горизонтальных поверхностях опор должны быть устроены сливы.

В автодорожных мостах при надлежащем обосновании допускается не устраивать гидроизоляции при соблюдении указаний специальной инструкции.

86. Изолирующий слой должен обладать полной водонепроницаемостью, эластичностью, прочностью, долговечностью, морозостойкостью и теплостойкостью и состоять из битумной мастики, армированной тремя слоями рулонного материала, обработанного битумом для железнодорожных мостов, и двумя слоями для автодорожных и городских мостов.

Изолирующий слой из пластмасс допускается применять в соответствии со специальной инструкцией.

87. Швы балластных корыт и плиты проезжей части в местах сопряжения пролетных строений между собой и с устоями, а также между блоками и в деформационных швах должны быть перекрыты

таким образом, чтобы была обеспечена непрерывность гидроизоляции.

Допускается прерывать гидроизоляцию в швах:

в железнодорожных мостах только на водоразделах при условии защиты шва от засорения балластом.

в автодорожных и городских мостах при перемещениях свыше 1 *см* при условии устройства организованного выпуска воды в этом месте.

88. Водоотводные трубки должны устраиваться внутренним диаметром не менее 150 *мм* из прочного материала, устойчивого против атмосферных воздействий, и закрываться сверху колпаками с крышками. Расположение и устройство водоотводных трубок должны быть такими, чтобы был обеспечен быстрый отвод воды и была исключена возможность попадания стекающей воды на поверхность сооружения или на расположенное внизу полотно дороги, для чего в необходимых случаях надлежит устраивать продольные желоба, вертикальные водосточные трубы и водоприемники.

89. Вертикальные и наклонные поверхности мостовых устоев в пределах обсыпки их грунтом должны быть покрыты обмазочной гидроизоляцией, а при каменной кладке — предварительно оштукатурены цементным раствором.

90. Соприкасающиеся с грунтом поверхности железобетонных труб должны быть покрыты гидроизолирующим материалом.

Швы между звеньями или секциями труб должны быть заполнены упругим гидроизоляционным материалом.

13. ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ОБУСТРОЙСТВА

91. Все части пролетных строений, видимые поверхности труб и опор, а также внутренние поверхности пустотелых конструкций мостов должны быть доступны для безопасного осмотра и ухода, для чего надлежит предусматривать люки, лестницы, перильные ограждения, специальные смотровые приспособления, позволяющие вести работы вне габарита проезда, и плавучие средства.

Для наблюдения за положением опор мостов в проектах предусматривается устройство специальных марок.

92. Перильные ограждения предусматриваются у верхних поясов на мостах с ездой понизу и на подферменных площадках опор (если размеры их позволяют производить осмотр) при высоте над поверхностью земли или меженным уровнем воды более 5 *м*.

93. Для осмотра проезжей части пролетных строений с ездой понизу следует предусматривать откидные платформы или (при пролетах более 60 *м*) подвижные тележки на подшипниках качения, а для пролетных строений с ездой поверху, как правило, смотровые ходы из несгораемых материалов.

94. На стальных пролетных строениях с ездой понизу пролетами более 80 *м* следует устраивать по всей длине верхних горизонтальных поясов подвижные тележки на подшипниках качения.

95. У каждого конца моста, путепровода и трубы при высоте насыпи более 2 *м* устраиваются, как правило, один или при необходимости два постоянных лестничных схода по откосам.

96. На железнодорожных мостах длиной более 50 *м* и в путепроводах тоннельного типа предусматриваются площадки-убежища в уровне железнодорожного проезда через 50 *м* с каждой стороны проезда в шахматном порядке.

97. На насыпях подходов к автодорожным мостам, путепроводам и трубам надлежит устанавливать ограждающие устройства.

98. Противопожарное оборудование на мостах должно устраиваться в соответствии с действующими нормами.

99. Все металлические конструкции мостов, расположенные на расстоянии менее 5 *м* от частей контактной сети, находящихся под напряжением, а также конструкции крепления изоляторов контактной сети на железобетонных, бетонных и каменных конструкциях должны быть заземлены устройством специального заземления.

100. На путепроводах и пешеходных мостах, проектируемых над электрифицируемыми путями, предусматриваются предохранительные щиты (сетки) для ограждения частей контактной сети, находящихся под напряжением.

101. Большие и средние мосты должны иметь приспособления для пропуска всех линий связи, предусмотренных на данной дороге, и других проводок, разрешенных для данного сооружения, а на железных дорогах — также устройства для подвески проводов контактной сети.

В необходимых случаях должны устраиваться освещение и судовая сигнализация.

Присоединение кронштейнов и подвесок к элементам конструкции моста при помощи хомутов не допускается.

Расположение линий связи и других проводок должно обеспечивать возможность беспрепятственного производства работ по ремонту и содержанию мостов.

На городских мостах мачты контактной и осветительной сети при тротуарах шириной 3 *м* и более допускается ставить у бордюра.

102. Прокладка по мостам высоковольтных линий электропередач, как правило, не допускается.

Прокладка линий сетей теплофикации, водопровода, ливневых коллекторов допускается при специальном обосновании, а прокладка линий газопровода, нефтепровода и канализационных коллекторов запрещается.

103. Разводные мосты должны быть ограждены сигналами прикрытия на расстоянии не менее 50 *м* от начала моста. Открытие сигналов должно быть возможным только при наведенном положении моста.

Железнодорожные разводные мосты, а также однопутные мосты на двухпутных участках должны быть защищены предохранительными (или улавливающими) тупиками или устройствами путевого заграждения. У мостов длиной более 500 *м* должны устанавливаться заградительные светофоры. В необходимых случаях у мостов устанавливаются сигнальные знаки.

104. Около больших мостов необходимо предусматривать помещения для хранения инструмента и материалов. У охраняемых мостов должны быть предусмотрены помещения для охраны моста и соответствующие устройства.

РАЗДЕЛ II

НАГРУЗКИ И ИХ КОЭФФИЦИЕНТЫ

1. СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК

105. При расчете конструкций и оснований мостов и труб учитываются возможные для данного сооружения нагрузки и воздействия в соответствии с табл. 6.

Таблица 6

Нагрузки и воздействия

№ по пор.	Наименование нагрузок и воздействий	Не учитываются в сочетании с нагрузками за №
	А. Постоянные нагрузки и воздействия	
1	Собственный вес конструкций	—
2	Воздействие предварительного напряжения	—
3	Давление от веса грунта	—
4	Гидростатическое давление воды	—
5	Воздействие усадки бетона	—
6	Воздействие осадки грунта	—
	Б. Временные подвижные нагрузки и их воздействия	
7	Вертикальные нагрузки	—
8	Давление грунта от воздействия временной вертикальной нагрузки	—
9	Горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы	10, 17
10	Горизонтальные поперечные удары подвижной нагрузки	9, 11, 12, 17
11	Горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги	10, 13, 14, 16, 17
	В. Прочие временные нагрузки и воздействия	
12	Ветровая нагрузка	10, 14*, 17
13	Ледовая нагрузка	11, 14, 17
14	Нагрузка от навала судов	11, 12*, 13, 15, 16, 17
15	Воздействие колебаний температуры	14, 17
16	Воздействие трения в опорных частях	11, 14
17	Сейсмическая нагрузка	9—15
18	Строительные нагрузки	—

*Согласно примечанию 2 к п. 128.

106. Сочетания нагрузок и воздействий, учитываемые при расчете и различающиеся по вероятности одновременного их совпадения, разделяются на:

а) основные сочетания, включающие одну или несколько из следующих нагрузок: постоянные нагрузки, временную подвижную вертикальную нагрузку, давление грунта (от воздействия временной подвижной вертикальной нагрузки) и центробежную силу. Отдельно при расчете на прочность должно учитываться действие только одних постоянных нагрузок, кроме давления грунта;

б) дополнительные сочетания, в которые совместно с одной или несколькими нагрузками основных сочетаний включаются одна или несколько из остальных нагрузок, кроме сейсмической и строительных нагрузок;

в) особые сочетания, включающие сейсмическую или строительные нагрузки совместно с другими нагрузками.

Кроме того, для быков мостов внешние распорных систем по специальному указанию должно учитываться отдельно, как особое сочетание, действие только одних постоянных нагрузок при отсутствии одного из пролетных строений.

Примечания. 1. При расчете элементов связей в основные сочетания нагрузок вместо подвижной вертикальной нагрузки (если связи на нее не работают) включается нагрузка, соответствующая прямому назначению данного элемента.

2. Для бетонных и железобетонных конструкций, при расчете их без учета ползучести и изменения сопротивления бетона со временем, воздействия усадки бетона и осадки грунта, а для стальных конструкций, объединенных с железобетонной плитой, воздействия усадки бетона включаются только в дополнительные сочетания.

3. В автодорожных и городских мостах в дополнительные и особые сочетания нагрузок колесная и гусеничная нагрузки не включаются.

107. Расчеты на выносливость, а также расчеты по второму предельному состоянию производятся только на основные сочетания нагрузок, за исключением расчета горизонтального смещения верха опор, производимого на дополнительное сочетание нагрузок.

108. Величины нагрузок и воздействий для расчетов по различным предельным состояниям принимаются с коэффициентами перегрузки n (для соответствующих нагрузок и сочетаний) и динамическими коэффициентами $1 + \mu$ согласно табл. 7.

2. ПОСТОЯННЫЕ НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

109. Нормативная вертикальная нагрузка от собственного веса конструкции слагается из:

а) веса элементов конструкции, исчисляемого по проектным спецификациям или проектным объемам и объемным весам материалов, приведенным в приложении 5;

б) веса смотровых приспособлений, а также веса мачт и проводов электрификации, освещения, линий электропередач и связи, трубопроводов и т. д., исчисляемого по проектным спецификациям с учетом перспективы.

Таблица 7

Группировка коэффициентов при нагрузках

Расчеты		Вводимые коэффициенты	
		ко всем нагрузкам и воздействиям, кроме подвижной вертикальной нагрузки	к подвижной вертикальной нагрузке
По первому предельному состоянию	на прочность и на устойчивость формы	n	n; $(1+\mu)$
	на выносливость [1]	1	$(1+\mu)$
	на устойчивость положения	n	n
По второму и третьему предельным состояниям		1	1

[1] В отдельных специально оговоренных случаях также и на прочность.

Распределение нагрузки от собственного веса балочного пролетного строения разрешается принимать равномерным по длине пролета, если действительная неравномерность не превышает 10% средней величины.

Закон изменения интенсивности распределенной нагрузки между ключом и пятой свода независимо от типа надсводного строения допускается принимать по параболе второй степени или по другой плавной кривой.

110. Нормативное воздействие предварительного напряжения конструкции устанавливается по предусмотренному проектом номинальному значению усилия натяжения (сжатия) к моменту окончания процесса предварительного напряжения конструкции.

Нормативные величины потерь предварительного напряжения должны учитываться в каждом случае в соответствии со стадией, к которой относится выполняемый расчет (изготовление, погрузка, перевозка, монтаж, эксплуатация).

Для железобетонных конструкций нормативные величины потерь следует принимать в соответствии с приложением 6.

Воздействие предварительного напряжения не учитывается при расчете на прочность, если предварительно напряженная арматура расположена в зоне, работающей на растяжение.

Примечания. 1. Кратковременное повышение предварительного напряжения, допускаемое в процессе натяжения арматуры в соответствии с технологическими правилами, в расчетах не учитывается.

2. Нормативные величины потерь могут быть уточнены при соответствующем обосновании данными экспериментов, которые являются обязательными для первых экземпляров каждой серии конструкции.

111. Нормативное давление грунта на опоры мостов и звенья труб от собственного веса грунта принимается в *т/м²*:

а) вертикальное давление

$$p = C\gamma_н H;$$

б) горизонтальное давление

$$e_р = \mu\gamma_н H,$$

где H — высота слоя грунта, принимаемая для устоев мостов согласно приложению 7 и для звеньев труб согласно *приложению 8*;

$\mu = tg^2\left(45° - \frac{\varphi_н}{2}\right)$ — коэффициент бокового давления грунта засыпки;

$\varphi_н$ и $\gamma_н$ — нормативные угол внутреннего трения и объемный вес грунта, принимаемые согласно разделу VIII;

C — безразмерный коэффициент, принимаемый для опор *мостов равным единице, а для звеньев труб определяемый* согласно приложению 8.

112. Нормативное гидростатическое давление принимается для частей сооружения и грунтов, расположенных ниже уровня поверхностных или грунтовых вод:

в песках, супесях, суглинках и илах — во всех случаях;

в глинах — в случаях, когда это создает более неблагоприятные расчетные условия. Уровень воды принимается невыгоднейший — наинизший или наивысший.

Воздействие гидростатического давления учитывается путем:

а) уменьшения нормативного давления на основание от собственного веса частей сооружения и веса грунта, расположенного на обрезах фундамента (или других элементах сооружения);

б) снижения расчетных сопротивлений водонасыщенных песчаных, супесчаных, суглинистых и илистых грунтов в основании сооружений в соответствии с разделом VIII.

Объемный вес грунта с учетом гидростатического давления $\gamma_{взв}$ определяется по формуле

$$\gamma_{взв} = \left(\frac{1}{1+\varepsilon}\right)(\gamma_0 - \Delta),$$

где ε — коэффициент пористости грунта (отношение объема пор к объему минеральной части);

γ_0 — удельный вес грунта, принимаемый в среднем 2,7—2,8 *т/м³*;

Δ — объемный вес воды, принимаемый равным 1 *т/м³*.

Примечания. 1. При глубине заложения фундаментов не более 5 *м*, а также при опирании фундаментов на скальные грунты гидростатическое давление допускается учитывать только при проверке опор *на устойчивость положения конструкции*.

2. При расчете фундаментов на прочность по условной формуле п. 682 гидростатическое давление не учитывается.

113. Нормативное воздействие усадки бетона учитывается для *внешне статически неопределимых распорных систем мостов и* принимается условно эквивалентным понижению температуры:

а) для железобетонных конструкций — на 20° С;
б) для бетонных конструкций — на 30° С.

Примечания. 1. Если проектом предусматривается порядок производства работ по бетонированию конструкции, обеспечивающий проявление усадки бетона до замыкания сооружения, в том числе в сборных конструкциях, то указанные эквивалентные значения понижения температуры могут быть при условии надлежащего обоснования уменьшены, но не более чем на 10°.

2. При учете ползучести бетона воздействие усадки надлежит принимать согласно требованиям разделов III и V.

3. Воздействие усадки бетона не учитывается в случаях, когда оно уменьшает полное расчетное воздействие.

4. Воздействие усадки бетона в предварительно напряженных и объединенных конструкциях учитывается в соответствии с разделами III и V.

114. Нормативное воздействие осадки грунта в основаниях опор мостов с внешне статически неопределимыми системами пролетных строений принимается по результатам расчета оснований в соответствии с указаниями раздела VIII.

115. Коэффициенты перегрузки n для указанных в пп. 109—114 постоянных нагрузок и воздействий, исчисленных в соответствии с вышеизложенным, принимаются по табл. 8 для расчетов по первому предельному состоянию при всех сочетаниях нагрузок.

Таблица 8

Коэффициенты перегрузки n постоянных нагрузок

Род нагрузок	Коэффициенты n
Все нагрузки, кроме указанных ниже в данной таблице	1,1 и 0,9
Вес полотна железнодорожных мостов с ездой на балласте	1,3 и 0,9
Вес выравнивающего, изоляционного, защитного и других слоев и дорожного покрытия проезжей части и тротуаров автодорожных и городских мостов	1,5 и 0,9
Вес деревянных частей	1,2 и 0,9
Давление от веса грунта на опоры мостов и трубы	1,2 и 0,9
Воздействие усадки бетона	1,0 и 0,0
Воздействие осадки грунта	1,5 и 0,5

Примечания. 1. Коэффициенты n принимаются по каждой строке одинаковыми в пределах целой части сооружения: пролетного строения, опоры, трубы, призмы обрушения.

2. Значения n больше (меньше) единицы относятся к случаям, когда данная нагрузка увеличивает (уменьшает) расчетное суммарное воздействие.

3. Для воздействия предварительного напряжения и для его потерь коэффициенты n принимаются одинаковыми.

4. При определении расчетных нагрузок от давления грунта, кроме учета коэффициента перегрузки, в формулы п. 111 подставляются расчетные значения угла внутреннего трения $\varphi = \varphi_н \pm 5°$ в зависимости от того, какое значение дает наибольшее расчетное суммарное воздействие.

Здесь $\varphi_н$ — нормативное значение угла внутреннего трения.

3. ВРЕМЕННЫЕ ПОДВИЖНЫЕ НАГРУЗКИ И ИХ ВОЗДЕЙСТВИЯ

116. Нормативные временные вертикальные нагрузки (с учетом перспективы) принимаются

от подвижного состава железных дорог с одного пути:

а) при расчетах на прочность и устойчивость, а также по второму и третьему предельным состояниям — в виде нагрузки СК.

Для всех сооружений, кроме деревянных, класс нагрузки К = = 14; для деревянных мостов К=10;

б) при расчетах на выносливость от подвижного состава на всех загружаемых путях и для загружения второго и третьего путей при всех прочих расчетах — в виде нагрузки ε С14, где ε — коэффициент по табл. 9.

Таблица 9

λ *м*	ε
5 и менее	1,0
От 10 до 25	0,85
50 и более	1,0

Значения ε при длинах загружения от 5 до 10 *м* и от 25 до 50 *м* определяются по интерполяции.

от колонны автомобилей, а также от других транспортных единиц автомобильных и городских дорог для всех сооружений, кроме деревянных, — в виде нагрузок Н-30 и НК-80; для деревянных мостов — в виде нагрузок Н-10 и НГ-60.

Примечания. 1. При соответствующем обосновании в проекте по согласованию с заинтересованными организациями допускается для мостов на автомобильных дорогах IV и V категорий принимать нагрузку НГ-60 вместо нагрузки НК-80.

2. При расчетах на выносливость нагрузка НК-80 не учитывается, а при расчетах по третьему предельному состоянию принимается с коэффициентом 0,8.

Значения нормативных нагрузок и правила загружения линий влияния приведены в приложениях 9 и 10.

117. При всех расчетах элементов, воспринимающих нагрузку с нескольких путей (полос) при длине загружения более 25 *м*, нормативные временные вертикальные нагрузки СК, ε С14, Н-30 и Н-10 учитываются с коэффициентами по табл. 10.

Таблица 10

Количество загружаемых путей или полос	2	3	4 и более*
Коэффициент	0,9	0,8	0,7

* Более трех железнодорожных путей одновременно не загружается.

118. В совмещенных мостах при всех расчетах элементов, для которых невыгодным является одновременное загружение железнодорожных путей и автомобильного проезда, нормативная временная вертикальная нагрузка, оказывающая меньшее воздействие, уменьшается на 25%.

119. Вертикальная нагрузка от порожнего подвижного состава железных дорог принимается в размере 1 *т/м* пути.

120. *Нормативное горизонтальное давление грунта на устои* от временной вертикальной нагрузки, находящейся на призме обрушения, принимается в зависимости от величины нагрузки, высоты насыпи, характеристик грунта $\gamma_н$ и $\varphi_н$, типа конструкции опоры и условий загружения призмы обрушения согласно приложению 11.

121. Нормативное давление грунта на звенья и секции труб от временной вертикальной нагрузки (в тоннах на 1 $м^2$ соответствующей проекции внешнего контура трубы) определяется:

а) вертикальное давление

от подвижного состава железных дорог — по формуле

$$q = \frac{К}{0{,}5H + 1{,}4};$$

от подвижных вертикальных нагрузок автомобильных и городских дорог (НК-80) при высоте засыпки грунта над трубами:

1 *м* и более — по формуле

$$q = \frac{19}{H + 3},$$

менее 1 *м* — с учетом распределения в грунте насыпи под углом 30° к вертикали;

б) горизонтальное давление — по формуле

$$e_q = \mu q.$$

Здесь К — класс нормативной временной вертикальной нагрузки от подвижного состава;

H — высота засыпки, считая от верха трубы до подошвы шпал или до верха дорожного покрытия, в *м*;

μ — коэффициент, принимаемый согласно п. 111.

122. Нормативная горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы для мостов, расположенных на кривой радиусом R в *м*, принимается в виде равномерно распределенной нагрузки C в *т/м*:

для железных дорог — приложенной на высоте 2 *м* от головки рельса, для одного пути по формулам:

а) для металлических, железобетонных, бетонных и каменных мостов

$$C = \frac{180}{R} k,$$

но не более $0{,}15\,k$;

б) для деревянных мостов

$$C = \frac{90}{R} k,$$

но не более $0{,}10\,k$,

где k — равномерно распределенная нормативная временная вертикальная нагрузка, соответствующая линии влияния, загружаемой горизонтальной нагрузкой, в *т/м* по приложению 9.

для автодорожных и городских мостов на кривой радиусом 600 *м* и менее — приложенной в уровне верха полотна проезжей части, для каждой полосы движения по формуле

$$C = \frac{15}{100 + R} \cdot \frac{\sum P}{l},$$

но не менее $0{,}15\,\frac{P}{l}$

при $R < 250$ *м* и не менее

$$\frac{40}{R} \cdot \frac{P}{l} \text{ при } R \geqslant 250 \text{ м},$$

где P — вес утяжеленного автомобиля расчетной колонны в *т*;

$\sum P$ — сумма весов автомобилей в расчетной колонне в *т*;

l — длина линии влияния, но не более длины пролета в *м*.

123. Нормативная горизонтальная поперечная нагрузка от ударов

подвижного состава железных дорог с одного пути принимается в виде равномерно распределенной нагрузки S, приложенной в уровне верха головки рельса, и определяется в *т/м* по формуле

$$S = 0{,}06\,K,$$

где К — класс нормативной временной вертикальной нагрузки от подвижного состава.

а) автомобильной нагрузки принимается в виде поперечной горизонтальной нагрузки интенсивностью 0,4 *т/м* при вертикальной нагрузке Н-30 и 0,2 *т/м* при Н-10, независимо от числа полос движения;

б) гусеничной или колесной нагрузки принимается в виде поперечной сосредоточенной силы 5 *т* при НК-80 и 4 *т* при НГ-60.

Горизонтальная поперечная нагрузка от ударов подвижных нагрузок считается приложенной к верху проезжей части или к бортовому камню (бордюру).

124. Нормативная горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги принимается

для железнодорожных мостов — в виде равномерно распределенной нагрузки $t_н$, приложенной на высоте 2 *м* от головки рельса и действующей в любую сторону вдоль пути.

Величина указанной нагрузки принимается равной 10% веса нормативной временной вертикальной нагрузки по приложению 9.

Нагрузка от торможения или силы тяги учитывается: в двухпутных мостах — с одного пути, а в мостах с тремя и более путями — с двух путей.

для автомобильных и городских мостов с каждой полосы движения в одном направлении — в виде сосредоточенной силы, приложенной в уровне верха полотна проезжей части и равной $0{,}3P$; $0{,}6P$ и $0{,}9P$ при длинах загружения соответственно до 25 *м*, более 25 до 50 *м* и более 50 *м*, где P — вес утяжеленного автомобиля в колонне;

при многополосном движении в одном направлении нагрузка от торможения принимается со всех полос.

От временной подвижной нагрузки, расположенной в пределах призмы обрушения, указанная нагрузка не учитывается.

Горизонтальное продольное усилие от торможения или силы тяги передается через неподвижные опорные части балочных мостов или опоры распорных мостов, распределяясь между неподвижными опорными частями поровну. Горизонтальное продольное усилие, передающееся через подвижные опорные части, независимо от передачи на неподвижные опорные части, принимается условно:

а) при скользящих опорных частях — в размере 50% полного продольного усилия;

б) при катковых, валковых и секторных опорных частях — в размере 25% полного продольного усилия, но не более силы трения по п. 133;

в) случае постановки на опоре двух разноименных опорных частей (подвижной и неподвижной) продольное усилие, передающееся на опору, принимается равным сумме продольных усилий, передаваемых через опорные части обоих смежных с опорой пролетов. Указанная сумма принимается не более, чем продольное усилие, равное передаваемому с большего или с одного из равных пролетов, в случае если бы это пролетное строение на рассматриваемой опоре было установлено на неподвижных опорных частях.

Примечание. Допускается не учитывать вертикальное давление и момент от переноса нагрузки от торможения или силы тяги из точки ее приложения в уровень:

а) центра опорных частей — при расчете опор мостов;

б) подошвы рельсов — при расчете устоев;

в) оси ригеля рамы — при расчете рамных конструкций.

125. Нормативная временная вертикальная нагрузка тротуаров и пешеходных мостов принимается в *кг/м*²:

для пешеходных мостов и для тротуаров прочих мостов — 400;

для тротуаров железнодорожных мостов с устройством пути на балласте — 1 000.

Для служебных тротуаров железнодорожных мостов указанные нагрузки учитываются при действии только постоянных нагрузок и не учитываются в расчетах остальных элементов пролетных строений.

Нормативная нагрузка на тротуарах автодорожных и городских мостов не учитывается одновременно с нормативной колесной и гусеничной нагрузками НК-80 и НГ-60.

Расчетные сосредоточенные давления, учитываемые при отсутствии других нагрузок, принимаются в килограммах:

а) вертикальное для настила тротуаров — 180;

б) вертикальное и горизонтальное для поручней перил — 130.

126. Динамический коэффициент $(1+\mu)$ нагрузок от подвижного состава железных дорог и от колонн автомобилей принимается равным:

1. Для временной вертикальной нагрузки:

а) для элементов стальных, в том числе объединенных с железобетонной плитой, пролетных строений и для стальных опор железнодорожных мостов всех систем независимо от рода езды

$$1+\mu = 1+\frac{18}{30+\lambda},$$

но не менее 1,20 при расчете на прочность и не менее 1,10 при расчете на выносливость;

автодорожных и городских мостов всех систем, кроме пилонов и главных ферм висячих мостов,

$$1+\mu = 1+\frac{15}{37{,}5+\lambda};$$

главных ферм и пилонов висячих мостов

$$1+\mu = 1+\frac{50}{70+\lambda};$$

б) для железобетонных балочных пролетных строений и рамных конструкций (в том числе сквозных надарочных строений), для железобетонных сквозных опор и звеньев труб

на железных дорогах при минимальной толщине балласта 0,25 *м* (считая от постели шпалы)

$$1+\mu = 1+\frac{10}{20+\lambda},$$

но не менее 1,15 при расчете на прочность и не менее 1.10 при расчете на выносливость;

при толщине балласта более 0,25 *м*, но менее 1,0 *м* значения динамических коэффициентов определяются по интерполяции *между значениями по пунктам* «б» и «в»;

на автомобильных и городских дорогах при отсутствии засыпки:

при $\lambda \leqslant 5$ *м* $1+\mu = 1{,}3$;

при $\lambda \geqslant 45$ *м* $1+\mu = 1{,}0$;

при $5 < \lambda < 45$ *м*

$1+\mu$ по интерполяции.

в) для железобетонных, бетонных и каменных арочных пролетных строений со сплошным надсводным строением, для массивных опор и труб, оснований и фундаментов, а при толщине балласта с засыпкой не менее 1,0 *м* у железнодорожных мостов и труб и не менее 0,5 *м* у автодорожных и городских мостов и труб, — также для элементов, перечисленных *в п. «б»*,

$$1 + \mu = 1{,}0;$$

г) для арок и сводов внешне распорных арочных железобетонных пролетных строений со сквозной надарочной конструкцией:

железнодорожных мостов

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{100 + \lambda}\left(1 + \frac{0{,}41}{f}\right),$$

где f — стрела арки;
l — ее пролет;

автодорожных и городских мостов

при $\lambda \leqslant 20$ *м* $1 + \mu = 1{,}2$;
при $\lambda \geqslant 70$ *м* $1 + \mu = 1{,}0$;
при $20 < \lambda < 70$ *м*
$1 + \mu$ по интерполяции;

д) для деревянных конструкций:

железнодорожных мостов
для сечений элементов $1 + \mu = 1{,}1$;
для сопряжений $1 + \mu = 1{,}2$.

автодорожных и городских мостов $1 + \mu = 1{,}0$.

2. Для временных горизонтальных нагрузок и для давления грунта от временной вертикальной нагрузки

$$1 + \mu = 1{,}0.$$

В приведенных выше формулах величина λ (в *м*) принимается:

а) для элементов проезжей части, элементов, работающих только на местную нагрузку, и для элементов опор — равной длине *загружения линии влияния* соответствующего усилия (напряжения), определяемой как сумма длин загружаемых участков;

Для железнодорожных мостов величина λ (в которую включается также длина незагружаемого разделяющего участка иного знака) *принимается не менее 3 м*, а для расчета плиты балластного корыта (поперек пути) — условно равной нулю.

б) для основных элементов главных ферм (балок, арок, рам) — равной длине пролета или длине загружения линии влияния, если эта длина больше величины пролета.

Примечания. 1. От подвижных временных нагрузок НК-80 и НГ-60, а также подвижных нагрузок для тротуаров и пешеходных мостов принимается $1 + \mu = 1{,}0$.

2. В совмещенных мостах нагрузки принимаются со своими динамическими коэффициентами.

127. Коэффициент перегрузки для подвижных временных нагрузок и их воздействий, приведенных в пп. 116—125, принимается:

1) при основных сочетаниях нагрузок:

а) от железнодорожного подвижного состава для мостов

n	1,30	1,15	1,10
при λ	0	50	$\geqslant 150$,

где λ — длина загружения линии влияния, определяемая по п. 126, за вычетом длины участков, загружаемых порожним подвижным составом.

Промежуточные значения n определяются интерполяцией; для труб условно $\lambda = 0$;

б) от порожнего подвижного состава $n = 1{,}0$;

а) от колонн автомобилей

$$n = 1{,}4;$$

б) от колесных и гусеничных нагрузок

$$n = 1{,}1;$$

в) *от нагрузок тротуаров (кроме служебных) и пешеходных* мостов $n = 1{,}4$; для служебных тротуаров и перил $n = 1{,}1$;

2) при дополнительных сочетаниях нагрузок — 0,8 n;

3) при особых сочетаниях нагрузок — 0,7 n.

Примечание. При определении расчетных нагрузок от давления грунта от временной вертикальной нагрузки должны приниматься *расчетные углы внутреннего трения по указаниям п. 115.*

4. ПРОЧИЕ ВРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

128. Нормативная горизонтальная поперечная ветровая нагрузка принимается следующей интенсивности на расчетную ветровую поверхность:

а) при наличии на мосту подвижной вертикальной нагрузки:

для железных дорог — 100 *кг/м*²;

для автомобильных и городских дорог — 50 *кг/м*²;

б) при отсутствии на мосту подвижной вертикальной нагрузки — 180 *кг/м*²,

для деревянных автодорожных и городских мостов — 80 *кг/м*²;

в) при особых сочетаниях нагрузок (в том числе при монтаже)— 50 *кг/м*².

Расчетная ветровая поверхность:

1) для конструкций сооружения принимается по проектным контурам, т. е. по площади проекции частей сооружения на вертикальную плоскость, перпендикулярную направлению ветра, со следующими коэффициентами:

для сквозных балочных ферм:

при двух фермах — 0,4;

при трех и более фермах — 0,5;

для площади сквозных арочных ферм между поясами и для сквозных опор — 0,5;

для площади арочных ферм между нижним поясом и затяжкой или между верхним поясом и проездом, а также для сквозных надарочных строений — 0,2;

для сплошных пролетных строений, сплошных и деревянных опор, а также для элементов проезжей части — 1,0;

для перил — 0,3—0,8;

2) для железнодорожного подвижного состава принимается в виде сплошной полосы высотой 3 *м* с центром давления на высоте 2 *м* от головки рельса.

для колонн автомобилей и других транспортных единиц — не учитывается.

Распределение ветровой нагрузки по длине пролета допускается принимать равномерным.

Примечания. 1. Расчетная ветровая поверхность проезжей части принимается равной ее полной боковой поверхности.

2. Ветровая нагрузка по пункту «б» не учитывается одновременно с нагрузками ледовой и от навала судов.

3. В ветровых нагрузках учтен аэродинамический коэффициент 1,4.

129. Нормативная продольная горизонтальная ветровая нагрузка на сквозные пролетные строения принимается в размере 60% полной нормативной поперечной ветровой нагрузки, действующей на главные фермы.

Продольная горизонтальная ветровая нагрузка на опоры выше уровня грунта или межени принимается той же интенсивности на 1 $м^2$ соответствующей расчетной ветровой поверхности, что и *поперечная ветровая нагрузка.*

Горизонтальное усилие от продольной ветровой нагрузки, действующей на пролетное строение, принимается передающимся на опоры таким же образом, как и горизонтальное продольное усилие от торможения или силы тяги (см. п. 124).

Примечание. Продольная ветровая нагрузка на сплошные пролетные строения, проезжую часть и на подвижной состав не учитывается.

130. Нормативная ледовая нагрузка от давления льда на опоры мостов принимается в виде сил, определяемых согласно приложению 12, в зависимости от очертания опоры в плане и профиле, условий ледохода и района расположения сооружения.

131. Нормативная нагрузка от навала судов на опоры мостов принимается по табл. 11 в зависимости от судоходного класса внутреннего водного пути.

Таблица 11

Нормативные нагрузки от навала судов

Класс внутренних водных путей	Нагрузка в *т*			
	вдоль оси моста со стороны пролета		поперек оси моста со стороны	
	судоходного	несудоходного	верховой	низовой, а при отсутствии течения и с верховой
I	100	50	125	100
II	70	40	90	70
III	65	35	80	65
IV	55	30	70	55
V	25	15	30	25
VI	15	10	20	15
VII	10	5	15	10

Нагрузка от навала судов считается приложенной посередине ширины или длины опоры на высоте 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.

Примечания. 1. Для опор, защищенных от навала, а также для деревянных опор автодорожных мостов на водных путях V—VII классов указанная нагрузка не учитывается.

2. Для однорядных железобетонных свайных опор автодорожных мостов через водные пути VI и VII классов нагрузку вдоль оси моста допускается учитывать в размере 50%.

132. Воздействия колебаний температуры учитываются для внешне статически неопределимых распорных систем железобетонных, стальных, бетонных и каменных конструкций мостов, а также для стальных конструкций, объединенных с железобетоном, в зависимости от местных и строительных условий; при этом принимаются следующие коэффициенты линейного расширения α:

для стали — 0,000012*;
для железобетона и бетона — 0,00001;
для кладки из природного камня — 0,000008.

Нормативные колебания температуры принимаются:

а) для стальных и объединенных конструкций при отсутствии иных обоснованных указаний в задании на проектирование $\pm 40°$;

б) для железобетонных, бетонных и каменных конструкций — в зависимости от изотерм, соответствующих месту расположения сооружения, размеров элемента и степени открытости его для воздействия температуры воздуха в соответствии с приложением 13.

* Для стали в объединенных конструкциях допускается принимать 0,00001.

Наивысшая температура определяется по июльской изотерме, а наинизшая — по январской.

Температура замыкания принимается в пределах 5—15° выше нуля в зависимости от климата местности.

Нормативная разность температур стали и железобетона в объединенных конструкциях принимается в соответствии с разделом V.

В бетонных монолитных опорах и в заполненных бетоном железобетонных оболочках должно учитываться неравномерное распределение температур в массиве.

Примечание. Воздействие температуры на трубы, а также каменные мосты пролетом до 15 *м*, стрелой подъема более $^1/_4$ пролета и с опорами, *заложенными не на скале, в районах*, имеющих январскую изотерму не ниже —20°, не учитывается.

133. **Нормативное или расчетное воздействие трения в подвижных опорных частях** пролетного строения принимается в виде горизонтального продольного усилия, передающегося как через подвижные, так и неподвижные опорные части, равного

$$T_f = fN,$$

где N — опорная реакция от нормативных или расчетных величин постоянной и временной нагрузок (без динамики);

f — коэффициент трения в подвижных опорных частях, принимаемый равным 0,05 при наличии катков, секторов или валков и 0,5 — в прочих случаях.

Усилия трения следует учитывать при расчете конструкций опорных частей и прилегающих к ним частей опоры и пролетного строения, а также при расчете массивных опор на скальном основании.

134. **Сейсмические нагрузки** учитываются для сооружений, *расположенных в районах, подверженных землетрясениям от шести* баллов и выше.

Сейсмичность района или пункта строительства сооружения принимается по картам сейсмического районирования территории СССР *или по списку населенных пунктов, в соответствии* с Нормами и правилами строительства в сейсмических районах (СН-8-57).

Расчетная сейсмичность принимается равной баллу сейсмичности *пункта строительства, для больших мостов — на один* балл выше и для деревянных мостов — на один балл ниже.

Значения сейсмических нагрузок принимаются в соответствии с указанными нормами (СН-8-57).

135. **Строительные нагрузки**, *действующие на конструкцию при* монтаже или возведении на месте (собственный вес, вес подмостей, кранов, односторонний распор и др.), а также при транспортировании и изготовлении элемента принимаются по проектным данным с учетом *предусматриваемых условий производства работ, максимально* возможного веса оборудования и веса людей.

Собственный вес элементов, подвешенных к крану, должен приниматься с динамическим коэффициентом, равным 1,2 и 0,85, а при весе свыше 20 *т* — соответственно 1,1 и 0,95.

Нагрузка от монтажного крана с учетом веса устанавливаемого элемента также должна приниматься с указанными динамическими коэффициентами.

136. Коэффициенты перегрузки n для временных нагрузок, приведенных в пп. 128—135, принимаются по табл. 12.

Таблица 12

Коэффициенты n

Виды нормативных нагрузок	Сочетания нагрузок		
	основные	дополнительные	особые
Ветровые нагрузки	1,5	1,2	1,0
Нагрузки ледовые, от навала судов и воздействия колебаний температуры при учете, кроме данной нагрузки:			
а) только нагрузок, входящих в основные сочетания	—	1,1	0,8
б) любых прочих нагрузок	—	1,0	0,8
Сейсмические нагрузки	—	—	1,0
Строительные нагрузки:			
а) усилия от домкратов при подъемке и передвижке	—	—	1,3
б) прочие	—	—	1,0

Примечания. 1. Приведенные значения коэффициентов перегрузки *строительных нагрузок* должны в необходимых случаях корректироваться с учетом конкретных условий и методов возведения сооружений.

2. Воздействия, учитываемые при строительстве и остающиеся на время эксплуатации (собственный вес конструкции, искусственное регулирование напряжений, перегрузка элементов и т. п.), рассматриваются как постоянные нагрузки и принимаются со своими коэффициентами перегрузки согласно п. 115.

РАЗДЕЛ III смотри СН-365-67.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

137. Указания по расчету и конструированию железобетонных элементов, изложенные в данном разделе, относятся к целым и составным конструкциям из обычного и предварительно напряженного железобетона.

Для автодорожных и городских мостов допускается применение комбинированных сборных и сборно-монолитных конструкций, в которых отдельные части элементов не подвергаются предварительному напряжению.

138. При расчете и конструировании предварительно напряженных железобетонных конструкций и элементов должны учитываться методы их изготовления, характеризуемые в основном способами создания предварительного напряжения. Допускается предварительное натяжение арматуры на упоры (находящиеся вне конструкции) с последующей передачей усилия от арматуры на бетон изготовляемого элемента, а также натяжение арматуры на отвердевший бетон конструкции. При натяжении арматуры на бетон конструкции должно быть обеспечено в последующем, как правило, сцепление арматуры с бетоном. При этом допускается располагать арматуру в закрытых и открытых каналах.

Инъектирование или заполнение каналов раствором (бетоном) должно предусматриваться с соблюдением требований, обеспечивающих морозостойкость и долговечность конструкций.

Проекты организации работ по изготовлению мостовых предварительно напряженных железобетонных конструкций должны утверждаться одновременно с проектами конструкций.

139. Расчет и конструирование железобетонных элементов производится в соответствии с указаниями настоящего раздела, если вся или часть растянутой и сжатой арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) учитывается при расчете на прочность и трещиностойкость. В противном случае элемент конструируется и рассчитывается как бетонный по указаниям, изложенным в разделе VI. Минималь-

ное количество напрягаемой и ненапрягаемой арматуры железобетонной конструкции не нормируется.

140. Конструкция стыков, применяемых для соединения сборных железобетонных элементов, должна обеспечивать прочность (выносливость), трещиностойкость, деформативные свойства и долговечность, необходимые в данном сечении при монолитной его конструкции.

2. МАТЕРИАЛЫ

141. Для несущих железобетонных конструкций мостов и труб должен применяться тяжелый бетон следующих марок по прочности на сжатие: 200, 250, 300, 400, 500 и 600, а также соответствующих марок по морозостойкости. В необходимых случаях бетон для конструкции назначается по марке на водонепроницаемость, по прочности — на осевое растяжение или по совокупности указанных признаков (марок).

Основанием для выбора марок бетона должны являться размеры, долговечность и значимость сооружения, условия работы конструкции, а также эксплуатационные и технико-экономические показатели.

Допускается в железобетонных несущих конструкциях применять легкий бетон марок по прочности на сжатие 100, 150, 200 и более по специальным техническим указаниям.

В конструкциях из предварительно напряженного железобетона марка тяжелого бетона по прочности на сжатие должна быть не менее 300.

Примечания. 1. Марками бетона называются основные характеристики качества бетона, принимаемые при проектировании и контролируемые при строительстве.

2. Стандартными контрольными образцами для установления на строительстве марки бетона по прочности на сжатие являются бетонные кубы размером 20 × 20 × 20 *см*. Марка бетона по прочности на сжатие обозначает предел прочности на сжатие в *кг/см*^{2} кубов указанных размеров, изготовленных из бетонной смеси стандартным способом и испытанных, как правило, в возрасте 28 дней при условии хранения образцов в нормальных условиях (по ГОСТ 6901—54).

3. При применении быстротвердеющего цемента или при термовлажностной обработке бетона фактическая прочность его, соответствующая проектной марке, может быть получена в сокращенные сроки и определяется соответствующими технологическими правилами изготовления конструкций.

4. Испытания кубов должны производиться в соответствии с указаниями ГОСТ 6901—54. Средние величины прочности бетона, получаемые при испытании каждой серии кубов (по три штуки в серии), должны, как правило, соответствовать заданной марке бетона. Бетон признается удовлетворяющим марке по прочности, если ни в одной из испытанных серий контрольных образцов прочность бетона не составляет менее 85% от заданной марки. Указанное отклонение может быть допущено не более чем в 15% проведенных испытаний серий кубов.

142. Для мостовых сооружений должен назначаться бетон, отвечающий требованиям морозостойкости. При этом надлежит руководствоваться указаниями ГОСТ 4795—59 («Бетон гидротехни-

ческий. Общие требования.») в отношении качества бетона и ГОСТ 4797—56 в части технических требований к материалам для приготовления гидротехнического бетона.

Бетон по морозостойкости по ГОСТ 4795—59 должен иметь марку не менее *Мрз*200, а при климатических условиях, соответствующих *среднемесячной температуре наиболее холодного месяца ниже* минус 15° С, — не менее *Мрз*300.

143. В элементах конструкций, подверженных действию агрессивной среды, в проекте должен предусматриваться бетон, обладающий стойкостью против такого воздействия. Водостойкость бетона должна отвечать требованиям Н-114-54 (Нормы и технические условия. Бетон гидротехнический. Признаки и нормы агрессивности воды-среды). Для приготовления бетона необходимо применять специальные цементы (сульфатостойкие портланд-цементы, глиноземистые цементы) или предусматривать конструктивные или иные специальные мероприятия по защите бетона.

144. Для железобетонных конструкций допускается применять следующие виды ненапрягаемой арматуры:

а) круглые гладкие стержни диаметром до 40 *мм* из углеродистой мартеновской горячекатаной стали класса А-I (марки ВСт.3 по ГОСТ 5781—61 и ГОСТ 380—60, удовлетворяющей требованиям для сварных конструкций);

б) стержни периодического профиля диаметром до 40 *мм* из углеродистой мартеновской горячекатаной стали класса А-II (марки ВСт. 5 по ГОСТ 5781—61 и ГОСТ 380—60);

в) стержни периодического профиля диаметром до 40 *мм* из низколегированной мартеновской горячекатаной стали класса А-III (марок 25Г2С и 35ГС по ГОСТ 5781—61 и ГОСТ 5058—57);

г) фасонный прокат из углеродистой стали марок, предусмотренных разделом IV.

Примечания. 1. При использовании арматуры из стали марок 25Г2С и 35ГС следует руководствоваться специальными техническими указаниями по применению этих сталей.

2. Для монтажной арматуры, а также для нерасчетных второстепенных частей сооружения допускается применять стали марок ниже марки ВСт. 3 при условии, если они удовлетворяют испытаниям на холодный загиб.

145. Для железобетонных конструкций допускается применять следующие виды напрягаемой арматуры:

а) проволока стальная круглая углеродистая холоднотянутая по ГОСТ 7348—55;

б) канатная проволока светлая (марки I и II) по ГОСТ 7372—55;

в) проволока стальная холоднотянутая высокопрочная периодического профиля по ГОСТ 8480—57;

г) стальные канаты и тросы;

д) проволока высокопрочная низкоотпущенная;

е) стержни периодического профиля из низколегированной мартеновской горячекатаной стали по ГОСТ 5781—61 и ГОСТ 5058—57: класса А-IV диаметром до 32 *мм* и класса А-III (только для элементов фундаментов и опор) диаметром до 40 *мм*;

ж) семипроволочные стальные пряди заводского изготовления.

Примечание. При применении арматуры по пунктам «в», «г», «д», «е» и «ж» (в том числе подвергнутой упрочнению стали марок 25Г2С и 35ГС) следует руководствоваться соответствующими специальными техническими указаниями.

146. Ненапрягаемая арматура для железобетонных конструкций должна в отношении механических характеристик удовлетворять следующим основным требованиям:

а) предел текучести должен быть не менее величин: для гладкой арматуры из стали класса А-I (марки ВСт. 3) — 2 400 *кг/см*^{2}, для горячекатаной арматуры периодического профиля из стали класса А-II (марки ВСт. 5) — 3 000 *кг/см*^{2};

из стали класса А-III (марки 25Г2С) — 4 000 *кг/см*^{2};

б) относительное удлинение при разрыве

$$\delta_5 \geqslant \frac{55000}{R_a^н}\ \%,$$

где $R_a^н$ — нормативное сопротивление ненапрягаемой арматуры в *кг/см*^{2} (приложение 3).

147. *Напрягаемая арматура для железобетонных конструкций* должна удовлетворять следующим требованиям:

а) предел текучести для горячекатаных стержней периодического профиля не менее величин: для стержней из стали класса А-III (марки 25Г2С или 35ГС) до упрочнения — 4 000 *кг/см*^{2};

из стали класса А-IV (типа 30ХГ2С) — 6 000 *кг/см*^{2};

б) предел прочности проволочной арматуры должен быть не менее величин, указанных в табл. 13.

Таблица 13

Наименьшие пределы прочности проволочной арматуры в *кг/см*^{2}

Вид проволочной арматуры	Наименьший предел прочности при диаметре в *мм*							
	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0
Проволока стальная круглая углеродистая	—	20 000	19 000	18 000	17 000	16 000	15 000	14 000
Проволока стальная периодического профиля	18 000	18 000	17 000	16 000	15 000	14 000	13 000	12 000

в) относительное удлинение при разрыве холоднотянутой проволоки (образец расчетной длиной 100 *мм*)

$$\delta \geqslant \frac{75000}{R_н^н} \%;$$

горячекатаных стержней из стали класса А-IV

$$\delta_б \geqslant \frac{36000}{R_н^н} \%,$$

где $R_н^н$ — нормативное сопротивление напрягаемой арматуры в *кг/см*² (приложение 3);

г) условный предел текучести холоднотянутой проволоки ($\sigma_{0,2}$) должен составлять, как правило, не менее 80% от браковочного минимума предела прочности для каждого вида арматуры;

д) проволока должна выдерживать испытание на перегиб в холодном состоянии на угол 180°: не менее четырех перегибов вокруг оправки диаметром 20 *мм* при диаметре проволоки 4—5 *мм* и не менее трех перегибов вокруг оправки диаметром 30 *мм* при диаметре проволоки более 5 *мм*.

148. В железнодорожных мостах горячекатаная стержневая и проволочная арматура, предусматриваемая для конструкций, рассчитываемых на выносливость, должна удовлетворять следующим требованиям по выносливости на базе $2 \cdot 10^6$ циклов:

для горячекатаной ненапрягаемой арматуры периодического профиля предел выносливости (при $\rho = 0{,}1$) должен быть, как правило, не менее $0{,}4\ R_н^н$;

для напрягаемой арматуры предел выносливости при ($\rho = 0{,}85$) должен быть, как правило, не менее $0{,}6\ R_н^н$, где $R_н^н$ и $R_н^в$ — нормативные сопротивления стали (приложение 3).

Соответствие пределов выносливости стали приведенным в настоящем пункте требованиям определяется при разработке соответствующих специальных технических указаний по применению стали новой марки.

8. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ НА ПРОЧНОСТЬ

149. Расчетные сопротивления бетона при расчетах на прочность должны приниматься по табл. 14.

Таблица 14

Расчетные сопротивления бетона на прочность в *кг/см²*

№ по пор.	Вид сопротивления	Условное обозначение	Условия приготовления бетона	Марка бетона по прочности на сжатие					
				200	250	300	400	500	600
	а) Для обычного и предварительно напряженного железобетона								
1	Сжатие осевое	$R_{пр}$	А	78	100	125	165	205	245
			Б	72	95	115	150	190	225
2	Сжатие при изгибе	$R_{и}$	А	97	125	150	205	255	305
			Б	90	115	140	190	240	280
3	Скалывание при изгибе	$R_{ск}$	А и Б	—	—	44	53	65	70
	б) Для предварительно напряженного железобетона								
4	Сжатие осевое наибольшее . . .	$R^{т}_{пр}$	А	—	—	135	190	245	295
			Б	—	—	125	175	225	275
5	Сжатие при изгибе наибольшее .	$R^{т}_{и}$	А	—	—	165	235	310	365
			Б	—	—	155	215	285	335
6	Главные сжимающие напряжения	$R_{гсж}$	А	—	—	105	140	175	210
			Б	—	—	100	130	160	190
7	Главные растягивающие напряжения	$R_{гр1}$	А и Б	—	—	20	24	27	28,5
8	Растяжение	$R_{р1}$	А и Б	—	—	13,5	16	18	19
	в) Для обычного железобетона								
9	Условные главные растягивающие напряжения на уровне нейтральной оси	$R_{гро}$	А и Б	24	28	32	37	42	46
10	Величина главных напряжений, при которых не требуется хомутов и косых стержней . . .	$R_{р1}$	А и Б	7,0	8,3	9,5	11,5	13,5	15,0
11	Величина главных напряжений, передаваемых на бетон на части длины балки	$R_{р2}$	А и Б	3,6	4,2	4,7	5,8	6,7	7,5
12	Растяжение осевое	$R_{ро}$	А и Б	6,5	8,0	9,5	11,0	12,5	13,5

Примечания. 1. При расчете прочности предварительно напряженного элемента на воздействие строительных нагрузок (предварительное напряжение, монтаж, транспортирование и др.) расчетные сопротив-

ления бетона, кроме $R^{т}_{пр}$ и $R^{т}_{и}$, повышаются на 10% согласно примечанию к п. 45.

2. Расчетные сопротивления $R^{т}_{пр}$ и $R^{т}_{и}$ используются только при расчете на стойкость против образования продольных трещин в бетоне в процессе создания предварительных напряжений и монтажа, а величины $R_{рп}$ — только при расчете трещиностойкости сечений, нормальных к оси элемента.

3. Расчетные сопротивления, помещенные в разделе «в» табл. 14, используются также для обычного железобетона в комбинированных конструкциях в сечениях, где не учитывается расчетом влияние предварительно напряженной арматуры.

4. При расчете автодорожных и городских мостов на колесную и гусеничную нагрузки величину $R_{гсп}$ допускается повышать до $R_{пр}$.

5. Значения расчетных сопротивлений для условий приготовления бетона, обозначенных буквой А, принимаются для бетонов, приготовленных на бетонных заводах или бетонных узлах, при условиях предварительного проектирования состава бетона с экспериментальной проверкой результатов подбора, автоматического и полуавтоматического дозирования составляющих бетона по весу и при наличии систематического контроля прочности и однородности бетона специальной лабораторией.

150. Расчетные сопротивления предусмотренной пп. 144 и 146 ненапрягаемой арматуры $R_а$ при расчетах на прочность на сжатие и растяжение в стадии эксплуатации должны приниматься по табл. 15.

Таблица 15

Расчетные сопротивления ненапрягаемой арматуры на прочность $R_а$ в *кг/см²*

Вид арматуры	$R_а$
Горячекатаная круглая, полосовая и фасонный прокат из стали марки ВСт. 3	1 900
Горячекатаная периодического профиля из стали марки ВСт. 5	2 400
То же из стали марок 25Г2С и 35ГС	3 000

Примечания. 1. При особых сочетаниях с учетом строительных нагрузок (в стадии монтажа и др.) расчетные сопротивления арматуры повышаются на 10% согласно примечанию к п. 45.

2. При расчете на прочность косых сечений по поперечной силе и расчете по главным напряжениям величины $R_а$ принимаются для хомутов с коэффициентом 0,8.

151. Расчетные сопротивления предусмотренной пп. 145 и 147 напрягаемой растянутой арматуры при расчетах на прочность в стадии эксплуатации $R_{н2}$, а также расчетные сопротивления $R_{н1}$ при создании предварительных напряжений, транспортировании и монтаже должны приниматься по табл. 16.

152. При расчетах на прочность расчетное сопротивление на сжатие $R'_н$ арматуры, устанавливаемой в сжатой зоне конструкции и подвергаемой предварительному напряжению, должно приниматься для арматуры из стали марок 25Г2С и 35ГС не более 3 400 *кг/см²*, а в остальных случаях — не более 3 600 *кг/см²*.

Таблица 16

Расчетные сопротивления напрягаемой растянутой арматуры на прочность в *кг/см²*

Вид арматуры	Диаметр в *мм*	Расчетные сопротивления	
		при создании предварительных напряжений, транспортировании и монтаже $R_{н1}$	в стадии эксплуатации $R_{н2}$
1	2	3	4
Проволока стальная круглая углеродистая холоднотянутая и проволока высокопрочная низкоотпущенная	2,5	13 000	11 500
	3	12 400	11 000
	4	11 700	10 400
	5	11 000	9 800
	6	10 400	9 200
	7	9 800	8 600
	8	9 100	8 000
	10	6 500	5 800
Проволока стальная холоднотянутая периодического профиля	2 и 2,5	11 700	10 400
	3	11 000	9 800
	4	10 400	9 200
	5	9 800	8 600
	6	9 100	8 000
	7	8 400	7 500
	8	7 800	6 900
Проволока канатная светлая	2	12 400	11 000
	2,2—3	11 700	10 400
	3,2	10 400	9 200
	3,5—4	9 100	8 000
	4,5	8 400	7 500
	5,0	7 800	6 900
Семипроволочные стальные пряди	6,0(0,226)	11 500	10 300
	7,5(0,354)	11 500	10 300
	9,0(0,509)	10 900	9 800
	12,0(0,908)	10 200	9 200
	15,0(1,415)	9 600	8 600
Горячекатаная периодического профиля из стали типа 30ХГ2С	12—32	5 100	4 600
То же из не подвергнутой упрочнению стали марок 25Г2С и 35ГС	До 40	3 400	3 000

Примечания. 1. Для семипроволочных стальных прядей в графе 2 указан диаметр пряди, а в скобках минимальная площадь поперечного сечения прядей в *см²*. Для горячекатаной стали указан эквивалентный диаметр.

2. При применении канатов следует руководствоваться соответствующими специальными техническими указаниями.

4. МОДУЛИ УПРУГОСТИ

153. Значения модуля упругости бетона при сжатии $E_б$ должны приниматься по табл. 17.

Таблица 17

Модули упругости бетона при сжатии $E_б$ в *кг/см²*

Марка бетона					
200	250	300	400	500	600
265 000	290 000	315 000	350 000	380 000	400 000

154. Для определения напряжений и геометрических характеристик приведенного сечения используется коэффициент n_1 по табл. 18.

Таблица 18

Коэффициенты n_1 для предварительно напряженных и объединенных конструкций

Вид арматуры	Марка бетона					
	200	250	300	400	500	600
Горячекатаная сталь	7,7	7,1	6,5	5,8	5,4	5,1
Проволочная арматура	7,0	6,4	5,9	5,3	4,9	4,6

155. Модули упругости ненапрягаемой арматуры $E_а$ и напрягаемой $E_н$, используемые при определении характеристик приведенного сечения, должны приниматься по табл. 19.

Таблица 19

Модули упругости арматуры в *кг/см²*

№ по пор.	Вид арматуры	$E_а$	$E_н$
1	Горячекатаная арматура из стали марок В Ст. 3 и ВСт. 5	$2{,}1 \cdot 10^6$	—
2	То же из стали марок 25Г2С и 35ГС . . .	$2{,}0 \cdot 10^6$	$2{,}0 \cdot 10^6$
3	То же из стали марки 30ХГ2С	—	$2{,}0 \cdot 10^6$
4	Высокопрочная низкоотпущенная проволока и пучки из этой проволоки	—	$1{,}9 \cdot 10^6$
5	Семипроволочные стальные пряди, холоднотянутая проволока круглая и периодического профиля, пучки из холоднотянутой проволоки	—	$1{,}8 \cdot 10^6$

5. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ (ПРИ РАСЧЕТЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ)

156. Расчетные сопротивления бетона при расчете на выносливость должны приниматься по табл. 20, если амплитуда цикла напряжений $\rho = \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}}$ не превышает 0,1. Здесь $\sigma_{макс}$ и $\sigma_{мин}$ — наибольшее и наименьшее значения сжимающих напряжений.

Таблица 20

Расчетные сопротивления бетона на выносливость в *кг/см²* при $\rho \leqslant 0{,}1$

№ по пор.	Вид сопротивления	Условное обозначение	Условия приготовления бетона	Марка бетона					
				200	250	300	400	500	600
1	Сжатие осевое	$R'_{пр}$	А	60	75	90	130	160	190
			Б	55	70	85	120	145	175
2	Сжатие при изгибе	$R'_{и}$	А	75	95	115	160	195	235
			Б	70	85	105	150	180	220
3	Растяжение	$R'_{р}$	А и Б	—	—	10,5	12,5	13,5	14,5

157. При амплитуде цикла напряжений $\rho > 0{,}1$ величины расчетных сопротивлений в расчетах на выносливость при сжатии осевом и сжатии при изгибе должны приниматься по табл. 20 с умножением их на коэффициент κ_ρ по табл. 21, независимо от марки бетона. Промежуточные значения определяются по интерполяции.

Таблица 21

Коэффициент для определения расчетного сопротивления бетона на выносливость при $\rho > 0{,}1$

ρ	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
κ_ρ . . .	1,0	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30

Расчетные сопротивления бетона на выносливость с учетом коэффициента κ_ρ по табл. 21 не должны превышать соответствующих расчетных сопротивлений бетона на прочность по табл. 14.

158. Коэффициенты $n' = \frac{E_a}{E'_б}$ (E_a — модуль упругости арматуры в *кг/см²*; $E'_б$ — модуль деформаций бетона при многократно повторяющемся воздействии нагрузки, который непосредственно в расчет не вводится) для расчетов на выносливость конструкций из обычного железобетона должны приниматься по табл. 22.

Таблица 22

Коэффициент n' для расчетов на выносливость

Марка бетона			
200 и 250	300	400	500 и выше
25	20	15	10

159. Расчетные сопротивления на растяжение ненапрягаемой арматуры при расчетах на выносливость при амплитуде цикла напряжений $\rho = 0$ должны приниматься по табл. 23.

Таблица 23

Расчетные сопротивления растянутой ненапрягаемой арматуры на выносливость R'_a в кг/см² при $\rho = 0$

Вид арматуры	R'_a
Горячекатаная круглая, полосовая и фасонный прокат из стали марки ВСт. 3	1 650
Горячекатаная периодического профиля из стали марки ВСт. 5	1 700
То же из стали марки 25Г2С*	1 800

* В конструкциях, рассчитываемых на выносливость, применение стали марки 35ГС не допускается.

Величины расчетных сопротивлений по табл. 23 относятся к растянутой арматуре без сварных стыков, а также с контактной сваркой в стык методом оплавления. Место стыка должно быть обработано продольной механической зачисткой заподлицо с поверхностью арматуры без ребер. Для арматуры со сварными стыками другого типа расчетные сопротивления принимаются по указаниям п. 161.

160. При амплитуде цикла напряжений $\rho \neq 0$ величины расчетных сопротивлений растянутой арматуры в расчетах на выносливость независимо от марки стали должны приниматься по табл. 23, с умножением их на коэффициенты γ_a по табл. 24, т. е. $R'_a \gamma_a$.

Расчетные сопротивления растянутой арматуры на выносливость с учетом коэффициентов γ_a по табл. 24 (в соответствующих случаях также и с умножением на коэффициент γ_{ac} по табл. 25) не должны превышать расчетных сопротивлений арматуры на прочность по табл. 15.

Таблица 24

Коэффициенты γ_a для определения расчетного сопротивления на выносливость растянутой арматуры при $\rho \neq 0$

ρ	−1,0	−0,5	−0,2	−0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
γ_a	0,6	0,75	0,9	0,95	1,05	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Промежуточные значения γ_a определяются по интерполяции.

161. При сварке стержней растянутой ненапрягаемой арматуры или приварке к ним других стержней к основным расчетным сопротивлениям арматуры на выносливость R'_a, помещенным в табл. 23, а при $\rho \neq 0$ — к величинам $\gamma_a R'_a$ (по п. 160) должны вводиться дополнительные коэффициенты γ_{ac} снижения расчетного сопротивления на выносливость. Коэффициенты γ_{ac} должны приниматься в зависимости от типа сварного соединения по табл. 25.

Таблица 25

Коэффициенты γ_{ac} для различных типов сварных соединений арматуры

Тип сварного соединения	Марка стали		
	ВСт. 3	ВСт. 5	25Г2С
Сварка контактным способом (без зачистки) или ванным способом на удлиненных подкладках	0,9	0,8	0,75
Сварка на парных взаимосмещенных накладках	0,8	0,7	0,65
Контактная точечная сварка перекрещивающихся стержней арматуры и приварка других стержней	0,75	0,6	*

* В этих случаях сварка не допускается.

162. Напрягаемая арматура из круглой углеродистой холоднотянутой проволоки, высокопрочной низкоотпущенной проволоки и семипроволочных стальных прядей рассчитывается на выносливость при $\rho < 0{,}85$. При этом расчетные сопротивления принимаются равными:

при $0{,}85 > \rho \geqslant 0{,}80 - 0{,}55\, R_{\text{н}}^{\text{н}}$;

при $0{,}80 > \rho \geqslant 0{,}75 - 0{,}50\, R_{\text{н}}^{\text{н}}$,

где $R_{\text{н}}^{\text{н}}$ — нормативное сопротивление арматуры (приложение 3).

При $\rho \geqslant 0{,}85$ производится расчет только на прочность.

Расчет на выносливость арматуры других марок (в том числе из канатов и стали типа 30ХГ2С) производится в соответствии со специальными техническими указаниями по применению этих сталей.

РАСЧЕТЫ

6. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

163. Конструкции мостов и труб из обычного и предварительно напряженного железобетона рассчитываются по всем трем предельным состояниям.

Расчет по первому предельному состоянию производится:

на прочность и устойчивость в стадии эксплуатации, при монтаже и транспортировании;

на выносливость под действием многократно повторяющейся временной вертикальной нагрузки (для железнодорожных мостов).

Расчеты по первому предельному состоянию на прочность охватывают собственно расчет на прочность (устойчивость), расчет по главным напряжениям и на скалывание. Расчеты производятся по расчетным сопротивлениям, приведенным в настоящем разделе.

Расчет по третьему предельному состоянию на трещиностойкость производится:

для конструкций мостов и труб из предварительно напряженного железобетона — на стойкость против образования поперечных и продольных трещин в соответствующих стадиях, а для конструкций из обычного железобетона — на раскрытие трещин.

Примечание. Расчетом на стойкость против образования продольных трещин учитывается средняя граница образования микротрещин в сжатом бетоне.

164. Расчет по первому предельному состоянию трубобетонных элементов, опорных частей и шарниров железнодорожных мостов производится только на прочность. Расчет на выносливость указанных элементов не производится.

Расчет косых сечений изгибаемых, внецентренно растянутых и внецентренно сжатых элементов, а также любых элементов на силовое воздействие от предварительно напряженной арматуры и на местное сжатие производится только на прочность. Расчет на выносливость в указанных случаях не производится.

Расчет конструкций автодорожных мостов по первому предельному состоянию производится только на прочность (устойчивость). Расчет на выносливость не производится.

Расчет на прочность вычислением напряжений по формулам сопротивления упругих материалов (см. п. 167) ведется во всех случаях по нормативным нагрузкам (с учетом динамического коэффициента).

165. Расчеты конструкций всех мостов на прочность от действия главных напряжений и на скалывание при изгибе, а также расчеты конструкций железнодорожных мостов на выносливость производятся на нормативные нагрузки (с учетом динамического коэффициента).

166. Расчеты на прочность, кроме расчетов по главным и скалывающим напряжениям при изгибе, производятся по формулам, аналогичным формулам теории разрушающих нагрузок, с прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне сжатой зоны.

167. Расчеты на скалывание, на трещиностойкость, на прочность по площадкам действия главных напряжений, а также расчеты на выносливость производятся вычислением напряжений по формулам сопротивления упругих материалов с принятием треугольной эпюры напряжений бетона сжатой зоны и гипотезы плоских сечений. Приведенные моменты инерции определяются без учета растянутой зоны, если в ней допускается раскрытие трещин.

168. При расчете на трещиностойкость в стадии эксплуатации предварительно напряженных элементов, армированных проволочной арматурой, не допускаются нормальные растягивающие напряжения в зоне предварительно обжатого бетона, работающего от внешних нагрузок на растяжение. При расчете на трещиностойкость в стадии эксплуатации конструкций из обычного железобетона производится проверка раскрытия трещин в сечениях, нормальных и наклонных к оси элемента (см. п. 234).

169. В расчетах железобетонных конструкций по первому предельному состоянию сопротивление бетона в растянутой зоне не учитывается; а растягивающие усилия полностью передаются на арматуру. Указанное требование не относится к случаю проверки главных растягивающих напряжений в конструкциях из обычного железобетона, где в расчетах используются соответствующие расчетные сопротивления бетона по табл. 14.

170. Расчет предварительно напряженных конструкций по второму предельному состоянию производится определением прогибов, а также выгиба от предварительного обжатия бетона с учетом проявившихся к этому моменту потерь напряжений.

171. В сборно-монолитных конструкциях, в которых имеются сборные элементы, устанавливаемые до укладки остального бетона в конструкцию, наряду с расчетом конструкции в целом производится дополнительный расчет прочности, деформаций и трещиностойкости на воздействие транспортных и монтажных нагрузок, свежеуложенного бетона и т. п. Расчетное сопротивление дополнительно уложенного бетона и геометрические характеристики сечения при этом принимаются соответственно для каждой стадии работы, для которой производится расчет конструкции.

172. Арматура, расположенная в сжатой зоне конструкций железнодорожных мостов, рассчитывается во всех случаях только на прочность.

173. При расчетах изгибаемых или внецентренно сжатых с большими эксцентриситетами элементов на прочность расчетное сопротивление бетона в пределах площади сечения свесов пояса (за пределами ширины ребра) принимается равным:

$R_н$ — когда нейтральная ось рассматриваемого сечения расположена в пределах приведенной толщины сжатого пояса;

$R_{нр}$ — когда нейтральная ось расположена от наиболее сжатой грани сечения на расстоянии, равном или превышающем двойную приведенную толщину сжатого пояса.

В промежуточных случаях расчетное сопротивление бетона свесов определяется по интерполяции.

При ширине свеса пояса, не превышающей ширины ребра сечения, расчетное сопротивление бетона принимается равным $R_н$ независимо от положения нейтральной оси.

Примечания. 1. Приведенная толщина плиты определяется с учетом площади вутов.

2. Расчетное сопротивление бетона сжатой зоны ребра сечения во всех случаях принимается равным $R_п$.

174. Прочность изгибаемых и внецентренно сжатых элементов в сечениях, наклонных к оси элемента должна быть обеспечена при действии изгибающего момента и при действии поперечной силы.

175. При расчете на прочность центрально сжатых элементов с размерами сечения менее 30 × 30 *см* или диаметром менее 30 *см* и внецентренно сжатых элементов с большей стороной сечения менее 30 *см* для всех стадий работы элемента вводится коэффициент условий работы $m_2 = 0{,}85$.

176. Расчетные усилия в элементах статически неопределимых железобетонных конструкций определяются методами строительной механики по предварительно заданным размерам сечения с учетом усилий от предварительно напряженной арматуры.

Расчет производится с учетом перераспределения усилий, вызываемого изменением сил натяжения арматуры от усадки и ползучести бетона во времени, а также с учетом изменения жесткости сечений.

При оценке жесткости допускается вводить в расчет все бетонное сечение элемента без учета арматуры. Величина жесткости определяется по указаниям п. 231.

Расхождение в соотношениях жесткостей, принятых в расчете и получившихся по конструктивным чертежам, допускается не более чем на 30%.

177. Высота сжатой зоны бетона при расчете на прочность изгибаемых элементов из обычного и предварительно напряженного железобетона должна удовлетворять условию

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leqslant 0{,}55,$$

где x — высота сжатой зоны бетона;

h_0 — полезная высота сечения.

178. При расчете на прочность изгибаемых элементов из обычного и предварительно напряженного железобетона в случаях $0{,}25 < \xi \leqslant 0{,}55$ вводится коэффициент условий работы (п. 208 и 242), определяемый по табл. 26 или по формуле

$$m_2 = 1{,}7 - 0{,}7\,(\xi + 0{,}00015\,R_0) \leqslant 1;$$

причем величина $0{,}00015\,R_0$ принимается не более 0,75.

При $\xi \leqslant 0{,}25$ принимается $m_2 = 1$.

Для сечений из обычного железобетона $R_0 = R_п^н$, а для сечений из предварительно напряженного железобетона $R_0 = \Delta R_н$ (для горячекатаной стали $\Delta R_н$ равно $R_н^н - \sigma_{н_1}$, а для проволоки $0{,}8R_н^н - \sigma_{н_1}$).

Таблица 26

Коэффициент условий работы m_2

$R_в^н$ или $\Delta R_н$ в кг/см²	$\xi = \frac{x}{h_0}$						
	≤0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
3 000 и менее	1	1	1	1	1	1	1
3 500	1	1	1	1	1	0,98	0,95
4 000	1	1	1	1	0,96	0,93	0,90
4 500	1	1	0,98	0,95	0,91	0,88	0,84
5 000 и более	1	0,96	0,93	0,90	0,86	0,82	0,79

179. При расчетах на прочность изгибаемых и внецентренно сжатых (с большими эксцентриситетами) элементов допускается не учитывать дополнительное количество растянутой арматуры, требуемой по расчету на трещиностойкость.

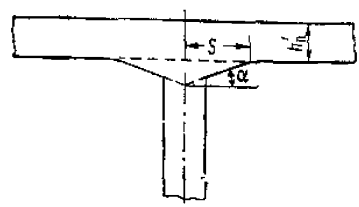


Рис. 2

180. Расчетная ширина плиты $b_п'$ у сжатой грани балки должна быть не более расстояния между осями смежных балок пролетного строения. При пролете балки, меньшем четырехкратного расстояния между смежными балками, ширина плиты, учитываемая в расчете, должна удовлетворять условию

$$b_п' \leqslant 2s + 12h_п',$$

где $h_п'$ — толщина плиты (рис. 2).

Консольная часть плиты крайних балок, кроме того, должна удовлетворять требованию, чтобы ширина (учитываемая в расчете) консоли за пределами вута не превышала $6h_п'$.

181. При расположении продольной рабочей арматуры в растянутой зоне балки в четыре ряда и более в правую часть соответствующих расчетных формул вводится коэффициент

$$\frac{h_0 - x}{h_0' - x},$$

где h_0' — полезная высота сечения от оси нижнего ряда растянутой арматуры;

h_0 — то же от центра тяжести растянутой арматуры.

182. При расчете плиты в сечении над промежуточными опорами при наличии вутов (см. рис. 2) высота рабочего сечения по оси балки принимается равной

$$h = h'_{\text{п}} + s \operatorname{tg} \alpha,$$

где $h'_{\text{п}}$ — толщина плиты;

s — расстояние от начала вута до оси балки;

α — угол наклона нижней грани вута к горизонту.

Вводимая в расчет величина $\operatorname{tg} \alpha$ не должна превышать $^1/_8$. При наличии вутов, имеющих уклон более 1 : 3, в расчет плиты на опоре вводится рабочая высота

$$h = h'_{\text{п}} + \frac{1}{3} s.$$

Если высота сечения у опор неразрезных и консольных балок и ригелей рам увеличивается при помощи вута, то поперечная сила определяется по формуле

$$Q_0 = Q \pm \operatorname{tg} \alpha \frac{M}{h_0},$$

где Q и M — максимальная расчетная поперечная сила и соответствующий ей изгибающий момент в сечении;

h_0 — рабочая высота балки.

Знак «+» принимается при высоте сечения балки, убывающей по направлению увеличения абсолютной величины изгибающего момента, а знак «—» при высоте сечения, возрастающей по направлению увеличения абсолютной величины изгибающего момента.

183. При расчете центрально сжатых элементов, в которых устроен неполный шарнир на конце стойки, продольная арматура в шарнире рассчитывается на восприятие всего расчетного усилия. Площадь сечения бетона в шарнире рассчитывается на местное сжатие. Площадь сечения бетона в шарнире должна быть не меньше $^1/_8$ площади сечения бетона стойки.

184. При воздействии на бетон сосредоточенных усилий, передаваемых на ограниченной части площади сечения элемента (под анкерами напрягаемой арматуры, опорными площадками и др.), должен быть сделан расчет прочности бетона на местное сжатие.

При групповом расположении сосредоточенных усилий расчет производится по участкам приложения отдельных усилий, а также на действие равнодействующей всех усилий. Каждый участок приложения усилия армируется в соответствии с данными расчета. Независимо от этого сечение элемента в целом армируется по результатам расчета на воздействие равнодействующей всех сосредоточенных усилий.

Расчеты на местное сжатие должны производиться по специальным техническим указаниям.

185. Расчет на местное сжатие под действием одиночных сосредоточенных усилий при условии армирования элемента под площадкой смятия поперечной арматурой в виде сварных сеток допускается производить по формуле

$$N_{см} \leqslant \theta R_{пр} F_{см} + \eta_к F_я R_а,$$

где $N_{см}$ — усилие, передаваемое на части площади бетона;

θ — коэффициент, учитывающий влияние бетонной обоймы на повышение несущей способности бетона при местном сжатии ($\theta = 4 - 3\eta$);

$$\eta = \sqrt{\frac{F_{см}}{F}};$$

$\frac{F_{см}}{F}$ — отношение площади смятия (площади нагруженной площадки) к общей расчетной площади, на которую передается нагрузка; при этом за расчетную площадь F принимают площадь, у которой центр тяжести совпадает с центром тяжести площади смятия $F_{см}$; величина $\theta R_{пр}$ не должна превышать $R^н_{пр}$;

$\eta_к$ — объемный коэффициент поперечного армирования

$$\eta_к = \frac{n_1 f_1 l_1 + n_2 f_2 l_2}{l_1 l_2 h};$$

f_1, l_1 и n_1 — соответственно площадь, длина стержня и число стержней в сетке в одном направлении;

f_2, l_2 и n_2 — соответственно площадь, длина стержня и число стержней в сетке другого направления;

h — расстояние между сетками;

$F_я$ — площадь бетона, заключенная внутри контура сеток;

$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры сеток;

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона по табл. 14.

При расчете конструкции на местные напряжения величина концентрированных усилий, передаваемых через анкер, принимается, как правило, в размере 100%, т. е. без учета сцепления арматуры с бетоном. Меньшую величину передаваемого через анкер усилия допускается принимать при соответствующем экспериментальном обосновании.

186. Расчет внецентренно сжатых элементов в плоскости действия момента производится с учетом влияния прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы. Влияние прогиба элемента учитывается умножением эксцентриситета продольного усилия относительно центра тяжести всего сечения бетона на коэффициент η, определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N'}{N_э}},$$

где $$N_э = \frac{0{,}7\,\pi^2 E_б I_б}{l_0^2};$$

$E_б$ — модуль упругости бетона по табл. 17;

$I_б$ — момент инерции бетонного сечения *(полного)* без учета арматуры;

l_0 — расчетная длина элемента;

N' — усилие, *принимаемое равным:*

при наличии сцепления арматуры с бетоном

$$N' = N,$$

при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N' = N + N_{пр};$$

N — продольная сила от расчетных нагрузок;

$N_{пр}$ — усилие предварительного напряжения арматуры, определяемое с учетом потерь напряжений.

В случае, если напрягаемая арматура, не имеющая сцепления с бетоном, прикреплена к бетону в отдельных точках по длине элемента, коэффициент η принимается бо́льшим из двух значений:

а) при учете силы $N' = N$ и полной длины элемента;

б) при учете силы $N' = N + N_{пр}$ *и части длины элемента,* равной расстоянию между точками крепления арматуры к бетону.

Помимо учета гибкости в плоскости действия момента, должна также производиться проверка на продольный изгиб в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, как для элемента, работающего *на осевое сжатие (без учета изгибающего момента).*

7. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА СООРУЖЕНИЙ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ

187. В пространственных конструкциях пролетных строений главные продольные элементы (балки рамы, арки или фермы) допускается рассчитывать, как плоские системы. За оси элементов принимаются линии, соединяющие геометрические центры тяжести сечений элементов (без учета арматуры).

188. Плиты проезжей части, опирающиеся на продольные и поперечные балки, при отношении длины их сторон, равном или большем двух, рассматриваются как балочные, опирающиеся двумя *длинными сторонами,* и рассчитываются по направлению короткой стороны. При ином соотношении размеров расчет плит ведется, как опертых по контуру, свободно лежащих или заделанных.

189. Расчетный пролет свободно опертых *плит считается* равным расстоянию между центрами их опирания.

При тонкостенных конструкциях большой высоты степень заделки плиты в местах соединения ее со стенкой должна приниматься в расчетах в зависимости от соотношения жесткостей плиты и стенки.

190. При расчете плит сосредоточенная нагрузка считается распределенной *в соответствии с указаниями приложений 9 и 10.* Для плит, опертых по контуру, постоянную нагрузку от плиты и полотна проезжей части допускается определять по формулам

$$q_a = q\frac{l_в^4}{l_а^4 + l_в^4}, \quad q_в = q\frac{l_а^4}{l_а^4 + l_в^4},$$

где $l_а$, $l_в$ — длины сторон плиты;

$q_а$ и $q_в$ — равномерно распределенная нагрузка на 1 *пог. м* плиты по направлению соответствующей стороны;

q — расчетная нагрузка от собственного веса плиты и полотна на 1 $м^2$ плиты.

191. Расчет давления продольных балок проезжей части на поперечные производится в предположении, что продольные балки разрезаны над осями поперечных. При расчете передачи временной нагрузки допускается учитывать упругое распределение ее продольными балками. При этом продольные балки должны быть соответственно проверены.

192. Поперечные балки однопролетные рассчитываются как свободно лежащие, но арматура на опоре проверяется на опорный отрицательный момент, равный 50% наибольшего момента в пролете, если поперечная балка заделана в главную балку и не имеет консоли, или же на момент от нагрузки консоли в случае наличия таковой, но не менее 50% расчетного момента в пролете.

193. Надарочное строение должно быть запроектировано с учетом силовых воздействий, вызванных участием надарочного строения в работе арки или свода. Допускается при этом учитывать разгружающее влияние надарочного строения на величины изгибающих моментов в арке.

Расчет рам производится без учета влияния нормальных и поперечных сил на деформации.

194. В арочных мостах с проезжей частью, опирающейся на арки при посредстве стоек, расчет главных продольных и поперечных балок может производиться без учета влияния заделки промежуточных стоек в балке. Опорный момент на крайних стойках определяется в зависимости от отношений погонных жесткостей балки и стойки по формуле

$$m = \frac{3}{4}\cdot\frac{M}{1+c},$$

где

$$c = \frac{I_б h}{I_с l},$$

M — наибольший расчетный момент в простой балке пролетом l;

h — высота стойки;

l — величина крайнего пролета;

$I_б$ — момент инерции балки;
$I_с$ — момент инерции стойки.

Если конец продольной балки у замка арки жестко соединен с последней, то опорный момент в месте соединения принимается равным $^2/_3$ M.

При наличии у поперечной балки консоли момент от загрузки консоли распределяется между ригелем и стойкой пропорционально их погонным жесткостям.

В однопролетной поперечной балке (при отсутствии поперечных стоек) изгибающий момент определяется как для свободно опертой балки.

195. Стойки сквозного надарочного пролетного строения рассчитываются на сжатие с изгибом. Изгибающий момент в средних стойках надарочного строения допускается вычислять в зависимости от величины отношения погонных жесткостей балки и стойки. При $c=4$ (см. п. 194) расчетный изгибающий момент стойки условно принимается равным 10% расчетного опорного момента в балке, а при $c=1$ — 20% от этого момента.

Для промежуточных значений c соответствующая величина определяется по интерполяции.

Стойки надарочного строения должны быть проверены на температурные напряжения, причем допускается считать оба конца стоек при жестком закреплении их неповорачивающимися при деформации плит и балок.

196. В бесшарнирных рамах стойки считаются полностью заделанными понизу, если их башмаки опираются на массивный фундамент из бутовой или бетонной кладки, а кривая давления нагрузки пересекает подошву фундамента с эксцентриситетом не больше $^1/_{10}$ длины фундамента.

Во всех остальных случаях после расчета рамы с учетом заделки стоек необходимо сделать проверку напряжений в сечениях стоек и ригеля рамы с учетом возможного поворота фундамента и опорного сечения стойки в соответствии с эпюрой давления на грунт основания.

197. Конструкцию соединения сборных колонн с ригелем допускается считать как рамную при условии устройства сварного стыка арматуры колонн и ригеля с последующим омоноличиванием или при условии заделки стоек на растворе в проемы, сделанные на всю высоту ригеля.

198. Усилия в звеньях водопропускных труб под насыпями определяются на основании статического расчета, который выполняется в соответствии с указаниями приложения 8.

199. Допускается использование балочных железобетонных пролетных строений однопролетных мостов в качестве распорной конструкции между устоями моста при условии соответствующего расчета.

8. ПОЛЗУЧЕСТЬ БЕТОНА

200. В расчетах статически неопределимых систем при искусственном регулировании усилий, а также в расчетах всех предварительно напряженных конструкций необходимо учитывать ползучесть бетона в элементах независимо от величины пролета конструкции. Кроме того, при расчете усилий и деформаций мостов из обычного железобетона учет явлений ползучести бетона рекомендуется производить для пролетных строений пролетами более 50 *м*, *а также в тех случаях, когда постоянная нагрузка составляет* не менее 70% величины полной нагрузки.

201. При расчетах с учетом ползучести допускается принимать линейную зависимость между напряжениями в бетоне и деформациями ползучести. Мера ползучести $\eta_{t=\infty}$, выражающая конечную величину относительной деформации ползучести на 1 *кг/см*^{2} напряжения бетона, определяется по приведенным в приложении 15 данным с учетом рода цемента, возраста бетона в момент загружения, состава бетона (водо-цементного отношения), размеров сечения элементов и относительной влажности воздуха в районе мостового перехода. О потерях от ползучести см. п. 110.

202. Для железобетонных конструкций, рассчитываемых с учетом ползучести, величина $\varphi_{t=\infty}$, равная отношению наибольшей величины деформации ползучести к величине упругой деформации, принимается по формуле

$$\varphi_{t=\infty} = \eta_{t=\infty} E_б,$$

где $\eta_{t=\infty}$ — мера ползучести, определяемая для данного бетона по указаниям приложения 15;

$E_б$ — модуль упругости бетона по табл. 17.

При расчетах с учетом ползучести рекомендуется принимать величины деформаций усадки ε_{yc}, приведенные в табл. 27.

Таблица 27

Предельные значения деформаций усадки $\varepsilon_{yc} \cdot 10^4$, применяемые в расчетах с учетом ползучести

$\varphi_{t=\infty}$	$\frac{E_a}{E_б} \cdot \frac{F_a}{F_б}$		
	$<0,2$	$0,2 \div 0,6$	$0,6 \div 0,9$
1,0	0,7	0,5	0,4
2,0	1,1	0,8	0,6
3,0	1,5	1,0	0,7
4,0	2,1	1,3	0,8

Примечание. Для элементов, покрытых со всех сторон гидроизоляцией, а также находящихся в воде или в грунте, насыщенном водой, значения ε_{yc} принимаются равными $\varepsilon_{yc} = 0$.

В таблице обозначено:

$F_а$ — площадь сечения растянутой арматуры;

$F_б$ — площадь сечения бетона элемента;

$E_а$ — модуль упругости арматуры;

$E_б$ — модуль упругости бетона;

$\varphi_{t=\infty}$ — отношение наибольшей величины деформации ползучести к величине упругой деформации.

Примечание. Для составных по длине конструкций, собираемых из элементов длиной менее 6 *м* при стыках или швах, заполненных раствором, *величина* $\varphi_{t=\infty}$ *должна быть увеличена на* 25%.

9. СВОБОДНАЯ ДЛИНА И ГИБКОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

203. Элементы конструкций, работающие на центральное и внецентренное сжатие, должны проверяться на общую устойчивость.

При расчете сжатых элементов общая устойчивость не проверяется в тех случаях, когда элементы прямоугольного сечения *имеют отношение* $\frac{l_0}{b} \leqslant 10$, *элементы круглого сечения — отношение* $\frac{l_0}{d} \leqslant 8{,}6$ *и элементы любого сечения — гибкость* $\frac{l_0}{r} \leqslant 34{,}6$,

где l_0 — свободная длина элемента;

b — наименьший размер поперечного сечения элемента;

d — диаметр круглого сечения элемента;

r — наименьший радиус инерции поперечного сечения элемента.

204. *Для элементов, работающих на сжатие и имеющих отношения* размеров, превышающие пределы, указанные в п. 203, в расчетах несущей способности по первому предельному состоянию на прочность вводится коэффициент φ, значения которого приводятся в табл. 28.

Таблица 28

Коэффициент φ

l_0/b	10	12	14	16	18	20	22	24	26
l_0/d	8,6	10,4	12,1	13,8	15,6	17,3	19,1	20,8	22,5
l_0/r	34,6	41,6	48,5	55,4	62,3	69,3	76,2	83,1	90,1
$\varphi_{кр}$	1,0	0,96	0,92	0,88	0,84	0,79	0,75	0,70	0,65
$\varphi_{дл}$	1,0	0,96	0,92	0,87	0,79	0,71	0,64	0,58	0,51

l_0/b	28	30	32	34	36	38	40
l_0/d	24,3	26,0	27,7	29,4	31,1	32,3	34,6
l_0/r	97,0	104	111	118	125	132	139
$\varphi_{кр}$	0,61	0,56	0,51	0,47	0,42	0,38	0,34
$\varphi_{дл}$	0,45	0,39	0,34	0,29	0,25	0,21	0,17

Значения коэффициента φ в расчетных формулах принимаются:

а) при величине усилия от постоянной нагрузки не более 70% от полного усилия — равными значениям $\varphi_{кр}$;

б) при расчете только на постоянную нагрузку — равными значениям $\varphi_{дл}$;

в) при величине усилия от постоянной нагрузки более 70% от полного усилия — по интерполяции между $\varphi_{кр}$ и $\varphi_{дл}$.

205. Свободная длина l_0 сжатых элементов, концы которых имеют различную заделку, принимается равной:

а) при обоих жестко заделанных концах $l_0 = 0{,}5\ l$;

б) при одном жестко заделанном и другом шарнирно неподвижном конце $l_0 = 0{,}7\ l$;

в) при обоих шарнирно неподвижных концах $l_0 = l$;

г) при одном жестко заделанном и другом свободном конце $l_0 = 2l$; здесь l — полная длина элемента.

При проверке на общую устойчивость свободная длина сжатых элементов принимается с учетом связей между ними.

Для отдельно стоящих рам свободная длина элемента принимается равной:

а) при шарнирно неподвижном опирании рам — $2{,}2l$;

б) при жестко заделанном опирании рам — в соответствии с табл. 29.

Таблица 29

Свободная длина элементов рам

	$\frac{B_1}{B}$		
b/l	0,5	1,0	5,0
0,2	1,1 l	l	l
1,0	1,3 l	1,15 l	l
3,0	1,5 l	1,4 l	1,1 l

В таблице обозначено:

B_1 — жесткость ригеля, равная $E_б I_р$;

B — жесткость стойки, равная $E_б I_с$;

b — пролет ригеля;

l — высота стойки;

$E_б$ — модуль упругости бетона.

206. Арки и своды должны проверяться на общую устойчивость как в плоскости, так и из плоскости кривизны.

При расчете на общую устойчивость арок и сводов свободную длину в плоскости кривизны следует принимать по п. 411.

При проверке на общую устойчивость пологих внецентренно сжатых арок из плоскости их кривизны свободную длину их допускается принимать как для прямых стержней по оси арки. При этом следует учитывать влияние связей между главными элементами.

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ОБЫЧНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

10. РАСЧЕТЫ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ — НА ПРОЧНОСТЬ

Растянутые элементы

207. Расчет центрально растянутых элементов на прочность производится по формуле

$$N \leqslant F_a R_a,$$

где N — продольная сила от расчетных нагрузок;
F_a — площадь сечения растянутой арматуры;
R_a — расчетное сопротивление арматуры на прочность.

Изгибаемые элементы

208. Расчет на прочность изгибаемых элементов с сечением симметричной формы (рис. 3) производится по формуле

$$M \leqslant m_2 (R_и S_б + R_a S_a)^*,$$

при этом положение нейтральной оси определяется из условия

$$R_a F_a - R_a F_a' = R_и F_б.$$

Полка, расположенная в растянутой зоне, в расчете не учитывается.

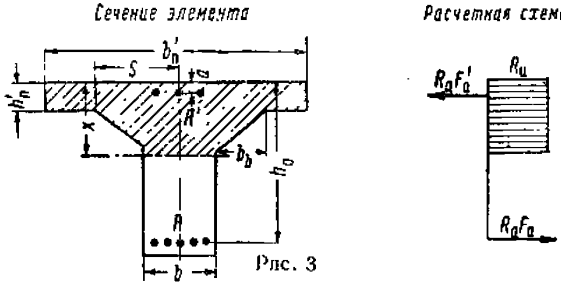


Рис. 3

Сечение бетона сжатой зоны должно удовлетворять условию $z \leqslant h_0 - a'$ и требованию п. 177.

В этих формулах обозначено:

M — изгибающий момент от расчетных нагрузок;
$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона;
F_a, F_a' — площадь сечения соответственно растянутой A и сжатой A' арматуры;
$S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно центра тяжести сечения арматуры A;

* См. п. 181.

S_a — статический момент площади сечения всей арматуры относительно центра тяжести сечения арматуры A;

z — плечо внутренней пары;

h_0 — полезная высота балки от центра тяжести растянутой арматуры A до наиболее сжатой грани бетона;

a' — расстояние от сжатой грани бетона до центра тяжести сжатой арматуры A';

m_2 — коэффициент условий работы по п. 178.

Расчетная сжатая арматура применяется, как правило, при ограниченной высоте сечения или при наличии изгибающих моментов двух знаков. Сжатую арматуру в расчетах допускается учитывать частично в пределах выполнения условия $z \leqslant h_0 - a'$. Выполнение условия $z \leqslant h_0 - a'$ не требуется, если сжатая арматура в расчете не учитывается.

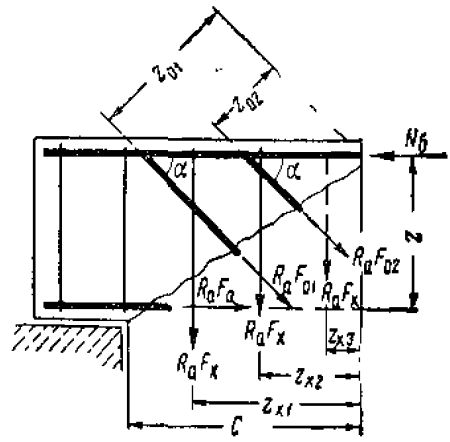


Рис. 4

Расчет прямоугольных сечений с двойной арматурой в случае, когда $F_a' \geqslant F_a$, производится по формуле

$$M \leqslant F_a R_a (h_0 - a').$$

209. Расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента (рис. 4), под действием поперечной силы производится по формуле

$$Q \leqslant \sum R_a F_0 \sin\alpha + \sum R_a F_x + Q_б,$$

где F_0 — площадь сечения всех отогнутых стержней, расположенных в одной (наклонной к оси элемента) плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение;

F_x — площадь сечения хомутов, расположенных в одной (нормальной к оси элемента) плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение;

α — угол наклона отогнутых стержней к оси элемента;

$Q_б$ — проекция предельного усилия в бетоне сжатой зоны наклонного сечения на нормаль к оси элемента

$$Q_б = \frac{0{,}15 R_п b h_0^2}{c},$$

где c — проекция длины наклонного сечения на ось элемента.

210. Величина главных растягивающих (сжимающих) напряжений на уровне нейтральной оси определяется по формуле

$$\sigma_{гр\ (с)} = \pm \frac{QS}{Ib},$$

где Q — наибольшая поперечная сила в данном сечении;

S — статический момент сжатой зоны бетона относительно нейтральной оси, положение которой определяется по формулам теории сопротивления упругих материалов (см. п. 167);

I — приведенный момент инерции сечения;

b — ширина сечения на уровне нейтральной оси.

Для конструкций, не рассчитываемых на выносливость, главные напряжения на уровне нейтральной оси определяются по формуле

$$\sigma_{гр\ (с)} = \frac{Q}{zb},$$

где z — плечо внутренней пары сил, определяемое по результатам расчета сечения на прочность (с прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне сжатой зоны).

Вычисленные главные растягивающие напряжения $\sigma_{гр}$, если они превосходят по величине табличные значения $R_{р1}$ (см. табл. 14), при которых не требуется постановки хомутов и косых стержней, должны быть полностью восприняты поперечной арматурой (косыми или продольными стержнями и хомутами). На участке, где напряжения ниже табличных величин $R_{р2}$, растягивающее усилие может быть передано на бетон. Главные напряжения в балках с переменной высотой определяются по поперечной силе с учетом влияния переменной высоты балки.

Вычисленная величина условных главных растягивающих напряжений $\sigma_{гр}$ на уровне нейтральной оси не должна превосходить расчетного сопротивления $R_{гр0}$ по табл. 14.

211. Для тавровых изгибаемых элементов с плитой в сжатой зоне, кроме расчета главных напряжений, производится расчет по касательным напряжениям, возникающим в плите у места примыкания ее к ребру. Расчеты рекомендуется производить по формуле

$$\frac{0{,}75\, t_0\, b}{h'_п \left(1 + \frac{S_{\omega_1}}{S_{\omega_2}}\right)} \leqslant R_{ск},$$

где t_0 — касательные напряжения в ребре балки на уровне нейтральной оси;

b — ширина ребра;

$h'_п$ — толщина плиты в сжатой зоне;

S_{ω_1} — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона, ограниченной рассматриваемым сечением, относительно нейтральной оси;

S_{ω_2} — статический момент всей остальной площади сечения сжатой зоны бетона относительно нейтральной оси;

$R_{ск}$ — расчетное сопротивление по табл. 14.

Центрально сжатые элементы

212. Расчет на прочность (устойчивость) центрально сжатых элементов при насыщении продольной арматурой до 3% производится по формуле

$$N \leqslant (R_{пр} F + R_a F_a)\varphi,$$

где N — продольная сила от расчетных нагрузок;
$F_я$ — площадь сечения продольной арматуры;
F — площадь сечения элемента;
φ — коэффициент по табл. 28.

При насыщении арматурой более 3% расчетная площадь сечения бетона принимается равной площади сечения элемента F за вычетом площади сечения арматуры F_a; расчет производится по формуле

$$N \leqslant [R_{пр}(F - F_a) + R_a F_a]\varphi.$$

Примечание. При наличии в сжатом элементе петлевого стыка с прямой вставкой длиной не менее диаметра закругления допускается учитывать в расчете рабочую арматуру в размере 50%.

213. Расчет на прочность центрально сжатых элементов с поперечной арматурой в виде спиралей или сварных колец, а также элементов в виде металлических труб, заполненных бетоном, производится по формуле

$$N \leqslant R_{пр} F_я + R_a F_a + 2{,}5 R_{ас} F_c,$$

где $F_я$ — площадь бетонного ядра в *см*²;
F_a — площадь продольной арматуры или трубы в *см*²;
$F_c = \frac{\pi D_я f_c}{s}$ — площадь приведенного сечения спирали в *см*²;
$D_я$ — диаметр ядра элемента;
f_c — площадь поперечного сечения стержня спирали;
s — шаг спирали;
$R_{ас}$ — расчетное сопротивление арматуры спирали.

Ядро элемента $F_я$ соответствует площади сечения бетона, ограниченной спиральной арматурой или металлической трубой. При расчете прочности железобетонных труб, имеющих спираль в стенке трубы и заполненных бетоном, в ядро элемента включается бетон заполнения и внутренняя часть бетона оболочки до спиральной арматуры.

При расчете элементов в виде металлических труб, заполненных бетоном, вместо площади приведенного сечения спирали вводится действительная площадь сечения металлической трубы.

Повышение прочности элемента вследствие усиления его спиральной арматурой или сетками учитывается в размере не более 50% прочности элемента того же сечения с обыкновенными хомутами.

Если при наличии указанного поперечного армирования предельное усилие оказывается меньшим, чем с обычными хомутами, то расчет ведется по формулам п. 212.

214. Расчет на прочность центрально сжатых элементов с поперечной арматурой в виде сеток производится по формуле

$$N \leqslant R_{пр} F_б + 2{,}0\, R_{ас} F_с,$$

где $F_б$ — площадь сечения бетона;

$R_{ас}$ — расчетное сопротивление арматуры сетки;

$$F_с = \frac{\sum l f_с}{s};$$

$\sum l$ — длина всех стержней в одной сетке;

$f_с$ — площадь стержня сетки;

s — расстояние между сетками по высоте, которое не должно превышать 8 *см* и расстояния между стержнями в плане.

Внецентренно сжатые элементы

215. *Расчет по первому предельному состоянию на прочность* сечений, нормальных к оси внецентренно сжатых элементов, производится для двух расчетных случаев в зависимости от величины эксцентриситета точки приложения нормальной силы (рис. 5).

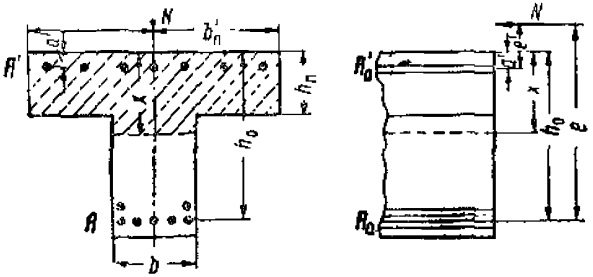


Рис. 5

Первый расчетный случай относится к сечениям с большими эксцентриситетами. Характеристики сечения должны удовлетворять условию $\frac{S_б}{S_0} \leqslant 0{,}8$,

где $S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно центра тяжести арматуры A, наиболее удаленной от точки приложения силы N;

S_0 — статический момент площади всего сечения бетона относительно центра тяжести арматуры A.

При наличии полки в растянутой зоне конструкции величина S_0 определяется без учета площади сечения бетона этой полки.

Второй расчетный случай относится к сечениям с малыми эксцентриситетами, для которых $\frac{S_б}{S_0} > 0{,}8$ (см. п. 217).

216. Расчет внецентренно сжатых элементов произвольной формы по первому расчетному случаю (при больших эксцентриситетах) производится по формуле

$$Ne \leqslant R_и S_б + R_а S_{а_1};$$

положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_и F_б + R_э F'_а - R_а F_а - N = 0,$$

где e — расстояние от силы N до равнодействующей усилий в растянутой арматуре;

$F_б$ — площадь сечения бетона сжатой зоны;

$F_э$, $F'_а$ — площади сечения соответственно растянутой A и сжатой арматуры A';

$S_{а_1}$ — статический момент площади сечения сжатой арматуры A' относительно центра тяжести сечения арматуры A.

В формулах учитывается расчетное сопротивление $R_и$, а в необходимых случаях $R_{пр}$ — по указаниям п. 173.

217. Расчет сечений произвольной формы по второму расчетному случаю (при малых эксцентриситетах) производится по формуле

$$Ne \leqslant (R_{пр} S_0 + R_а S_а).$$

Если при этом усилие N приложено между центрами тяжести арматуры A и A', то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$Ne \leqslant (R_{пр} S'_0 + R_а S'_а),$$

где S'_0 — статический момент площади всего сечения бетона относительно центра тяжести арматуры A', наименее удаленной от точки приложения силы N;

$S_а$ — статический момент площади сечения всей арматуры относительно центра тяжести сечения арматуры A;

$S'_а$ — то же, относительно центра тяжести сечения арматуры A'.

При расчете внецентренно сжатых элементов таврового сечения с полкой, расположенной у наиболее сжатой грани сечения, следует руководствоваться указаниями п. 173.

218. Расчет на прочность (устойчивость) внецентренно сжатых элементов с учетом требований пп. 186, 203 и 204 должен производиться в пределах средней трети длины (при расчетном значении φ) и на концевых участках (при $\varphi = 1$).

219. *Элементы сечений, симметричных относительно двух взаимно* перпендикулярных осей, подвергающиеся одновременному воздействию продольной силы и *изгибающих моментов* (рис. 6) *в направлении обеих осей симметрии* (косое внецентренное сжатие), рассчитываются при больших эксцентриситетах (хотя бы в направлении одной из осей симметрии) по формуле

$$N \leqslant R_{\text{и}} F_{\text{б}} + R_{\text{а}} F'_{\text{а}} - R_{\text{а}} F_{\text{а}},$$

где N — расчетная продольная сила при совокупности всех воздействий; остальные обозначения приведены в п. 216.

Положение нейтральной оси, характеризующее форму сжатой зоны бетона (см. рис. 6), определяется из следующих двух условий:

$$\left(R_{\text{и}} F_{\text{б}} + R_{\text{а}} F'_{\text{а}}\right) e' - R_{\text{а}} F_{\text{а}} e = 0$$

и

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{e_y}{e_x},$$

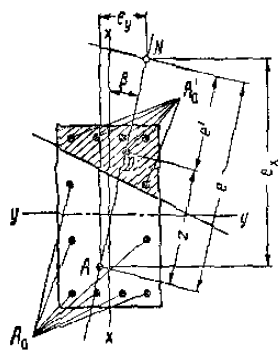


Рис. 6

где e — расстояние от силы N до равнодействующей усилий в растянутой арматуре;

e_x — проекция этого расстояния на ось x;

e_y — проекция этого расстояния на ось y;

e' — расстояние от силы N до равнодействующей всех *сжимающих усилий в сечении* (в бетоне и в сжатой арматуре);

β — угол между осью x и плоскостью действия внутренней пары сил.

Если в направлении обеих осей симметрии нормальные силы действуют с малыми эксцентриситетами, то должно быть соблюдено условие

$$N \leqslant \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_o}},$$

где N_o — *значение* расчетной продольной силы, которое может быть воспринято при осевом сжатии;

N_x — то же при действии продольной силы N в плоскости оси x с эксцентриситетом только e_x;

N_y — то же, при действии продольной силы N в плоскости y с эксцентриситетом только e_y.

Внецентренно растянутые элементы

220. Расчет внецентренно растянутых элементов по прочности производится:

а) если сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A и A' (рис. 7) — по формулам:

$$Ne \leqslant R_a S_a,$$

$$\text{и } Ne \leqslant R_a S'_a,$$

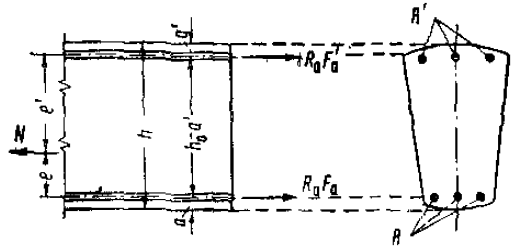


Рис. 7

б) если сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A и A' по формулам

$$N \leqslant R_a F_a - R_a F'_a - R_и F_б$$

или

$$Ne \leqslant R_и S_б - R_a S_a.$$

Положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_и S_{би} + R_a F'_a e' - R_a F_a e = 0.$$

Во всех формулах обозначения по пп. 216 и 217.

Высота сжатой зоны должна удовлетворять требованиям п. 177. Сжатую арматуру не следует учитывать в расчете, если соблюдение условия $x \geqslant 2a'$ приводит к уменьшению расчетной несущей способности элемента по сравнению с *расчетом без учета сжатой арматуры.*

Шарниры и валки

221. В простейших шарнирах с плоским соприкасанием, а также *под отдельными опорными частями* в валках и неподвижных опорных частях прочность бетона и армирование рассчитываются на местное сжатие по указанию п. 185.

222. В цилиндрических шарнирах со свободным касанием расчет *на прочность бетона в местах* опирания производится по формуле

$$\sigma = \frac{1}{3}\sqrt{\frac{p}{l}E_б\frac{R-r}{Rr}},$$

где $\frac{p}{l}$ — давление на единицу длины линии соприкасания цилиндра с плоскостью в *кг/см*;

$E_б$ — модуль упругости бетона по табл. 17;

R и r — больший и меньший радиусы цилиндрических поверхностей в *см*;

p — давление на шарнир в *кг* от расчетных нагрузок;

l — длина шарнира в *см*.

Ширина площади передачи давления δ определяется по формуле

$$\delta = \frac{p}{\sigma l}.$$

Вычисленные напряжения не должны превосходить величины $1{,}6R_{пр}$, где $R_{пр}$ — по табл. 14. Кроме того, производится расчет на местное сжатие бетона с учетом армирования элемента в соответствии с п. 185. Размер площади смятия $F_{см}$ принимается в соответствии с результатами расчета по формулам данного пункта.

223. Расчет прочности валка при передаче давления по всей площади производится по сечениям, нормальным к его оси, как для элемента с поперечной арматурой по формулам пп. 213 или 214. Продольная арматура вводится в расчет по действительной площади сечения, поперечная — по приведенной площади сечения.

II. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ — НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

224. Расчет элементов железнодорожных мостов из обычного железобетона на выносливость производится согласно формулам табл. 30 по наибольшим (по абсолютной величине) нормальным сжимающим напряжениям бетона или растягивающим напряжениям арматуры.

Формулы табл. 30 используются также для определения по их левым частям величин $\sigma_{макс}$ и $\sigma_{мин}$ при вычислении коэффициента ρ.

Таблица 30

Формулы для расчета элементов на выносливость

Характер работы элемента	Формулы
Осевое растяжение (арматура)	$\frac{N}{F_а} \leqslant R'_а$
Осевое сжатие (бетон)	$\frac{N}{(F-F'_а)+n'F'_а} \leqslant R'_{пр}$

Продолжение

Характер работы элемента	Формулы
Изгиб в одной из главных плоскостей (бетон)	$\frac{M}{I_0} x' \leqslant R_1'$
Внецентренное сжатие при эксцентриситете в пределах ядра сечения (бетон)	$\frac{N}{F_0} + \frac{M}{W_0} \leqslant R_и'$
Изгиб в одной из главных плоскостей (арматура)	$n' \frac{M}{I_0}(h_0 - x') \leqslant R_а'$

В таблице приняты обозначения:

N, M — нормальное усилие и изгибающий момент от нормативных нагрузок;

$F_а$ и $F_а'$ — площадь сечения соответственно растянутой и сжатой арматуры;

F — площадь сечения бетона сжатого элемента;

I_0 — приведенный момент инерции сечения (без учета бетона растянутой зоны) относительно нейтральной оси;

W_0 — приведенный момент сопротивления сечения;

n' — коэффициент по табл. 18;

x' — высота сжатой зоны;

h_0 — полезная высота сечения;

$R_а'$ — расчетное сопротивление арматуры по табл. 23;

$R_и'$ — расчетное сопротивление бетона по табл. 20 с учетом указаний п. 173.

225. При расчете изгибаемых и внецентренно сжатых элементов на выносливость фактическая площадь сечения сжатой арматуры $F_а'$ при вычислении приведенных площади сечения, статического момента, момента инерции и момента сопротивления должна вводиться в формулы с коэффициентом $\frac{R_а}{\sigma_б'' n'}$, но не более 1,

где $R_а$ — расчетное сопротивление арматуры на прочность по табл. 15;

$\sigma_б''$ — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры $A_а'$, вычисленные при учете полной величины $F_а'$.

226. При расчете центрально сжатых элементов на выносливость вычисленные напряжения в арматуре не должны превосходить значения $R_а$ по табл. 15. При невыполнении этого требования площадь арматуры $F_а'$ учитывается с коэффициентом $\frac{R_а}{n' R_{пр}}$.

12. РАСЧЕТ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ — ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

227. Расчет на предельное состояние по деформациям железобетонных конструкций производится по величинам деформаций, указанным в разделе I.

228. Определение деформаций от временной нагрузки в арочных, разрезных и неразрезных балочных и в рамных конструкциях (для ригелей и для стоек) допускается производить по формулам сопротивления упругих материалов при величине модуля упругости бетона, равной 0,8 $E_б$ и приведенном моменте инерции сечения.

229. В разрезных балочных конструкциях пролетом менее 18 *м* допускается производить расчет деформаций приближенным методом по формулам сопротивления упругих материалов с использованием приведенного момента инерции сечения, вычисленного при величине модуля упругости бетона, равной 0,8 $E_б$.

230. В разрезных балочных конструкциях пролетом 18 *м* и более рекомендуется определять деформации с учетом наличия трещин и влияния бетона растянутой зоны (на участках между трещинами) на деформации арматуры и с учетом пластических деформаций сжатой зоны бетона. Жесткость элемента $B_{кр}$ при этом определяется по формуле

$$B_{кр} = \frac{E_а}{\psi} W (h_0 - x_{ср}),$$

где $E_а$ — модуль упругости арматуры по табл. 19;

ψ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, принимаемый по п. 234;

$x_{ср}$ — средняя высота сжатой зоны бетона, отвечающая стадии работы элемента, определяемая от нормативной нагрузки с учетом упруго-пластических свойств бетона;

h_0 — полезная высота сечения;

W — условный упруго-пластический момент сопротивления сечения, равный моменту усилия растянутой арматуры относительно центра тяжести сжатой зоны бетона, деленному на напряжение в крайнем волокне растянутой арматуры.

231. При определении деформаций мостовых конструкций, в которых постоянная нагрузка составляет не менее 70% величины полной нагрузки, прогибы от постоянной нагрузки должны определяться с учетом ползучести бетона.

Допускается определять для указанных условий прогиб с учетом величины жесткости при длительном действии нагрузки B_0. Величина B_0 определяется по формуле

$$B_0 = B_{кр} \frac{g + p}{g0 + p},$$

где $B_{кр}$ — жесткость по п. 230;

g — длительно действующая нормативная нагрузка;

p — временная подвижная нормативная нагрузка;

θ — коэффициент снижения жесткости, принимаемый:

а) для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне — 1,5;

б) для прямоугольных, двутавровых, коробчатых и т. п. сечений — 2,0;

в) для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне — 2,5.

13. РАСЧЕТ ПО ТРЕТЬЕМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ — НА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ

232. Расчет на трещиностойкость производится по величине возможного наибольшего раскрытия отдельных трещин в эксплуатационных условиях.

Предельная величина раскрытия отдельных трещин Δ не должна превышать 0,02 *см* при основных сочетаниях нагрузок и 0,025 *см* — при дополнительных сочетаниях.

233. Ограничение величины раскрытия трещин в растянутой зоне конструкции достигается максимально возможным уменьшением площади сечения растянутой зоны, что повышает ее процент армирования, а также выбором наименьшего возможного диаметра арматуры с целью увеличения количества стержней в пределах потребной площади сечения арматуры, которая определяется расчетом по первому предельному состоянию.

234. Расчет по величине наибольшего раскрытия трещин $a_т$ (в *см*) под воздействием нагрузки производится по формулам:

а) при гладкой арматуре

$$a_т = 0{,}5\frac{\sigma_a}{E_a}\psi_1 R_r \leqslant \Delta;$$

б) при арматуре периодического профиля и для отогнутых стержней

$$a_т = 3{,}0\frac{\sigma_a}{E_a}\psi_2\sqrt{R_r} \leqslant \Delta,$$

где σ_a — напряжения в арматуре, определяемые по формулам сопротивления упругих материалов (см. п. 167);

E_a — модуль упругости арматуры;

ψ_1 и ψ_2 — коэффициенты, отражающие влияние бетона растянутой зоны и деформации арматуры;

R_r — радиус армирования в *см* по п. 235.

Для конструкций, не рассчитываемых на выносливость, допускается определять напряжения в арматуре σ_a, принимая плечо внутренней пары z по результатам расчета сечения на прочность (с прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне сжатой зоны).

Значения коэффициентов ψ_1 и ψ_2 принимаются по табл. 31.

Таблица 31

Коэффициенты ψ_1 и ψ_2

Конструктивный элемент	Марка бетона			
	250 и менее		300 и более	
	ψ_1	ψ_2	ψ_1	ψ_2
Трубы и элементы, не рассчитываемые на выносливость	0,9	0,6	0,7	0,5
Элементы, рассчитываемые на выносливость	1,0	0,7	0,8	0,5

235. Конструктивная характеристика железобетонного сечения (рис. 8), определяющая расстояние между трещинами и называемая радиусом армирования R_r, определяется по формуле

$$R_r = \frac{F_r}{\beta (n_1 d_1 + n_2 d_2 + \ldots + n_i d_i)},$$

где F_r — площадь зоны взаимодействия в $см^2$, ограниченная наружными контурами сечения и величиной радиуса взаимодействия; величина радиуса взаимодействия r определяется по п. 236;

n_1, n_2, .., n_i — число стержней в сечении, имеющих диаметры соответственно d_1, d_2, ..., d_i;

β — коэффициент, учитывающий расположение арматуры в пучках и определяемый по табл. 32 (при армировании одиночными стержнями принимается $\beta = 1$).

Таблица 32

Коэффициент β

Характеристика пучка арматуры	β
Из двух стержней	0,85
При многорядной арматуре с числом рядов до четырех	0,75
Из трех стержней и многорядной с числом рядов более четырех . . .	0,7

236. Зона взаимодействия арматурного стержня или однородной группы стержней в бетоне ограничивается наибольшей величиной радиуса взаимодействия $r = 6\,d$, где d — диаметр гладкого стержня или расчетный диаметр одиночного стержня периодического профиля в *см*.

При расположении стержней в пучках учитывается диаметр входящих в пучок стержней. Величина r откладывается от крайнего в сторону нейтральной плоскости ряда стержней. Если в крайнем ряду установлено менее половины (по площади) стержней других рядов, то величина откладывается от предпоследнего ряда.

237. Расчет по величине раскрытия трещин следует производить в сечениях, нормальных к оси элемента, на участках расположения продольной арматуры и в сечениях, наклонных к оси элемента, а также в зоне отогнутых стержней.

Расчет производится по сечениям, нормальным к оси арматуры (продольной или отогнутой). В балках вблизи опорных сечений на участке между осью опоры и началом первых со стороны опоры отгибов стержней расчеты по величине раскрытия трещин не производятся.

При вычислении величины раскрытия трещин учитывается все количество арматуры, попадающее в расчетное сечение (продольная арматура, косые стержни, хомуты и т. д.).

Наибольшее расстояние во всех направлениях между стержнями арматуры в растянутой зоне бетона рекомендуется принимать не более 12 d.

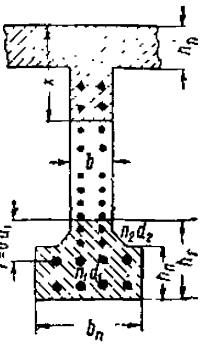


Рис. 8

238. В центрально растянутых элементах площадь зоны взаимодействия F_r равна площади сечения бетона. Расстояние между стержнями арматуры во всех сечениях рекомендуется принимать не более 12 d.

РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

14. РАСЧЕТ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ— НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ

А. РАСЧЕТ НА НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ В СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Центрально растянутые элементы

239. Расчет центрально растянутых предварительно напряженных элементов производится по формуле

$$N \leqslant R_{н_2} F_н + R_а F_а,$$

где N — продольная сила от расчетных нагрузок без учета воздействия предварительного напряжения;

$F_н$ — площадь сечения напрягаемой арматуры;

$F_а$ — площадь сечения ненапрягаемой арматуры;

$R_{н_2}$ — расчетное сопротивление напрягаемой арматуры;

$R_а$ — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры.

Внецентренно растянутые элементы

240. Расчет сечений нормальных к оси внецентренно растянутых предварительно напряженных элементов, когда сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре $A_н$, A и $A'_н$, A' (малый эксцентриситет), производится по формулам

$$N \leqslant \frac{R_{н_2} S_н + R_а S_а}{e},$$

$$N \leqslant \frac{R_{н_2} S_н + R_а S_а}{e'},$$

где e — расстояние от силы N до равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A,

e' — расстояние от силы N до равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A',

$S_н$ — статический момент площади сечения арматуры $F_н$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A,

$S_н$ — статический момент площади сечения арматуры $F_н$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A,

$S_а$ — статический момент площади сечения арматуры $F_а'$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A,

$S_а$ — статический момент площади сечения арматуры $F_а$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A,

$A_н$ и A — напрягаемая и ненапрягаемая арматура, расположенная у более напряженной грани,

$A_н$ и A — то же у менее напряженной грани

Остальные обозначения приведены в п 239

241 Расчет сечений нормальных к оси внецентренно растянутых предварительно напряженных элементов (рис 9), когда

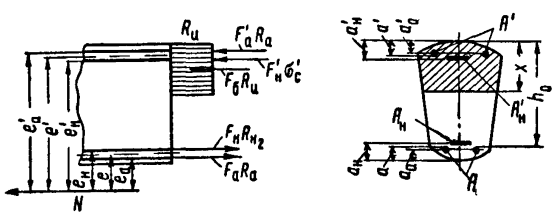


Рис 9

сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре $A_н$, A и $A_н$, A' (большой эксцентриситет), производится по формуле

$$N \leqslant R_{н_2} F_н + R_а F_а - \sigma_c F_н' - R_а F_а - R_и F_б$$

Положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_и S_{бN} + \sigma_c' F_н' e_н' + R_а F_а e_а - R_{н_2} F_н e_н - R_а F_а e_а = 0,$$

Высота сжатой зоны должна удовлетворять требованиям п 177 и условию

$$z \leqslant h_0 - a',$$

где h_0 — рабочая высота сечения, равная расстоянию от равнодействующей растягивающих усилий в арматуре $A_н$ и A до сжатой грани сечения,

a' — расстояние от равнодействующей сжимающих усилий в арматуре $A_н$ и A до сжатой грани сечения,

$F_н$, $F_а$ — площади сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения,

$F'_н$, $F'_а$ — площади сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры в сжатой зоне сечения,

$\sigma'_с = (R_н - \sigma_н)$ — расчетное напряжение в арматуре $F'_н$, расположенной в сжатой зоне,

$R_н$ — расчетное сопротивление арматуры на сжатие,

$\sigma_н$ — предварительное напряжение арматуры сжатой зоны, принимаемое с учетом потерь напряжений в рассматриваемой стадии работы элемента и с учетом коэффициентов перегрузки сил натяжения,

$S_{бN}$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона $F_б$ относительно точки приложения силы N,

$e_н$, $e_а$, $e'_н$, $e'_а$ — расстояния от силы N до равнодействующей усилий в соответствующей арматуре,

z — расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до равнодействующей растягивающих усилий в арматуре A,

$S_б$ — статический момент площади сжатой зоны бетона $F_б$ относительно равнодействующей растягивающих усилий в арматуре A,

S_0 — статический момент всей рабочей площади поперечного сечения бетона (высотой h_0) относительно равнодействующей растягивающих усилий в арматуре A

При определении S_0 площадь растянутого пояса за пределами ребра сечения не учитывается

Примечания 1 Если при расчете сечения величина $\sigma'_с = (R'_н - \sigma'_н)$ отрицательная и арматура $F'_а$ не учитывается, то условие $z \leqslant h_0 - a'$ отпадает

2 Если при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном $R_н > \sigma'_н$, то величина $\sigma'_с$ принимается равной нулю

3 Расчетное сопротивление бетона плиты сжатой зоны принимается с учетом указаний п 173,

4 Проверка главных напряжений во внецентренно растянутых элементах производится по формуле п 281 с соответствующим определением величины σ_x

Изгибаемые элементы

а) Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента

242. Расчет сечения, симметричного относительно плоскости изгиба и нормального к оси изгибаемого элемента (рис 10), производится по формуле

$$M \leqslant m_2 (R_н S_б + R_а S_а + \sigma'_с S_н)$$

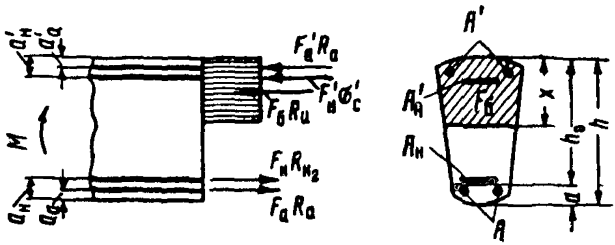


Рис 10

Положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_{н_2} F_н - \sigma'_с F'_н + R_а (F_а - F'_а) = R_и F_б$$

Сечение бетона сжатой зоны должно удовлетворять условию п 177 и требованиям п 178, а также условию

$$z \leqslant h_0 - a'$$

Здесь M—изгибающий момент от расчетных нагрузок (с коэффициентами перегрузки) без учета воздействия предварительного напряжения,

$S_н$ — статический момент площади сечения арматуры $F_н$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A,

$S_а$ — статический момент площади сечения арматуры $F'_а$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A,

m_2 — коэффициент условий работы по п 178

Остальные обозначения см в п 241

Примечания 1 Если условие п 177 не выполняется, то необходимо увеличить размеры сечения или повысить марку бетона

2 Если при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном $R'_н > \sigma_н$, то величина $\sigma'_с$ принимается равной нулю

3 Если величина $\sigma'_с = (R_н - \sigma'_н)$ отрицательная, то в условии $z \leqslant h_0 - a'$ вместо a' следует принимать $a_а$, а если к тому же арматура $F_а$ не учитывается, то это условие отпадает

4 Расчетное сопротивление бетона плиты сжатой зоны принимается с учетом указаний п 173

243. Если из условия расчета на трещиностойкость площадь напрягаемой арматуры $A_н$ требуется увеличить сверх необходимой для обеспечения прочности сечения, то при расчете прочности эту дополнительную площадь арматуры допускается не учитывать

244. При наличии в сжатой зоне сечения бетона нескольких марок (например при комбинированных сечениях) статические моменты S_0 и $S_б$ приводятся пропорционально расчетным сопротивлениям к бетону одного расчетного сопротивления

б) Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента

245. Расчет прочности сечения, наклонного к оси изгибаемого элемента, производится на воздействие поперечной силы и изгибающего момента

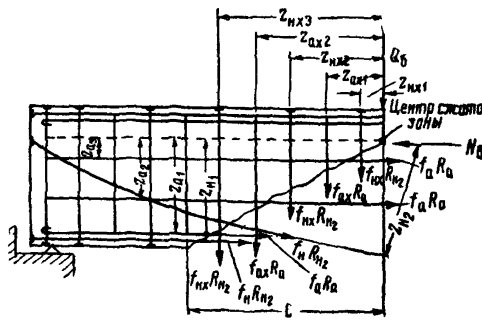


Рис 11

в сечении, проходящем через ось опорной части или через внутреннюю грань опорной части,

в местах изменения сечения главной напрягаемой и ненапрягаемой продольной арматуры по длине пролета,

в местах изменения сечения хомутов и расстояний между ними по длине пролета,

в местах изменения размеров поперечного сечения балки по длине пролета

Угол наклона сечения выбирается невыгоднейший, причем при расчетах на момент и поперечную силу невыгоднейшие углы наклона определяются независимо друг от друга

246 Расчет наклонного сечения изгибаемого элемента на действие поперечной силы (рис 11) производится по формуле

$$Q \leqslant R_{н_2} \sum F_{но} \sin \alpha + m_{нх} R_н \sum f_{нх} + m_{ах} R_а \sum f_{ах} + Q_б,$$

где Q — поперечная сила от расчетных нагрузок в точке, в которой расположен центр сжатой зоны бетона (воздействие предварительного напряжения не учитывается),

α — угол наклона криволинейной арматуры к продольной оси элемента в месте пересечения с наклонным сечением,

$F_{но}$ — площадь сечения напрягаемой криволинейной арматуры,

$f_{нх}$, $f_{ах}$ — площадь сечения всех ветвей напрягаемых и соответственно ненапрягаемых хомутов, расположенных в плоскости, нормальной к продольной оси элемента,

$m_{нх} = 0{,}7$, $m_{ах} = 0{,}8$ — коэффициенты условий работы напрягаемых и ненапрягаемых хомутов,

$Q_б = \dfrac{0{,}15\,R_и\,bh_0^2}{c}$ — проекция предельного усилия в бетоне сжатой зоны наклонного сечения на нормаль к продольной оси элемента,

b — толщина ребра,

c — длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения на продольную ось элемента определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{0{,}15\,R_и\,bh_0^2}{q_х}},$$

$q_х$ — расчетное усилие в ненапрягаемых и напрягаемых хомутах на единицу длины элемента

247 При отсутствии криволинейной арматуры расчет элементов постоянного сечения по поперечной силе допускается производить по формуле $Q \leqslant Q_{хб}$,

где $Q_{хб}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны и хомутами в невыгоднейшем наклонном сечении элементов прямоугольного, таврового, двутаврового или коробчатого сечения

В тех наклонных сечениях, для которых принятое сечение хомутов не удовлетворяет этому условию, необходимо увеличить сечение хомутов или уменьшить их шаг

При наличии криволинейной напрягаемой арматуры

$$Q - Q_{кр} \leqslant Q_{хб},$$

где $Q_{кр} = R_{в_2} \sum F_{но} \sin\alpha$ — часть поперечной силы, воспринимаемая криволинейной напрягаемой арматурой, в местах ее пересечения с невыгоднейшим наклонным сечением

248 Для элементов, армированных только хомутами или хомутами и криволинейной арматурой, при соблюдении условия $Q - Q_{кр} \leqslant Q_{хб}$, величина $Q_{хб}$ определяется по формуле

$$Q_{хб} = \sqrt{0{,}6\,R_и\,bh_0^2\,q_х}$$

и

$$q_{\text{х}} = \frac{Q^2_{\text{хб}}}{0{,}6\, R_{\text{н}}\, bh_0^2}$$

Здесь $q_{\text{х}}$ — расчетное усилие в ненапрягаемых и напрягаемых хомутах на единицу длины элемента, зная величину $q_{\text{х}}$, определяют сечение хомутов из формулы

$$q_{\text{х}} = \frac{m_{\text{а}}\, R_{\text{а}}\, f_{\text{ах}}}{u_{\text{а}}} + \frac{m_{\text{н}}\, R_{\text{н}_2}\, f_{\text{нх}}}{u_{\text{н}}},$$

где $f_{\text{ах}}$ и $f_{\text{нх}}$ — сечение всех ветвей соответственно ненапрягаемых и напрягаемых хомутов, расположенных в плоскости, нормальной к продольной оси элемента,

$u_{\text{а}}$ и $u_{\text{н}}$ — расстояние между ненапрягаемыми и напрягаемыми хомутами по длине элемента

Примечание Помимо расчета стенок изгибаемых элементов на прочность, они должны быть проверены по главным напряжениям в соответствии с указаниями п 281

249. Расчет прочности сечения, наклонного к оси изгибаемого элемента, на действие изгибающего момента для балок с постоянной высотой и с арматурой, полностью доводимой до опор, допускается не производить

Для балок с переменной высотой, а также при изменении сечения арматуры расчет наклонного сечения на действие изгибающего момента (см рис 11) производится по формуле

$$M \leqslant R_{\text{н}_2} \sum F_{\text{н}}\, z_{\text{н}} + R_{\text{а}} \sum F_{\text{а}}\, z_{\text{а}} + R_{\text{н}_2} \sum f_{\text{нх}}\, z_{\text{нх}} + R_{\text{а}} \sum f_{\text{ах}}\, z_{\text{ах}},$$

где M — изгибающий момент от расчетных нагрузок в сечении, в котором расположен центр сжатой зоны бетона (воздействие предварительного напряжения не учитывается),

$F_{\text{н}}$ — площадь сечения напрягаемой прямолинейной и криволинейной арматуры,

$F_{\text{а}}$ — площадь сечения стержней ненапрягаемой продольной арматуры,

$f_{\text{нх}}$ — площадь сечения всех ветвей напрягаемого хомута,

$f_{\text{ах}}$ — площадь сечения всех ветвей ненапрягаемого хомута,

$z_{\text{н}}$, $z_{\text{а}}$, $z_{\text{нх}}$, $z_{\text{ах}}$ — плечи усилий в арматуре относительно центра сжатой зоны бетона

250. Поперечные и продольные швы, работающие на сдвиг, должны рассчитываться на воздействие усилия, вызывающего сдвиг по шву (поперечная сила или продольное усилие), по формуле

$$Q \leqslant \mu N_{\text{пр}},$$

где Q — расчетное значение поперечной или продольной сдвигающей силы от нагрузок, приложенных к конструкции после окончания ее омоноличивания,

$N_{пр}$ — расчетное значение прижимающей силы предварительного напряжения арматуры,

μ — коэффициент трения (равный 0,55 при трении бетона по бетону)

Центрально сжатые элементы

251 Расчет центрально сжатых элементов, армированных продольной напрягаемой арматурой, производится по формулам

а) при наличии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \leqslant \varphi \left(R_{пр} F_б + R_а F_а + \sigma_с F_н\right),$$

б) при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

$$N \leqslant \varphi \left(R_{пр} F_б + R_а F_а\right) + \sigma'_с F_н,$$

где N — продольная сила от расчетных нагрузок,

φ — коэффициент понижения несущей способности при сжатии, принимаемый по п 204,

$F_б$ — площадь сечения бетона,

$F_а$ — площадь сечения всей ненапрягаемой продольной арматуры,

$F_н$ — площадь сечения всей напрягаемой арматуры,

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, остальные обозначения приведены в пп 239 и 241

Примечания 1 При суммарном насыщении продольной арматурой до 3% площадь сечения $F_б$ принимается равной площади сечения элемента F При насыщении арматурой более 3% площадь сечения $F_б$ принимается равной сечению элемента F за вычетом площади сечения продольной арматуры $F_а$ и $F_а$

2 При $R_н > \sigma_н$ величина $\sigma_с F_н$ в формуле п «б» не учитывается

Внецентренно сжатые элементы

252 Расчет нормальных к оси элемента и симметричных относительно плоскости изгиба сечений внецентренно сжатых элементов, армированных продольной напрягаемой арматурой и удовлетворяющих требованиям п 215, что соответствует большим эксцентриситетам силы N (рис 12), производится по формуле

$$Ne \leqslant F'_а R_а \left(h_0 - a_а\right) + F_н \sigma'_с \left(h_0 - a_н\right) + S_б R_н$$

Положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$F_а R_а + F_н R_{н_2} - F_б R_н - F_а R_1 - F_н \sigma'_с + N = 0$$

Высота сжатой зоны должна удовлетворять условию

$$z \quad h_0 - a',$$

где N — продольная сила от расчетных нагрузок,

$S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона $F_б$ относительно равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A,

e — расстояние от силы N до равнодействующей усилий в арматуре $A_н$ и A (см рис 12)

Остальные обозначения приведены в пп 239 и 241

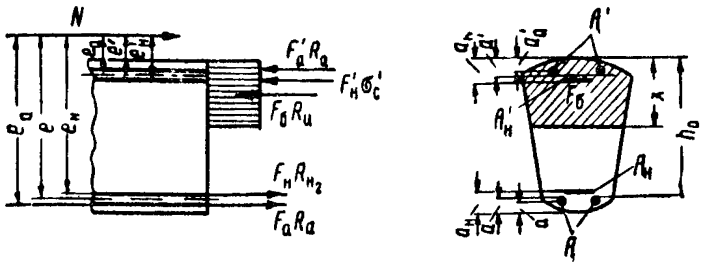


Рис 12

Примечания 1 Если при расчете сечения величина $\sigma'_c = (R'_н - \sigma'_н)$ отрицательная и арматура F'_a не учитывается, то условие $z = h_0 - a'$ отпадает

2 Если при отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном $R_н > \sigma_н$, то величина σ_c принимается равной нулю

3 Необходимо учитывать требование п 173

4 При расчете внецентренно сжатых сечений при больших эксцентриситетах свесы пояса, расположенные в растянутой зоне, не учитываются

253 Расчет сечений, нормальных к оси внецентренно сжатых элементов, армированных продольной напрягаемой арматурой и не

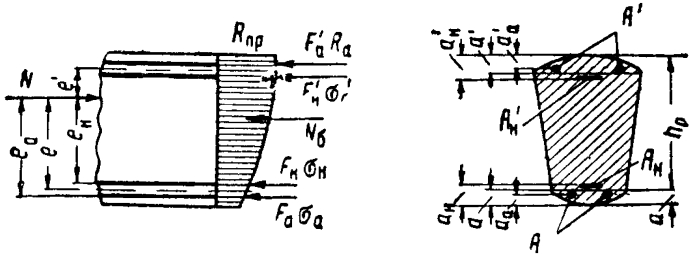


Рис 13

удовлетворяющих требованиям п 215, что соответствует малым эксцентриситетам силы N (рис 13), производится по формуле

$$Ne \leqslant R_{пр} S_0 + \sigma'_c S_н + R_a S_a$$

Если при этом сила N приложена между равнодействующими

усилий в арматуре $A_н$, A и $A'_н$, A', должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$Ne' \leqslant R_{пр} S_0 + \sigma_c S_н + R_a S'_a,$$

где S_0 и S_0 — статические моменты площади всего рабочего сечения бетона (высотой h) относительно равнодействующей усилий в арматуре $A_н$, A и $A_н$, A,

e и e' — расстояния от силы N соответственно до равнодействующей усилий в арматуре $A_н$, A и $A_н$, A (см рис 13),

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность),

$\sigma'_c = (R'_н - \sigma_н)$ — учитываемое в расчете напряжение в арматуре $A_н$, расположенной у более напряженной грани

Остальные обозначения приведены в пп 240 и 241

Примечания 1 Свесы плиты тавровых и двутавровых сечений, расположенные у растянутой грани, при проверке требований п 215 не учитываются Плита, расположенная у менее сжатой грани (при отсутствии растяжения), учитывается полностью

2 Расчет внецентренно сжатых элементов по главным напряжениям производится по формуле п 281 с соответствующим определением величины σ_x

Б РАСЧЕТ НА НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ В СТАДИИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

254. Вся арматура из высокопрочной проволоки, устанавливаемая в сечении, должна подвергаться предварительному напряжению

255. Если допущено несимметричное расположение напрягаемой арматуры относительно вертикальной плоскости симметрии рассчитываемого элемента, то это должно быть учтено в расчетах

256. Предварительно напряженные элементы должны быть проверены на прочность и на стойкость против образования продольных трещин (см п 292) на стадии создания в них предварительных напряжений Элементы с натяжением арматуры на бетон, кроме того, должны быть проверены на устойчивость (см п 262)

257 Принятая в проекте величина фактической прочности бетона в момент его обжатия должна быть обоснована расчетом с учетом реальных условий изготовления

Рекомендуется в проекте предусматривать прочность бетона к моменту его обжатия не меньшей 300 *кг/см*^{2} при применении любого вида арматуры

258. Элементы, подвергаемые в стадиях создания предварительных напряжений центральному сжатию предварительно напряженной арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, должны быть проверены на продольную устоичивость по формулам

для железобетонных элементов $\left(\text{при гибкости } \frac{l_0}{r} \geqslant 34{,}6\right)$

$$N_{пр} \leqslant \varphi \left(R^{ф}_{пр} F + R_a F'\right),$$

для элементов, рассматриваемых как бетонные $\left(\text{при гибкости } \frac{l_0}{r} \geqslant 14\right)$

$$N_{пр} \leqslant \varphi R^{ф}_{пр} F_б,$$

где $N_{пр}$ — сжимающая продольная сила от расчетного воздействия напрягаемой арматуры, принимаемая по п 261,

F — площадь сечения элемента (с учетом указаний примечания 1 к п 251),

$F_б$ — площадь сечения бетона (если части бетонного сечения выполнены из бетонов разной прочности — см п 244),

$R^{ф}_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона, принимаемое по прочности, предусмотренной проектом к моменту создания предварительного напряжения,

R_a — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном,

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по п 204

Примечания 1 При учете действия поперечного изгиба, вызываемого собственным весом элемента, расчет производится по п 260

2 При расчете необходимо учитывать требование п 175

259. Для элементов, подвергаемых в стадиях создания предварительных напряжений центральному сжатию предварительно напрягаемой арматурой, имеющей сцепление с бетоном, проверка на продольную устойчивость не производится

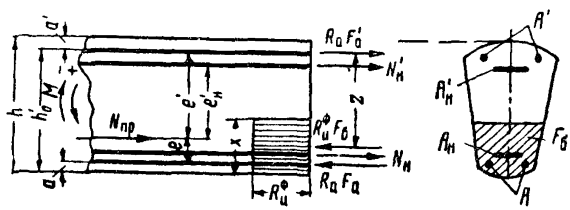


Рис 14

Расчет на прочность осуществляется по формуле п 258 (при $\varphi = 1$)

260. Элементы, подвергаемые в процессе создания предварительных напряжений внецентренному обжатию, должны быть проверены на прочность с учетом действия изгиба, вызываемого собственным весом элемента, и согласно указаниям п 262 по следующим формулам

при больших эксцентриситетах силы $N_{пр}$ (рис 14), т е для сечении, удовлетворяющих условию $S_б \leqslant 0{,}8\,S_0$,

$$N_{пр} \leqslant R_н^ф F_б + R_a F_a' - R_a F_a - R_{н_1}(F_н - f_н),$$

положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_н^ф S_{бN_{пр}} \pm M \pm R_a F_a' e + R_a F_a e + R_{н_1} F_н e_н = 0,$$

при малых эксцентриситетах силы $N_{пр}$ (рис 15), т е для сечений, удовлетворяющих условию $S_б > 0{,}8\,S_0$,

$$N_{пр} e \pm M \leqslant R_{пр}^ф S_0 + R_a S_a$$

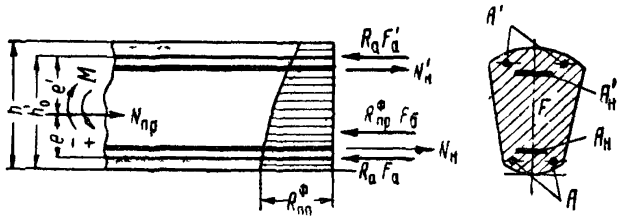


Рис 15

В тавровых сечениях плита, расположенная у менее сжатой или у растянутой грани, учитывается по примечанию 1 к п 253

Если сила $N_{пр}$ приложена между точками приложения усилий в арматуре A и $A_н$, A, то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$N_{пр} e \mp M \leqslant R_{пр}^ф S_0 + R_a S_a$$

Здесь $N_{пр}$ — сжимающая продольная сила, принимаемая по п 264,

M — изгибающий момент от расчетной нагрузки собственного веса,

$S_{бN_{пр}}$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона $F_б$ относительно точки приложения силы $N_{пр}$,

S_0', S_0 — статические моменты всей рабочей площади поперечного сечения бетона (высотой h_0) относительно центра тяжести арматуры A' и соответственно A,

$S_б$ — статический момент площади сжатой зоны бетона $F_б$ высотой x относительно центра тяжести арматуры A',

S_a', S_a — статические моменты площади сечения арматуры A и A' относительно центра тяжести арматуры A' и A,

$R_н^ф$ — расчетные сопротивления бетона, принимаемые с учетом прочности бетона, предусмотренной проектом к моменту создания предварительных напряжений, и с учетом указаний п 173,

$R_{пр}^ф$ — расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии

$f_н$ — площадь сечения группы арматуры $A_н$, напрягаемой на последнем этапе натяжения

Примечания 1 Изгибающий момент M принимается со знаком плюс в случае, когда он вызывает растягивающие напряжения в бетоне зоны, прочность которой проверяется

2 Если при расчете сечения арматура A не учитывается, то условие $z \quad h_0 - a$ отпадает

3 В случае, когда сечение рассматривается как бетонное, статические моменты и моменты сил берутся относительно соответствующей грани сечения

4 При расчете сечений с большими эксцентриситетами расчетное сопротивление бетона на сжатие принимается с учетом указаний п 173

5 В расчете необходимо учитывать требования п 175

261. При расчете на прочность и устойчивость элементов в стадиях создания предварительных напряжении, транспортирования и монтажа учитываются продольные сжимающие силы от расчетного воздействия напрягаемой арматуры $N_{пр}$, которые принимаются полностью или частично в зависимости от порядка натяжения арматуры

Усилие $N_{пр}$ определяется по формулам

а) при натяжении арматуры на упоры

для расчета центрально и внецентренно сжатых сечении с малым эксцентриситетом ($S_б > 0{,}8\,S_0$)

$$N_{пр} = (\sigma_{нк} - \sigma_п - \sigma_{сн})\,F_н + (\sigma'_{нк} - \sigma'_п)\,F'_н,$$

для расчета сечений с одиночной арматурой $A_н$, а также для сечений с двойной арматурой при больших эксцентриситетах ($S_б \leqslant 0{,}8\,S_0$)

$$N_{пр} = (\sigma_{нк} - \sigma_п - \sigma_{сн})\,F_н;$$

б) при одновременном натяжении всей арматуры на бетон

$$N_{пр} = \sigma_{нк} F_н + \sigma_{нк} F'_н,$$

в) при натяжении арматуры на бетон последовательно группами

для расчета центрально сжатых и внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом сечении ($S_б > 0{,}8\,S_0$)

$$N_{пр} = (\sigma_{нк} - \sigma_п - \sigma_{сн})\,(F_н - \quad) + \sigma_{нк} F'_н - \sigma_п (F'_н - f_н) + \sigma_{нк} f_н,$$

для расчета сечений с одиночной арматурой $A_н$, а также для сечений с двойной арматурой при больших эксцентриситетах ($S_б \leqslant 0{,}8\,S_0$)

$$N_{пр} = (\sigma_{нк} - \sigma_п - \sigma_{сн})\,(F_н - f_н) + \sigma'_{нк} f_н + \sigma_{нк}\, f_н,$$

где $\sigma_{нк}$ и $\sigma'_{нк}$ — предварительные контролируемые при натяжении напряжения в арматуре $A_н$, расположенной в той зоне сечения, которая работает при эксплуатации на растяжение, и в арматуре $A'_н$ сжатой зоны, учитываемые с коэффициентом перегрузки $n = 1{,}10$,

$\sigma_{сн}$ — принимается по п 265,

$f_н$ и $f_н$ — площади сечения группы арматуры $A_н$ и $A'_н$, напрягаемой на последнем этапе натяжения,

$\sigma_п$ и $\sigma'_п$ — потери напряжении в арматуре $A_н$ и $A'_н$, проявившиеся на рассматриваемой стадии работы элемента

262. При расчете по п 260 элементов, обжимаемых внецентренно напрягаемой арматурой, расположенной на поверхности бетона или в открытых каналах и не имеющей связи с бетоном по длине элемента, должно быть учтено увеличение эксцентриситета продольной силы предварительного напряжения за счет выгиба элемента в плоскости действия момента в соответствии с указаниями п 186

При вычислении коэффициента увеличения эксцентриситета η сила $N_{пр}$, принимаемая в соответствии с п 261, определяется с учетом натяжения всей (как прямолинейной, так и непрямолинейной) арматуры

При расположении арматуры в закрытых каналах значение добавочного эксцентриситета, вычисленное в соответствии с п 186, должно приниматься не более радиуса или половины высоты канала При расположении группы мощных пучков в одном канале добавочный эксцентриситет принимается равным разности высот канала и пучка в плоскости изгиба

Свободная длина внецентренно обжимаемых элементов определяется произведением расстояния между точками прикрепления арматуры к элементу (или точками, ограничивающими прямолинейные участки арматуры) на коэффициенты, приведенные в п 205

При расчете по п 260 элементов с арматурой, расположенной на поверхности бетона или в открытых каналах и не имеющей при создании предварительных напряжений сцепления с бетоном или связи с ним в отдельных точках по длине элемента, должна быть сделана проверка устойчивости в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, как при центральном сжатии (по п 258), если гибкость $\frac{l_0}{r}$ превышает для элемента, рассматриваемого как железобетонный, — 34,6, а рассматриваемого как бетонный, — 14

263. При натяжении арматуры на упоры и при наличии сцепления ее с бетоном учет влияния прогиба внецентренно сжатого элемента от обжатия не производится

264 При расчетах конструкций и назначении контролируемого напряжения $\sigma_{нк}$ и $\sigma_{нк}$ следует учитывать потери предварительного напряжения

Значения потерь принимаются согласно приложению 6 к п 110

При натяжении арматуры на упоры учитываются следующие потери

к моменту окончания обжатия бетона — половина потерь от релаксации напряжений стали, потери от деформации тяговых анкеров, от трения пучков в местах перегибов и температурного перепада,

после обжатия бетона — от усадки и ползучести бетона и половина потерь от релаксации напряжений стали

При натяжении арматуры на бетон учитываются потери,

к моменту окончания обжатия бетона — от деформации анкеров, обжатия швов и от трения арматуры о стенки каналов,

после обжатия бетона — от усадки и ползучести бетона и релаксации напряжений стали

Напряжения в арматуре, напрягаемой на упоры, а также на бетон при неодновременном ее натяжении, определяются с учетом снижения напряжений от упругого обжатия бетона и упоров (см п 280)

При определении напряжений в бетоне снижение напряжении в арматуре, напрягаемой на упоры, от упругого обжатия бетона не учитывается при условии включения всей арматуры (как напрягаемой, так и ненапрягаемой) в приведенную площадь сечения

265. Величина снижения предварительного напряжения в арматуре от сжатия бетона при расчете на прочность (с учетом коэффициента перегрузки 0,9) принимается равной

а) при натяжении арматуры на упоры $\sigma_{сн} = 3\,000$ *кг/см*^{2},

б) при неодновременном натяжении на бетон арматуры, обжимаемой в предельном состоянии зоны (см рис 14 и 15),

$$\sigma_{сн} = \left(\frac{F_н - f_н}{F_н}\right) 3\,000 \text{ кг/см}^2, \quad \text{но не более } 2\,500 \text{ кг/см}^2,$$

где $F_н$ — площадь всей напрягаемой арматуры обжимаемой зоны элемента, прочность которой проверяется,

$f_н$ — площадь сечения арматуры, напрягаемой на последнем этапе натяжения

Расчетное сопротивление бетона принимается по п 173 с учетом его фактической прочности в момент обжатия

Примечание При отсутствии в конструкции сцепления арматуры с бетоном учет напрягаемой арматуры в сжатой зоне конструкции производится в соответствии с примечанием 2 к п 241

266. Контролируемое напряжение, фиксируемое к концу натяжения арматуры, должно удовлетворять условию

для высокопрочной проволоки

$$\sigma_{нк} \leqslant 0{,}65\, R^н_н,$$

для стержневой арматуры

$$\sigma_{нк} \leqslant 0{,}9\, R^н_н,$$

где $R^н_н$ — нормативное сопротивление арматуры (см приложение 3)

В конструкциях, не рассчитываемых на выносливость, напряжения в арматуре от совместного действия сил предварительного напряжения и нормативных эксплуатационных нагрузок (с учетом потерь) не должны превышать следующих величин

для высокопрочной проволоки

$$\sigma \leqslant 0{,}6\, R^н_н,$$

для стержневой арматуры

$$\sigma \leqslant 0{,}8\,R_{н}^{н},$$

где $R_{н}^{н}$ — нормативное сопротивление арматуры (см приложение 3)

267. Последовательность и процесс натяжения арматуры должны быть указаны в проекте конструкции и обоснованы расчетом

В процессе создания предварительных напряжений должно, как правило, создаваться кратковременное повышение величины $\sigma_{нк}$ *в арматуре из высокопрочной холоднотянутой проволоки на* 10% сверх проектных значений контролируемых напряжений с последующим снижением напряжений Указанное кратковременное повышение напряжений, поддерживаемое не менее 5 *мин*, допускается в расчетах не учитывать

Указанную перетяжку возможно осуществить без последующего снижения напряжений (с обязательным учетом в расчетах) для полной или частичной компенсации потерь от трения, температурного перепада между натянутой арматурой и упорами или для повышения трещиностойкости элемента при обжатии, транспортировании или монтаже При этом в расчете потери от релаксации напряжений принимаются в два раза большими их нормативных величин (см приложение 6) Наибольшее напряжение в арматуре при перетяжке допускается повышать для проволоки на 10% и для стержневой арматуры на 5% сверх расчетных сопротивлений, предусмотренных для стадии предварительного напряжения, за исключением холоднотянутой проволоки с анкерами в виде колец со штырями

В РАСЧЕТ НА НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ ПРИ МОНТАЖЕ И ТРАНСПОРТИРОВАНИИ

268. *Предварительно напряженные элементы, работающие от* внешней нагрузки на центральное и внецентренное растяжение, на изгиб и внецентренное сжатие, а также элементы, подвергаемые в процессе натяжения арматуры внецентренному обжатию, должны быть проверены на прочность и устойчивость при транспортировании и монтаже

269. Элементы, подвергаемые в процессе создания предварительных напряжений внецентренному обжатию, должны быть проверены на прочность при транспортировании и монтаже в соответствии с пп 260, 261 и 173

270. Напряжения в арматуре и в бетоне при проверке на стойкость против образования продольных трещин определяются по пп 276—280 суммированием предварительных напряжений в бетоне с учетом потерь, проявившихся к моменту монтажа или транспортирования, и дополнительных напряжений от собственного веса конструкции при строповке, перевозке и т д

Суммарные напряжения не должны превышать расчетных сопротивлений, предусмотренных для строительных нагрузок, с учетом указаний пп 266 и 267.

Г РАСЧЕТ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ ПОД ДЕЙСТВИЕМ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ НАГРУЗОК

271. При расчете на выносливость предварительно напряженных конструкций напряжения в бетоне и напрягаемой арматуре от эксплуатационной нагрузки суммируются с установившимися предварительными напряжениями

При вычислении напряжений используются приведенные геометрические характеристики сечения с коэффициентом приведения n_1 по табл 18

При расчете изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов расчетное сопротивление бетона принимается равным $R'_{н}$

При выборе величины расчетного сопротивления арматуры следует руководствоваться указаниями п 162

272. Наибольшая величина растягивающих напряжений в предварительно напряженном бетоне при расчете на выносливость не должна превышать величины расчетного сопротивления бетона на растяжение $R'_{р}$ по табл 20

273. При расчете на выносливость изгибаемых элементов величины напряжений в бетоне и в арматуре под нагрузкой с учетом установившихся предварительных напряжений определяются по формулам

а) для арматуры

$$\max \sigma_{н} = \sigma_{н_1} + \sigma_{нп} + \sigma_{нв},$$

$$\min \sigma_{н} = \max \sigma_{н} - \sigma_{нв},$$

б) для бетона растянутой грани

$$\max \sigma_{б} = \sigma_{б_1} - \sigma_{бп},$$

$$\min \sigma_{б} = \max \sigma_{б} - \sigma_{бв},$$

где $\sigma_{нп}$ и $\sigma_{бп}$ — напряжения в арматуре и в бетоне от нормативной постоянной нагрузки,

$\sigma_{нв}$ и $\sigma_{бв}$ — напряжения от нормативной временной нагрузки,

$\sigma_{н_1}$ и $\sigma_{б_1}$ — установившиеся предварительные напряжения в арматуре и бетоне после проявления всех потерь с учетом указаний пп 276, 277, 279, а также приложения 6

Снижение предварительного напряжения арматуры от упругого обжатия бетона определяется по п 280 с учетом всех потерь, указанных в приложении 6 (за исключением потерь, компенсируемых в процессе натяжения)

274 При одновременном обжатии бетона всей напрягаемой на упоры арматурой снижение напряжении в ней от упругого обжатия бетона $\sigma_{у0}$ определяется по формуле

$$\sigma_{у0} = n_1 \sigma_{б},$$

где n_1 — отношение модуля упругости напрягаемой арматуры к модулю упругости бетона с учетом его прочности, предусмотренной проектом для момента обжатия,

$\sigma_б$ — среднее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры, вызываемое натяжением всей арматуры с учетом потерь

При определении напряжений в бетоне с учетом приведенного сечения снижение напряжений в арматуре от упругого обжатия бетона не учитывается (см п 264)

15 РАСЧЕТ ПО ФОРМУЛАМ СОПРОТИВЛЕНИЯ УПРУГИХ МАТЕРИАЛОВ

275. Расчет по формулам сопротивления упругих материалов производится

а) при определении предварительных напряжений и потерь,

б) при изготовлении, транспортировании и монтаже,

в) на трещиностойкость,

г) на выносливость (для железнодорожных мостов),

д) на главные и скалывающие напряжения

вычислением напряжений, которые не должны превышать соответствующих расчетных сопротивлений

276 Величины предварительного напряжения в бетоне по крайним граням сечения $\sigma_б$ (более сжатой) и $\sigma'_б$ (менее сжатой или растянутой) определяются по формулам

$$\sigma_б = \frac{N_{пр}}{F_{бп}} + \frac{N_{пр} e_x y}{I_{бп}},$$

$$\sigma'_б = \frac{N_{пр}}{F_{бп}} - \frac{N_{пр} e_x y'}{I_{бп}},$$

где $N_{пр}$ — равнодействующая продольных усилий в напрягаемой арматуре (см п 277),

e_x — эксцентриситет равнодействующей продольных усилий в напрягаемой арматуре относительно центра тяжести приведенного сечения,

y и y' — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до соответствующего волокна бетона,

$F_{бп}$ и $I_{бп}$ — площадь и момент инерции приведенного сечения элемента, определяемые по полному сечению бетона (включая сечения каналов) и площади сечения всей имеющей сцепление с бетоном продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, умноженной на отношение модулей упругости арматуры и бетона, в конструкциях с натяжением арматуры на бетон расчет на стадиях работы конструкции без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном ведется по $F_{бо}$ и $I_{бо}$ (с уче-

том ослабления закрытыми и открытыми каналами), если части бетонного сечения выполнены из бетонов разной прочности (например при расположении арматуры в открытых каналах, в элементах с комбинированными сечениями и др), то их также приводят к бетону одной прочности с учетом отношения модулей упругости бетона на сжатие

Примечание В формулах напряжения принимаются со своими знаками, при этом для сжатия принимается знак минус, а для растяжения знак плюс

277 Равнодействующую продольных усилий в напрягаемой верхней и нижней арматуре (рис 16) рассматривают как внешнюю силу, обжимающую (в общем случае внецентренно) полное приведенное сечение и равную

$$N_{пр} = F_н \sigma_{нк} + F'_н \sigma'_{нк}$$

Эксцентриситет силы $N_{пр}$ относительно центра тяжести приведенного сечения равен

$$e_x = \frac{F_н \sigma_{нк} y_н - F_н \sigma'_{нк} y'_н}{N_{пр}},$$

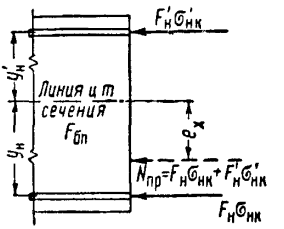


Рис 16

где $y_н$ и $y_н$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до равнодействующей усилий в арматуре соответственно $A_н$ и $A'_н$ (см рис 16),

$\sigma_{нк}$ и $\sigma'_{нк}$ — напряжения в арматуре, принимаемые в зависимости от рассматриваемой стадии работы элемента, условий натяжения арматуры и величины потерь

При натяжении арматуры на бетон напряжения в бетоне определяются с учетом ослабленного сечения

Примечание При криволинейном расположении напрягаемой арматуры значения $\sigma_{нк}$ и $\sigma'_{1к}$ соответственно умножают на $\cos\alpha$ и $\cos\alpha'$, где α и α' углы наклона напрягаемой арматуры к продольной оси элемента

278. При изменении в процессе изготовления и монтажа геометрических характеристик сечений напряжения в конструкции определяются суммированием напряжений для всех предшествующих стадий работы от приложенных усилий, сохраняющих свое действие до рассматриваемой стадии

279. Напряжения в арматуре от постоянной и временной нагрузок определяются при наличии сцепления арматуры с бетоном по формуле сопротивления упругих материалов

$$\sigma_{нп} + \sigma_{нь} = n_1(\sigma_{бп} + \sigma_{бв}),$$

где $\sigma_{нп}$ и $\sigma_{нв}$ — напряжения в арматуре от постоянной (кроме усилий предварительного натяжения) и временной нагрузок,

$\sigma_{бп}$ и $\sigma_{бв}$ — напряжения в бетоне от тех же нагрузок,

n_1 — отношение модулей упругости арматуры и бетона

280. В конструкциях с натяжением арматуры на бетон при натяжении арматуры в несколько этапов снижение предварительного напряжения в арматуре, натянутой раньше, определяется по формуле

$$\sigma_{уо} = n_1 \Delta\sigma_б z,$$

где n_1 — отношение модуля упругости напрягаемой арматуры к модулю упругости бетона с учетом его прочности, предусмотренной проектом для момента обжатия,

$\Delta\sigma_б$ — среднее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры, вызываемое натяжением одного пучка или стержня с учетом потерь σ_4 и σ_5,

z — число арматурных элементов, натянутых после того арматурного элемента, для которого определяется потеря напряжений

281. Стенки изгибаемых элементов, помимо расчета на прочность по пп 246—249, должны быть проверены по главным напряжениям

Главные сжимающие $\sigma_{гс}$ и главные растягивающие $\sigma_{гр}$ напряжения в изгибаемых элементах определяются по формуле

$$\sigma_{гл} = \begin{cases} \sigma_{гс} \\ \sigma_{гр} \end{cases} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_c^2} \leqslant \begin{matrix} R_{гсп} \\ R_{грп} \end{matrix},$$

где $\sigma_x = \sigma_{б_1} \mp \frac{My}{I_п}$ — суммарная величина нормального напряжения в бетоне вдоль оси элемента в рассматриваемом волокне,

σ_y — предварительное напряжение сжатия в бетоне, созданное напрягаемыми хомутами в направлении, нормальном к продольной оси элемента,

$\sigma_{б_1}$ — установившееся предварительное напряжение в бетоне в рассматриваемом волокне,

M — изгибающий момент под нормативной нагрузкой (с учетом динамического коэффициента)

Скалывающие напряжения определяются по формуле

$$\tau_c = \frac{QS}{bI} \mp \frac{Q_{пр} S}{bI} \leqslant R_{ск},$$

где τ_c — суммарное значение скалывающего напряжения в рассматриваемом сечении,

Q — поперечная сила от внешней нагрузки,

$Q_{пр} = \sum N \sin\alpha$ — поперечная сила, возникающая при предварительном напряжении криволинейной арматуры, за вычетом потерь,

S и I — статический момент и момент инерции приведенного сечения при расчете на внешнюю нагрузку с учетом ослабления сечения каналами, если такие имеются в момент натяжения арматуры,

$R_{ск}$ — расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе,

$R_{гсп}$ и $R_{грп}$ — расчетные сопротивления бетона при работе на главные сжимающие и главные растягивающие напряжения

282. В предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементах с комбинированными сечениями должны проверяться напряжения по плоскости сопряжения ненапрягаемого и предварительно напряженного бетона, а также главные растягивающие напряжения в ненапрягаемом бетоне При этом скалывающие и главные напряжения в предварительно напряженном бетоне определяются суммированием напряжений для разных стадий работы конструкции

16 РАСЧЕТ ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ — ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

283. Расчет на предельное состояние по деформациям изгибаемых предварительно напряженных железобетонных конструкций производится по величинам деформаций в соответствии с указаниями раздела I

284. Прогибы, углы поворотов и выгиб элементов конструкций определяют по формулам строительной механики от невыгоднейшей нагрузки с учетом жесткости B_1 элемента (при отсутствии трещин в бетоне), определяемой по формуле

$$B_1 = 0{,}85\, E_б\, I_{бп},$$

где $E_б$ — модуль упругости бетона,

$I_{бп}$ — момент инерции приведенного сечения с учетом напрягаемой и ненапрягаемой арматуры

285. В конструкции с арматурой, расположенной в открытых каналах, при подсчете момента инерции приведенного сечения $I_{бп}$ учитывается весь бетон, в том числе и укладываемый после натяжения арматуры При этом момент инерции вычисляется для сечения, приведенного к предварительно обжатому бетону

17 РАСЧЕТ ПО ТРЕТЬЕМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ — НА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ

286. Предварительно напряженные (растянутые, внецентренно растянутые, изгибаемые и внецентренно сжатые с большим эксцентриситетом продольной силы) элементы и конструкции должны быть рассчитаны на стойкость против образования трещин по сечениям, нормальным к продольной оси элементов, на всех стадиях их ра-

боты, а против образования продольных трещин — при создании предварительных напряжений и монтаже Для проволочной арматуры должны выполняться требования п 168

287. При расчете на трещиностойкость определение нормальных напряжений в бетоне производится по формулам сопротивления упругих материалов (см п 167)

Предварительные напряжения определяются с учетом потерь, проявившихся в рассматриваемой стадии работы элемента, в соответствии с приложением 6

Геометрические характеристики в зависимости от типа конструкции и стадии ее работы должны приниматься в соответствии с п 276 При этом участки сечения, не подвергаемые предварительному напряжению (в том числе бетон омоноличивания) и расположенные в растянутой зоне, в расчете на трещиностойкость при вычислении геометрических характеристик не учитываются

288. В конструкциях, армированных горячекатаной стержневой арматурой, допускается появление нормальных растягивающих напряжений в предварительно обжатом бетоне зоны, работающей от внешних нагрузок на растяжение, в этом случае расчет производится по формуле

$$M \leqslant W_{\text{бп}} (\sigma_{\text{б}_1} + \gamma R_{\text{рп}}),$$

где M — величина изгибающего момента от постоянной и временной нагрузок, соответствующих третьему предельному состоянию,

$W_{\text{бп}}$ — момент сопротивления приведенного сечения,

$\sigma_{\text{б}_1}$ — установившееся предварительное напряжение в бетоне (с учетом потерь),

$R_{\text{рп}}$ — расчетное сопротивление бетона на растяжение при расчете на прочность,

γ — коэффициент, учитывающий влияние пластических деформации бетона в зависимости от формы и соотношений размеров сечения, определяется по табл 33

Таблица 33

Коэффициент γ

№ по пор	Характеристика сечения	γ
1	Прямоугольное сечение	1,75
2	Тавровое сечение с полкой, расположенной при расчете на трещиностойкость у сжатой грани	1,75
3	Двутавровое несимметричное сечение, удовлетворяющее условию $3 < \frac{b_{\text{п}}}{b} < 8$ при $\frac{b_{\text{у}}}{b} \leqslant 4$ независимо от отношения $\frac{h_{\text{у}}}{h}$,	1,5

Продолжение

№ по пор	Характеристика сечения	γ
	при $\frac{b_у}{b} > 4$ и $\frac{h_у}{h} \geqslant 0{,}2$,	1,5
	при $\frac{b_у}{b} > 4$ и $\frac{h_у}{h} < 0{,}2$	1,25
4	Двутавровое несимметричное сечение, удовлетворяющее условию	
	при $\frac{b_п}{b} \geqslant 8$ и $\frac{h_у}{h} > 0{,}3$,	1,5
	при $\frac{b_п}{b} \geqslant 8$ и $\frac{h_у}{h} \leqslant 0{,}3$	1,25

В таблице обозначено
$b_п$ и $b_у$ — ширина верхнего и нижнего поясов,
$h_у$ — толщина нижнего пояса,
h — высота сечения,
b — толщина ребра

289. Расчет на трещиностойкость комбинированных сечений плитных автодорожных и городских мостов, а также комбинированных сечений со стержневой арматурой из горячекатаной стали периодического профиля производится по формуле

$$M \leqslant M_1 + (\sigma_{б_2} + \gamma R_{пр}) W_{бп},$$

где M_1 — момент, действующий на конструкцию до отвердения бетона омоноличивания и воспринимаемый армоэлементом,

$$\sigma_{б_2} = \sigma_{б_1} - \frac{M_1}{W_1},$$

W_1 — момент сопротивления армоэлемента,
$W_{бп}$ — момент сопротивления приведенного сечения, вычисляемый в соответствии с п 287

290. В бетоне зоны, работающей от внешних нагрузок на сжатие и рассчитываемои как железобетонная, максимальные растягиваю-

щие нормальные напряжения не должны превышать расчетного сопротивления бетона на растяжение $R_{рп}$

В случае, когда рассматриваемая зона сечения рассчитывается, как бетонная, растягивающие напряжения в ней не допускаются, за исключением комбинированных сечений, рассчитываемых с учетом указаний п 294

291. В стадиях создания предварительных напряжений, транспортирования и монтажа максимальные нормальные растягивающие напряжения в бетоне зоны, работающей от внешних нагрузок при эксплуатации на сжатие, должны быть

если сечение рассчитывается, как железобетонное, и все растягивающее усилие воспринимается ненапрягаемой арматурой — не более нормативного сопротивления бетона растяжению $R^{н}_{р}$, принимаемого по приложению 3,

если сечение рассчитывается, как бетонное, — не более расчетного сопротивления бетона растяжению $R_{рп}$

В бетоне швов конструкций, составных по длине, растягивающие нормальные напряжения ни на какой стадии работы не допускаются

Примечание При навесной сборке в процессе монтажа в зоне, сжатой при любых сочетаниях эксплуатационных нагрузок, могут быть допущены растягивающие напряжения в швах, но не более $0{,}5R^{н}_{р}$

292. Для предотвращения возникновения продольных трещин вдоль арматурных пучков в обжимаемом элементе наибольшие суммарные сжимающие напряжения в бетоне от натяжения арматуры и дополнительных усилий, возникающих при монтаже и транспортировании, ограничиваются величиной

$R^{т}_{н}$ — для элементов, которые при предварительном напряжении являются внецентренно обжатыми при условии, если напряжение у менее сжатой грани $\sigma_{мин}$ не превышает 10% от напряжения у более сжатой грани $\sigma_{макс}$ или если $\sigma_{мин}$ — растяжение,

$R^{т}_{пр}$ — для элементов, которые при предварительном напряжении обжаты центрально, а также внецентренно при условии, если напряжение $\sigma_{мин} \geqslant 0{,}3\sigma_{макс}$

В промежуточных случаях, когда $0{,}1 < \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}} < 0{,}3$, величина расчетного сопротивления бетона принимается по интерполяции

При этом должны соблюдаться требования п 370 по поперечному армированию обжимаемого пояса

Примечание Впредь до разработки специальных технических указаний на основе экспериментальных исследований, учитывающих конструкцию и технологию изготовления обжимаемых элементов, расчет их производится без введения коэффициента условий работы m_2

293. Величина условного растягивающего напряжения бетона омоноличивания напрягаемой арматуры в открытых каналах на уров-

не внешней грани не должна превышать 25% от его кубиковой прочности и 90 *кг/см*^{2}

При этом должны быть выполнены требования по обеспечению сцепления и совместной работы бетона омоноличивания с предварительно напряженным бетоном

294. Величина условного растягивающего напряжения в ненапрягаемом бетоне комбинированного сечения в уровне плоскости сопряжения не должна превышать

в сплошных прямоугольных сечениях — $3R^{н}_{р}$,

в тавровых, двутавровых и в коробчатых сечениях — $2R^{н}_{р}$

295. При расчете на трещиностойкость комбинированных сечении влияние усадки ненапряженного бетона на работу сечения допускается не учитывать

КОНСТРУИРОВАНИЕ

А ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

18 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

296. Толщина элементов железобетонных конструкций должна быть не менее указанной в табл 34

297 Несущие элементы и отдельные части конструкций (стойки и ригели рам, вертикальные стенки балок и плиты или уширения поясов и т п) должны сопрягаться без резких изменений сечения Соединения сборных элементов, располагаемые в местах, где отсутствует резкая концентрация напряжений, допускается выполнять без плавных переходов

При выборе очертаний блоков сборных конструкций должна предусматриваться возможность распалубки без разборки опалубки или с делением ее на минимальное количество неразборных секций

298 Общая и местная устойчивость стенок сжатых, сжато-изогнутых и других элементов конструкций или конструкций в целом (арки, главные балки балочных мостов и др), а также совместная работа их под действием временной нагрузки должны быть обеспечены устройством диафрагм или ребер жесткости или другим способом, обоснованным расчетом Устройство диафрагм и ребер жесткости, не требуемых по расчету, не рекомендуется

299 Бортовые стенки балластного корыта, а также плиты и бортовые балки тротуарных консолей, составляющие одно целое с главными несущими элементами пролетного строения и не учитываемые в их расчете, должны иметь сквозные поперечные разрезы, перекрываемые изоляцией для устранения фильтрации воды

300. В пролетных строениях с ездой поверху с вертикальными отдельными арками, имеющими продольные связи, расстояние между осями крайних арок должно быть не менее $^1/_{20}\ l$, а между наружными гранями арок не менее 3 *м* Ширина сплошных железобетонных сводов должна быть не менее 3 *м*

Таблица 34

Минимальная толщина конструкций в *см*

Наименование элементов	На дорогах	
	железных	автомобильных и городских
1 Вертикальные стенки балок		
монолитных конструкций	12	12
сборных конструкций при бетонировании в вертикальном положении	12	8
то же плашмя	12	6
2 Плиты		
балластного корыта	12	—
проезжей части	—	10*
тротуаров		
несъемные	8	8
съемные	6	6
3 Стенки звеньев труб (включая трубы заводского изготовления)	10	8
4 Элементы из струнобетона	—	5
5 Стенки коробчатых сечений центрально и внецентренно сжатых элементов, армированных продольными стержнями и обыкновенными хомутами	—	15**
6 Диафрагмы и ребра жесткости	10	10
7 *Стенки оболочек опор при наружном диаметре в м*		
0,4	8	8
0,6	10	10
1,2—3,0	12	12
4,0—5,0	14	14

* Но не менее $^1/_5$ расчетного пролета для балочных плит и $^1/_{30}$ — для плит, опертых по контуру

** Но не менее $^1/_{15}$ высоты сечения

301. Бетон в зонах передачи на него сосредоточенных усилий, в том числе и сил предварительного напряжения арматуры, должен быть армирован продольной и поперечной арматурой, предназначенной для восприятия местных напряжений

302. Ненапрягаемую арматуру сборных и монолитных конструкций рекомендуется выполнять в виде каркасов и сварных сеток Каркасы должны быть жесткими

Приварка отогнутых стержней, хомутов, распределительной арматуры, коротышей, прокладок и т п к растянутым стержням допускается только, если последние выполнены из стали марок ВСт 3 и ВСт 5, а в элементах, не рассчитываемых на выносливость,— также из стали марок 25Г2С и 35ГС

303. Зазоры между торцом пролетного строения и шкафной стенкой опоры или между торцами пролетных строений должны предусматриваться не менее 5 *см*

304. Стыки и швы сопряжений должны обеспечивать совместную работу сборных элементов и пространственную работу конструкции в целом, а также необходимую прочность, жесткость, трещиностойкость, водонепроницаемость и долговечность конструкции В проектах сборных конструкций необходимо предусматривать заполнение всех стыковых полостей, зазоров, ниш и швов бетоном или раствором, омоноличивание или иную стойкую защиту металлических закладных частей, находящихся в стыке, а также обеспечение надежного сцепления между бетоном (раствором) омоноличивания и бетоном соединяемых элементов Рекомендуется в предварительно напряженных конструциях, как правило, а в конструкциях из обычного железобетона в отдельных целесообразных случаях применение предварительного обжатия стыковых швов

305. Совместная работа сборных конструкций, составляемых из блоков по длине элемента, должна, как правило, осуществляться способами, обеспечивающими предварительное напряжение шва

Толщина шва между блоками должна назначаться в зависимости от материала заполнения (бетон, цементный раствор)

Швы, заполняемые бетоном, должны иметь толщину не менее 6 *см*

Для ускорения твердения бетона в швах и уменьшения его усадки рекомендуется предусматривать в проекте предварительное обжатие бетона в швах при достижении им прочности не менее 100 *кг/см*^{2} При этом наибольшее сжимающее напряжение в бетоне не должно превышать 30% от его прочности

306. В тонкостенных конструкциях, составляемых из блоков по длине, торцы стыкуемых блоков, работающие на сжатие, должны быть усилены постановкой сеток из стали диаметром не менее 10 *мм*, устройством местных утолщений элементов блока или другими способами

307. При наличии изгибающего момента в конструкции автодорожных и городских мостов, составляемой по высоте сечения из блоков или из блоков и бетона или железобетона, укладываемого на месте, должны быть предусмотрены мероприятия по обеспечению работы продольного шва на сдвиг посредством выпуска вертикальных хомутов и постановки добавочных стержней или постановки предварительно напряженных хомутов, устройства специальных выступов и

другими способами Шов между блоками должен заполняться бетоном или цементным раствором

В плитных конструкциях устроиство швов между блоками и бетоном, укладываемым на месте, допускается без выпусков арматуры, за исключением концевых участков плитных пролетных строений, где выпуски арматуры обязательны

308. В конструкциях сборных и цельноперевозимых элементов должны быть предусмотрены устройства, обеспечивающие надежное транспортирование и монтаж строповочные петли или отверстия диаметром до 20 *см* для пропуска строповочных приспособлений и др Вокруг отверстий должна быть поставлена дополнительная арматура

309. *Монтажные соединения сборных железобетонных элементов* допускается осуществлять с предварительным напряжением в зоне стыка (стыки с продольным обжатием соединяемых элементов посредством напряженной рабочей арматуры, стыки на коротких напряженных пучках или болтах, стыки с поперечным обжатием стыкуемых элементов посредством сквозной напряженной арматуры или коротких пучков), а также без предварительного напряжения (сварные стыки выпущенных из бетона стальных частей, стыки стаканного типа, стальные жесткие стыки, осуществляемые сваркой или соединением на болтах стальных деталей, забетонированных в элементах и приваренных к основной арматуре, петлевые стыки) Для соединения предварительно напряженных сборных элементов и элементов из обычного железобетона значительной длины рекомендуется применять предварительно напряженные стыки

Стыки плит проезжей части автодорожных и городских мостов допускается осуществлять обетонированием свободных выпусков арматуры из бетона стыкуемых блоков

310. Наиболее целесообразным типом монтажного сварного стыка арматуры является стык стержней ванным способом на удлиненных подкладках Допускается применение стыков с парными взаимно смещенными накладками, приваренными односторонними или двусторонними швами на участке суммарной длиной не менее 10 диаметров стержней В конструкциях, рассчитываемых на выносливость, применение стыков растянутой рабочей арматуры внахлестку, а также с односторонними и двусторонними несмещенными накладками не допускается

Наиболее целесообразным типом заводского сварного стыка арматуры является *контактный стык, сваренный способом оплавле-*

ния (для конструкций, рассчитываемых на выносливость, — с механической зачисткой)

311. В изгибаемых и растянутых элементах конструкций сварные стыки растянутых стержней не рекомендуется располагать в одном сечении (на расстояниях ближе 50 *см* друг от друга) и в местах наибольших расчетных усилий

312. Стыкование сваркой стержней разного диаметра допускается при отношении площадей стыкуемых стержней не более 1,5

313. Заделка концов элементов в стаканные гнезда при наличии в элементе изгибающего момента должна быть произведена на глубину не менее 1,1 наибольшего размера поперечного сечения элемента Кроме того, глубина заделки должна быть не менее длины анкеровки стержней арматуры элемента в бетоне Стенки стаканов рекомендуется армировать замкнутыми сварными хомутами по контуру стаканов

314. Стальные жесткие стыки, привариваемые к арматуре стыкуемых элементов и имеющие выступающие из бетона стальные части, должны конструироваться так, чтобы при передаче через них усилий не происходило разгибания стальных деталей и отслаивания бетона, заполняющего стык

315. Для стыкования железобетонных оболочек следует по концам секций устраивать закладные металлические части на болтах или на сварке Допускается соединение секций оболочек сваркой выпусков стержней продольной арматуры с омоноличиванием стыка бетоном

Спиральную арматуру по концам секций на длине не менее 1 *м* рекомендуется устанавливать с шагом, составляющим $^2/_3$ шага спирали в средней части секции

316. Петлевые стыки допускается применять в растянутых элементах или в растянутой зоне изгибаемых элементов при условии принятия необходимых мер по уменьшению трещинообразования в зоне стыка (усиление выпусками арматуры, омоноличивание высокопрочным бетоном, увеличение сцепления по контактным поверхностям)

Применение в изгибаемых плитных конструкциях петлевых стыков без прямой вставки допускается при условии их размещения в растянутой зоне увеличенных опорных сечений или в сечениях с минимальными значениями изгибающих моментов

Петлевые стыки, воспринимающие усилия сжатия, допускается применять лишь в тех сечениях, где для восприятия внешней нагрузки достаточно по расчету площади сечения бетона без арматуры

317. Конструкция петлевого стыка должна удовлетворять следующим требованиям

Диаметр петли должен назначаться равным не менее 8 диаметров рабочей арматуры из круглой стали и не менее 10 диаметров арматуры периодического профиля,

Петля, как правило, должна иметь форму окружности, в изгибаемых плитных конструкциях в пределах ядра должен быть сделан прямой участок на длине не менее диаметра закругления

Петля по периметру должна быть равномерно армирована поперечными шпильками в количестве не менее трех пар на каждую сторону, передающую давление на бетон

20 РАСПОЛОЖЕНИЕ АРМАТУРЫ В БЕТОНЕ

318. Расположение арматуры в конструкции должно обеспечивать возможность высококачественного выполнения бетонных работ по принятой проектом технологии

319. Ненапрягаемую арматуру в растянутой зоне конструкций допускается размещать одиночными стержнями, пучками по два и по три стержня, а также в несколько рядов по вертикали При расположении арматуры в пять и более рядов по высоте в многорядных арматурных каркасах необходимо через три-четыре стержня предусматривать просветы в один диаметр, осуществляемые с помощью арматурных коротышей длиной, равной не менее шести диаметрам стержня, и с учетом п 358 Напрягаемую стержневую арматуру диаметром не более 20 *мм* допускается размещать пучками по два стержня

320. Расстояние в свету между одиночными стержнями или пучками стержней ненапрягаемой арматуры в направлении, перпендикулярном направлению бетонирования, должно быть не менее 5 *см*

При расположении арматуры в три и более рядов по высоте или при сварных многорядных арматурных каркасах расстояние в свету между смежными вертикальными рядами или каркасами должно быть не менее двух диаметров стержня и не менее 5 *см*

Примечание Здесь для стержней периодического профиля диаметр стержня принимается равным диаметру эквивалентного по площади круглого стержня

321. Расстояния между стержнями арматуры плиты балластного корыта и плиты проезжей части, расположенными вдоль расчетного пролета плиты, должны быть не более 20 *см* и не более двух толщин плиты

322. Минимальное расстояние в свету между стержнями или другими элементами напрягаемой арматуры должно назначаться

между мощными арматурными элементами (пучки, канаты и т п), а при расположении арматуры в закрытых каналах — между каналами, а также между анкерами, расположенными в теле бетона, — не менее диаметра арматуры или канала и не менее 6 *см*, расстояние между арматурой и анкерами — не менее 3 *см*,

при расположении арматуры в открытых узких каналах — не менее 3 *см*,

между отдельно расположенными проволоками (струнами) — не менее 1 *см*,

при расположении стержней горячекатаной арматуры в три и более рядов и в пределах зоны передачи усилия на бетон для арматуры без анкерных закреплений — не менее 3 *см* и не менее 1,5 диаметров стержней В случаях, не оговоренных выше, для горячекатаной арматуры — не менее 3 *см* и не менее одного диаметра

Минимальные расстояния в свету между арматурой из прядей в горизонтальном и вертикальном направлениях должны назначаться

а) при натяжении арматуры на упоры

между отдельно расположенными прядями, а также между концами прядей в пучке в пределах длины заделки — не менее 3 *см* для диаметров 9, 12, 15 *мм* и не менее 2 *см* для диаметров 6 и 7,5 *мм*,

между пучками, составленными из прядей, а также между анкерами пучков, расположенными внутри бетона, — не менее диаметра пучка и не менее 6 *см* в горизонтальном и 5 *см* в вертикальном направлении,

б) при натяжении арматуры на бетон

между прядями в пучке, расположенном в открытом канале, при последующем заполнении канала бетоном или раствором — не менее 1,5 *см*,

между пучками из прядей, расположенными в закрытых и открытых каналах (при заполнении последних в дальнейшем бетоном или раствором), — не менее диаметра пучка и не менее 6 *см*

При расположении пучков, составленных из прядей, в закрытых каналах с последующим инъектированием цементного раствора допускается плотное без зазоров расположение прядей в пучке.

21 ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

323. Защитный слой бетона ненапрягаемой рабочей арматуры со стороны каждой из наружных поверхностей должен быть не менее 3 *см* и не более 5 *см* (в свету), кроме плит высотой до 30 *см* и оболочек, в последних двух случаях защитный слой принимается не менее 2 *см*

Хомуты и нерасчетная арматура должны отстоять от поверхности бетона не менее чем на 1,5 *см*

В проекте должны быть предусмотрены мероприятия по обеспечению необходимой толщины защитного слоя

324. Защитный слой бетона напрягаемой рабочей арматуры должен быть в свету не менее

для главной арматуры балок со стороны нижней и боковой поверхности бетона — 4 *см*,

для верхней арматуры при наличии гидроизоляции поверхности верхней плиты — 3 *см*,

то же при отсутствии гидроизоляции в сжатой зоне бетона — 5 *см*,

для хомутов, нижней арматуры плиты проезжей части и поперечной арматуры, служащей для омоноличивания пролетного строения, — 3 *см*

В струнобетонных конструкциях, армированных отдельно расположенными проволоками, защитный слой должен быть не менее 3 *см* со стороны нижней и 2 *см* со стороны боковой поверхности бетона

Для безанкерной предварительно напряженной арматуры толщина защитного слоя в пределах зоны передачи усилия на бетон (на длине 15 диаметров стержня) должна быть не менее двух диаметров стержня и не менее 4 *см*

Примечания 1 Для арматуры, расположенной в закрытых каналах, защитный слой принимается в свету между поверхностью бетона конструкции и поверхностью канала

2 В сваях, оболочках, колодцах и в звеньях труб, независимо от вида арматуры, защитный слой бетона должен быть не менее 3 *см*, а для арматуры, рассчитываемой только на усилия, возникающие в процессе строительства,—не менее 2 *см*

3 В автодорожных и городских мостах для элементов толщиной менее 20 *см*, армированных одиночными проволоками, прядями диаметром менее 10 *мм* или стержнями диаметром менее 20 *мм*, допускается при натяжении на упоры толщину защитного слоя уменьшать до 2 *см*

325. Наружные анкерные закрепления и выступающие из бетона концы напрягаемой арматуры должны быть защищены от коррозии Рекомендуется после окончания процесса натяжения обетонирование бетоном марки не ниже 300, который должен быть надежно связан с бетоном конструкции

22 ОПОРНЫЕ ЧАСТИ И ШАРНИРЫ

326. Опорные части балочных мостов

для разрезных плитных пролетных строений железнодорожных мостов длиной до 9 *м* включительно допускается устраивать из плоских стальных листов толщиной не менее 20 *мм* При этом в подвижных опорных частях между листами устанавливается прокладка из асбестового картона или принимаются иные меры для снижения трения

для опирающихся на жесткие опоры плитных и разрезных балочных пролетных строении автодорожных и городских мостов длиной до 12 *м* включительно, а также при однорядных свайных опорах разрезных мостов независимо от длины пролета допускается не устраивать, применяя взамен их прокладки из двух слоев руберойда или гидроизола

В консольных автодорожных и городских мостах при подвесных пролетных строениях длиной пролетом до 12 *м* должны устраиваться тангенциальные опорные части, а свыше 12 *м* — катковые

Размещение опорных частей консольных мостов должно производиться из условия соблюдения минимального температурного смещения на консольных выступах, сопрягающих подвесное пролетное строение с консолями Плиты опорных частей рекомендуется приваривать к горизонтальным стержням арматуры консольных выступов

Для разрезных балочных пролетных строений длиной свыше 9 до 18 *м*, а также для неразрезных пролетных строений с температурным пролетом до 18 *м* стальные опорные части должны применяться тангенциального типа

Для пролетных строений длиной более 18 *м* стальные или железобетонные опорные части должны применяться каткового типа

327. Опорные части должны быть надежно прикреплены к пролетному строению и кладке опор анкерными болтами Конструкция опорных частей должна обеспечивать равномерную передачу давления на пролетное строение и опору

В пределах опорного узла железнодорожных пролетных строений необходимо предусматривать установку защитного стального листа, окаймляющего нижнюю поверхность и часть торцовой поверхности бетона конструкции Лист должен иметь толщину не менее 8 *мм* и должен быть надежно закреплен с помощью анкеров

Для сборных пролетных строений рекомендуются упругие прокладки, обеспечивающие плотное опирание на опоры

В предварительно напряженных балочных конструкциях часть нижней прямолинейной предварительно напряженной арматуры должна быть продолжена за ось опирания

328 В арочных мостах больших пролетов, а также в мостах с пологими арками шарниры следует выполнять в виде стальных подушек с цилиндрическими опорными поверхностями

В арочных автодорожных и городских мостах с пролетами менее 40 *м* допускается применение простейших шарниров с плоским опиранием

Простейшие шарниры в рамах допускается устраивать в виде стержней арматуры, перекрещивающихся на оси шарнира, или постановкой стержней по его оси Бетон над и под шарнирными подушками укрепляется сетками и хомутами

329. Высота железобетонных шарниров принимается равной от 0,8 до 1,25, а высота валков рекомендуется от 1,6 до 2,5 их ширины

Б ОСНОВНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ОБЫЧНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

23 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

330 В железнодорожных мостах при конструировании железобетонных элементов, для которых выполняется расчет на выносливость, не допускается предусматривать постановку в одном сечении в растянутой зоне расчетной арматуры из стали разных марок

331. Наименьший диаметр арматуры в *мм*

рабочей арматуры растянутых и центрально сжатых элементов — 12
рабочей арматуры плит балластного корыта и проезжей части — 10
арматуры звеньев труб (круговой и продольной), рабочей арматуры плит тротуаров, хомутов уширений поясов, хомутов опорных участков (торцов) балок — 8
хомутов, продольной арматуры стенок балок, распределительной и добавочной арматуры плит, арматуры часторебристых конструкций проезжей части, стержней арматурных сеток плит — 6

Примечания 1 Диаметр хомутов должен быть, кроме того не менее 0,25 диаметра продольных стержней рабочей арматуры

2 Отступления в отдельных случаях от перечисленных наименьших диаметров указаны в соответствующих пунктах

24 ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

332. Отогнутые стержни растянутой арматуры должны располагаться так, чтобы на участках, где по расчету требуется постановка отогнутых стержней, в любом сечении, нормальном к оси элемента, был по меньшей мере один наклонный стержень

Наклон отогнутых стержней к оси балки должен приниматься не более 60° и не менее 30°

Отгибы стержней должны производиться по возможности симметрично относительно продольной оси балки

Применение одиночных наклонных стержней (плавающих) не допускается Добавочные одиночные наклонные стержни должны быть приварены к основной продольной растянутой арматуре (см п 302), причем к каждому стержню основной арматуры рекомендуется приваривать не более двух отогнутых стержней на каждом конце балки

333. Основной арматурный каркас балок консольных пролетных строений в местах опирания на них подвесных частей следует заканчивать косыми стержнями Радиус загиба горизонтальных стержней в углах консольного выступа должен быть не менее двух диаметров стержней

334. Продольную арматуру, располагаемую в стенках балок, рекомендуется выполнять из стержней периодического профиля Одна треть высоты стенки и уширения пояса со стороны растянутых волокон армируется стержнями диаметром от 8 до 14 *мм*, располагаемыми на расстоянии 10—12 диаметров друг от друга На остальной части высоты стенки продольные стержни допускаются диаметром от 6 до 10 *мм* с более редким расположением

335. Входящие углы не более 160°, расположенные в растянутой зоне элементов, армируются специальной арматурой, которая должна быть заведена за точку пересечения с основной арматурой не менее чем на 20 диаметров стержня Поперечная арматура должна быть достаточной для восприятия не менее 35% равнодействующей усилия во всех продольных растянутых стержнях При величине входящего угла более 160° в растянутой зоне должна быть поставлена поперечная арматура для восприятия полного радиального усилия во всех растянутых стержнях

Перегибы стержней по очертанию входящих углов не допускаются

336. В плитах, рассчитываемых как опертые по контуру, распределение рабочей арматуры допускается производить следующим образом площадь плиты делится в каждом направлении на три полосы, из которых крайние имеют ширину, равную $^1/_4$ размера короткой стороны плиты, в средней полосе арматура ставится в количестве, требуемом расчетом, в крайних — в половинном количестве

337. Отгиб стержней рабочей арматуры плит над ребрами производится под углом 30 или 45° в два приема на расстояниях $^1/_4$ и $^1/_6$ пролета, измеряемых по средней линии высоты плиты

Не менее $^1/_4$ (по площади сечения) нижней арматуры посередине пролета плиты и не менее трех стержней на метр ширины плиты должно быть доведено до опоры или проведено над ребром в смежный пролет без отгиба

338. Распределительная арматура плит, рассчитываемых как балочные, принимается диаметром не менее 6 *мм* в количестве не менее четырех стержней на метр ширины плиты

339. В плите, расположенной в растянутой зоне балки и опертой по контуру, но рассчитываемой как балочная, в местах примыкания

се к ребру, проходящему параллельно рабочей арматуре плиты, должна быть отогнута распределительная арматура или уложена специальная перпендикулярная ребру верхняя арматура диаметром не менее 6 *мм* в количестве $^1/_3$ от рабочей арматуры плиты Арматура заводится в каждый пролет плиты на длину до $^1/_4$ ее расчетного пролета

340. В элементах, работающих на центральное сжатие и армированных продольными стержнями и обыкновенными хомутами, насыщение сечения продольной арматурой должно составлять не менее 0,4% и, как правило, не более 3% площади сечения

341. В оболочках при наличии металлических стыков продольная арматура по концам секции должна быть приварена без перегиба к стальным деталям стыков двусторонними швами

25 ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

342. Хомуты, устанавливаемые по расчету или по конструктивным соображениям, должны вместе с продольными стержнями образовать каркас, обеспечивающий проектное положение главной арматуры Концы хомутов должны быть закреплены на рабочей или монтажной арматуре

В изгибаемых элементах каждый хомут должен охватывать в одном ряду не более пяти растянутых и не более трех сжатых стержней

343. В изгибаемых элементах расстояние между хомутами, поддерживающими растянутые стержни, не должно превышать 50 *см* и $^3/_4$ высоты сечения элемента В тонкостенных растягиваемых элементах и балках высотой до 30 *см* расстояние между хомутами не должно превышать 20 *см*

В балках автодорожных и городских мостов при толщине стенки до 12 *см* допускается применение односрезных хомутов

Расстояние между хомутами, поддерживающими учитываемую в расчете сжатую арматуру, не должно превышать 15 диаметров стержня рабочей арматуры

На торцах балок за опорным сечением на участке длиной, равной длине заделки гладких стержней главной арматуры в бетоне, хомуты должны устанавливаться на расстояниях не более 10 *см* и иметь диаметр не менее 8 *мм*

344. Косые растягивающие усилия в стенках балок допускается воспринимать только хомутами и продольными стержнями или сетками (т е без устройства отогнутых стержней) В этом случае вся продольная арматура, включая основную рабочую арматуру, должна быть выполнена из стержней периодического профиля

345. При криволинейном очертании элемента растянутая продольная арматура вогнутых поверхностей, равно как и сжатая

арматура у выпуклых поверхностей, должна быть укреплена хомутами на расстояниях не более 40 *см* и не более 10 диаметров стержня рабочей арматуры

Сечение каждой ветви хомута f_x при этом должно быть не менее

$$f_x = F\frac{a}{2r},$$

где F — площадь сечения арматуры, охватываемой одним хомутом,
a — расстояние между хомутами,
r — радиус кривизны элемента

346. В элементах, работающих на центральное сжатие и армированных продольными стержнями и обыкновенными хомутами, расстояние между хомутами должно быть не более наименьшего размера поперечного сечения элемента и не более 40 *см*

Число стержней, охватываемых хомутом в одном ряду, не должно превышать трех при расстоянии между стержнями в свету не более двух диаметров стержня, при расстоянии между стержнями более двух диаметров каждый стержень должен быть расположен в месте перегиба хомута

Если насыщение сечения продольной арматурой превышает 3% расчетного бетонного сечения, то хомуты ставятся на расстояниях не более 10 диаметров продольной арматуры и привариваются к стержням или же вместо хомутов должна быть поставлена спиральная арматура

347. Уширение поясов изгибаемых, сжатых и сжато-изогнутых элементов должно быть армировано спиральной арматурой или замкнутыми хомутами диаметром не менее 8 *мм*, расположенными по контуру пояса и объединяющими продольную рабочую арматуру При значительном количестве арматуры, а также в случае, когда ширина пояса или плиты, в которых расположена арматура, превышает 50 *см*, хомуты ставятся четырех- и более срезные

Хомуты в поясах должны устанавливаться не реже, чем хомуты в вертикальных стенках

348. Прч конструировании элементов со спиральной арматурой должны быть выполнены следующие требования

сечение продольной арматуры должно составлять не менее 0,5% площади сечения ядра,

площадь сечения ядра элемента должна составлять не менее $^2/_3$ всего сечения элемента,

шаг спирали должен быть не более $^1/_5$ диаметра ядра и не более 80 *мм*, минимальный шаг спирали должен соответствовать наименьшему расстоянию между стержнями по данным п 320,

приведенное сечение спирали должно быть не менее площади поперечного сечения продольной арматуры и не должно превосходить эту площадь более чем в три раза,

общая площадь сечения продольной и приведенной спиральной арматуры должна быть не менее 1% площади ядра

349. В звеньях круглых труб и цилиндрических оболочках витки рабочей арматуры, расположенные со стороны выпуклой и вогнутой поверхностей, должны быть связаны стержнями или каркасами, предотвращающими смещение витков друг относительно друга и скалывание бетона защитного слоя со стороны вогнутой поверхности

26 АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ

350. Все рабочие стержни гладкой растянутой арматуры должны быть снабжены концевыми полукруглыми крюками с внутренним диаметром не менее 2,5 диаметров стержня или должны быть заделаны с помощью траверс и т п Свободные концы отогнутых гладких стержней, заведенные в сжатую зону, концы сжатых стержней и концы стержней периодического профиля, обрываемых в растянутой зоне, допускается снабжать прямым крюком Отгиб прямого участка крюка должен быть длиной не менее трех диаметров стержня

Стержни сварных сеток и сварных каркасов выполняются без крюков на концах, за исключением гладких стержней сеток, которые предназначаются для восприятия местных напряжений и должны иметь полукруглые крюки

351. Длины заделки рабочих стержней арматуры за местом их теоретического обрыва должны приниматься в соответствии с табл 35

Таблица 35

Минимальная длина заделки стержней арматуры (количество диаметров)

Условия применения арматуры	Тип стержней	Для арматуры			
		при наличии крюков		при отсутствии крюков	
		растянутой	сжатой	растянутой	сжатой
Сварные сетки и каркасы	Гладкие	—	—	20	15
	Периодического профиля	—	—	15	10
Вязаные сетки и каркасы	Гладкие	30*	10	—	—
	Периодического профиля	20*	10	15**	20

* При наличии постоянных сжимающих усилий, действующих нормально к оси стержня, длина заделки принимается равной соответственно 15 и 10 диаметрам

** Указанная длина принимается только в элементах конструкции, для которых не учитывается динамическое действие нагрузки В конструкциях железобетонных труб — не менее 20 диаметров.

Арматуру растянутых элементов, независимо от указанных требований, рекомендуется заводить не менее чем на половину высоты сечения того элемента, в котором она заделывается

352. Обрывы стержней растянутой зоны изгибаемых и внецентренно сжатых элементов, как правило, должны быть закреплены в сжатой зоне

В низких балках и плитах заведенные в сжатую зону отогнутые стержни должны иметь прямой участок, параллельный продольной арматуре, длиной, считая от касательной к крюку, не менее 10 диаметров для гладких стержней и не менее 15 диаметров для стержней периодического профиля (без устройства крюков на концах)

В высоких балках при длине участка отогнутого стержня, находящегося в пределах сжатой зоны, не менее 20 диаметров, допускается не делать прямого участка, параллельного продольной арматуре

Как исключение, в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах допускается обрыв прямых растянутых стержней и заделка отогнутых стержней в растянутой зоне В этом случае длина заделки стержня принимается по табл 35

353. Отгибы стержней арматуры делаются по дуге круга радиусом не менее 10 диаметров для гладкой арматуры и не менее 12 диаметров для арматуры периодического профиля

Перегибы стержней гладкой арматуры и арматуры периодического профиля в концевых участках балок под углом 45 и 90° делаются по дуге круга радиусом не менее 3 диаметров

354. В опорном узле балки стержни продольной растянутой арматуры, примыкающие к боковым поверхностям бетона, из числа тех, которые заводятся за опорное сечение, должны быть изогнуты под углом 90° и продолжены вдоль торцовой поверхности бетона опорного сечения

Стержни, находящиеся в средней части бетона опорного узла, могут быть заделаны в бетоне без отгиба их вверх

355. Гладкие стержни арматуры, которые заводятся за опорное сечение балки без отгиба вверх, должны иметь прямой участок длиной не менее 10 диаметров и должны быть снабжены на конце полукруглым крюком

Прямые растянутые стержни арматуры периодического профиля, которые заводятся за опорное сечение, должны иметь прямой участок длиной не менее 10 диаметров без устройства крюка Расположение хомутов должно отвечать требованиям п 343

356. Основная продольная арматура бесшарнирных арок и сводов должна быть надежно заделана в теле опор в соответствии с расчетом, но на глубину не менее

при прямоугольном сечении арки — полуторной высоты сечения в пяте,

при тавровом и коробчатом сечениях — половины высоты сечения в пяте

27 СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ

357 Стыкование стержней растянутой арматуры должно предусматриваться контактной электросваркой в стык методом оплавления.

Допускается применять также дуговой ванный способ стыкования арматуры

В отдельных случаях допускается стыкование арматуры при помощи дуговой сварки в стык с накладками (см п 310)

358. В сварных каркасах швы, соединяющие продольные стержни в вертикальном ряду (связующие), а также швы, прикрепляющие стержни в местах отгибов (прикрепляющие швы), допускается делать односторонними Связующие швы должны быть расположены в местах отгиба косых стержней, а также в промежутках между ними на расстоянии, не превышающем $^3/_4$ высоты балки

Наименьшая длина связующих швов должна быть 6 диаметров, прикрепляющих — 12 диаметров, а наименьшая толщина тех и других швов—4 *мм* При наложении двусторонних связующих и прикрепляющих швов их длину надлежит уменьшать вдвое

359. Стальные закладные детали стыков, свариваемые друг с другом или с арматурой при изготовлении конструкции или ее монтаже, должны выполняться из стали, отвечающей требованиям п 144

360. На рабочих чертежах должны быть указаны конструкция, размеры и способ выполнения сварных стыков арматуры Для монтажных стыков арматуры железобетонных блоков должны быть указаны технологический режим и порядок сварки отдельных стержней или приварки их к закладным частям, при которых обеспечивается наименьшая величина остаточных реактивных напряжений в стержнях и отсутствует вредное тепловое влияние сварки на бетон блоков

В ОСНОВНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

28 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

361. Форма поперечного сечения пролетного строения, тип и генеральные размеры несущих элементов, размеры отдельных деталей должны быть обоснованы с учетом рационального размещения предварительно напряженной арматуры и ее анкеров, удобства размещения натяжных приспособлений при натяжении арматуры после отвердения бетона и конструкции захватных приспособлений стендов и кассет при натяжении арматуры до бетонирования

362. В конструкциях, в которых часть сечения бетонируется после натяжения арматуры, в конструкциях с расположением арматуры в открытых каналах или вне бетона (если арматура обетонируется после натяжения), а также в конструкциях, армированных предварительно напряженными элементами, должны быть предусмот-

рены мероприятия, обеспечивающие сцепление и совместную работу дополнительно укладываемого бетона или раствора с ранее отвердевшим бетоном

Связь между ранее отвердевшим и дополнительно уложенным бетоном или раствором обеспечивается с помощью обычной и предварительно напрягаемой арматуры, сваркой закладных стальных частей, устройством пазов, шпонок или шероховатой поверхности бетона

363. В предварительно напряженных конструкциях допускается применение различных видов предварительно напряженной арматуры из высокопрочных сталей струны из проволоки периодического профиля, пучки из параллельных проволок, струны и пучки из семипроволочных прядей, арматурные элементы из стальных канатов заводского изготовления, горячекатаная стержневая арматура, непрерывная арматура из прядей, проволоки и канатов, а также железобетонные заранее изготовленные предварительно напряженные элементы, применяемые в качестве арматуры, и др

Использование арматуры из высокопрочных сталей в качестве ненапрягаемой не допускается

364. Стыкование высокопрочной холоднотянутой проволоки, применяемой в виде отдельных стержней или при изготовлении арматурных элементов ограниченной длины не допускается При непрерывном армировании допускается стыкование проволоки узлом или с помощью специальных приспособлений Стыкование пучков или канатов допускается с помощью специальных устройств или с помощью приспособлений к анкерным закреплениям, а стержней из горячекатаной стали — с помощью сварки в соответствии со специальными техническими указаниями

365. В местах расположения напрягаемой арматуры криволинейного или полигонального очертания вне плоскости стенки элемента должно быть предусмотрено устройство диафрагм или ребер для восприятия местных усилий от натяжения арматуры Места перегибов предварительно напрягаемой арматуры должны быть усилены

366. Напрягаемая арматура должна быть надежно закреплена в бетоне с помощью анкерных устройств, сцепления арматуры с бетоном или совместно того и другого

Закрепление в бетоне без анкерных устройств, т е за счет сцепления арматуры с бетоном, допускается по соответствующим техническим указаниям для арматуры, выполняемой из проволоки периодического профиля (струнобетон), семипроволочных прядей и стержней периодического профиля

Применение новых способов заанкеривания должно быть проверено экспериментально на всех стадиях работы конструкции

Для арматуры всех типов прочность заанкеривания должна быть не менее прочности самой арматуры

Анкерные закрепления арматуры, имеющей незначительную длину (хомутов вертикальных стенок, стержней стыков сборных

конструкций и др), рекомендуется выполнять в виде винта с гайкой

367. При заанкеривании напрягаемой арматуры в пределах длины элемента (пролета) анкеры, как наружные, так и расположенные в теле бетона (внутренние), рекомендуется размещать в сжатой зоне сечения Это ограничение не относится к расположению анкеров на торцах промежуточных блоков в конструкциях, составляемых из блоков по длине элемента В случае расположения внутренних анкеров в зоне, работающей от внешней нагрузки на растяжение, суммарная площадь их поперечного сечения в одном сечении элемента не должна превышать одной трети площади растянутой зоны поперечного сечения элемента

368. В тонкостенных предварительно напряженных растягиваемых элементах и балках расстояние между обычными хомутами не должно превышать 20 *см*

При применении предварительно напряженных хомутов обычные хомуты, не имеющие предварительного напряжения, устанавливаются в соответствии с расчетом или конструктивно

369. На длине концевых участков предварительно напряженных элементов, не меньшей половины высоты элемента, хомуты должны устанавливаться с шагом не более 10 *см*, если на этих участках не требуется более мощное поперечное армирование, рассчитанное на восприятие местных напряжений Крайний хомут должен быть установлен от торца элемента на расстоянии защитного слоя

370. В поясах балок, армированных напрягаемой арматурой, должны устанавливаться замкнутые или спиральные хомуты с шагом не более 10 *см* для железнодорожных и не более 15 *см* для автодорожных и городских мостов

371. К арматуре элементов из предварительно напряженного железобетона, выполняемой из горячекатаных сталей и не подвергаемой предварительному напряжению, относятся конструктивные требования, изложенные для арматуры элементов из обычного железобетона

372. В проекте предварительно напряженной конструкции должны быть указаны основные положения технологии изготовления прочность бетона, при которой разрешается производить его предварительное напряжение, транспортирование и монтаж, очередность натяжения главной, вертикальной и поперечной арматуры, последовательность натяжения отдельных стержней каждой системы арматуры в зависимости от конструктивных особенностей арматуры и сооружения, мероприятия по осуществлению контроля натяжения арматуры, последовательность инъектирования раствора в каналы, места опирания и строповки при транспортировании и монтаже, допуски на изготовление и установку элементов

29 КОНСТРУКЦИИ С НАТЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ НА УПОРЫ

373. Струнобетонные элементы рекомендуется армировать верхней и нижней напрягаемой арматурой Сечение арматуры, располагаемой в зоне, работающей от эксплуатационной нагрузки на сжатие, следует принимать по расчету, но, как правило, не более 25% от сечения арматуры растянутой зоны

374. В конструкциях со стержневой напрягаемой арматурой, не имеющей анкеров на концах, сечение концов элементов рекомендуется уширять на длине не менее 20 диаметров продольной арматуры Длина заделки стержней за наружной гранью опорной части должна быть не менее четырех диаметров стержня

30 КОНСТРУКЦИИ С НАТЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ НА БЕТОН

375. В элементах с размещением напрягаемой арматуры в открытых каналах конструкция и расположение арматуры в каналах должны назначаться с учетом возможности высококачественного обетонирования арматуры

376. Закрытые каналы в теле бетона, предназначенные для размещения арматуры, должны выполняться, как правило, без применения оболочек, оставляемых в теле бетона

Металлические оболочки допускается применять при значительной длине каналов, на участках крутых перегибов арматуры, в случаях навесного бетонирования и при других специальных методах производства работ Применение металлических оболочек должно быть специально обосновано Во всех случаях должно быть обеспечено надежное заполнение каналов инъекционным раствором

377. Внутреннее анкерное закрепление допускается применять при короткой прямолинейной арматуре или криволинейной арматуре, имеющей суммарный угол перегиба не более 5°, когда может быть обеспечено надежное натяжение с одной стороны

Общее количество арматуры с внутренними анкерами не должно превышать 25% всего количества арматуры в конструкции, за исключением конструкций, составляемых из блоков по длине, в которых количество арматуры с внутренними анкерами не ограничивается

В немассивных конструкциях (стенки и пояса балок, тонкие плиты и др) внутренние анкеры должны быть расположены за поперечными диафрагмами, в местных усилениях сечения и в других надежных местах Бетон в пределах расположения внутренних анкеров не должен быть ослаблен отверстиями для другой арматуры

Внутреннее анкерное закрепление должно бетонироваться одновременно с конструкцией

378. В случае, если располагаемую в теле бетона арматуру предусматривается укладывать в опалубку до бетонирования, арматура должна иметь непроницаемую для цементного раствора оболочку

Оболочка проектируется такой, чтобы при придании ей криволинейного очертания не возникало переломов и надрывов, а при бетонировании — вмятин и других деформаций

379. Форма поперечного сечения и продольный профиль закрытых каналов для арматуры, устанавливаемой после бетонирования, должны обеспечивать свободное протаскивание арматуры и перемещение ее при натяжении

Внутренний диаметр бетонного канала или оболочки канала должен быть больше диаметра арматуры

при инъектировании цементного состава через отверстие в анкере при однорядном пустотелом пучке проволок — не менее чем на 5 *мм*,

при инъектировании различными способами и при арматуре в виде пучка проволок, каната, стержня — не менее чем на 15 *мм*

Если длина арматуры более 30 *м*, то диаметр канала должен превышать диаметр арматуры при бетонном канале не менее чем на 10 *мм* и при оболочке — на 20 *мм*

У каждого наружного и внутреннего анкера должно быть предусмотрено отверстие для подачи инъекционного состава или для выпуска воды и воздуха

Боковое отверстие для подачи инъекционного состава в канал должно иметь внутренний диаметр не менее 25 *мм* Диаметр отверстия в анкере должен быть не менее 14 *мм*

380. В проектах должны предусматриваться мероприятия, уменьшающие трение при натяжении арматуры, особенно криволинейного или полигонального очертания натяжение арматуры, как правило, с двух концов, назначение необходимого по величине радиуса кривизны, применение прокладок с малым коэффициентом трения и др

Одностороннее натяжение арматуры допускается при установке арматуры в заранее сделанные каналы, а также в случае применения специального метода производства работ, исключающего двустороннее натяжение (например навесное бетонирование) В проекте должны быть предусмотрены мероприятия, позволяющие контролировать величину силы предварительного напряжения по длине арматуры

381. В местах расположения на поверхности бетона анкерных закреплений и натяжных устройств (домкратов), устанавливаемых в процессе натяжения арматуры, рекомендуется предусматривать постановку стальных торцовых листов толщиной не менее 8 *мм*, надежно закрепленных в бетоне, или заранее изготовленных железобетонных плит из бетона, марка которого выше марки бетона конструкции.

РАЗДЕЛ IV

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ[1]

1 МАТЕРИАЛЫ

382. Основными материалами стальных конструкций мостов являются

1) для элементов из прокатного металла, не подвергающихся сварке

а) углеродистая мартеновская горячекатаная сталь для мостостроения марки Ст 3 мост по ГОСТ 6713—53,

б) низколегированная мартеновская конструкционная сталь марки 15ХСНД по ГОСТ 5058—57* с дополнительным требованием (согласно п 11 этого ГОСТ) по ударной вязкости при отрицательной температуре, допускается при соответствующем обосновании применение других марок низколегированной стали, не уступающих по своим свойствам указанной марке,

2) для элементов из прокатного металла, которые подвергаются сварке при заводском изготовлении

а) углеродистая мартеновская горячекатаная сталь для мостостроения марки М16С по ГОСТ 6713—53,

б) низколегированные стали, указанные в п 1 «б» с дополнительным требованием (согласно п 11 ГОСТ 5058—57*) еще и по ударной вязкости после механического старения,

в железнодорожных сварных мостах эти низколегированные стали допускается применять с учетом специальных указаний,

3) для литых частей — стальное литье из углеродистой стали марки 25Л группы II по ГОСТ 977—58,

4) для болтов-шарниров, катков и узловых болтов — углеродистая мартеновская кованая (или горячекатаная) сталь марки ВСт 5 по ГОСТ 380—60,

5) для висячих, вантовых и предварительно напряженных пролетных строений — стальные канаты в соответствии со специальными техническими указаниями,

[1] Конструкции с соединениями на высокопрочных болтах, а также с монтажными сварными соединениями проектируются с учетом дополнительных требований согласно специальным техническим указаниям

6) для заливки стальных канатов в стаканы — цинково-алюминиевый сплав ЦАМ 9—1,5 по ГОСТ 7117—54,

7) для заклепок — углеродистая мартеновская горячекатаная сталь марки Ст 2 закл по ГОСТ 499—41,

8) для точеных болтов — углеродистая мартеновская горячекатаная сталь марки ВСт 3 по ГОСТ 380—60,

9) для высокопрочных болтов и гаек к ним — легированная машиностроительная сталь марки 40Х по ГОСТ 4543—57 с последующей термообработкой, обеспечивающей временное сопротивление болтов и гаек не менее 140 *кг/мм*^{2},

10) для автоматической (полуавтоматической) сварки элементов из стали марки М16С — углеродистая стальная сварочная проволока марок Св-08А и Св-08ГА по ГОСТ 2246—60 и плавленый флюс марок ОСЦ-45 и АН-348-А (ОСЦ-45М и АН-348-АМ) по ГОСТ 9087—59, для автоматической (полуавтоматической) сварки элементов из стали марки 15ХСНД — стальная сварочная проволока марок Св-08ГА, Св-08ГС и Св-10Г2 по ГОСТ 2246—60 и плавленый флюс марок ОСЦ-45 и АН-348-А (ОСЦ-45М и АН-348-АМ) по ГОСТ 9087—59 Допускается при соответствующем обосновании применение других марок проволоки и флюса, обеспечивающих механические свойства сварных швов, не уступающие механическим свойствам основного металла,

11) при ручной сварке должны применяться электроды типа Э42А по ГОСТ 9467—60 — для элементов из стали марки М16С, типа Э50А по ГОСТ 9467—60 — для элементов из низколегированной стали марки 15ХСНД, для ручной сварки вспомогательных деталей из углеродистой стали марки ВСт 3 и Ст 0 по ГОСТ 380—60 допускается применение электродов типа Э42 по ГОСТ 9467—60

Примечания 1 Для диафрагм, ребер жесткости, тротуаров, смотровых приспособлений, а также элементов пешеходных мостов допускается применение углеродистой мартеновской горячекатаной стали марки ВСт 3кп по ГОСТ 380—60, если указанные элементы не подвергаются сварке, для подвергающихся сварке элементов тротуаров, смотровых приспособлений, а также элементов пешеходных мостов допускается применять углеродистую мартеновскую горячекатаную сталь марки ВСт 3 для сварных конструкций по ГОСТ 380—60

2 Для метизов мостового полотна, перил, лестниц и футляров опорных частей допускается применение углеродистой мартеновской горячекатаной стали марки Ст 0 по ГОСТ 380—60

3 Целесообразность применения углеродистой стали в проезжей части, связях, подвесках, соединительной решетке и планках элементов главных ферм пролетных строений из низколегированной стали должна устанавливаться с учетом влияния деформаций основных элементов Поперечные диафрагмы и уголки жесткости в пролетных строениях из низколегированной стали рекомендуется выполнять из углеродистой стали

4 В пролетных строениях из низколегированной стали допускается применение для заклепок низколегированной мартеновской конструкционной стали марки 09Г2 по ГОСТ 5058—57*, удовлетворяющей следующим дополнительным требованиям (при двух испытаниях на партию)

проба на осадку в холодном состоянии по ГОСТ 8817—58 при

$$\lambda = \frac{h_1}{h} = 0{,}5,$$

проба на осадку в горячем состоянии по ГОСТ 8817 — 58 — до $^1/_2$ высоты,

проба на образование головки и расплющивание в холодном состоянии по ГОСТ 8818—58 до диаметра, равного 2,5 диаметрам прутка

5. В районах с суровыми климатическими условиями в клепаных пролетных строениях из углеродистой стали должна применяться Ст 3 мост спокойная при применении в них низколегированных сталей, указанных в п. «б», обязательно выполнение требования к ударной вязкости после механического старения

2. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ

383. Основные расчетные сопротивления указанных в п. 382 сталей для клепаных и сварных конструкций должны приниматься по табл. 36 (по нормальным напряжениям)

Таблица 36

Основные расчетные сопротивления сталей

Сталь	Расчетное сопротивление в *кг/см*^{2}	
	при действии осевых сил R_o	при изгибе $R_и$
Углеродистая марок Ст 3 мост., М16С	1 900	2 000
Низколегированная марки 15ХСНД	2 700	2 800
Углеродистая кованая или горячекатаная марки ВСт 5	2 000	2 100
Отливки из углеродистой стали марки 25Л	*1 500*	*1 600*

Примечания. 1. Расчетные сопротивления $R_и$ получены путем округления величин 1,05 R_o, где 1,05 — коэффициент перехода для работы сечения на изгиб.

2. Для проката из низколегированной стали марки 15ХСНД толщиной более 32 *мм* и для проката из низколегированных сталей других марок расчетные сопротивления устанавливаются с учетом специальных технических указаний.

При одновременном действии осевых сил и изгибающих моментов и при косом изгибе расчетные сопротивления принимаются в соответствии с п. 417.

Расчетное сопротивление на срез сплава ЦАМ 9—1,5 принимается равным 500 *кг/см*^{2}.

384. Производные расчетные сопротивления сталей в элементах конструкций и их соединениях принимаются равными соответствующим основным расчетным сопротивлениям R_o, умноженным в зависимости от вида напряжений на коэффициенты перехода, указанные в табл. 37 и 38.

Расчетное сопротивление (расчетная несущая способность) на один высокопрочный болт по каждому контакту соприкасающихся частей определяется по формуле

$$S = 0{,}75\ Nf,$$

где N — расчетное контролируемое усилие натяжения одного болта, назначаемое для болтов диаметром 18, 22 и 24 *мм* (отверстия номинальным диаметром 20, 23 и 26 *мм*), равным соответственно 13, 20 и 24 *т*,

f — коэффициент трения, принимаемый (при пескоструйной или огневой очистке поверхностей контакта) равным 0,45 для углеродистой стали и 0,55 — для низколегированной,

0,75 — коэффициент условий работы

Расчетные сопротивления металла швов, выполненных автоматической, полуавтоматической и ручной сваркой, принимаются такие же, как для основного прокатного металла свариваемых элементов при действии на шов осевых сил и при изгибе — по табл 36, а при касательных напряжениях — с учетом коэффициента перехода по табл 37

Таблица 37

Коэффициенты перехода к производным сопротивлениям стали в элементах конструкций

№ по пор	Вид напряженного состояния	Коэффициент перехода
1	Срез	0,6
2	Смятие торцовой поверхности (при наличии пригонки)	1,5
3	Смятие местное при плотном касании	0,75
4	Диаметральное сжатие при свободном касании	0,04
5	Диаметральное смятие узловых болтов шарниров	1,5
6	Изгиб узловых болтов шарниров (при наличии минимальных зазоров между соприкасающимися частями соединяемых двустенчатых элементов)	1,75

Примечание При учете неравномерности распределения касательных напряжений вводится для среза дополнительно коэффициент c' согласно пп 417 и 437

Таблица 38

Коэффициенты перехода к сопротивлениям заклепочных и болтовых соединений

(по отношению к сопротивлениям металла конструкции)

Марка стали	Заклепок (болтов)		Ст 2 закл (Ст 3)		09Г2
	Конструкции		Углеродистая	Низколегированная	Низколегированная
Род заклепок (болтов)	Заводские (чистые)	Срез	0,80	0,55	0,80
		Смятие	2,00	2,00	2,00
	Монтажные (получистые)	Срез	0,70	0,50	0,70
		Смятие	1,75	1,75	1,75

Примечание Для заклепок с потайными и полупотайными головками коэффициенты перехода понижаются на 20%

385. Коэффициенты γ понижения расчетного сопротивления основного металла элементов, сварных, заклепочных и болтовых соединении при расчетах на выносливость клепаных и сварных конструкции принимаются по формуле

$$\gamma = \frac{1}{(a\beta + b) - (a\beta - b)\rho} \leqslant 1,$$

где β — эффективный коэффициент концентрации напряжений, значения которого принимаются по приложению 16,

ρ — характеристика цикла переменных напряжений

$$\rho = \frac{\sigma_{мин}}{\sigma_{макс}},$$

$\sigma_{макс}$ и $\sigma_{мин}$ — наибольшее и наименьшее (по абсолютной величине) значения напряжении со своими знаками (плюс для растяжения и минус для сжатия), определяемые по левой части формул табл 44 и согласно п 437,

a и b — коэффициенты, принимаемые для конструкций из углеродистой стали $a = 0{,}58$, $b = 0{,}26$, из низколегированной стали $a = 0{,}65$, $b = 0{,}30$

При определении γ для основного металла элементов с заклепочными, болтовыми и заводскими сварными соединениями, испытывающих от внешних нагрузок преимущественное сжатие ($\sigma_{макс} < 0$), знаки в скобках знаменателя формулы (при проверке по напряжениям $\sigma_{макс}$) должны быть заменены на обратные

Для элементов (и их соединений) проезжей части и работающих на местную нагрузку элементов (и их соединений) главных ферм при длине загружения линии влияния $\lambda < 22$ *м* коэффициенты a увеличиваются в A раз, величина A определяется по формуле

$$A = Б - B\lambda \geqslant 1,$$

значения $Б$ и B в зависимости от величины коэффициента β принимаются по табл 39

Для элементов и соединений автодорожных и городских мостов величины a во всех случаях принимаются уменьшенными на 30%

386. Расчетные модули упругости принимаются равными в *кг/см*^{2}

модуль продольной упругости стали и стального литья —2 100 000,

модуль сдвига стали и стального литья — 840 000

Таблица 39

Значения коэффициентов *Б* и *В*

β	Углеродистая сталь		Низколегированная сталь	
	Б	*В*	*Б*	*В*
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	—	—
1,4	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	0,0435
1,8	—	—	2 00	0,0455
1,9	—	—	2,04	0,0475
2,0	1,74	0,0338	—	—
2,2	—	—	2,18	0,0536
2,3	1,83	0,0377	—	—
2 4	—	—	2,27	0,0576
2,5	1,89	0,0404	—	—
2,6	1,92	0,0417	—	—
2,7	1,95	0,0430	—	—
3 1	—	—	2,57	0,0716
3,2	—	—	2,62	0,0737
3,4	2,15	0,0523	—	—
3,5	—	—	2,75	0,0797
3,7	—	—	2,84	0,0837
4,4	—	—	3,15	0,0977

РАСЧЕТЫ

3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И МОМЕНТОВ

387 Усилия и моменты в элементах конструкции определяются по упругой стадии их работы, что условно распространяется и на те отдельные случаи, когда допускаются пластические деформации, которые учитываются введением коэффициентов, приведенных в соответствующих пунктах данного раздела

Определение деформаций также производится по упругой стадии работы, без учета ослабления сечений заклепочными и болтовыми отверстиями

388. Расчетная схема конструкции выбирается в соответствии с ее проектной геометрической схемой Строительный подъем и деформации под нагрузкой при назначении расчетной схемы допускается не учитывать

За ось элемента принимается линия, соединяющая центры тяжести его сечений При смещении оси элемента относительно линии, соединяющей центры узлов, эксцентриситет допускается не учитывать в расчете, если он не превосходит

для П-образных, двухшвеллерных и двутавровых элементов — 1,5% высоты сечения,

для тавровых и Н-образных элементов — 0,7% высоты сечения

Примечания 1 Во внешне распорных пролетных строениях деформации под нагрузкой должны учитываться в расчетной схеме, если их влияние на напряжения выходит за пределы точности расчета

2 В элементах связей и соединительных решеток из одиночных уголков, центрированных по заклепочным рискам, разрешается не учитывать эксцентриситет оси элемента относительно центров узлов

389. Пространственную конструкцию пролетного строения в целях упрощения допускается при расчете расчленять на отдельные плоскостные системы — главные фермы или балки, связи между ними, проезжую часть При этом должен производиться учет совместной работы и взаимного влияния различных плоскостных систем

390. Жесткие соединения элементов в узлах решетчатых ферм допускается принимать при расчете в виде шарнирных соединений, если при этом обеспечивается неизменяемость конструкции и если (для главных ферм) отношение высоты сечения к длине элементов не превосходит $^1/_{10}$

При величине этого отношения, превышающей $^1/_{15}$, надлежит учитывать изгибающие моменты в элементах главных ферм от жесткости узлов, а также от соответствующего регулирования напряжений, если последнее предусматривается проектом

Расчет на выносливость элементов и соединений цельносварных решетчатых ферм надлежит производить с учетом изгибающих моментов от жесткости узлов независимо от отношения высоты сечения к длине элементов

Учет жесткости узлов в решетчатых фермах разрешается производить приближенными методами, в частности осевые усилия допускается определять по шарнирной расчетной схеме

При учете дополнительных напряжений от жесткости узлов расчеты на прочность, а при отношении высоты сечения к длине элементов, меньшем $^1/_{15}$, также и расчеты на выносливость производятся с введением коэффициента условий работы $m_2 = 1{,}2$

Примечания 1 Дополнительные напряжения в поясах ферм от деформации подвесок следует учитывать независимо от отношения высоты сечения к длине элемента

2 Назначать высоту сечений элементов решетчатых главных ферм больше $^1/_{10}$ длины элемента не рекомендуется, за исключением элементов поясов, воспринимающих внеузловую временную вертикальную нагрузку

391. Расчет решетчатых ферм, имеющих в уровне проезда пояс, работающий на совместное действие осевых усилии и изгиба от внеузлового приложения временной вертикальной нагрузки, должен производиться с учетом жесткости узлов указанного пояса независимо от отношения высоты сечения к длине панели Жесткость узлов пояса учитывается в расчетах всех элементов и соединений как сварных, так и клепаных.

Учет жесткости остальных узлов, в том числе и прикреплений к жесткому поясу элементов решетки, производится в соответствии с п 390

При расчете пояса, воспринимающего внеузловую временную нагрузку, коэффициент m_2 не вводится

Примечание При высоте верхнего пояса меньшей $^1/_{10}$ высоты фермы в середине пролета, и при длине панели пояса не более 3 *м* изгибающий момент в любом сечении пояса допускается условно принимать равным $\pm$ 0,6 момента в середине пролета разрезной балки с пролетом, равным длине панели, а осевые усилия в элементах фермы определять без учета жесткости узлов пояса

392. Изгибающие моменты в горизонтальных и наклонных элементах решетчатых главных ферм и связей от действия собственного веса элемента принимаются на всей длине равными 0,8 момента, вычисленного как для свободно опертого элемента

393. Усилия отпора, на которые должны проверяться элементы пролетного строения (стойки, распорки, стяжки, связи), используемые для уменьшения свободной длины сжатых элементов, принимаются в размере 3% продольного усилия сжатого элемента

394. При устройстве в пролетном строении двух систем продольных связей горизонтальные нагрузки принимаются согласно табл 40

Таблица 40

Нагрузки на связи в процентах от полной горизонтальной нагрузки

Нагрузки	На продольные связи	
	в уровне проезда	в плоскости негрузового пояса
Давление ветра на главные фермы	60	60
Давление ветра на проезжую часть и подвижной состав	80	40
Поперечные удары подвижной нагрузки		
Нагрузки от центробежной силы		

395. Усилия в элементах поясов главных ферм от давления ветра допускается определять как для плоской балочной фермы расчетным пролетом, равным расчетному пролету главной фермы, с умножением полученных результатов на секанс угла наклона данного элемента к горизонтали

Расчетная схема продольных связей между арками распорных мостов принимается в виде балочной фермы, заделанной двумя концами на опорах

396. Перегрузка раскосов и стоек главных ферм от давления ветра в расчете не учитывается, за исключением элементов опорных

порталов В нижних поясах балочных пролетных строений с наклонными портальными рамами надлежит учитывать влияние продольных усилий наклонных ног портальной рамы от действия ветра

397. Определение изгибающих моментов в ногах портальной рамы, имеющих двустенчатое сечение, от действия горизонтальных нагрузок следует производить в предположении заделки их нижних концов

При сквозном заполнении портала положение нулевых точек ног допускается определять по формуле

$$l_0 = \frac{c(c+2l)}{2(2c+l)},$$

где l_0 — расстояние от нулевой точки до центра опорного узла,
l — длина ноги портальной рамы от центра нижнего опорного узла до центра верхнего узла рамы,
c — расстояние от центра опорного узла до центра нижнего узла заполнения портала

398. В поясах главных ферм учитываются осевые усилия от торможения или силы тяги, передающиеся на опорные части

В элементах сквозных внешне безраспорных главных ферм, сходящихся в опорных узлах, учитываются изгибающие моменты в плоскости фермы от торможения или силы тяги, возникающие вследствие эксцентричности расположения шарнира опорной части относительно оси пояса

В элементах сквозных главных ферм, сходящихся в опорных узлах с однокатковыми подвижными опорными частями, учитываются изгибающие моменты в плоскости фермы от внецентренного приложения опорной реакции, возникающие при перемещениях катка опорной части

Указанные в настоящем пункте изгибающие моменты распределяются пропорционально погонным жесткостям элементов, сходящихся в опорном узле

399. При крестовой, ромбической и треугольной системах продольных связей должно учитываться влияние деформации поясов главных ферм или балок (от полной вертикальной нагрузки, включая собственный вес пролетного строения) на величину усилий в элементах связей

Усилия от вертикальной нагрузки в элементах продольных связей указанных систем допускается определять по следующим формулам

Усилие в диагонали связей при крестовой системе

$$S_д = \frac{S_п}{F_п} \cdot \frac{F_д \cos^2 \alpha}{\left(1 + 2\frac{F_д}{F_р}\sin^3 \alpha\right)} \qquad (1)$$

или

$$S_д = F\ (\sigma_п \cos^2 \alpha + \sigma_п \sin^2 \alpha), \tag{2}$$

при ромбической системе

$$S_д = \frac{S_п}{F_п} \cdot \frac{F_д \cos^2 \alpha}{\left(1 + 2\frac{F_д}{F_р} \sin^3 \alpha + \frac{F_д}{48I} B^2 \cos^3 \alpha\right)}, \tag{3}$$

при треугольной системе

$$S_д = \frac{S_п}{F_п} \cdot \frac{F_д \cos^2 \alpha}{\left(1 + 2\frac{F_д}{F_р} \sin^3 \alpha + \frac{F_д}{12I} B^2 \cos^3 \alpha\right)} \tag{4}$$

Усилие в распорке при всех трех указанных системах продольных связей

$$S_р = \left(S_д^{лев} + S_д^{пр}\right) \sin \alpha$$

Здесь $S_п$ и $F_п$ — усилие и площадь сечения для пояса,

$S_д$ и $F_д$ — усилие и площадь сечения для диагонали связей,

$S_р$ и $F_р$ — усилие и площадь сечения для распорки связей [в случае, когда распоркой связей является поперечная изгибаемая балка, в формулах (3) и (4) принимается $F_р = \infty$, а усилие в диагонали связей крестовой системы определяется по формуле (2)],

I — момент инерции пояса относительно вертикальной оси,

α — угол между диагональю и поясом,

$\sigma_п$ — нормальное напряжение в поясе,

$\sigma_{пб}$ — средние (приведенные) напряжения в нижних поясах поперечных балок,

$S_д^{лев}$ и $S_д^{пр}$ — усилия в диагоналях соответственно с левой и правой сторон от распорки,

B — расстояние между осями ферм

В связях балок со сплошной стенкой вместо $\frac{S_п}{F_п}$ вводится напряжение, действующее в балке на уровне расположения плоскости связей, взятое по площади брутто

При расположении плоскости продольных связей не в уровне пояса балки усилие в диагонали, вычисленное по вышеуказанной формуле (2), умножается на коэффициент, равный отношению нор-

мального напряжения на уровне связей к фибровому напряжению в сечении сплошной балки

Усилия от вертикальной нагрузки в элементах продольных связей полураскосной системы разрешается не учитывать

Разгружающее влияние продольных связей на усилия в поясах главных ферм определяется для цельносварных пролетных строений, в зависимости от способа монтажа, только от временной вертикальной или же от полной нагрузки, а для клепаных и клепано-сварных пролетных строений, независимо от способа монтажа,— только от временной вертикальной нагрузки

400 При треугольной системе продольных связей (а также в случае применения ромбической системы) необходимо учитывать в расчетах на прочность и выносливость изгибающие моменты в поясе, действующие в плоскости связей и определяемые для сечений в узлах присоединения связей к поясу по формуле

$$M = \pm \frac{S_p d}{4},$$

где S_p — усилие в распорке связей от деформации поясов,

d — длина панели связей (между узлами присоединения связей к поясу в пределах одной диагонали или полудиагонали)

При учете дополнительных напряжений в поясе от указанных изгибающих моментов расчеты на прочность поясов производятся с введением коэффициента условий работы $m_2 = 1{,}2$

В расчетах на устойчивость элементов пояса изгибающие моменты в них от усилий в связях не учитываются

401. Для продольных балок клепаных и клепано-сварных пролетных строений изгибающие моменты (в средней части пролета), поперечные силы и опорные реакции, действующие в вертикальной плоскости, следует определять, принимая балки разрезными

Отрицательный опорный изгибающий момент при расчете рыбок, столиков с рыбками или другой конструкции, воспринимающей момент в сопряжении продольных балок с поперечной балкой, принимается равным 0,6 момента посередине пролета продольной балки, рассматриваемой как разрезная

402. Усилия и моменты в балках проезжей части цельносварных пролетных строений и в сварных прикреплениях балок надлежит определять с учетом упругости опор и принимая прикрепления жесткими

403. Для поперечных балок клепаных и клепано-сварных пролетных строений изгибающие моменты в средней части их пролета, поперечные силы и опорные реакции в вертикальной плоскости определяются во всех случаях как для свободно опертых балок с пролетом, равным расстоянию между осями ферм.

В опорных сечениях поперечных балок, а также в подвесках, стойках и раскосах главных ферм, являющихся элементами замкнутых поперечных рам, должны учитываться напряжения от изгибающих моментов, возникающих вследствие вертикального изгиба поперечных балок В этом случае расчет раскосов на прочность производится с коэффициентом условий работы $m_2 = 1{,}2$

Примечания 1 При наличии стоек или подвесок указанные напряжения в раскосах не учитываются

2 В автодорожных и городских мостах расчет изгибающих моментов в средней части пролета поперечных балок разрешается производить, как в элементе рамы

404. При расчете элементов проезжей части, как правило, должны учитываться усилия в продольных балках и изгибающие моменты в поперечных балках от совместной работы их с поясами главных ферм

Разгружающее влияние проезжей части на усилия в поясах главных ферм допускается учитывать только в случае, когда приняты специальные меры по включению проезжей части в совместную работу с поясами

Расчет производится по упругой стадии работы с введением к разгружающим усилиям коэффициента $t = 0{,}7$ при клепаных соединениях и $t = 0{,}85$ при сварных соединениях

Примечания 1 Наряду с расчетом, учитывающим совместную работу с поясами ферм, необходимо проверить балки проезжей части также без учета совместной работы

2 В пролетных строениях, для которых монтаж проезжей части предусмотрен после передачи постоянной нагрузки на главные фермы, учет влияния деформации поясов на проезжую часть и связи, а в клепаных и клепано сварных пролетных строениях, независимо от порядка монтажа, учет влияния проезжей части и связей на разгрузку поясов производится только по отношению к временной вертикальной нагрузке

405. Усилия и изгибающие моменты в элементах проезжей части от совместной работы допускается определять в предположении шарнирного прикрепления продольных балок к поперечным и жесткой заделки поперечных балок в местах примыкания их к двустенчатым главным фермам

Проверка прочности в крайних точках сечений поперечных балок с учетом дополнительных напряжений от изгибающих моментов в горизонтальной плоскости, возникающих в поперечных балках от совместной работы элементов проезда с поясами главных ферм, производится с введением коэффициента условий работы $m_2 = 1{,}7$.

406 В однопутных пролетных строениях железнодорожных мостов, имеющих две продольные балки в проезжей части, изгибающие моменты в замкнутых

вертикальных поперечных рамах, включающих подвески или стойки, работающие только на местную нагрузку, допускается принимать

опорный изгибающий момент в поперечной балке и момент в подвеске или стойке в уровне края прикрепления поперечной балки

$$M = -2\frac{I}{I_{пб}} \cdot \frac{a(b-a)}{H} N,$$

изгибающий момент в подвеске или стойке в уровне оси пояса главной фермы при отсутствии поперечных балок в этом уровне (а также поперечных связей) или в уровне первого узла поперечных связей

$$M = +\frac{I}{I_{пб}} \cdot \frac{a(b-a)}{H} N$$

Здесь

I и $I_{пб}$ — моменты инерции брутто соответственно подвески или стойки и поперечной балки в середине ее длины,

b — расстояние между осями главных ферм,

a — расстояние между осью главной фермы и *осью продольной балки*,

H — свободная длина подвески или стойки из плоскости фермы (между осью пояса главной фермы, узлом поперечных связей, осью поперечной балки),

N — опорная реакция поперечной балки

407. В «открытых» пролетных строениях с ездой понизу (без верхних связей) поперечные полурамы надлежит рассчитывать с учетом горизонтальных сил отпора, которые считаются приложен-

ными к входящим в состав полурам ребрам жесткости сплошных балок или к соответствующим элементам сквозных главных ферм на уровне центра тяжести сечения верхнего пояса Величина сил отпора принимается в размере 1% продольного усилия сжатого пояса

408. Расчет металлических пролетных строений на поперечную устойчивость против опрокидывания при отсутствии рабочих анкеров, обеспечивающих устойчивость, производится относительно нижнего торца наружного пакета вертикальных листов в опорном узле для пролетных строений со сквозными фермами, относительно наружной грани опорных листов для пролетных строений со сплошными балками и относительно других опасных мест

Примечание Учитываемая в пролетных строениях со сплошными балками ширина опорных листов не должна выступать за край опорных ребер жесткости

4 СВОБОДНАЯ ДЛИНА И ГИБКОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

409. Свободная длина элементов сквозных главных ферм принимается

а) для поясов, опорных раскосов и опорных стоек как в плоскости, так и из плоскости фермы — равной соответствующей геометрической длине, т е расстоянию между смежными узлами или местами прикрепления связей,

б) для элементов решетки

из плоскости фермы — равной полной геометрической длине элемента или наибольшей ее части, если полная длина разделена поперечной конструкцией,

в плоскости фермы — равной полной геометрической длине элемента, умноженной на 0,8

При пересечении элемента решетки со сжатым или внецентренно растянутым стержнем или при примыкании к нему нерабочего элемента свободная длина рассматриваемого элемента решетки уменьшается только в плоскости фермы

При пересечении сжатого элемента решетки с центрально растянутым стержнем, кроме уменьшения свободной длины в плоскости фермы, свободная длина рассматриваемого элемента решетки уменьшается также из плоскости фермы и принимается равной полной геометрической длине элемента, умноженной на поправочный коэффициент, равный

при одном или двух пересечениях — 0,7,

при трех пересечениях — 0,5

410. Свободная длина сжатого пояса главной балки (фермы) в «открытых» пролетных строениях принимается равной длине расчетного пролета балки, умноженной на коэффициент ν, зависящий от параметра ξ, определяемого выражением

$$\xi = \frac{L^4}{16 d \delta E I_{\text{п}}},$$

где L — расчетный пролет балки (фермы),

d — расстояние между полурамами, закрепляющими пояс от поперечных горизонтальных перемещений,

E — модуль упругости стали,

$I_п$ — момент инерции сжатого пояса (среднее значение по длине) относительно вертикальной оси,

δ — наибольшее горизонтальное перемещение (для одного пояса) верхних узлов полурам (исключая опорные полурамы) от единичных сил «отпора» ($P=1$), равное

$$\delta = \frac{h^3}{3EI_c} + \frac{Bh^2}{2EI_б}.$$

Здесь h — высота стойки или ребра жесткости, равная расстоянию от центра тяжести сечения сжатого пояса до верха поперечной балки,

B — расстояние между осями балок (ферм),

$I_б$ — момент инерции сечения поперечной балки,

I_c — момент инерции сечения стойки (ребра жесткости), соответствующий изгибу из плоскости ферм

Значения коэффициента ν в зависимости от ξ для балок (ферм) с параллельными поясами приведены в табл 41

Таблица 41

Значение коэффициента ν

ξ	0	5	10	15	30	60	100	150	200	300	500	1 000
ν	0,696	0,524	0,433	0,396	0,353	0,321	0,290	0,268	0,246	0,225	0,204	0,174

Примечание При промежуточных значениях параметра ξ значения коэффициента ν определяются по интерполяции

При полигональном очертании верхнего пояса значение ν допускается определять по табл 41 В этом случае перемещение δ принимается для полурамы, расположенной посередине пролета, а вместо расчетного пролета L следует брать полную длину сжатого пояса

411. Свободная длина в плоскости кривизны арки сплошного постоянного сечения определяется по формуле

$$l_0 = \pi \sqrt{\frac{8f}{lK}}\, l,$$

где l и f — пролет и стрелка подъема арки

Величина K принимается

а) для двухшарнирной арки

$$K = K_0;$$

б) для двухшарнирной арки с затяжкой, соединенной с арками с помощью подвесок,

$$K = 2K_0,$$

в) для бесшарнирной арки

$$K = \left(2 + \frac{f}{l}\right) K_0,$$

г) для трехшарнирной арки — меньшая из величин

$$K = K_1 \quad \text{или} \quad K = K_0,$$

д) для арки, работающей совместно с надарочным строением в виде неразрезной балки, соединенной с аркой стойками

$$K = \left\{1 + \left[0{,}95 + 0{,}7\,\frac{f}{l} + \left(\frac{f}{l}\right)^2\right]\frac{EI_0}{EI_a}\right\} K_0,$$

где EI_0 — жесткость балки,
EI_a — жесткость арки

Величины K_0 и K_1 в зависимости от отношения $\frac{f}{l}$ определяются по табл 42

Таблица 42

Значения K_0 и K_1

f/l	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,00
K_0	28,5	45,4	46,5	43,9	38,4	30,5	20,0	14,1
K_1	22,5	39,6	47,3	49,2	44,0	—	—	—

Промежуточные значения вычисляются по линейной интерполяции

При определении свободной длины арки переменного сечения величина K, в случае незначительно меняющейся жесткости, принимается по формуле пункта «д» с подстановкой в нее жесткости арки в четверти пролета

В случае сильно меняющейся жесткости величина K должна определяться на основании специального расчета на устойчивость арки при равномерном загружении всего пролета

412. Свободная длина элементов продольных и поперечных связей с учетом указаний п 409 принимается равной

а) в плоскости связей — расстоянию между центрами прикреплений элементов,

б) из плоскости связей — расстоянию между пересечениями оси элемента связей с линиями прикрепления фасонок связей к элементам ферм (балок)

При определении свободной длины диагоналей связей ромбической системы точка пересечения их с жесткой (из плоскости свя-

зей) распоркой рассматривается как неподвижная, а при гибкой распорке, если обе диагонали сжаты, свободная длина принимается в соответствии с указаниями пункта «б»

Свободная длина элементов связей в плоскости главной оси сечения, наклонной к плоскости связей, принимается во всех случаях равной свободной длине из плоскости связей

413. Расчетная гибкость λ элемента принимается

а) для элементов цельного сечения — в обеих плоскостях, а для стержней составных — в плоскости, нормальной к плоскости соединительных планок, перфорированных листов или соединительной решетки, — равной отношению свободной длины к соответствующему радиусу инерции,

б) для элементов, состоящих из двух ветвей,—в плоскости соединительных планок, перфорированных листов или соединительной решетки, — равной приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, определяемой в соответствии с указаниями п 414

Примечание Гибкость любого элемента, работающего на растяжение или сжатие, определяется с учетом всех частей сечения При этом учитывается эквивалентное сечение перфорированных листов или соединительных планок

414 Приведенная гибкость $\lambda_{пр}$ элемента, состоящего из двух ветвей, в плоскости соединительных планок, перфорированных листов или соединительной решетки определяется по формулам

а) при соединительных планках или перфорированных листах

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_в^2},$$

б) при соединительной решетке

$$\lambda_{пр} = \lambda \sqrt{1 + \kappa \beta_д \frac{F_{бр}}{F_д}}.$$

Здесь λ — гибкость всего элемента в плоскости соединительных планок, перфорированных листов или соединительной решетки (как цельного сечения),

$\lambda_в$ — гибкость ветви (за свободную длину ветви принимается расстояние между крайними заклепками соединительных планок, расстояние в свету между приваренными планками, 80% длины отверстия в перфорированном листе или длина панели соединительной решетки),

$F_{бр}$ — площадь поперечного сечения брутто всего элемента,

$F_д$ — полная площадь брутто поперечного сечения всех диагоналей соединительной решетки, попадающих в один поперечный разрез элемента,

$\beta_д$ — коэффициент, отражающий влияние конструкции диагоналей соединительной решетки, равный при решетке из уголков — 1,8, при решетке из полос прямоугольного сечения — 1,4,

κ — коэффициент, зависящий от гибкости стержня

для элементов с гибкостью $\lambda \leqslant 100$

$$\kappa = \frac{0{,}3}{\lambda},$$

для элементов с гибкостью $\lambda > 100$

$$\kappa = \frac{30}{\lambda^2}$$

Примечания 1 Элементы, состоящие из двух ветвей, имеющих в соединении друг с другом хотя бы один сплошной лист, рассматриваются как цельные (при соблюдении указаний п 458)

2 Составные элементы из деталей, соединенных вплотную или через прокладки в соответствии с указаниями п 491, рассматриваются как цельные

415. Свободная длина сжатого пояса сплошной изгибаемой балки при условной проверке его как сжатого элемента на устойчивость из плоскости балки принимается равной расстоянию между узлами связей неизменяемой системы, удовлетворяющей расчету по п 393

При вычислении гибкости пояса в его сечение включаются при клепаных балках горизонтальные поясные листы, поясные уголки и часть вертикальной стенки в пределах уголков, а при сварных балках — только горизонтальные поясные листы

416. Свободная длина опорных вертикальных ребер жесткости сплошных балок принимается равной расстоянию между узлами поперечных связей, умноженному на коэффициент 0,7

В сечение опорного ребра жесткости при вычислении его гибкости и при проверке устойчивости включаются уголки или листы ребра жесткости, а также часть стенки шириной в каждую сторону от места закрепления не более 15 толщин стенки

5 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

417. Расчет на прочность элементов пролетных строений и металлических опор производится согласно формулам табл 43

Таблица 43

Формулы для расчета элементов на прочность

Проверяемые напряжения	Характер работы элемента	Формулы	№ формул
Нормальные	Растяжение или сжатие	$\frac{N}{F_{нт}} \leqslant R_0$	1
	Изгиб в одной из главных плоскостей	$\frac{M}{W_{нт}} < R_и$	2
	Растяжение или сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей	$\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M}{W_{нт}} \leqslant R'$	3

Продолжение

Проверяемые напряжения	Характер работы элемента	Формулы	№ формул
	Косой изгиб	$\frac{M_x y}{I_{нт}^x} \pm \frac{M_y x}{I_{нт}^y} \leqslant cR_и$	4
	Растяжение или сжатие с косым изгибом	$\frac{N}{F_{нт}} \pm \left(\frac{M_x y}{I_{нт}^x} + \frac{M_y x}{I_{нт}^y}\right) \frac{R_0}{cR_и} \leqslant R_0$	5
Касательные	Изгиб	$\tau_{макс} = \frac{QS_{бр}}{I_{бр}\delta} \leqslant c' 0{,}6R_0$	6
Приведенные (осредненные)	Изгиб Растяжение или сжатие с изгибом	$\sqrt{0{,}8\sigma^2 + 2{,}4\tau^2} \leqslant R_0$	7

В таблице обозначено

N, M и Q — расчетное осевое усилие, изгибающий момент и поперечная сила в рассматриваемом сечении,

$F_{нт}$ и $W_{нт}$ — площадь и момент сопротивления сечения нетто,

$I_{нт}^x$ и $I_{нт}^y$ — моменты инерции сечения нетто относительно главных осей,

x и y — расстояния от главных осей сечения до точки, в которой вычисляется напряжение,

R_0 и $R_и$ — основные расчетные сопротивления соответственно при действии осевых сил и при изгибе, принимаемые согласно п 383,

R' — расчетное сопротивление для одновременного действия осевой силы и изгиба в одной из главных плоскостей, принимаемое равным R_0 при $\sigma_N \geqslant \sigma_M$, $R_и$ при $\sigma_N < \sigma_M$,

$$c = 1 + 0{,}3\frac{\sigma_{M_2}}{\sigma_{M_1}},$$ но не более 1,15,

σ_N — напряжение в сечении от осевой силы,

σ_M — напряжение в проверяемом месте сечения от изгиба,

σ_{M_1} и σ_{M_2} — соответственно большее и меньшее напряжения в проверяемом месте сечения от изгибающих моментов M_x и M_y,

c' — коэффициент увеличения расчетного сопротивления, учитывающий неравномерное распределение касательных напряжений в стенке (или стенках) сечения, принимаемый

при $\frac{\tau_{макс}}{\tau_{ср}} \leqslant 1{,}25$

$$c' = 1{,}0,$$

при $\frac{\tau_{макс}}{\tau_{ср}} \geqslant 1{,}50$

$$c' = 1{,}25,$$

а при промежуточных значениях — по линейной интерполяции,

$\tau_{ср}$ — осредненное касательное напряжение, вычисленное в предположении передачи всей поперечной силы Q на стенки сечения, для одностенчатого сечения

$$\tau_{ср} = \frac{Q}{H\delta},$$

H — полная высота стенки,

$\tau_{макс}$ — наибольшее касательное напряжение,

$S_{бр}$ — статическии момент части сечения брутто относительно нейтральной оси,

$I_{бр}$ — момент инерции сечения брутто,

δ — толщина стенки,

τ — касательное напряжение в проверяемом месте сечения,

σ — нормальное напряжение в проверяемом месте сечения, вычисленное по сечению нетто

Примечания 1 При одновременном учете нескольких факторов, вызывающих дополнительные напряжения, учитывается один коэффициент m_2, наибольший из относящихся к указанным факторам Проверка прочности по касательным и по приведенным напряжениям при учете дополнительных напряжений не производится

2 Проверка прочности с учетом дополнительных напряжений не освобождает от необходимости проверки прочности без учета дополнительных напряжений и без введения указанных коэффициентов m_2 При этом расчетную схему разрешается оставлять той же, по которой производился расчет с учетом дополнительных напряжений

418. Площади сечений и моменты инерции нетто элементов следует определять вычитанием из площади и момента инерции брутто невыгоднейшей комбинации действительных ослаблений отдельных частей элемента, учитывая передачу усилий связующими заклепками и сварными швами При этом расчетные сопротивления материала элементов и соединений принимаются в соответствии с указаниями пп 383 и 384

419. Расчет на выносливость элементов металлических конструкций мостов, воспринимающих временную вертикальную нагрузку основного сочетания от железнодорожного подвижного состава или колонн автомобилей, производится согласно формулам табл 44 по наибольшим (по абсолютной величине) растягивающим или сжимающим напряжениям, а для сварных швов, кроме того, по напряжениям на срез

Формулы табл 44 используются также для определения по их левым частям величин $\sigma_{макс}$ и $\sigma_{мин}$ при вычислении коэффициентов γ как для элементов конструкции, так и для соединений[1]

[1] Сопоставление расчетов на прочность и выносливость приведено в приложении 17

Таблица 44

Формулы для расчета элементов на выносливость

Проверяемые напряжения	Характер работы элемента	Формулы	№ формул
Нормальные	Растяжение или сжатие	$\frac{N}{F_{нт}} \leqslant \gamma R_0$	8
	Изгиб в одной из главных плоскостей	$\frac{M}{W_{нт}} \leqslant \gamma R_и$	9
	Растяжение или сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей	$\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M'}{W_{нт}} \leqslant {}_1R'$	10
	Косой изгиб	$\frac{M_x y}{I^x_{нт}} + \frac{M_y x}{I^y_{нт}} \leqslant \gamma R_и$	11
	Растяжение или сжатие с косым изгибом	$\frac{N}{F_{нт}} \pm \left(\frac{M'_x y}{I^x_{нт}} + \frac{M_y x}{I^y_{нт}}\right) \leqslant \gamma R'$	12

В таблице обозначено

γ — коэффициент понижения расчетного сопротивления при расчетах на выносливость, принимаемый согласно п 385,

M' — изгибающий момент в рассматриваемом сечении, принимаемый равным

а) для сечений в пределах средней половины длины стержня при гибкости λ более 70

при растягивающей силе N

$$M' = \frac{M}{1 + \frac{N}{N_э}},$$

при сжимающей силе N

$$M' = \frac{M}{1 - \frac{N}{N_э}},$$

б) в остальных случаях $M' = M$

Здесь $N_э$ — эйлерова сила для центрально сжатого стержня при продольном изгибе в плоскости действия момента, причем

$$N_э = \frac{\pi^2 E I_{бр}}{l_0^2},$$

где l_0 — соответствующая свободная длина,

E — модуль продольной упругости стали

Остальные обозначения приведены в п 417

420. Расчет на общую устойчивость сжатых и сжато-изогнутых элементов сквозных ферм, связей и металлических опор производится по формулам табл 45

Таблица 45

Формулы для расчета элементов на общую устойчивость

Характер работы элемента	Формулы	№ формул
Центральное сжатие Сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей или соответствующее внецентренное сжатие	$\frac{N}{\varphi F_{бр}} \leqslant R_0$	13
Сжатие с изгибом в плоскости наименьшей гибкости или соответствующее внецентренное сжатие Сжатие с косым изгибом или соответствующее внецентренное сжатие	$\frac{N}{\varphi_2 F_{бр}} \leqslant R_0$	14

Местная устойчивость стенок и полок сжатых и сжато-изогнутых элементов обеспечивается соблюдением конструктивных требований, изложенных в п 458

В таблице обозначено

$F_{бр}$ — площадь сечения брутто,

φ — коэффициент понижения несущей способности при проверке устойчивости центрально и внецентренно сжатых элементов, принимаемый по п 421 в зависимости от гибкости и относительного эксцентриситета $\imath$ в плоскости изгиба, определяемого по формуле

$$\imath = \frac{e_0}{\rho},$$

где $e_0 = \frac{M_c}{N}$ — расчетный эксцентриситет в плоскости изгиба, определяемый по наибольшему расчетному изгибающему моменту M_c в пределах средней трети длины сжатого стержня, при центральном сжатии принимаемый равным нулю,

$\rho = \frac{W_{бр}}{F_{бр}}$ — ядровое расстояние по направлению эксцентриситета e_0,

$\varphi_2 = \frac{\varphi}{\jmath}$ — коэффициент понижения несущей способности при проверке устойчивости элементов при сжатии с косым изгибом и для проверки устойчивости против выпучивания в плоскости наибольшей гибкости при сжатии с изгибом в плоскости наименьшей гибкости, причем

$$\jmath = 1 + \varphi\imath$$

В формулы для φ_2 и f значение φ подставляется в плоскости наибольшей гибкости, а i — в плоскости наименьшей гибкости, причем для открытых сечений (Н-образных, швеллерных, тавровых и др) в формуле для f значение коэффициента φ принимается при расчетном эксцентриситете в плоскости наибольшей гибкости, но для $\lambda = 0$

Остальные обозначения приведены в п 417

Примечание Перфорированные листы вводятся в площадь $F_{бр}$ за вычетом площади поперечного сечения отверстий перфорации

421. Коэффициенты φ понижения несущей способности центрально или внецентренно сжатых элементов клепаных и сварных конструкций принимаются по табл 46 и 47

Примечание Для сварных и широкополочных прокатных элементов двутаврового и Н образного сечения коэффициенты φ по табл 46 и 47 применяются при обеспечении снижения собственных (остаточных) сжимающих напряжений на кромках до величины не свыше 500 *кг/см*^{2} путем специальных технологических или конструктивных мероприятий, которые должны предусматриваться для указанных элементов

Впредь до введения таких мероприятий в качестве обязательных для указанных элементов с несниженными собственными напряжениями коэффициенты φ при расчете на устойчивость в плоскости полок принимаются по табл 48 и 49

422. Расчет на общую устойчивость сплошной изгибаемой балки при наличии мостового полотна или плиты допускается заменять условной проверкой по формуле (13) табл 45 на устойчивость из плоскости балки ее сжатого пояса, рассматриваемого как центрально сжатый стержень Свободная длина, сечение и гибкость пояса принимаются при этом согласно п 415, а осевое усилие — по напряжениям в центре тяжести сечения пояса в середине его свободной длины

При расстоянии между узлами продольных связей, не превышающем 15-кратную ширину сжатого пояса для углеродистой стали и 13-кратную ширину — для низколегированной, проверку общей устойчивости балки допускается не производить

423 Расчет на местную устоичивость стенок сплошных элементов производится как пластинок, испытывающих в общем случае нормальные продольные напряжения σ, касательные напряжения τ и нормальные поперечные (вертикальные) напряжения p

Коэффициент условий работы m при проверке местной устойчивости стенки сплошного изгибаемого элемента принимается равным

для клепаных элементов — 1,0,

для сварных элементов — 0,9

Расчет на местную устойчивость стенок сплошных элементов допускается производить согласно указаниям приложения 18

424. Расчет стенки изгибаемой балки на местную устойчивость разрешается не производить в следующих случаях

Таблица 46

Коэффициенты φ понижения несущей способности для элементов из углеродистой стали

Гибкость λ	Относительные эксцентриситеты ι (см п 420)												
	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	0,52	0,43	0,35	0,30	0,27	0,24	0,21	0,17
10	0,92	0,84	0,78	0,68	0,60	0,52	0,42	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,17
20	0,90	0,83	0,77	0,67	0,58	0,50	0,41	0,34	0,29	0,26	0,23	0,21	0,17
30	0,88	0,81	0,75	0,65	0,56	0,49	0,40	0,33	0,29	0,25	0,22	0,21	0,17
40	0,85	0,79	0,73	0,63	0,54	0,47	0,38	0,32	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
50	0,82	0,76	0,70	0,60	0,51	0,45	0,37	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,16
60	0,78	0,72	0,66	0,57	0,49	0,43	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
70	0,74	0,67	0,62	0,54	0,46	0,41	0,34	0 29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,16
80	0,69	0,62	0,57	0,50	0,43	0 38	0,32	0,28	0,24	0,22	0,20	0,19	0,15
90	0,63	0,56	0,51	0,45	0,40	0,36	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,15
100	0,56	0,49	0,45	0,41	0,37	0,33	0,29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,17	0,14
110	0,49	0,43	0,41	0,37	0,34	0,31	0,27	0,24	0,21	0,19	0,18	0,17	0,14
120	0,43	0,39	0,37	0,34	0,31	0,29	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16	0,13
130	0,38	0 35	0,33	0,31	0,29	0,26	0,23	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
140	0,34	0,31	0,30	0,28	0,26	0,24	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	0,21	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	0,18	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

Таблица 47

Коэффициенты φ понижения несущей способности для элементов из низколегированной стали

Гибкость λ	Относительные эксцентриситеты ι (см п 420)												
	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	0,49	0,40	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,85	0,77	0,69	0,59	0,52	0,46	0,38	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
50	0,80	0,72	0,64	0,54	0,48	0,43	0,36	0,30	0,25	0,22	0,21	0,19	0,16
60	0,74	0,66	0,58	0,48	0,43	0,39	0,33	0,28	0, 25	0,22	0,20	0,18	0,15
70	0,67	0,58	0,51	0,43	0,39	0,35	0,30	0,27	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15
80	0,58	0,50	0,45	0,38	0,35	0,32	0,27	0,25	0,22	0, 20	0,18	0,17	0,14
90	0,48	0,43	0,40	0,34	0,31	0,29	0,25	0,23	0,21	0,19	0,18	0,16	0,14
100	0,40	0,38	0,35	0,30	0, 28	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,13
110	0,35	0,33	0,31	0,27	0,25	0,23	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
120	0,30	0,29	0,27	0,24	0,23	0,22	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,12
130	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12
140	0,24	0,23	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17	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

Таблица 48

Коэффициенты φ понижения несущей способности для прокатных и сварных элементов из углеродистой стали, указанных в примечании к п 421

Гибкость λ	Относительные эксцентриситеты ι (см п 420)												
	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	0,68	0,58	0,50	0,41	0,35	0,30	0,27	0,24	0,21	0,17
10	0,92	0,84	0,78	0,67	0,57	0,50	0,40	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,17
20	0,90	0,83	0,76	0,66	0,56	0,49	0,40	0,34	0,29	0,26	0,23	0,21	0,17
30	0,88	0,81	0,73	0,63	0,54	0,47	0,39	0,33	0,29	0,25	0,22	0,21	0,17
40	0,85	0,77	0,70	0,61	0,52	0,45	0,38	0,32	0,28	0,24	0,22	0,20	0,17
50	0,80	0,73	0,65	0,57	0,49	0,43	0,36	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,16
60	0,73	0,66	0,60	0,53	0,46	0,41	0,34	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
70	0,66	0,60	0,54	0,48	0,42	0,38	0,32	0,29	0,25	0,22	0,20	0,19	0,16
80	0,60	0,54	0,49	0,43	0,39	0,36	0,31	0,28	0,24	0,22	0,20	0,19	0,15
90	0,54	0,49	0,44	0,40	0,36	0,33	0,28	0,26	0,23	0,21	0,19	0,18	0,15
100	0,49	0,44	0,40	0,37	0,33	0,30	0,26	0,25	0,22	0,20	0,19	0,17	0,14
110	0,44	0,40	0,37	0,34	0,31	0,29	0,25	0,24	0,21	0,19	0,18	0,17	0,14
120	0,41	0,37	0,34	0,31	0,28	0,27	0,23	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16	0,13
130	0,37	0,34	0,31	0,29	0,27	0,25	0,22	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
140	0,34	0,31	0,29	0,27	0,25	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	0,18	0,18	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10

Таблица 49

Коэффициенты φ понижения несущей способности для прокатных и сварных элементов из низколегированной стали, указанных в примечании к п 421

Гибкость λ	Относительные эксцентриситеты ι (см п 420)												
	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	0,55	0,48	0,39	0,32	0,27	0,24	0,21	0,19	0,16
40	0,84	0,76	0,68	0,58	0,51	0,45	0,37	0,31	0,26	0,23	0,21	0,19	0,16
50	0,78	0,70	0,62	0,52	0,46	0,42	0,35	0,30	0,25	0,22	0,21	0,19	0,16
60	0,71	0,63	0,56	0,46	0,41	0,38	0,32	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15
70	0,63	0,55	0,49	0,41	0,37	0,34	0,29	0,27	0,23	0,21	0,20	0,18	0,15
80	0,53	0,46	0,42	0,35	0,33	0,31	0,26	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14
90	0,43	0,39	0,37	0,31	0,29	0,28	0,24	0,23	0,21	0,19	0,18	0,16	0,14
100	0,36	0,34	0,32	0,27	0,26	0,25	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,13
110	0,32	0,30	0,29	0,25	0,24	0,22	0,20	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,13
120	0,28	0,27	0,26	0,23	0,22	0,21	0,18	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,12
130	0,25	0,24	0,23	0,21	0,20	0,19	0,17	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12
140	0,23	0,22	0,21	0,19	0,18	0,18	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

а) если толщина стенки δ принята не менее $\frac{1}{50}h$,

б) если толщина стенки δ принята не менее $\frac{1}{80}h$ при углеродистой стали, $\frac{1}{65}h$ — при низколегированной стали и если при этом имеются поперечные ребра жесткости, расставленные при отсутствии продольных ребер жесткости — на взаимных расстояниях a, не больших $2h$, и во всех случаях — не больших 2 *м*

Здесь h — расчетная высота стенки, равная при сварной конструкции полной высоте стенки, при клепаной конструкции — расстоянию между ближайшими к оси стенки рисками заклепок поясных уголков

425. Расчет растянутых элементов, состоящих из одиночных профилей, допускается производить без учета действия момента от эксцентриситета в прикреплении элемента, но с принятием следующих коэффициентов условий работы m_2

а) для одиночного неравнобокого уголка, прикрепленного только узкой полкой, — 0,7, прикрепленного только широкой полкой — 0,8,

б) для одиночного равнобокого уголка, прикрепленного только одной полкой, — 0,75,

в) для одиночных (прокатных или составных) швеллера, прикрепленного стенкой, и тавра, прикрепленного полкой, — 0,9

6 РАСЧЕТ СТЫКОВ И СОЕДИНЕНИЙ

426. Расчет стыков и соединений (заклепочных и болтовых производится по расчетной несущей способности данного элемента, определяемой согласно указаниям пп 417—420, а расчет сварных соединений — по усилиям, с учетом распределения усилий между отдельными частями элемента и в предположении, что нагрузка на заклепки (болты) или сварные швы распределяется равномерно между ними вдоль направления действия нормальных напряжений в соединяемых элементах

Каждая часть элемента должна быть прикреплена достаточным количеством заклепок (болтов) или сварных швов

Совместное прикрепление заклепками (болтами) и сварными швами не допускается

При передаче полного усилия через фрезерованные торцы сжатого элемента расчет заклепочных стыковых соединений ведется условно по рабочей площади стыкуемого элемента, уменьшенной на 50%, а расчет сварных швов — на полное усилие

Примечание Расчет заклепочных (болтовых) прикреплений элементов проезжей части и соединительной решетки, стыков и соединении элементов связей, а также всех соединений при учете воздействий, возникающих при строительстве, допускается производить по расчетным усилиям

427. При расчете заклепочных соединений принимается, что расчетным является диаметр поставленной заклепки (диаметр рассверленного отверстия)

Расчетная высота h сечения сварных швов принимается

а) для стыковых швов — равной наименьшей из толщин свариваемых элементов без учета «усиления» шва,

б) для угловых швов — в зависимости от очертания поверхности шва (плоский, вогнутый шов) и отношения величин катетов шва $\frac{b}{a}$ (a — меньший катет, b — больший катет), а также от способа сварки (ручная или автоматическая) — равной

$$h = t_{ш} a,$$

при этом для выпуклых угловых швов «усиление» не учитывается при их расчете

Значения коэффициентов $t_{ш}$ приведены в табл 50

Таблица 50

Величины $t_{ш} = \frac{h}{a}$ (отношений расчетных высот h сечения угловых швов к размеру меньшего катета шва a)

Отношение катетов шва $\frac{b}{a}$	Ручная и полуавтоматическая сварка для швов		Автоматическая сварка для швов	
	плоских	вогнутых	плоских	вогнутых
1,0	0,7	0,4	1,0	0,7
1,5	0,8	0,6	1,0	0,9
2,0	0,9	0,7	1,0	1,0
2,5 и более	0,9	0,8	1,0	1,0

428. При расчете заклепочных соединений в указанных ниже случаях вводятся следующие коэффициенты условий работы m_2

а) для заклепок в прикреплениях, эксцентричных относительно плоскости фасонки и ветвей прикрепляемого элемента, если эти ветви не связаны между собой планками в пределах прикрепления, а также в односторонних накладках элементов и их ветвей — 0,9,

б) для заклепок в выступающей полке уголкового профиля — 0,7

429 При расчете заклепочных соединений, имеющих не непосредственно перекрытые части, вводятся следующие коэффициенты условий работы m_2

а) для заклепок, прикрепляющих отдельные части сечения не непосредственно, а через другие элементы прикрепляемого сечения

при прикреплении через один лист — 0,9,

при прикреплении через два листа и более — 0,8,

при прикреплении через прокладки, выпущенные за пределы заклепочного соединения и прикрепленные менее чем на $^1/_4$ площади, — 0,9,

б) для заклепок в стыке при двустороннем перекрытии накладками, не находящимися в непосредственном контакте со всеми частями, которые они перекрывают, — 0,9

430. При расчете стыковых накладок растянутых элементов ферм и поясов сплошных балок вводится коэффициент условий работы $m_2 = 0{,}9$

431. При расчете узловых фасонных листов на прочность (проверка на выкалывание) расчетные сопротивления материала фасонного листа принимаются

а) для частей разреза, направленных нормально к оси прикрепляемого стержня, — R_0,

б) для частей разреза, направленных наклонно к оси прикрепляемого стержня, — 0,75 R_0

Здесь R_0 — основное расчетное сопротивление

При указанных расчетах фасонных листов вводятся коэффициенты условий работы $m_2 = 0{,}9$

432. Поясные сварные швы и поясные заклепки балок со сплошной стенкой рассчитываются на передачу горизонтальной сдвигающей силы и на воздействие внешней нагрузки, приложенной непосредственно к поясу

433. Рыбки, столики с рыбками или другие воспринимающие опорный момент конструкции и их прикрепления в сопряжениях продольных балок с поперечными рассчитываются на восприятие всего опорного изгибающего момента и всего осевого усилия в продольной балке

434. Заклепки в вертикальных уголках прикрепления продольной балки к поперечной рассчитываются в предположении восприятия ими всей опорной реакции продольной балки

При этом вводятся следующие коэффициенты условий работы m_2

а) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к продольной балке, а также для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке (при конструкции, способной воспринимать опорный момент), — 0,9,

б) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке (при конструкции, не способной воспринимать опорный момент), — 0,7

Примечание Конструкция, не способная воспринимать изгибающий момент, допускается только в случае, если не учитывается совместная работа проезжей части и поясов главных ферм

435. При расчете рыбок и прикреплений продольных балок, непосредственно соединенных с продольными связями главных ферм, в случае, если не учитывается совместная работа проезжей части и поясов главных ферм, вводится коэффициент условий работы $m_2 = 0{,}9$

Примечание При расчете заклепок в вертикальных уголках прикрепления продольных балок указанный коэффициент вводится совместно с соответствующим коэффициентом по п 434.

436. Заклепки в вертикальных уголках прикрепления поперечной балки к главной ферме рассчитываются в предположении восприятия ими всей опорной реакции поперечной балки

При этом вводятся следующие коэффициенты условий работы m_2

а) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к ферме (при конструкции, не способной воспринимать опорный момент) — 0,85,

б) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к ферме (при конструкции, способной воспринимать опорный момент), — 0,9,

в) для заклепок в полках уголков, прикрепляемых к поперечной балке, — 0,9

437. Расчеты сварных стыков и соединений на прочность производятся

а) для сечений по основному металлу вблизи сварных швов и для рабочих сечений стыковых швов — по формулам п 417,

б) для сечений по угловым сварным швам при работе соединения на осевую силу N — по формуле

$$\frac{N}{F_{ш}} \leqslant 0{,}75\, R_0,$$

в) для сечений по угловым швам при работе соединения на осевую силу N с изгибающим моментом M, действующим в плоскости прикрепления элемента, — по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{N}{F_{ш}} + \frac{Mr}{I_{п}} \sin\alpha\right)^2 + \left(\frac{Mr}{I_{п}} \cos\alpha\right)^2} \leqslant 0{,}75\, R_0,$$

г) для сечения по угловым швам многолистового пояса и по поясным швам изгибаемых балок, когда давление от подвижной нагрузки не передается непосредственно на пояс балки, — по формуле

$$\frac{QS_{бр}}{nhI_{бр}} \leqslant 0{,}75\, R_0,$$

д) для сечений по поясным швам изгибаемых балок при непосредственной передаче на пояс давлений от мостовых поперечин по формуле

$$\frac{1}{nh}\sqrt{\left(\frac{QS_{бр}}{I_{бр}}\right)^2 + q^2} \leqslant 0{,}75\, R_0$$

Здесь Q — поперечная сила в *кг*,

q — давление подвижной вертикальной нагрузки, передаваемое поперечиной на балку, в *кг/см*,

$S_{бр}$ — статический момент площади сечения брутто элемента, привариваемого угловыми швами, относительно нейтральной оси, в $см^3$,

$I_{бр}$ — момент инерции сечения брутто изгибаемой балки в $см^4$,

$I_{п}$ — полярный момент инерции рабочего сечения швов в $см^4$,

r — наибольшее расстояние от центра тяжести сечения швов до точки, лежащей на контуре швов,

α — угол между линией r и продольной осью прикрепляемого элемента ($\alpha < 90°$),

$F_ш$ — расчетная площадь сечения сварных швов, равная сумме произведений $hl_ш$, где h — расчетная высота сечения углового шва, принимаемая по п 427,

$l_ш$ — расчетная длина шва, равная проектной длине шва полного сечения, а для фланговых швов принимаемая равной 50 катетам шва,

n — расчетное количество угловых швов,

$0{,}75 = 0{,}6c'$,

где c' — коэффициент, учитывающий неравномерное распределение касательных напряжении, принимаемый для угловых сварных швов равным 1,25

Расчеты сварных стыков и соединении на выносливость производятся по формулам пунктов «а» (с учетом п 419), «б» и «в» с введением коэффициента условий работы m_2 при учете соответствующих усилий, а также — коэффициента γ

Примечание При двустенчатом сечении элемента и прикреплении его ветвей к парным узловым фасонкам действие изгибающего момента в плоскости, перпендикулярной плоскости фасонок, учитывается в виде дополнительной для каждой ветви элемента осевой силы (со своим знаком), определяемой делением момента на плечо пары упомянутых сил При одностенчатых элементах или при двустенчатых элементах, прикрепляемых к узлу при помощи одиночной фасонки, действие указанного момента разрешается при определении напряжений не учитывать

438. Расчет узловых болтов-шарниров на изгиб производится в предположении действия сосредоточенных сил, приложенных по осям пакетов, входящих в соприкосновение с болтом

7 РАСЧЕТ СОЕДИНИТЕЛЬНЫХ ПЛАНОК, ПЕРФОРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ И СОЕДИНИТЕЛЬНЫХ РЕШЕТОК

439 Соединительные планки, перфорированные листы и соединительные решетки составных сжатых элементов рассчитываются на условную поперечную силу Q, определяемую по формуле

$$Q = \alpha F_{бр} R_0 \frac{\varphi_{мин}}{\varphi},$$

где $F_{бр}$ — площадь поперечного сечения брутто всего элемента за вычетом площади сечения сплошного продольного листа (пакета), соединяющего ветви элемента,

R_0 — основное расчетное сопротивление,

φ — коэффициент понижения несущей способности центрально сжатых элементов (при $\lambda = 0$) для проверки устойчивости элементов в плоскости соединительных планок, перфорированных листов или соединительных решеток,

$\varphi_{мин}$ — меньший из коэффициентов понижения несущей способности элемента,

$\alpha = 0{,}024 - 0{,}00007\lambda$, но не более 0,015 — для элементов из углеродистой стали и не более 0,017 — для элементов из низколегированной стали

Расчет ведется в предположении постоянного значения Q по всей длине элемента

Примечание Соединительные планки и части перфорированных листов в промежутках между отверстиями перфорации рассчитываются на условную поперечную силу Q как элементы безраскосных ферм, а элементы соединительной решетки — как элементы решетчатых ферм

440. Поперечную силу Q для соединительных планок, перфорированных листов и соединительных решеток сжато-вытянутых элементов, площадь сечения которых определена с учетом коэффициента γ, т е по расчету на выносливость, допускается определять по формуле п 439 с умножением величины Q на коэффициент $\gamma/\varphi_{мин}$, а если при этом сечение элемента определено по растяжению, то величина Q умножается еще и на отношение усилия сжатия к усилию растяжения

В сжато-изогнутых составных элементах к условной поперечной силе Q добавляется поперечная сила от изгиба, непосредственно учитываемого в расчете

441. Если соединительные элементы расположены в нескольких параллельных плоскостях, то поперечная сила Q распределяется

а) при соединительных планках (решетках) или перфорированных листах, а также в случае их сочетания — поровну между всеми плоскостями планок (решеток) и перфорированных листов,

б) при сплошном листе (пакете) и соединительных планках (решетках) или перфорированных листах — пополам между сплошным листом и всеми плоскостями планок (решеток) или перфорированных листов

442. Элементы соединительной решетки рассчитываются с учетом эксцентриситета, возникающего вследствие одностороннего прикрепления к ветви стержня

Примечание В соединительной решетке из полос эксцентриситет условно не учитывается

8 РАСЧЕТ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ

443. Изгибающие моменты в верхних балансирах опорных частей принимаются равными изгибающему моменту консоли, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, соответствующей пригнанной площади опирания

444. При расчете опорных частей должны быть учтены указания пп 124 и 133, а для подвижных опорных частей должны учитываться также эксцентриситеты передачи давления вследствие продольных перемещений катков (сектора) и балансиров

Продольные перемещения подвижных опорных частей после учета постоянной нагрузки определяются от расчетной временной вертикальной нагрузки с динамическим коэффициентом, а также от воздействия колебаний температуры

Примечание В пролетных строениях с отношением расстояния между фермами к пролету менее $^1/_{15}$ рекомендуется учитывать при дополнительном сочетании нагрузок воздействие на неподвижные опорные части разности температур поясов главных ферм в размере 15° С

445. Расчет заделки рабочего анкерного болта производится с учетом коэффициента условий работы $m_1 = 0{,}7$, расчет по диаметральному сечению катков при числе их не более двух — с учетом коэффициента условий работы $m_2 = 1{,}4$, при четырех и более и наличии балансирного распределения давления — $m_2 = 1{,}2$

КОНСТРУИРОВАНИЕ

9 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКЦИЯМ

446. При проектировании стальных конструкций надлежит учитывать допуски проката и заводского изготовления и необходимость унификации проката по профилям и длинам, соответствующей использованию металла с минимальными отходами и потерями, а также по маркам стали Надлежит также предусматривать широкое применение автоматической и полуавтоматической сварки, унификацию элементов, а также сеток и рисунков заклепочных и болтовых отверстий, при наименьшем количестве разных диаметров заклепок и болтов, с обеспечением образования отверстий по кондукторам и клепки скобой, а также удобства сборки и выполнения соединений элементов при монтаже

447. При назначении конструкции сварных пролетных строений, отдельных сварных элементов и узлов не следует допускать резких изменений сечений, неплавных переходов к измененному сечению и других факторов, вызывающих сильную концентрацию напряжений

Необходимо также учитывать возможное вредное влияние сварочных деформаций и напряжений и для уменьшения этого влияния предусматривать соответствующие мероприятия конструктивного и технологического характера (снижение концентрации напряжений и механическая обработка соответствующих зон, роспуск швов, порядок сборки и сварки элементов, предварительный выгиб, местный подогрев конструкции и др)[1]

448. Пролетные строения и их монтажные блоки должны иметь продольные и поперечные связи, обеспечивающие пространственную неизменяемость как пролетных строений при эксплуатации, так и блоков в процессе транспортирования и монтажа

[1] Для автодорожных и городских мостов указанные ниже мероприятия предусматриваются полностью или частично в случае тяжелых условий работы конструкции.

Балочные пролетные строения, как правило, должны иметь продольные связи в плоскостях верхних и нижних поясов Пролетные строения с ездой понизу могут быть устроены открытыми, если постановка верхних связей не допускается условиями габарита проезда При этом устойчивость верхних поясов должна быть обеспечена устройством полурам, помещенных в плоскости каждой поперечной балки В сварных пролетных строениях из балок со сплошной стенкой при езде поверху продольные связи рекомендуется устраивать со смещением относительно уровня поясов, но не более чем на $^1/_5$ высоты стенки В этом случае при всех системах связей, кроме крестовой и полураскосной, связи должны прикрепляться к специальным ветровым поясам или горизонтальным непрерывным ребрам жесткости При наличии в пролетном строении элементов, жестко связывающих пояса балок или ферм (например железобетонная плита), разрешается не устраивать связей в соответствующей плоскости, если они не требуются по условиям монтажа

Арочные пролетные строения должны иметь продольные связи в плоскости проезжей части и по крайней мере в плоскости одного из поясов арок

449. Продольные связи, как правило, должны быть центрированы с поясами главных ферм, а конструкция их прикрепления не должна вызывать изгиба в частях элементов главных ферм

Подклепка продольных связей к продольным балкам проезжей части не рекомендуется

450. При езде на поперечинах расстояние между осями продольных балок железнодорожного проезда назначается 1,90 *м*, а между осями главных балок (ферм) при отсутствии балочной клетки — 2,00—2,20 *м*

451. Продольные балки железнодорожного проезда при пролете их более 3,0 *м* и при отсутствии плиты должны иметь верхние продольные связи Продольные балки железнодорожных мостов должны иметь поперечные связи, располагаемые на расстояниях, не превышающих 5 *м* При этажном расположении продольных балок на поперечных балках поперечные связи должны устраиваться над каждой поперечной балкой и в панелях на расстояниях, не превышающих 5 *м*

452. В проезжей части при обосновании расчетом допускается устраивать продольно-подвижные опирания (разрывы) продольных балок в минимальном количестве

Конструкция продольно-подвижного опирания должна обеспечивать взаимные перемещения концов продольных балок в продольном направлении и не должна допускать поднятия опираемого конца продольной балки относительно соседнего поддерживающего конца

453. В пролетных строениях, имеющих продольные балки, не соединенные непосредственно с продольными связями главных ферм, требуется устраивать специальные тормозные связи

Примечание При наличии продольно подвижных опираний (разрывов) продольных балок тормозные связи должны быть устроены на каждом из участков, расположенных между разрывами

454. Пролетные строения должны быть приспособлены для подъемки домкратами

10 СЕЧЕНИЯ И ГИБКОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ

455. Допускаются следующие наименьшие размеры сечений частей конструкций в миллиметрах

толщина листов в пролетных строениях и опорах, кроме перечисленных ниже случаев, — 10,

толщина узловых фасонных листов главных ферм

в железнодорожных мостах—12, | в автодорожных и городских мостах — 10,

толщина вертикальных стенок сварных изгибаемых главных балок — 12,

толщина планок — 8,

толщина прокладок — 4,

толщина горизонтальных опорных листов — 20,

толщина шайб точеных болтов — 6,

уголки в сечениях основных элементов главных ферм и проезжей части — $100 + 100 \times 10$,

уголки прикрепления продольных балок к поперечным и уголки прикрепления поперечных балок к главным фермам в железнодорожных мостах — $100 + 100 \times 12$,

уголки связей — $80 + 80 \times 8$,

уголки соединительной решетки составных стержней — 63 + 63 × 6

Наибольшая толщина проката в клепаных элементах — 20 *мм*, в сварных из углеродистой стали — 50 *мм*, из низколегированной стали — 40 *мм*

456. В сечениях работающих на осевые силы элементов сквозных главных ферм металл должен быть сконцентрирован, главным образом, в вертикальных пакетах (в плоскости фермы) Ветви элементов, особенно сжатых, предпочтительно соединять сплошным листом

457. Сечения сварных элементов должны быть по возможности симметричными и составленными из минимального числа частей с тем, чтобы количество соединительных швов было наименьшим Применение пакетов листов не рекомендуется и допускается лишь при крайней в этом необходимости Количество стыков в растянутых частях элемента должно быть минимальным

458. Соотношения между расчетной шириной b и толщиной δ отдельных пакетов (листов) составных сжатых элементов не должны превышать величин, приведенных в табл 51

Таблица 51

Наибольшие отношения ширины пакетов (листов) к их толщине

№ по пор	Характеристика пакетов (листов)	Расчетная гибкость элемента λ	Отношение $\frac{b}{\delta}$
1	Пакеты (листы), расположенные в плоскости фермы, из стали		
	углеродистой	Менее 60	35
		60 и более	0,60λ, но не более 50,
	низколегированной	Менее 65	30
		65 и более	0,85λ—25, но не более 50
2	Пакеты (листы), расположенные перпендикулярно плоскости фермы		
	а) в клепаных и сварных элементах (кроме сварных элементов Н образного сечения) из стали		
	углеродистой	Менее 60	45
		60 и более	0,35λ+25, но не более 60
	низколегированной	Менее 65	40
		65 и более	0,60λ, но не более 60
	б) в сварных элементах Н образного сечения из стали		
	углеродистой	Не более 60	35
		Более 60	λ—25 но не более 45
	низколегированной	Не более 60	30
		Более 60	λ—30, но не более 45

Продолжение

№ по пор	Характеристика пакетов (листов)	Расчетная гибкость элемента λ	Отношение $\frac{b}{\delta}$
3	Окаймленные уголками или ребрами свесы пакетов (листов) из стали		
	углеродистой	Не более 60	20
		Более 60	0,25 λ+5, но не более 30
	низколегированной	Не более 65	18
		Более 65	0,20 λ+5, но не более 30
4	Свободные (неокаймленные) свесы пакетов (листов)		
	а) в клепаных элементах из стали		
	углеродистой	Не более 60	12
		Более 60	0,20 λ, но не более 20
	низколегированной	Не более 60	10
		Более 60	0,25 λ—5, но не более 20
	б) в сварных элементах из стали		
	углеродистой	Не более 60	14
		Более 60	0,15 λ +5, но не более 20
	низколегированной	Не более 60	12
		Более 60	0,20 λ, но не более 20

Примечания 1 Пункты 1 и 2 таблицы относятся к пакетам (листам) двустенчатых сечений, ветви которых соединены сплошными или перфорированными листами, планками и т п , а также к стенкам двутавровых сечений, пункты 3 и 4 относятся к пакетам (листам) одностенчатых, а также двустенчатых сечений, имеющих открытые стороны, не связанные планками, и т п

2 Расчетная ширина b пакета (листа) по пп 1 и 2 таблицы принимается для клепаных элементов равной расстоянию между ближайшими рисками заклепок, присоединяющих листы данного пакета к обоим перпендикулярным ему пакетам (или соединительным связям), а для сварных—между осями последних Расчетная ширина свеса (по пп 3 и 4 таблицы) принимается равной расстоянию от свободного края пакета (листа) до ближайшей риски заклепок уголка (для клепаных элементов), *или до оси ближайшего пакета (листа), расположенного перпендикулярно данному* (для сварных элементов)

3 В случаях, когда в сечении элемента из углеродистой стали не использовано расчетное сопротивление при сжатии, приведенные в таблице отношения b/δ увеличиваются умножением на коэффициент

$$\psi = \sqrt{\frac{R_0\varphi}{\sigma}},$$

но не более 1,35 и при этом во всех случаях отношение b/δ не должно превышать для вертикалов 50 и для горизонталов 60 Здесь σ соответствует левой части формул табл 45

Кроме того, в сжатых элементах Н-образного и двутаврового сечения толщина соединительного пакета (листа) должна составлять

а) в клепаных элементах — не менее $0{,}4\delta_в$,

б) в сварных элементах — не менее $0{,}5\delta_в$ при $\delta_в \geqslant 30$ *мм* и не менее $0{,}6\delta_в$ при $\delta_в \leqslant 25$ *мм*, здесь $\delta_в$ — толщина пакета (листа), расположенного в плоскости фермы

459. При расположении поперечин непосредственно на верхних поясах железнодорожных мостов балки должны иметь по всей длине верхнего пояса горизонтальный лист шириной не менее 240 *мм*

460. Сварные балки со сплошной стенкой рекомендуется составлять из одного вертикального и двух горизонтальных листов

Если требуемая толщина пояса сварной балки из углеродистой стали превосходит 50 *мм*, а из низколегированной стали — 40 *мм*, то допускается применение пакета по возможности не более чем из двух листов При этом рекомендуется принимать расстояние от края широкого листа до кромки узкого листа не менее 50 *мм*

461. Дополнительный поясной лист, обрываемый в пролете балки, следует продолжить за место его теоретического обрыва или за место действительного обрыва следующего (более короткого) дополнительного поясного листа на длину, обеспечивающую прикрепление всей рабочей площади сечения листа с постановкой (в клепаных конструкциях) не менее трех рядов заклепок

462. Площадь поясных уголков балок со сплошной стенкой должна составлять возможно большую часть площади поперечного сечения листовых пакетов поясов

463. Ширина неокаймленного свеса сжатого пояса сварных балок с ездой поверху не должна превышать

в железнодорожных мостах — 10δ и 0,3 *м*

в автодорожных и городских мостах — 15δ и 0,4 *м*

Здесь δ — толщина пояса.

Ширина и толщина пакета горизонтальных листов (и уровень прикреплений связей) должны давать возможность укладки нормальных мостовых брусьев с врубкой и с соблюдением строительного подъема пути

464. Конструкция продольных балок и их прикреплений в месте пересечения с поперечными балками, как правило, должна обеспечивать восприятие отрицательного опорного момента (рыбками или непрерывно пропущенными поясами)

465. Гибкость элементов, определяемая в соответствии с пп 413 и 414, не должна превышать.

для элементов главных ферм, работающих на сжатие или на сжатие и на растяжение, а также для элементов поясов главных ферм, работающих на растяжение, — 100,

для работающих только на растяжение элементов главных ферм, кроме поясов, а также для не работающих на временную вертикальную нагрузку элементов главных ферм и стяжек, служащих для уменьшения свободной длины, — 150,

для работающих на сжатие или на растяжение элементов продольных связей главных ферм и продольных балок, опорных поперечных связей и тормозных связей — 130,

для работающих на растяжение элементов продольных связей автодорожных мостов — 180,

для работающих на сжатие или на растяжение элементов поперечных связей в пролете — 150,

для элементов связей, работающих только на растяжение, если предусматривается натяжение их при сборке, — 200,

для соединительной решетки сжатых элементов — 150,

для соединительной решетки сжатых элементов при двойной решетке, склепанной из полос прямоугольного сечения, — 180

466. Гибкость ветви составного стержня не должна превышать при работе на сжатие — 40, а в остальных случаях — 50

11 РЕБРА ЖЕСТКОСТИ СПЛОШНЫХ ИЗГИБАЕМЫХ БАЛОК

467. Поперечные ребра (уголки) жесткости в сплошных изгибаемых балках должны быть поставлены на опорах и в местах передачи сосредоточенных сил

Промежуточные поперечные и продольные ребра жесткости ставятся при расчетной высоте стенки h изгибаемой балки, превышающей 50-кратную толщину стенки, в соответствии с расчетом стенки балки на местную устойчивость

При необходимости применения продольных ребер жесткости рекомендуется располагать их на следующих расстояниях от сжатого пояса

при одном ребре — $(0{,}20 - 0{,}25)h$,

при двух или трех ребрах первое ребро — $(0{,}15 - 0{,}20)\ h$, второе ребро — $(0{,}40 - 0{,}50)\,h$ Третье ребро располагается, как правило, в растянутой зоне стенки

468. При укреплении стенки только поперечными ребрами жесткости ширина выступающей части парного симметричного ребра должна быть с каждой стороны стенки не менее $\frac{h}{30} + 40$ *мм*

При укреплении стенки поперечными и продольными ребрами жесткости моменты инерции их сечений должны удовлетворять формулам

поперечные ребра $I = 3h\delta^3$,

продольные ребра

$$I = \left(2{,}5 - 0{,}45\,\frac{a}{h}\right)\frac{a^2}{h}\,\delta^3,$$

но не менее $1{,}5\,h\delta^3$ и не более $7h\delta^3$

Принятые здесь обозначения соответствуют п 424

469. Ребра жесткости следует применять парными, симметричными, выступающими по обе стороны стенки

В случае расположения ребер с одной стороны стенки момент инерции берется относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки

Толщина ребра жесткости должна составлять не менее $^1/_{15}$ ширины выступа и не менее 10 *мм*

470. В клепаных балках торцы ребер жесткости (выступающие полки уголков и листы) в местах передачи сосредоточенных сил должны пригоняться к горизонтальным полкам поясных уголков и проверяться на смятие

Примечания 1 Вертикальные уголки жесткости, расположенные в пролете за исключением мест передачи сосредоточенных сил, допускаются с высадкой

2 Пригонка выступающих полок уголков жесткости под поперечинами необязательна

471. Горизонтальные ребра жесткости в сварных балках следует применять лишь в тех случаях, когда обеспечение местной устойчивости стенки за счет постановки одних вертикальных ребер жесткости и увеличения толщины стенки оказывается нецелесообразным

Ребра жесткости, параллельные стыковым швам стенки, должны быть удалены от заводских стыков на расстояние не менее 10 δ (где δ — толщина стенки), а от монтажных стыков — на расстояние, определяемое с учетом требований монтажной сварки стыка

472. Ребра жесткости следует приваривать с обеих сторон стенки балки симметрично, сплошными двусторонними швами

При пересечении стыковых швов стенки ребра жесткости и швы, прикрепляющие их к стенке, пропускаются над стыком без перерыва

В местах пересечения горизонтальных и вертикальных ребер жесткости рекомендуется пропускать непрерывными горизонтальные ребра и их швы, а вертикальные ребра — прерывать и прикреплять к ним угловыми швами, при непрерывных вертикальных ребрах жесткости горизонтальные ребра должны привариваться к ним с полным проваром толщины

473. В вертикальных ребрах жесткости, в местах их примыкания к поясам балки, к горизонтальным ребрам жесткости или горизонтальным фасонкам продольных связей, приваренным к стенке балки, необходимо предусматривать скругленные прямоугольные

вырезы с размерами по высоте 80—120 *мм*, по ширине 50—80 *мм* и радиусом скругления не менее 20 *мм*

Для вырезов на концах ребер жесткости, примыкающих к поясам балки, рекомендуется применять большие значения из указанных размеров

474. Концы вертикальных ребер жесткости должны плотно примыкать к поясным листам балки, для чего следует предусматривать постановку прокладок между концом ребра и поясом

Прокладки должны иметь толщину 16—20 *мм* и ширину 30—40 *мм*, они должны ставиться на место с тугой посадкой и привариваться только к ребру жесткости угловыми швами Допускается приваривать ребра жесткости непосредственно к листу сжатого пояса балки, а также к листу нижнего пояса на опоре, предусматривать приварку ребер жесткости к растянутому поясу, как правило, не следует

12 ТРЕБОВАНИЯ К КЛЕПАНЫМ И СВАРНЫМ СОЕДИНЕНИЯМ

475. Эксцентриситетов между центрами тяжести сечений частей конструкции в стыке и вне стыка следует по возможности избегать, кроме случаев, когда эксцентричность улучшает работу конструкции

Сечения, состоящие из одного или двух уголков, разрешается центрировать по риске

Примечание В тех случаях, когда эксцентричное прикрепление неизбежно, следует в сварной конструкции при одностенчатых сечениях элементов осуществлять прикрепление по всему контуру соединения

476. Стыки вертикальной стенки балки должны быть перекрыты по всей высоте Стыковые накладки поясных уголков допускается применять в виде плоских листов с двумя и более рядами заклепок

477. В случае, если прикрепление или стык элемента главной фермы осуществлены с непрямым перекрытием площади сечения, то непосредственно прикрепленная площадь должна составлять не менее 50% всей рабочей площади элемента

При этом следует, насколько возможно, уменьшать эксцентриситет в прикреплении накладок и увеличивать длину последних

478. Наименьшее число заклепок прикрепления стержня в продольном ряду (кроме диагоналей соединительной решетки) допускается при одном ряде заклепок —3, при двух и более рядах — 2, в выступающей полке уголкового коротыша — 5

В стыках и прикреплениях растянутых и сжато-вытянутых элементов количество заклепок, по крайней мере в двух первых поперечных рядах, считая от сечения элемента или накладки с полным усилием, должно быть одинаковым, при этом в стыках и прикреплениях уголков с двухрядным расположением заклепок первая заклепка должна быть расположена у обушка

479. Диаметр заклепок, поставленных в уголках основных элементов, предпочтителен не более $^1/_4$ ширины полки уголка

В вынужденных случаях допускается в элементах связей, ребрах жесткости, диафрагмах и др ставить заклепки диаметром 23 *мм* в полке уголка шириной 80 *мм* и диаметром 26 *мм* в полке шириной 90 *мм*

480. Длина заклепочного стержня в теле (между поставленными головками) должна быть не более 4,5 диаметров заклепочного отверстия, число склепываемых тел в пакете должно быть не более при диаметре заклепок 23 *мм* — 7, а при диаметре заклепок 26 *мм* — 8

При клепке в два пневматических молотка или с применением ударно-пневматической поддержки, или же на скобе толщина склепки может быть увеличена до 5,5 диаметров, а число склепываемых тел при этом может быть увеличено при диаметре заклепок 23 *мм* до 8, а при диаметре заклепок 26 *мм* — до 9

При толщине склепываемого пакета, превышающей 3,5 диаметра заклепочного отверстия, должны предусматриваться заклепки с коническим стержнем и повышенными закладными головками

481. Расположение заклепок должно удовлетворять указаниям табл 52

Таблица 52

Допустимые расстояния между заклепками

<table>
<tr><th rowspan="2">Нормируемый размер</th><th colspan="2" rowspan="2">Направление</th><th rowspan="2">Вид усилия</th><th colspan="2">Допустимое расстояние</th></tr>
<tr><th>максимальное</th><th>минимальное</th></tr>
<tr><td rowspan="6">Между центрами заклепок</td><td colspan="2">По диагонали</td><td rowspan="4">Растяжение и сжатие</td><td>—</td><td>3,5 d</td></tr>
<tr><td rowspan="2">по крайнему ряду</td><td>в листах</td><td>меньшее из 7d и 16 δ</td><td rowspan="4">3 d</td></tr>
<tr><td>в уголках</td><td>160 мм</td></tr>
<tr><td rowspan="3">по среднему ряду</td><td>поперек усилия</td><td>24 δ</td></tr>
<tr><td rowspan="2">вдоль усилия</td><td>Растяжение</td><td>24 δ</td></tr>
<tr><td>Сжатие</td><td>16 δ</td></tr>
<tr><td rowspan="3">От центра заклепки до края элемента</td><td>при любых кромках</td><td>вдоль усилия и по диагонали</td><td rowspan="3">Растяжение и сжатие</td><td rowspan="3">Меньшее из 8 δ и 120 мм</td><td>2 d</td></tr>
<tr><td>при обрезной кромке</td><td rowspan="2">поперек усилия</td><td rowspan="2">1,5d</td></tr>
<tr><td>при прокатной кромке</td></tr>
</table>

В таблице обозначено
d — диаметр заклепочного отверстия,
δ — толщина наиболее тонкой из склепываемых частей

Примечание К находящимся в крайнем ряду относятся заклепки, поставленные в листах по крайней риске, а в уголках—по риске, проходящей у пера уголка

482. На чертежах проекта сварных конструкций надлежит указывать

а) типы и размеры всех швов и обозначения монтажных и заводских швов,

б) способ выполнения всех сварных швов (автоматическая, полуавтоматическая и ручная сварка), а также последовательность их наложения,

в) необходимость обработки кромок и вид обработки,

г) зоны полного провара по толщине (сквозного проплавления),

д) формы деталей с размерами, относящимися к механической обработке сварных швов и зон концентрации напряжений, рекомендации по способам ее выполнения, а также все места конструкции, подлежащие обработке

483. Применение сварки к сложным прокатным профилям (двутаврам, швеллерам) в элементах главных ферм и проезжей части капитальных мостов не допускается Применение комбинированных стыков, осуществляемых сваркой в стык и усиленных накладками, приваренными угловыми швами, не рекомендуется

Применение электрозаклепок

в железнодорожных мостах не допускается	в автодорожных и городских мостах допускается только для нерабочих соединений

Предусматривать заварку монтажных отверстий не допускается.

484. Угловые швы должны применяться, как правило, с вогнутым очертанием их поверхности и с плавным переходом к основному металлу

Фланговые швы соединений, работающих на осевую силу, могут выполняться как вогнутой, так и выпуклой формы или иметь плоскую поверхность

При применении лобовых швов рекомендуется отношение большего катета к меньшему делать равным от 2 до 2,5, при этом больший катет должен быть направлен вдоль усилия, воспринимаемого лобовым швом

485. Размеры угловых сварных швов следует назначать возможно минимальными по расчету на прочность и выносливость, как правило, не менее указанных в табл 53

Длина углового лобового или флангового шва должна быть не менее 60 *мм* и не менее шестикратного размера катета шва

486. Стыковые швы, как правило, следует применять с двусторонней сваркой независимо от формы подготовки кромок

В случаях, когда затруднительно выполнить двустороннюю сварку, допускается применение односторонней сварки в стык при условии обеспечения полного провара корня шва, а в растянутых стыках — также и последующей механической обработки шва в этом месте

Таблица 53

Наименьшие размеры катета углового шва

Толщина более толстого из свариваемых листов в *мм*	Размеры катета в *мм* в конструкциях из стали	
	углеродистой	низколегированной
До 14	6	8
15—25	8	10
26—40	10	12
41 и более	12	—

Примечание Указанные в таблице наименьшие размеры катета углового шва относятся к однодуговой сварке

487. Толщина стыкового шва не должна быть меньше толщины свариваемых листов

При проектировании стыка листов различной толщины рекомендуется применять стыковые швы с переменной толщиной для создания плавного перехода от тонкого листа к более толстому При этом для растянутых и сжато-вытянутых стыковых соединений допускается уклон поверхности шва 1 8, а для сжатых стыковых соединений — 1 4 Если разница в толщинах стыкуемых листов такова, что при нормальных разделках кромок уклоны поверхности шва получаются больше указанных, необходимо предусматривать скосы (по толщине) на конце более толстого листа с теми же величинами уклонов

488. В соединениях и прикреплениях растянутых и сжато-вытянутых сварных элементов, а также в прикреплениях к ним других частей конструкции должна быть обеспечена плавность перехода от стыкового, поперечного или косого углового шва, а также от концов продольных угловых швов к основному металлу этих элементов, для чего в указанных ниже случаях следует предусматривать применение механической обработки соответствующей части поверхности швов и зон концентрации напряжений

489. В элементах составного сечения прерывистые соединительные швы не допускаются

В соединениях «втавр», образуемых при помощи двусторонних угловых швов, полный провар необязателен, если все части сечения запроектированы на всей длине балки или элемента без обрыва

В случае соединения частей составного элемента односторонними швами допускается непровар толщины тонкого листа, размер непровара не должен превышать 4 *мм* и величины 0,25 δ, где δ — толщина тонкого листа

490. В конструкции не должно быть несклепанных или несваренных соприкасающихся частей, узких щелей, пазух и корыт, способных задерживать влагу или затруднять провегривание

Диаметр дренажных отверстий, как правило, должен быть не меньше 50 *мм*

Все детали конструкции должны быть доступны для наблюдения, очистки и окраски

491. В случае применения в составных элементах связей прокладок или шайб расстояния между ними не должны превышать для сжатых стержней — 40 r, для растянутых — 80 r (r — радиус инерции уголка относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок) На длине сжатого элемента должно быть не менее двух прокладок или шайб

492. Концы растянутых элементов, снабженные отверстиями для присоединения их узловыми болтами-шарнирами, должны быть запроектированы так, чтобы при симметричном сечении площадь нетто разреза, проходящего через болтовое отверстие, была не меньше 140%, а разреза от торца элемента до болтового отверстия — не меньше 100% расчетного сечения элемента

Количество заклепок или сварных швов в этих местах должно быть достаточным для того, чтобы включить весь материал сечения в работу

493. Ветви составных стержней надлежит связывать поперечными диафрагмами с учетом условий оформления элементов на заводе и их перевозки

494. В сварных сжатых и сжато-вытянутых элементах коробчатого сечения, а в элементах Н-образного и двутаврового сечения в случае работы их на сжатие с кручением рекомендуется предусматривать постановку поперечных диафрагм по концам и по длине элемента с промежутками не более 3 *м*

Диафрагмы рекомендуется приваривать только к вертикальным листам с зазором между диафрагмой и горизонтальными листами не менее 50 *мм*

495. Непосредственная приварка различных вспомогательных деталей (кронштейны, элементы перил и тротуаров и т п) к элементам главных балок и балок проезжей части, а также к элементам сквозных главных ферм не допускается Приваривать эти детали допускается только к выступающим ребрам жесткости

496. В местах изменения сечения горизонтальных листов балок более толстые или более широкие листы должны иметь на концах скосы с уклонами не круче для растянутых поясов 1 8 и для сжатых — 1 4 Для обеспечения плавных (с радиусом не менее 5 *мм*) переходов от металла шва к основному металлу в стыках растянутых поясов должна предусматриваться механическая обработка согласно специальным техническим указаниям

497. При обрыве дополнительного поясного листа в пролете

балки надлежит предусматривать толщину этого листа на конце 10 *мм*, скосы по ширине — с уклоном не круче 1 4, а по толщине— с уклоном не круче 1 8, для косых швов на конце листа растянутого пояса соотношение катетов 1 2 Кроме того, необходимо предусматривать механическую обработку для получения плавных (с радиусом не менее 5 *мм*) переходов от основного металла к металлу косых швов Размеры и расположение зон механической обработки принимаются в соответствии со специальными техническими указаниями

498. Горизонтальные стыки стенки балки в пролетных строениях с ездой поверху допускается выполнять с применением сквозных (непрерывных) горизонтальных листов, приваренных угловыми швами без полного провара толщины стенки В пролетных строениях с ездой понизу такая конструкция горизонтального стыка стенки допускается при условии обеспечения полного провара толщины стенки

Вертикальные стыки стенки с поперечным листом в стыке не допускаются

499. Применение косых стыковых швов в поясах и стенках сплошных балок не рекомендуется

500. Распорки и диагонали горизонтальных связей не допускается приваривать непосредственно к поясам балок В сплошных балках со связями, уровень которых смещен относительно поясов, допускается приварка элементов связей к ветровым поясам — горизонтальным ребрам жесткости или внутренним поясным листам (при сечении пояса в виде двутавра), если расстояние между поясом балки и ветровым поясом не меньше $^1/_7$ высоты балки

501. Для ветрового пояса, расположенного в растянутой зоне балки, должны соблюдаться следующие требования накладываемые на пояс поперечные и косые угловые швы следует выполнять вогнутой формы при помощи полуавтоматической сварки, при выполнении их ручной сваркой необходимо предусматривать соотношение катетов 1 2 Для обеспечения плавных (с радиусом $r \geqslant 5$ *мм*) переходов к основному металлу на отдельных участках косых швов в прикреплении диагоналей связей и у поперечных угловых швов распорок и вертикальных ребер жесткости, выполненных ручной сваркой, необходимо предусматривать механическую обработку в соответствии со специальными техническими указаниями

502. В случае приварки горизонтальных фасонок продольных связей непосредственно в стык к поясам сплошных балок необходимо обеспечивать полный провар всей толщины фасонки, для чего надлежит предусматривать разделку кромки, при этом конец заготовки фасонки должен иметь притупление на ширину скоса кромки

Необходимо предусматривать на концах фасонки выкружки и механическую обработку их вместе с концами швов для получения плавных переходов к поясу с радиусом не менее 65 *мм* Размеры и расположение зон механической обработки принимаются в соответствии со специальными техническими указаниями

Допускается также приварка горизонтальных фасонок к сжатым поясам сплошных балок внахлестку. При этом фасонки должны иметь трапециевидную форму, прикрепляться к поясу большим основанием трапеции с наложением четырех швов по всему контуру примыкания.

Рекомендуется принимать величину уклона скосов фасонки — 1 : 1, размеры нахлестки фасонки на пояс — 5 δ и наименьших катетов угловых швов — δ, где δ — толщина фасонки, отношение катетов косых швов — 1 : 2.

503. При крестовой и полураскосной системе продольных связей, расположенных в уровне, смещенном относительно поясов, надлежит предусматривать выкружки на концах фасонки, приварку последней к стенке с обеспечением полного провара всей толщины фасонки и механическую обработку ее концов, при этом ширина притупленного конца фасонки и радиус перехода к поясу должны отвечать требованиям п. 502. Размеры и расположение зон механической обработки принимаются в соответствии со специальными техническими указаниями.

В случае, если указанные фасонки пересекаются с вертикальными ребрами жесткости, рекомендуется устраивать непрерывными фасонки и их швы, приварку элементов вертикального ребра жесткости к фасонке надлежит осуществлять полуавтоматическими швами вогнутой формы, при выполнении этих швов ручной сваркой необходимо предусматривать соотношение катетов 1 : 2 (больший катет — на фасонке).

При непрерывных вертикальных ребрах жесткости фасонки в растянутой зоне балки должны привариваться к ребру с полным проваром толщины.

504. Расстояние между швами прикрепления элементов связей и швами, прикрепляющими фасонки или ветровые пояса к стенке балки, а также к вертикальным ребрам жесткости, должно быть не менее 60 *мм*.

505. В случае приварки вертикальных фасонок или вертикальных ребер жесткости к растянутому поясу в пролете, что допускается лишь в исключительных случаях, поперечные швы, прикрепляющие указанные элементы, должны выполняться полуавтоматической сваркой и иметь вогнутую форму, при выполнении этих швов ручной сваркой необходимо предусматривать соотношение катетов 1 : 2 (больший катет — на поясе) и механическую обработку для получения плавных переходов к основному металлу с радиусом не менее 5 *мм*. Размеры и расположение зон механической обработки принимаются в соответствии со специальными техническими указаниями.

506. Противоугонные уголки надлежит приваривать к верхнему поясу балок как продольными, так и поперечными угловыми швами. Поперечные швы рекомендуется выполнять вогнутой формы при помощи полуавтоматической сварки, при выполнении их ручной сваркой необходимо предусматривать соотношение катетов 1 : 2,

а при расположении уголков на растянутом верхнем поясе — также и механическую обработку для обеспечения плавного (с радиусом не менее 5 *мм*) перехода от шва к основному металлу Размеры зон механической обработки принимаются в соответствии со специальными техническими указаниями

507. В случае постановки поперечных диафрагм в растянутых и сжато-вытянутых элементах, как правило, необходимо предусматривать механическую обработку поперечных швов, прикрепляющих диафрагму к вертикальным листам, требования к обработке аналогичны указанным в п 505

В сжато-вытянутых элементах механическую обработку места перехода от поперечного шва к основному металлу элемента допускается не предусматривать в случаях, когда коэффициент амплитуды цикла знакопеременных напряжений с преимущественным сжатием $\rho \geqslant -0{,}3$

14 КОНСТРУКЦИЯ ПЛАНОК, ПЕРФОРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ И СОЕДИНИТЕЛЬНЫХ РЕШЕТОК

508. Не соединенные сплошным листом открытые стороны и отдельные ветви элементов главных ферм, а также ветви элементов связей должны иметь соединительные планки, перфорированные листы или соединительные решетки с планками по концам и в других местах — там, где прерывается соединительная решетка

При наличии сплошного соединительного листа между ветвями планки и решетки могут не ставиться в сжатых элементах Н-образного и двутаврового сечения, удовлетворяющих всем соотношениям, приведенным в п 458, а также в растянутых элементах коробчатого и Н-образного сечения, удовлетворяющих указанным в п 458 отношениям расчетной ширины свеса пакетов (листов) к их толщине, увеличенным на 50%

509. В сварных элементах применение соединительных решеток из уголков или полос не допускается.

В сварных элементах главных ферм железнодорожных мостов допускается применение только сплошных и перфорированных листов, соединительные планки допускаются только в слабо работающих элементах связей и притом в тех случаях, когда по расчету на выносливость элемента соединение планок с основными частями сечения возможно осуществить без выкружек и специальной обработки зон концентрации напряжений

510 Толщина δ соединительных планок должна назначаться для сжатых и сжато вытянутых элементов главных ферм, ра-

ботающих на временную нагрузку, $\delta \geqslant \frac{b}{45}$, но не менее 10 *мм*[1],

для растянутых элементов главных ферм, работающих на временную нагрузку,— не менее 10 *мм*[1],

для сжатых и сжато-вытянутых элементов связей $\delta \geqslant \frac{b}{55}$, но не менее 8 *мм*,

для дополнительных элементов главных ферм, работающих только на постоянную нагрузку, и растянутых элементов связей — не менее 8 *мм*

Здесь b — расстояние между рисками заклепок (или сварными швами) прикрепления планки Если ветви сжатых элементов Н-образного сечения соединены расположенными по их оси планками, толщина последних должна удовлетворять указаниям, приведенным в п 1 табл 51

Длина промежуточных планок должна быть не менее 0,75 b

511. Концевые планки сжатых и сжато-вытянутых элементов рекомендуется делать в 1,7 раза длиннее промежуточных, растянутых — в 1,3 раза

Концевые планки растянутых и сжатых элементов должны ставиться возможно ближе к узлу

512. Наименьшее число заклепок прикрепления одной стороны планки должно быть равно

для элементов главных ферм, работающих на временную нагрузку, — 4,

для элементов главных ферм, работающих только на постоянную нагрузку, и элементов связей — 3,

для нерабочих элементов — 2

Шаг заклепок в прикреплении планок должен быть не более 120 *мм*

513. Углы наклона диагоналей соединительной решетки к оси элемента рекомендуются при двойной решетке — не менее 45°, а при одиночной решетке — около 60°

Примечание Применение треугольной соединительной решетки с дополнительными распорками не допускается

514. При необходимости применения схем соединительных решеток с эксцентриситетами в узлах величины эксцентриситетов должны быть минимальными

15 ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИИ КЛЕПАНО-СВАРНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

515. В клепано-сварных и болто-сварных пролетных строениях (имеющих сварные заводские соединения и клепаные или болтовые монтажные) допускается применение стыковых или накладных компенсаторов ослабления заклепочными (болтовыми) отверстиями

[1] Для автодорожных и городских мостов—не менее 8 *мм*

516. В зависимости от типа стыковых компенсаторов ослабления — с утолщением или уширением соответствующих листов составного элемента — на концах их (у стыка) необходимо предусматривать скосы по толщине или по ширине, а также механическую обработку стыковых соединений в соответствии с указаниями п 496 В накладных компенсаторах ослабления следует предусматривать скосы по ширине с уклоном не круче 1 1 Для косых швов рекомендуется принимать соотношение катетов 1 2

Для обеспечения плавных (с радиусом не менее 5 *мм*) переходов от шва к основному металлу необходимо предусматривать механическую обработку косых швов на конце компенсатора Расположение и размеры зон механической обработки назначаются в соответствии со специальными техническими указаниями

Сечения швов подбираются таким образом, чтобы косые швы и участки продольных швов до первого ряда отверстий обеспечивали полное прикрепление площади компенсатора

При ширине компенсатора свыше 35-кратной его толщины рекомендуется применять парные компенсаторы При этом расстояние между швами соседних компенсаторов должно быть не менее 60 *мм*

Расстояние от центра заклепочного (болтового) отверстия до края компенсатора должно быть не менее удвоенного диаметра отверстия

517. Для сквозных клепано-сварных и болто-сварных ферм допускается применение узловых фасонок-вставок и фасонок-приставок, соединяемых с поясами при помощи сварки

Узловые фасонки-вставки и приставки должны иметь плавные переходы к поясу с радиусом не менее соответственно $0{,}25H$ и $0{,}50H$, где H — высота элемента пояса Расстояние от стыка пояса и фасонки-вставки до начала выкружки в ней должно приниматься не менее 70 *мм* Для стыковых швов фасонок-вставок растянутого и сжато-вытянутого поясов должна предусматриваться механическая обработка в соответствии с требованиями, указанными в п 496

Конструктивное оформление (за исключением оговоренного выше радиуса перехода к поясу) и механическая обработка фасонок-приставок должны удовлетворять требованиям пп 502 и 503

518. Прикрепление продольных балок к поперечным и поперечных — к двустенчатым главным фермам следует осуществлять при помощи вертикальных уголков с заклепочными (болтовыми) соединениями в обеих полках При этом пояса поперечных балок должны быть, как правило, доведены до торца стенки балки без обрыва

В конструкциях с обрывом пояса следует предусматривать следующие мероприятия по снижению концентрации напряжений пояс к месту обрыва должен иметь скосы по толщине с уклоном 1 8 и по ширине с уклоном 1 4, у самого конца рекомендуется назначать толщину пояса (до сварки) не менее 6 *мм*, ширину — не менее 36 *мм*, стенка балки на протяжении скошенной части пояса должна

иметь сквозное проплавление Следует предусматривать механическую обработку конца пояса для получения плавных переходов к стенке (в обеих плоскостях) с радиусом не менее 65 *мм* Расположение и размеры зон механической обработки должны соответствовать специальным техническим указаниям

В продольных балках следует предусматривать вырез на конце стенки, плавно (радиусом $r \geqslant 30$ *мм*) сопрягающийся с обрываемым поясом и подвергаемый механической обработке (после сварки балки) согласно специальным техническим указаниям

16 КОНСТРУКЦИЯ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ

519. Балочные пролетные строения пролетами свыше 25 *м* должны иметь опорные части шарнирно-каткового или секторного типа

520. Подвижной конец пролетного строения должен иметь свободу продольных перемещений и должен быть обеспечен от поперечных перемещений При расстоянии между осями главных ферм более 15 *м* следует обеспечивать поперечную подвижность устройством двоякоподвижных опорных частей

Нижние балансиры неподвижных опорных частей и плиты подвижных опорных частей, а также стойки металлических опор должны быть закреплены на опорах анкерными болтами

Концы пролетных строений должны быть закреплены к опорам рабочими анкерными болтами, если по расчету на поперечную устойчивость против опрокидывания относительно наружной грани металлической конструкции согласно п 408 отношение $\frac{M_{\text{опр}}}{M_{\text{пр}}} > 0{,}8$ (см п 50)

521. Конструкция опорных частей должна быть достаточно жесткой в целях распределения нагрузки по всей площади опирания узла пролетного строения и опирания на опору

Применять более четырех катков не рекомендуется

Опорные части шарнирно-каткового или секторного типа должны применяться, как правило, литые с шарнирами предпочтительно свободного касания

522. Длина опорных частей вдоль оси моста не должна превышать удвоенной высоты от опорной площадки до центра шарнира Высота верхнего балансира неподвижных опорных частей должна быть возможно меньшей Разница между шириной опорных частей в уровне опорной площадки и в уровне шарнира не должна превышать удвоенной их высоты

Часть плиты, выступающая за ось катка в крайнем положении, не должна превышать удвоенной толщины плиты

Толщина металла в опорных частях, исполненных из стального литья, без учета обработки должна быть не менее 40 *мм*

523 Катки должны быть соединены между собой боковыми стяжками, не препятствующими очистке, и обеспечены против боковых сдвигов и продольного угона, а также защищены футлярами

РАЗДЕЛ V

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ОБЪЕДИНЕННЫЕ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТОЙ

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

524. Указания настоящего раздела распространяются на объединенные пролетные строения с ездой поверху, имеющие железобетонную плиту проезжей части, включенную в совместную работу со стальными главными фермами (балками), а также на конструкции проезжей части, выполненной из железобетонной плиты, совместно работающей со стальными балками проезжей части

Сталежелезобетонные пролетные строения сложных систем (двухплитные, с ездой понизу, преднапряженные высокопрочной арматурой и др) проектируются с учетом специальных технических указаний

Примечание Железнодорожные объединенные пролетные строения, кроме балочно разрезных со сплошными стенками, допускается применять только при специальном обосновании в каждом отдельном случае

525. Требования к материалам стальных конструкций, объединенных с железобетонной плитой, т е к бетону и стали, их основные расчетные характеристики, а также указания по расчету и конструированию, не предусмотренные в настоящем разделе, принимаются согласно указаниям разделов III и IV

2 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА

526. Расчеты стальных конструкций, объединенных с железобетонной плитой, выполняются исходя из гипотезы плоских сечений Податливость шва объединения железобетона со сталью допускается не учитывать

527. Работа бетона принимается упругой, пластической или же вовсе не учитывается в соответствии со следующими указаниями

а) Пластическая работа бетона (действие в бетоне предельных сжимающих напряжений, равных расчетному сопротивлению) принимается в расчетах поперечных сечений стальных конструкций,

объединенных с железобетонной плитой, если сжимающие напряжения в бетоне, вычисленные в предположении его упругой работы, превышают его расчетное сопротивление

б) Работа бетона в составе объединенного сечения не учитывается при вычислении напряжений от нагрузок основного сочетания[1] в стальной части конструкции и в продольной арматуре в расчетах на прочность, выносливость и раскрытие поперечных трещин в бетоне, если фибровые растягивающие напряжения в бетоне, вычисленные в предположении его упругой работы, превышают

в железнодорожных мостах независимо от вида арматуры, а также в автодорожных и городских мостах при наличии арматуры из высокопрочной проволоки — 0,

в автодорожных и городских мостах при отсутствии арматуры из высокопрочной проволоки — $R_{рп}$ (расчетное сопротивление бетона растяжению)

В указанных случаях расчетные напряжения в бетоне от упомянутых нагрузок принимаются равными нулю

в) Упругая работа бетона в составе объединенного сечения принимается в остальных расчетах на прочность, выносливость и раскрытие трещин, а также во всех расчетах (независимо от величины и знака полных напряжений в бетоне) по второму предельному состоянию, по вычислению усилий в статически неопределимых системах от всех нагрузок и воздействий, по вычислению внутренних усилий и напряжений во всех системах от воздействий колебаний температуры и усадки бетона

528. Работа бетона на сжатие в составе объединенного сечения при данном загружении учитывается независимо от наличия и величины суммарных растягивающих напряжений в бетоне данного сечения при иных загружениях или при учете других нагрузок и воздействий

Работа продольной арматуры железобетона в составе объединенного сечения учитывается независимо от учета или неучета работы бетона

Расчет растянутой железобетоннои плиты на прочность и трещиностойкость с учетом воздействий колебаний температуры и усадки бетона производится как растянутого железобетонного стержня При этом на продольную арматуру передается усилие, определенное по расчетному растягивающему напряжению в центре тяжести сечения бетона

Расчетное напряжение в арматуре определяется суммированием напряжения в ней от указанного усилия с напряжением арматуры, вычисленным непосредственно для сечения балки

---

[1] Здесь и далее в настоящем разделе нагрузками основного сочетания сокращенно называются вертикальные нагрузки и (если имеется) воздействие предварительного напряжения Горизонтальная нагрузка от центробежной силы, тоже входящая в основное сочетание, учитывается согласно п 534 Воздействие усадки бетона (с учетом ползучести) включается только в дополнительные сочетания нагрузок

529. При расчетах, выполняемых в предположении упругой работы бетона, принимаются следующие отношения модулей упругости стали и бетона

для всех расчетов, кроме расчета на выносливость в указанном ниже случае, — n_1 по табл 18 раздела III,

для расчета на выносливость железнодорожных мостов в случае, когда временная нагрузка увеличивает сжатие в бетоне

по поперечным сечениям—n' по табл 22 раздела III,

по продольным сечениям и конструкции объединения — $\frac{n_1 + n'}{2}$.

Примечание Определение усилий в статически неопределимых системах для расчетов на выносливость допускается выполнять при отношении модулей n_1

530. Расчет раскрытия поперечных трещин в растянутой железобетонной плите должен выполняться в тех случаях, когда суммарные растягивающие напряжения в центре тяжести бетона, вычисленные в предположении упругой работы бетона в составе сечения балки, превышают величины, указанные в п 527 «б»

При определении радиуса армирования учитываются продольная арматура и наклонные анкеры, попадающие в расчетное сечение, а влияние стального пояса не учитывается

531. Ползучесть бетона под действием собственного веса сооружения и предварительного напряжения (если оно имеется) необходимо учитывать при расчете объединенных конструкций на прочность в предположении упругой работы бетона в случаях, когда наибольшие сжимающие напряжения в бетоне от указанных воздействий без учета ползучести превышают 20% от расчетного сопротивления бетона сжатию при изгибе

Конечная мера ползучести бетона принимается по приложению 15

При отсутствии обоснованных технических данных разрешается принимать конечную характеристику ползучести бетона $\varphi_к = 1{,}5$

532. Расчет объединенных конструкций на воздействие усадки бетона ведется с учетом влияния ползучести

При отсутствии обоснованных технических данных расчетную величину относительной деформации усадки в бетоне допускается принимать

при монолитной конструкции

$$\varepsilon_y = 2 \cdot 10^{-4},$$

при сборной конструкции

$$\varepsilon_y = 1 \cdot 10^{-4}.$$

533. При расчете объединенных балок со сплошными стенками на воздействие колебаний температуры нормативная наибольшая разность температур стали и железобетона принимается

для главных балок в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, — 30°,

для главных балок в случае, когда температура стали ниже, чем железобетона, а также для балок проезжей части в обоих указанных случаях — 15°

При этом определение усилий и напряжений от колебаний температуры производится с принятием по высоте стальной части сечения криволинейной эпюры разности температур

Усилия и напряжения в железобетонной плите от колебаний температуры допускается определять с принятием прямоугольной эпюры разности температур по всей высоте стальной части сечения, однако при таком методе расчета нормативные разности температур должны приниматься равными 50% величин, указанных в начале данного пункта

Решетчатые фермы с гибким (Н-образным или тавровым) сечением стального пояса, объединенного с железобетонной плитой, допускается не рассчитывать на разность температур стали и железобетона

534. Горизонтальные нагрузки на железобетонную плиту проезжей части и нижние продольные связи объединенных пролетных строений определяются согласно табл 54

Таблица 54

Нагрузки на железобетонную плиту и нижние связи в процентах от полной горизонтальной нагрузки

Нагрузки	На железобетонную плиту проезжей части	На продольные связи в уровне нижнего пояса
Давление ветра на сквозные главные фермы	60	60
Давление ветра на сплошные главные балки	80	40
Давление ветра на проезжую часть и подвижной состав железных дорог	100	20
Поперечные удары подвижной нагрузки		
Нагрузка от центробежной силы		

В железнодорожных мостах железобетонная плита проезжей части должна быть проверена на прочность в горизонтальной плоскости как сжато-изогнутый железобетонный элемент, находящийся под действием осевого сжатия от вертикальных нагру-

зок и предварительного напряжения (если оно имеется) и изгибающего момента от горизонтальных нагрузок В расчете допускается учитывать разгрузку плиты стальными верхними поясами на величину воспринимаемой части момента от горизонтальных нагрузок Осевое сжатие вычисляется в предположении упругой работы бетона Ползучесть бетона, а также напряжения от колебаний температуры и усадки бетона не учитываются

Проверка раскрытия трещин в бетоне не производится

535. Расчет объединенной конструкции должен производиться или на первую и вторую стадии работы, или только на вторую стадию работы в зависимости от способа возведения конструкции

В качестве первой стадии принимается работа под нагрузками, воспринимаемыми только стальной частью конструкции

В качестве второй стадии принимается работа под нагрузками, воспринимаемыми объединенной конструкцией При расчленении первой или второй стадии работы на несколько этапов расчеты должны быть произведены на каждый из этапов

536. Расчет решетчатых ферм, имеющих объединенный верхний пояс, работающий на совместное действие осевых усилий и изгиба от внеузлового приложения временных вертикальных нагрузок, производится с учетом жесткости объединенного верхнего пояса Допускается пользоваться методами расчета, основанными на учете жесткости только данного узла при построении для него линии влияния изгибающего момента, а для автодорожных и городских мостов при высоте объединенного пояса менее $^1/_{10}$ длины панели — также и приближенными формулами п 537

537. Изгибающие моменты, возникающие в жестком верхнем поясе решетчатой фермы на первой и второй стадиях работы конструкции в автодорожных и городских мостах при высоте объединенного пояса менее $^1/_{10}$ длины панели, допускается определять по следующим формулам

момент от прогиба фермы

$$M = \frac{I_ж}{H_ф}\left(\frac{N_ж}{F_ж} + \frac{N_г}{F_г}\right),$$

момент от эксцентричного прикрепления раскосов по отношению к оси верхнего пояса

$M = -Te$ — в концевых узлах;

$M = \pm T\frac{e}{2}$ — в промежуточных узлах,

момент от местного изгиба

$M = +0{,}7M_0$ — в середине панели,

$M = -0{,}7M_0$ — в промежуточных узлах

Здесь $N_ж$ и $N_г$ — осевые усилия в рассматриваемых панелях верхнего (жесткого) и нижнего поясов фермы,

$I_ж$, $F_ж$ — момент инерции и площадь верхнего пояса фермы (во второй стадии — приведенные к стали),

$F_г$ — площадь нижнего пояса фермы,

$H_ф$ — расчетная высота фермы в рассматриваемой панели,

T — горизонтальное усилие, передаваемое верхнему поясу раскосами в рассматриваемом узле,

e — эксцентриситет между точкой приложения усилия T и центром тяжести верхнего пояса,

M_0 — момент в середине пролета разрезной балки с длиной, равной длине рассматриваемой панели фермы

3 РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ

538. Расчет на прочность стальной балки, объединенной с железобетонной плитой, при действии положительного момента производится по формулам табл 55 по одному из трех расчетных случаев, определяемых в зависимости от величины напряжений в крайней фибре бетона $\sigma_{бф}$ и в центре тяжести сечения бетона $\sigma_б$, подсчитанных в предположении упругой работы бетона

При этом случай А соответствует упругой стадии работы стального двутавра и железобетона, случай Б — упругой стадии работы стального двутавра и арматуры и пластической стадии работы бетона, случай В — упругой стадии работы стального двутавра и пластической стадии работы железобетона (рис 17, *а*)

Напряжения $\sigma_{бф}$ и $\sigma_б$ вычисляются от вертикальных нагрузок и предварительного напряжения (если оно имеется), в необходимых случаях — с учетом ползучести бетона, а при расчетах статически неопределимых систем на дополнительное сочетание нагрузок и воздействий—также с учетом влияния усадки бетона и колебаний температуры на внешний изгибающий момент в сечении Напряжения от горизонтальных нагрузок и внутренние уравновешенные в пределах рассматриваемого сечения напряжения от усадки бетона и

колебаний температуры при вычислении $\sigma_{бф}$ и $\sigma_б$ не учитываются

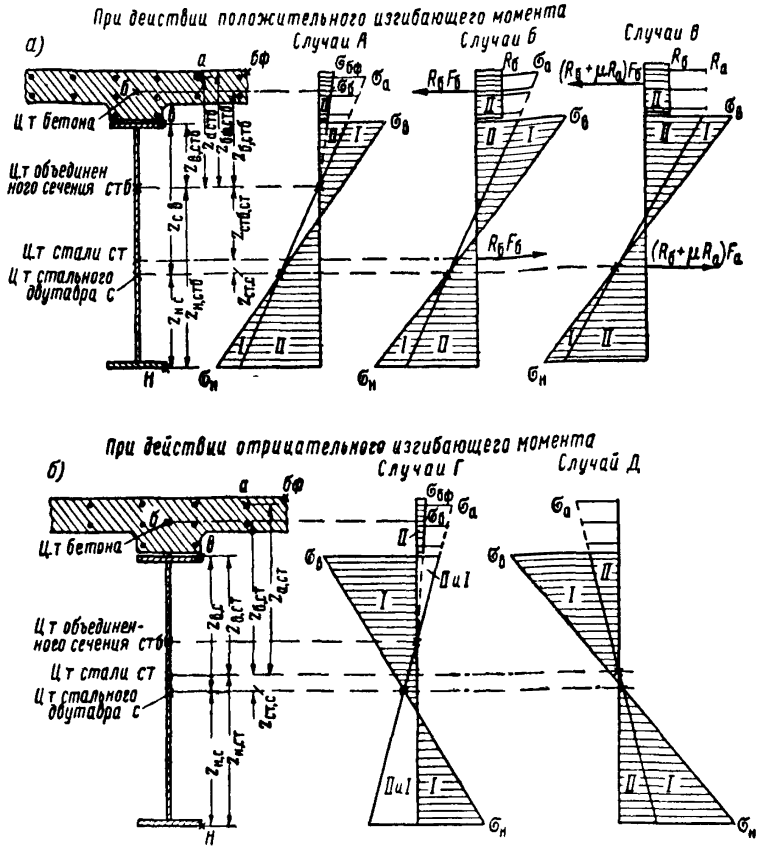


Рис 17

В таблице обозначено

F_c, F_a, $F_{ст} = F_c + F_a$, $F_б$ — площади поперечного сечения, соответственно стальной части элемента (без учета продольной арматуры), продольной арматуры, всей стали, бетона,

$\mu = \dfrac{F_a}{F_б}$ — коэффициент армирования железобетона,

$W_{i\,с}=\frac{I_с}{z_{i\,с}}$, $W_{i\,ст}=\frac{I_{ст}}{z_{i\,ст}}$, $W_{i\,стб}=\frac{I_{стб}}{z_{i\,стб}}$ — моменты сопротивления и аналогичные геометрические характеристики применительно к фибре i (фибре *н*, *в*, *б*, *а* и *бф* согласно рис 17) соответственно следующих сечений стального без учета продольной арматуры, стального с учетом продольной арматуры, полного (приведенного к стали),

$S_{б\,с}=F_б z_{б\,с}$, $S_{б\,ст}=F_б z_{б\,ст}$ — статические моменты площади бетона относительно центра тяжести сечения стали соответственно без учета продольной арматуры и с учетом продольной арматуры,

M^{I}, $M^{II\,п}$, $M^{I\,II\,п}=M^{I}+M^{II\,п}$, $M^{у\,т}$ — внешние изгибающие моменты, соответственно в первой стадии работы, во второй стадии работы (с учетом в статически неопределимых системах в необходимых случаях ползучести бетона), суммарный в первой и второй стадиях работы, от усадки бетона и колебаний температуры (только в статически неопределимых системах),

$\overline{\sigma_{i\,стб}^{п}}$, $\overline{\sigma_{i\,стб}^{у\,т}}$ — внутренние (уравновешенные в пределах объединенного сечения) напряжения в фибре i соответственно от ползучести бетона под действием собственного веса сооружения и предварительного напряжения и от усадки бетона и колебаний температуры,

$R_б$ — расчетное сопротивление бетона сжатию, причем

$$R_б = R_{и\,б} \text{ при } \frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б} > 1{,}2,$$

$$R_б = 0{,}9R_{и\,б} \text{ при } 1{,}2 > \frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б} > 1{,}1,$$

$$R_б = R_{пр,\,б} \text{ при } \frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б} < 1{,}1,$$

$R_{и\,б}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе,
$R_{пр\,б}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию,
R_a — расчетное сопротивление арматуры,
$R_{и\,с}$ — расчетное сопротивление основной стали при изгибе,
m_2 — коэффициент условий работы, принимаемый

при $\sigma_б < 0{,}6R_б$ $m_2 = 1{,}2$,
при $0{,}6R_б < \sigma_б < 0{,}8R_б$ $m_2 = 1{,}1$,
при $\sigma_б > 0{,}8R_б$ $m_2 = 1{,}0$,

$\varepsilon_б$ — относительная деформация в уровне центра тяжести бетона,
$\Delta_б = 0{,}0016$ — расчетная предельная относительная деформация бетона (для уровня центра тяжести бетона),
$E_б$ — модуль упругости бетона

Члены формул, подчеркнутые в табл 55 (и в табл 56) точечным пунктиром, учитываются только в дополнительном сочетании нагрузок и воздействий

539. Расчет на прочность *стальной балки, объединенной* с железобетонной плитой, при действии отрицательного момента производится по формулам табл 56 по одному из двух расчетных случаев, определяемых в зависимости от величины растягивающего фибрового напряжения в бетоне $\sigma_{бф}$, подсчитанного в предположении упругой работы бетона в составе объединенного сечения

При этом в случае Г предполагается отсутствие поперечных трещин в бетоне, а в случае Д — распространение поперечных трещин в бетоне на всю высоту железобетонной части сечения и соответственно выключение бетона из работы (см рис 17, *б*)

Напряжение $\sigma_{бф}$ вычисляется аналогично указанному в п 538, однако с той разницей, что в дополнительном сочетании нагрузок и воздействий в величине $\sigma_{бф}$ учитываются не только внешние, но и внутренние напряжения от усадки бетона и колебаний температуры.

В табл 56 $R_{рп}$ — расчетное сопротивление бетона растяжению

Остальные обозначения приведены в п 538

Изгибающие моменты вводятся в формулы со своими знаками

540. Определение касательных напряжений в стальной части поперечного сечения объединенной балки выполняется в предположении упругости бетона (в необходимых случаях с учетом его ползучести) по следующей формуле (применительно к фибре *к*)

$$\tau_к = \frac{Q^{I} S_{к\,с}}{I_с \delta} + \frac{Q^{II\,п} S_{к\,стб}}{I_{стб} \delta},$$

где Q^{I} и $Q^{II\,п}$ — внешние поперечные силы соответственно на первой и второй стадиях работы,
$I_с$ и $I_{стб}$ — моменты инерции соответственно стального сечения и приведенного к стали полного сечения,
δ — толщина стенки,

Таблица 55

Формулы для расчета на прочность объединенного сечения при действии положительного момента

Расчетный случай	Критерии расчетных случаев	Проверка нижнего пояса	Проверка верхнего пояса	Проверка железобетона
А	$\sigma_{бф} < R_б$	$\sigma_н = \frac{M^I}{W_{н\ с}} + \frac{M^{II\ п}}{W_{н\ стб}} + \sigma^{п}_{н\ стб} + \frac{M^{у\ т}}{W_{н\ стб}} + \sigma^{у\ т}_{н\ стб} \leqslant R_{и\ с}$	$\sigma_б = \frac{M^I}{W_{в\ с}} + \frac{M^{II\ п}}{W_{в\ стб}} + \sigma^{п}_{в\ стб} + \frac{M^{у\ т}}{W_{в\ стб}} + \sigma^{у\ т}_{в\ стб} \leqslant m_2 R_{и\ с}$	—
Б	Наличие расчетной продольной арматуры $R_б < \sigma_б < \frac{R_а}{n_1}$	$\sigma_н = \frac{M^I}{W_{н\ с}} + \frac{M^{II\ п}}{W_{н\ ст}} + \frac{M^{у\ т}}{W_{н\ ст}} - \left(\frac{S_{б\ ст}}{W_{н\ ст}} - \frac{F_б}{F_{ст}}\right) \times R_б \leqslant R_{и\ с}$	$\sigma_в = \frac{M^I}{W_{в\ с}} + \frac{M^{II\ п}}{W_{в\ ст}} + \frac{M^{у\ т}}{W_{в\ ст}} - \left(\frac{S_{б\ ст}}{W_{в\ ст}} + \frac{F_б}{F_{ст}}\right) \times R_б \leqslant R_{и\ с}$	—
В	При наличии расчетной продольной арматуры $\sigma_б > \frac{R_а}{n_1}$ При отсутствии расчетной продольной арматуры $\sigma_б > R$	$\sigma_н = \frac{M^{I\ II\ п}}{W_{н\ с}} + \frac{M^{у\ т}}{W_{н\ с}} - \left(\frac{S_{б\ с}}{W_{н\ с}} - \frac{F_б}{F_с}\right) \times (R_б + \mu R_а) \leqslant R_{и\ с}$	$\sigma_в = \frac{M^{I\ II\ п}}{W_{в\ с}} + \frac{M^{у\ т}}{W_{в\ с}} - \left(\frac{S_{б\ с}}{W_{в\ с}} + \frac{F_б}{F_с}\right) \times (R_б + \mu R_а) \leqslant R_{и\ с}$	$\varepsilon_б = \frac{M^{II\ п}}{E_с W_{б\ с}} + \frac{M^{у\ т}}{E_с W_{б\ с}} - \frac{1}{E_с}\left(\frac{S_{б\ с}}{W_{б\ с}} + \frac{F_б}{F_с}\right) \times (R_б + \mu R_а) \leqslant \Delta_б$

Таблица 56

Формулы для расчета на прочность объединенного сечения при действии отрицательного момента

Расчетный случай	Критерии расчетных случаев	Проверка нижнего пояса	Проверка верхнего пояса	Проверка арматуры железобетона
Г	Для железнодорожных мостов $\sigma_{бф} < 0$ Для автодорожных и городских мостов $\sigma_{бф} < R_{рп}$	$\sigma_н = -\frac{M^{I}}{W_{н\ с}} - \frac{M^{II\ п}}{W_{н\ стб}} + \sigma^{\overline{п}}_{н\ стб} - \frac{M^{у\ т}}{W_{н\ стб}} + \sigma^{\overline{у\ т}}_{н\ стб} \leqslant R_{и\ с}$	$\sigma_в = -\frac{M^{I}}{W_{в\ с}} - \frac{M^{II\ п}}{W_{в\ стб}} + \sigma^{\overline{п}}_{в\ стб} - \frac{M^{у\ т}}{W_{в\ стб}} + \sigma^{\overline{у\ т}}_{в\ стб} \leqslant R_{и\ с}$	—
Д	Для железнодорожных мостов $\sigma_{бф} > 0$ Для автодорожных и городских мостов $\sigma_{оф} > R_{рп}$	$\sigma_н = -\frac{M^{I}}{W_{н\ с}} - \frac{M^{II\ п}}{W_{н\ ст}} - \frac{M^{у\ т}}{W_{н\ ст}} + \sigma^{\overline{у\ т}}_{н\ стб} \leqslant R_{и\ с}$	$\sigma_в = -\frac{M^{I}}{W_{в\ с}} - \frac{M^{II\ п}}{W_{в\ ст}} - \frac{M^{у\ т}}{W_{в\ ст}} + \sigma^{\overline{у\ т}}_{в\ стб} < R_{и\ с}$	$\sigma_а = -\frac{M^{II\ п}}{W_{а\ ст}} - \frac{M^{у\ т}}{W_{а\ ст}} + \sigma^{\overline{у\ т}}_{а\ стб} + \frac{\Gamma_б}{F_а}\sigma^{\overline{у\ т}}_{б\ стб} \leqslant R_а$

$S_{к\ с}$ и $S_{к\ стб}$ — статические моменты отсеченных на высоте «к» частей стального и приведенного полного сечения соответственно относительно центров тяжести всего стального и всего приведенного полного сечения

При расчете статически неопределимых систем на дополнительное сочетание нагрузок и воздействий при вычислении $\tau_к$ должны быть, кроме того, учтены внешние поперечные силы от усадки бетона и колебаний температуры

541. При расчете на прочность сжатой стенки в зоне, примыкающей к железобетонной плите, к нормальным приведенным напряжениям вводится коэффициент условий работы m_2 согласно п 538

При расчете на местную устойчивость стенки внутренние (уравновешенные внутри объединенного сечения) напряжения от колебаний температуры и усадки бетона не учитываются

542. Расчеты на прочность объединенного сечения на совместное действие изгибающего момента и осевой силы, а также расчеты на прочность более сложных сталежелезобетонных сечений (предварительно напряженных высокопрочной арматурой, двухплитных и др) выполняются в соответствии с принципами, изложенными в пп 527, 528, 538 и 539, с учетом специальных технических указаний

543. В железнодорожных мостах расчет на выносливость стальной балки, объединенной с железобетонной плитой, при действии положительного момента производится по формулам

$$\sigma_н = \frac{M^{I}}{W_{н\ с}} + \frac{M^{II\ п}}{W'_{н\ стб}} \leqslant \gamma_н R_{и\ с},$$

$$\sigma_в = \frac{M^{I}}{W_{в\ с}} + \frac{M^{II\ п}}{W'_{в\ стб}} \leqslant \gamma_в R_{и\ с},$$

$$\sigma_{бф} = \frac{M^{II\ п}}{n' W_{бф\ стб}} \leqslant \kappa_\rho R'_{и,\ б}$$

Здесь $W'_{н\ стб}$, $W'_{в,\ стб}$, $W_{бф\ стб}$ — моменты сопротивления и аналогичные геометрические характеристики полного сечения, приведенного к стали при отношении модулей упругости стали и бетона $n' = \frac{E_а}{E'_б}$,

$R'_{и\ б}$ — расчетное сопротивление бетона на выносливость сжатию при изгибе для $\rho \leqslant 0{,}1$ согласно разделу III,

κ_ρ — поправочный коэффициент к $R_{и\ б}$, учитывающий влияние $\rho > 0{,}1$ согласно п 157,

$\gamma_в$ и $\gamma_в$ — коэффициенты уменьшения расчетного сопротивления при расчетах на выносливость для нижнего и для верхнего поясов

Остальные обозначения приведены в п 538

4 РАСЧЕТ ПРОДОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ И ОБЪЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ СО СТАЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИЕЙ

544. Конструкции объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией рассчитываются на сдвигающие усилия, возникающие между этими частями под действием поперечных сил, а также под действием перераспределения внутренних продольных усилий между железобетоном и сталью Конструкции объединения, расположенные на концевых участках железобетонной плиты пролетнего строения, рассчитываются на сдвигающие усилия, возникающие от поперечных сил, и, кроме того, на сдвигающие и отрывающие усилия, возникающие от усадки бетона и колебаний температуры

Сдвигающее усилие на единицу длины определяется по формуле

$$t = \frac{Q^{II\ п}\ S_{ба\ стб}}{I_{стб}} + t',$$

где $Q^{II,\ п}$ — внешняя поперечная сила во второй стадии работы (при расчете статически неопределимых систем в необходимых случаях с учетом влияния ползучести бетона),

$S_{ба\ стб}$ — приведенный к стали статический момент железобетонной плиты относительно центра тяжести объединенного сечения,

$I_{стб}$ — момент инерции полного сечения, приведенный к стали,

t' — сдвигающее усилие на единицу длины, возникающее от перераспределения внутренних продольных усилий между железобетоном и сталью (в частности от усадки бетона и колебаний температуры)

При расчете статически неопределимых систем на дополнительное сочетание нагрузок и воздействий при вычислении t должны быть, кроме того, учтены внешние поперечные силы от усадки бетона и колебаний температуры

Усилие на один объединяющий элемент принимается по площади эпюры сдвигающих усилий на длине балки, равной шагу конструкций объединения

Эпюры сдвигающих и отрывающих усилий от усадки бетона и от колебаний температуры допускается принимать в виде треугольника с максимальной ординатой на конце железобетонной плиты и длиной основания, равной

для сдвигающих усилий — $0{,}7H$,
для отрывающих усилий — $0{,}25H$,
где H — полная высота объединенной балки

545. При расчете объединения железобетонной плиты проезжей части со стальным верхним поясом решетчатой фермы учитываются сдвигающие силы между железобетоном и сталью от разности осевых усилий в панелях объединенного пояса и от поперечной силы, возникающей при изгибе объединенного пояса, а также от перераспределения внутренних продольных усилий между железобетоном и сталью Длина распределения сдвигающей силы от разности осевых усилий в панелях объединенного пояса принимается в соответствии со специальными техническими указаниями

546. Расчет объединения стали с железобетоном на жестких упорах по местному сжатию бетона производится по следующим формулам

в железнодорожных мостах на прочность

$$T \leqslant 2R_{\text{пр}} F_{\text{см}},$$

на выносливость

$$T_{\text{в}} \leqslant 1{,}5\kappa_{\rho} R'_{\text{пр}} F_{\text{см}}$$

в автодорожных и городских мостах в связи с отсутствием расчета объединения по местному смятию бетона на выносливость расчет объединения на прочность выполняется по формуле

$$T \leqslant 1{,}6 R_{\text{пр}} F_{\text{см}}$$

Здесь T и $T_{\text{в}}$ — сдвигающие усилия, приходящиеся на один упор, соответственно в расчетах на прочность и на выносливость,

$F_{\text{см}}$ — площадь поверхности смятия рабочего бетона упором, при цилиндрических и дугообразных упорах — площадь их диаметрального сечения (при сборной проезжей части и расположении упоров в окнах толщина подливки не включается в площадь смятия),

$R_{\text{пр}}$ — расчетное сопротивление бетона на прочность при осевом сжатии,

$R'_{\text{пр}}$ — расчетное сопротивление бетона на выносливость при осевом сжатии и при $\rho > 0{,}1$,

κ_{ρ} — поправочный коэффициент к $R'_{\text{пр}}$, учитывающий влияние при $\rho > 0{,}1$ согласно п 298

При сборной проезжей части и расположении упоров в окнах расчетные сопротивления $R_{\text{пр}}$ и $R'_{\text{пр}}$ принимаются по марке бетона блоков

547 Расчет объединения стали с железобетоном на арматурных анкерах, наклонных к поверхности стальной части конструкции, производится из условий работы анкеров на сочетание растяжения и изгиба со смятием бетона наподобие нагеля в соответствии со специальными техническими указаниями

Расчеты на прочность и выносливость конструкции прикрепления арматурного анкера к стальной части производятся на срез в соответствии с передаваемым сдвигающим усилием или на сочетание среза с отрывом — по равнодействующей расчетных сдвигающих и отрывающих усилий, возникающих между железобетоном и сталью

Прикрепление к стальной части конструкции арматурного анкера, наклонного под углом 45° и более, при приварке в торец допускается рассматривать как стыковой шов с площадью, равной площади поперечного сечения анкера

548 Расчеты на прочность и выносливость прикрепления жесткого упора к стальной конструкции производятся на сдвигающую силу и момент этой силы Равнодействующая сдвигающей силы принимается приложеннои в центре тяжести расчетной площади смятия бетона упором

При условии проверки прочности защемления или заанкеривания жесткого упора в бетоне на восприятие момента от сдвигающей силы допускается проверять прикрепления упора только на действие сдвигающей силы, принимая к полученным максимальным напряжениям коэффициент неравномерности 1,2

При расчете прочности и выносливости прикрепления к стальному верхнему поясу закладной детали, заанкеренной в железобетоне наклонными арматурными анкерами, рассчитанными на передачу полной сдвигающей силы, равнодействующая сдвигающей силы принимается приложенной в уровне нижней поверхности железобетона (ребра, вута или плиты)

549 Расчет на прочность железобетонной части объединенной конструкции под действием касательных и главных растягивающих напряжений производится по сдвигающим усилиям в продольных сечениях железобетона

5 КОНСТРУИРОВАНИЕ

550 Толщина полки стального верхнего пояса объединенной балки должна составлять не менее $^1/_{10}$ величины свеса полки по контакту с бетоном или раствором

551 Применение наклонных арматурных анкеров для объединения железобетона со сталью предпочтительнее, чем жестких упоров

552 Сварные упоры разрешается изготовлять из стали, допускаемой для элементов, не подвергающихся сварке, при условии прикрепления их к поясу заклепками или болтами

553 Размещение объединяющих элементов должно удовлетворять следующим требованиям

Расстояние в свету между жесткими упорами или другими объединяющими элементами не должно превышать 8-кратной средней толщины плиты проезжей части

Расстояние в свету между жесткими упорами должно быть не менее 3,5 кратной высоты расчетной площади смятия бетона упором

Расстояние в осях между арматурными анкерами должно быть не менее трех диаметров арматурного стержня

554 Конструкция жесткого упора должна обеспечивать возможность равномерного распределения давления на бетон по всей расчетной площади смятия бетона Упоры не должны иметь углов, способствующих раскалыванию бетона При выпуклой форме поверхности, передающей давление с упора на бетон (цилиндрические упоры и др), зона местного сжатия бетона упором должна быть дополнительно армирована

555 Арматурные анкеры рекомендуется устраивать в виде петель, расположенных под углом 45° к поверхности стальной части конструкции Допускается применение одиночных арматурных анкеров Одиночные арматурные анкеры рекомендуется разводить в плане и снабжать крюками на концах Арматурные стержни анкеров рекомендуется приваривать к поясу, планке, горизонтальной закладной детали и т д вторец

556 В объединенных конструкциях должно быть обеспечено заанкеривание железобетонной части против отрыва от стальной части На концевых участках железобетонной плиты достаточность заанкеривания должна быть обоснована расчетом

В случае применения жестких упоров, самостоятельно не обеспечивающих заанкеривание железобетонной плиты, должны применяться специальные меры против отрыва плиты

557 Закладные детали, предназначаемые для объединения железобетонных блоков сборной плиты со стальной конструкцией и для стыкования железобетонных блоков, должны быть надежно заанкерены в теле бетона блока, для чего рекомендуется применение наклонных арматурных анкеров, а также приварка арматуры плиты к закладным деталям Монтажные соединения закладных деталей между собой и со стальной конструкцией рекомендуются на высокопрочных болтах (по специальным техническим указаниям) или сварными

558 Окна для замоноличивания жестких упоров в сборной железобетонной плите должны быть открыты сверху Рекомендуется предусматривать окна расширяющейся кверху формы Замоноличивание жестких упоров в закрытых сверху пазах в железобетонных блоках не допускается Зазор между сминающей поверхностью упора и поверхностью окна или шва должен быть не менее 5 *см*, остальные зазоры между упорами и конструкцией блока — не менее 3 *см*

559 Непосредственное стыкование арматуры или установка закладных деталей, соединяемых сваркой или высокопрочными болтами, в швах между блоками сборной железобетонной плиты проезжей части должно предусматриваться

в железнодорожных мостах — во всех случаях при отсутствии обжатия шва высокопрочной арматурой

в автодорожных и городских мостах — при наличии в сечении стыка расчетных фибровых растягивающих напряжений.

Применение петлевых стыков с цилиндрическим ядром в швах между блоками сборной железобетонной плиты не допускается

Применение стыков со сваркой арматурных выпусков или с соединением закладных деталей предпочтительнее, чем применение петлевых стыков с прямой вставкой

560 При сборной плите проезжей части между стальным верхним поясом и железобетонными блоками должен быть предусмотрен слой бетона или раствора, предохраняющий верхний пояс от коррозии

При толщине слоя 5 *см* и более следует укладывать арматурные сетки из проволоки диаметром 3—5 *мм* с ячейками 70—100 *мм*

561 Растянутую железобетонную плиту следует, как правило, включать в совместную работу со стальной частью конструкции

В случае необходимости выключения растянутой плиты из совместной работы со стальной частью конструкции следует устраивать усиленные концевые упоры на краях участков плиты, примыкающих к выключенному из работы участку, и обеспечивать подвижность выключенного из работы участка плиты относительно стальной части пролетного строения

РАЗДЕЛ VI

БЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

1 МАТЕРИАЛЫ

562 Для бетонных и каменных конструкций мостов и труб должны применяться бетон и кладка, указанные в табл 57.

Таблица 57

Марки бетона и виды кладки

№ по пор	Наименование и марка материалов	Область применения
1	Бетон марки не ниже 200, кладка из бетонных камней (высотой до 500 *мм*) или крупных бетонных блоков (высотой 500 *мм* и более) при марке бетона не ниже 200	Пролетные строения арочных мостов и своды труб
2	То же при марке бетона не ниже 150	Опоры мостов и фундаменты труб
3	Бутобетон из бетона марки не ниже 150 с включением бута, обладающего прочностью не ниже полуторной марки бетона, в количестве до 20% от полного объема	Опоры мостов и фундаменты труб
4	Кладка из природного камня марки не ниже 600 Бутовая кладка из камня марки не ниже 400	Пролетные строения арочных мостов и своды труб Опоры мостов и фундаменты труб

Примечания 1 Подферменные плиты (оголовки) опор балочных мостов должны устраиваться из железобетона с применением бетона марки не ниже 300

2 Для заполнения оболочек и других пустотелых конструкций допускается бетон марки не ниже 100

К бетонным относятся конструкции из неармированного бетона, а также из бетона, содержащего арматуру, не учитываемую в расчете на прочность и трещиностойкость согласно разделу III

563 Морозостойкость и другие физико-механические характеристики бетона, а также морозостойкость бетонных блоков, облицовки или внешнего слоя кладки из природного камня должны удовлетворять требованиям, изложенным в разделе III для бетона железо-

бетонных конструкций При климатических условиях, соответствующих среднемесячной температуре наиболее холодного месяца выше минус 10° С, марка по морозостойкости должна быть не менее *Мрз* 100

564 Для кладки из природного камня и бетонных блоков должны предусматриваться портланд-цементные растворы марок 100, 150 и 200 (ГОСТ 5802—51), обладающие пластичностью и водоудерживающей способностью

Для частей сооружений, подвергающихся действию агрессивной среды, должны предусматриваться специальные цементы (для раствора и бетона) или надежные защитные мероприятия.

2 РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА И КЛАДКИ

565 Основные расчетные сопротивления сжатию бетона и кладки принимаются

а) для бетона и бутобетона — по табл 58,

б) для кладки из природного камня и бетонных блоков.

при осевом сжатии — по табл 59,

при изгибе — по п 566

Таблица 58

Основные расчетные сопротивления сжатию бетона и бутобетона в *кг/см²*

Вид сопротивления	Марка бетона			
	150	200	300	400
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}$.	55	65	105	135
Сжатие при изгибе $R_{и}$ . . .	65	80	125	170

Примечания 1 При расчете на прочность бетонных центрально сжатых монолитных элементов, бетонируемых в вертикальном положении, значения расчетных сопротивлений бетона сжатию должны умножаться на коэффициент 0,85

2 При расчете на прочность бетонных монолитных столбов сечением менее 35×35 *см* значения расчетных сопротивлений бетона сжатию должны умножаться на коэффициент 0,85

566 Расчетные сопротивления сжатию при изгибе кладки из природного камня и бетонных блоков при внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами (см п 577) должны приниматься по формуле

$$R_{и} = \psi R_{пр},$$

где $R_{пр}$ — сопротивление кладки осевому сжатию,

ψ — коэффициент, принимаемый равным $\sqrt[3]{\frac{F}{F_c}}$, но не более 1,5 — для кладки бутовой и из бетонных камней, 1,25 — для кладки из крупных бетонных блоков и 1,00 — для кладки из природных камней,

F — площадь всего сечения,

F_c — площадь сжатой части сечения, границы которой определяются из условия равенства нулю статического момента площади сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений (рис 18) относительно оси, проходящей через точку приложения сжимающей силы N, для прямоугольного сечения

$$F_c = F\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right),$$

e_0 — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести сечения,

h — высота сечения

567 Расчетные сопротивления бетона и кладки при местном сжатии (смятии) должны приниматься по формуле

$$R_{см} = \psi_{см} R_{пр},$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона или кладки осевому сжатию,

$\psi_{см} = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}$, причем $F_{см}$ — площадь смятия,

F — расчетная площадь сечения

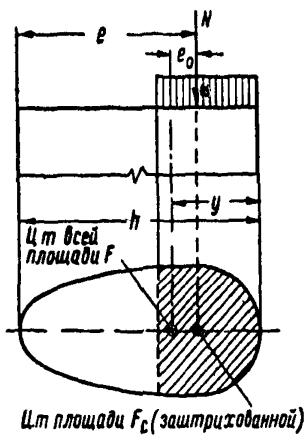


Рис 18

Величина коэффициента $\psi_{см}$ должна приниматься при расчете только на местную нагрузку — не более 1,5, а при расчете как на местную, так и на остальную нагрузки — не более 2,0 Если местная нагрузка приложена у конца стенки на длине не более ее толщины, то величина ψ принимается не более 1,25

Примечание Если центр тяжести загруженной части площади $F_{см}$ не совпадает с центром тяжести площади всего сечения F, то в формулу для $\psi_{см}$ подставляется только часть площади F, симметричная относительно контура, ограничивающего площадь $F_{см}$

568 Модули упругости (модули деформаций) E для определения усилий в статически неопределимых системах при расчетах по первому предельному состоянию должны приниматься

Таблица 59

Основные расчетные сопротивления осевому сжатию кладки в *кг/см*²
(в возрасте 28 дней)

Род кладки	Марка раствора (в возрасте 28 дней)	Расчетные сопротивления $R_{пр}$ при высоте ряда кладки в *мм*	
		180—250	500 и выше
1 Кладка из штучных камней			
а) получистой тески (выступы до 10 *мм*) при марке камня не ниже 1000 и толщине швов не свыше 15 *мм*	200	105	170
б) получистой тески при марке камня не ниже 800 и толщине швов не свыше 15 *мм* . . .	200	90	140
	150	85	140
в) из грубо околотых в правильную форму камней (выступы до 20 *мм*) при марке камня не ниже 600	200	65	100
	150	60	100
	100	55	100
г) из бетонных камней или блоков при толщине швов не свыше 15 *мм*			
марка бетона 400	200	65	105
» » 300	150	50	80
» » 200	100	35	60
2 Бутовая кладка			
а) из постелистых отборных камней, обработанных «вприкол» толщиной не менее 200 *мм* и не менее одной четверти их длины при марке камня не ниже			
1000	200	48	
	100	40	
400	200	32	
	100	25	
б) из постелистого камня марки не ниже			
1000	200	36	
	100	30	
400	200	24	
	100	20	
в) из обыкновенного бутового камня марки не ниже			
1000	200	24	
	100	20	
400	200	16	
	100	12	

Примечания 1 Для промежуточных марок камня расчетные сопротивления принимаются по интерполяции

2 Сопротивления кладки из штучных камней высотой ряда 250—500 *мм* следует принимать по интерполяции из соответствующих табличных значений

3 Для бутовой кладки в возрасте трех месяцев сопротивления повышаются на 20%

4 При расчете на прочность элементов с площадью сечения 0,3 *м*² и менее расчетные сопротивления понижаются на 20%

а) для бетона (бутобетона) — согласно разделу III,

б) для кладок

$$E = 1\,500\,R_{пр} \text{ (в } кг/см^2\text{)},$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление осевому сжатию кладки.

3 РАСЧЕТЫ

569 Расчет бетонных и каменных конструкций производится по первому предельному состоянию на прочность (устойчивость формы) и на устойчивость положения

Кроме того, для внецентренно сжатых элементов производится проверка ограничения положения равнодействующей активных сил

570 Определение усилий и изгибающих моментов в сводах каменных и бетонных мостов и труб производится, как для упругого бруса

При наличии в основаниях опор арочных бетонных и каменных статически неопределимых мостов связных грунтов расчет сводов и опор должен производиться с учетом упругости и податливости оснований

571 Упругое обжатие свода нормальными силами разрешается не учитывать

а) в сводах пролетом менее 30 *м* при отношении стрелы свода к пролету, равном или большем 1 3,

б) в сводах пролетом менее 20 *м* при отношении стрелы свода к пролету, равном или большем 1 4,

в) в сводах пролетом менее 10 *м* при отношении стрелы свода к пролету, равном или большем 1 5

В остальных случаях упругое обжатие должно учитываться

572 При расчете арок и сводов напряжения от действия ветра и центробежной силы для пятового сечения допускается определять приближенно как сумму напряжений, определяемых для двух следующих расчетных схем

а) для горизонтальной балки с заделанными концами (с пролетом, равным пролету свода), нагруженной равномерно по всей длине указанными выше нагрузками,

б) для вертикальной балки, заделанной одним концом (с пролетом, равным расчетной стреле подъема свода) и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой от давления ветра на половину пролетного строения и сосредоточенной силой на свободном конце от действия ветра на подвижной состав и от центробежной силы

573 При расчете опор усилия и моменты от нагрузок, входящих только в дополнительные или особые сочетания, определяются отдельно вдоль и отдельно поперек моста и друг с другом не суммируются.

574 Расчет по прочности (устойчивости) центрально сжатых элементов производится по формуле

$$\frac{N}{\varphi F} \leqslant R_{\text{пр}},$$

где N — продольное нормальное к сечению усилие,

F — площадь сечения,

φ — коэффициент понижения несущей способности при сжатии, определяемый по п 575,

$R_{\text{пр}}$ — расчетное сопротивление осевому сжатию бетона или кладки

Примечание При сплошном надсводном строении коэффициент φ для свода не учитывается

575 Коэффициент φ понижения несущей способности при сжатии определяется по табл 60

Таблица 60

Коэффициент φ

β	< 4	4	6	8	10	12	14	16	18	20
λ	<14	14	21	28	35	42	49	56	68	70
φ	1,00	0,98	0,96	0,91	0,86	0,82	0,77	0,72	0,68	0,63

Здесь $\beta = \frac{l_0}{b}$ и $\lambda = \frac{l_0}{r}$ — для бетонных и бутобетонных элементов,

$\beta = \frac{0{,}8\,l_0}{b}$ и $\lambda = \frac{0{,}8\,l_0}{r}$ — для остальных элементов,

b — наименьший размер поперечного сечения элемента,

r — наименьший радиус инерции поперечного сечения элемента,

l_0 — свободная длина элемента (см п 205)

576 Расчет на прочность (устойчивость) внецентренно сжатых элементов при малых эксцентриситетах $\left(\text{при } \frac{S_c}{S_0} \geqslant 0{,}8 \text{ или для прямоугольного сечения — при } \frac{e_0}{y} \leqslant 0{,}45\right)$, за исключением элементов кладки из природного камня, производится по формуле

$$\frac{Ne}{\varphi S_0} \leqslant R_{\text{пр}}$$

Для прямоугольного сечения формула приобретает вид

$$\frac{N}{\varphi F}\left(1+\frac{2e_0}{h}\right)\leqslant R_{\text{пр}}$$

Здесь e — расстояние от точки приложения нормального усилия N до менее напряженной грани сечения, измеренное по перпендикуляру к этой грани,

S_0 — статический момент всей площади F поперечного сечения относительно менее напряженной грани сечения,

S_c — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона F_c относительно менее напряженной грани сечения Площадь сжатой зоны F_c определяется из условия, что центр тяжести ее совпадает с точкой приложения нормального к плоскости сечения усилия N,

$e_0=\frac{M}{N}$ — эксцентриситет нормального усилия N относительно центра тяжести сечения (M — момент действующих сил относительно центра тяжести всего сечения),

y — расстояние от центра тяжести сечения до более напряженной грани сечения, измеренное по перпендикуляру к этой грани,

h — высота сечения

Примечание Значения N и M принимаются в наиболее невыгодном сочетании при одном и том же загружении конструкции

577 Расчет на прочность (устойчивость) внецентренно сжатых элементов при больших эксцентриситетах $\left(\text{при } \frac{S_c}{S_0}<0{,}8 \text{ или — для прямоугольного сечения — при } \frac{e_0}{y}>0{,}45\right)$, а внецентренно сжатых элементов кладки из природного камня независимо от величины эксцентриситета производится по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{\text{и}} F_c}\leqslant R_{\text{и}}$$

Здесь $R_{\text{и}}$ — расчетное сопротивление сжатию при изгибе бетона или кладки,

$\varphi_{\text{и}}=\varphi$ — для бетонных элементов, $\varphi_{\text{и}}=\frac{\varphi+\varphi_c}{2}$ — для каменных элементов,

φ_c — коэффициент понижения несущей способности для части площади сечения F_c, определяемый в зависимости от $\beta_c=\frac{h'}{a_c}$ или $\lambda_c=\frac{h'}{r_c}$,

a_c и r_c — высота и радиус инерции части площади сечения F_c,
h' — высота части элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента

578 Для сечений бетонных и каменных конструкций положение равнодействующей активных сил от нормативных нагрузок должно быть ограничено следующими пределами

при учете нагрузок основных сочетании $e_0 \leqslant 0{,}50\,y$,
при учете нагрузок дополнительных сочетаний $e_0 \leqslant 0{,}60\,y$,
при учете нагрузок особых сочетаний $e_0 \leqslant 0{,}70\,y$
Обозначения приведены в п 576

Примечание Указанные пределы допускается увеличивать для бетонных элементов, но не более чем на 10%, при условии установки в растянутой зоне конструктивной арматуры сечением не менее 0,05% от учитываемой в расчете площади сечения или же сечение должно быть армировано и рассчитано как железобетонное

4 КОНСТРУИРОВАНИЕ

579 В мостах ширина отдельного сплошного свода должна быть во всех случаях не менее 3,0 *м*, толщина свода в замке должна быть не менее при кладке из бутового камня — 0,5 *м* и при кладке из штучного камня или бетона — 0,4 *м* Толщина свода в трубах на автомобильных дорогах должна быть не менее при бутовой кладке — 0,3 *м* и при бетонной — 0,2 *м*

580 Для облицовки свода при кладке из природного камня допускается предусматривать камни той же марки, что и для кладки, при условии удовлетворения требованиям морозостойкости, но с подбором лучших камней, приколом их и более тщательной разделкой швов

581 Камни кладки сводов должны иметь по возможности правильную форму, в частности, камни кладки сводов получистой тески должны иметь форму клиньев, прямоугольная форма камней в этом случае допускается лишь при условии, чтобы наибольшая разница в толщине шва не превышала 30%

Перевязка швов должна быть не менее 10 *см*, а для угловых камней — не менее 15 *см*

582 Разрезка кладки и облицовки по возможности должна удовлетворять расположению рядов кладки нормально к давлению, действующему на данный шов

Разрезку кладки сводов рекомендуется делать радиальными швами, нормальными к внутреннему очертанию свода, во всю его толщину, при большой толщине свода или при малых размерах имеющегося камня допускается разрезка кольцами с неодинаковым числом радиальных швов в каждом кольце

При сопряжении облицовки щековых надсводных стен с облицовкой свода и последней с облицовкой опор не следует допускать камней с острыми углами менее 45°, применяя в необходимых случаях так называемые пятикатные камни

583 Толщина щековых стен при высоте их не более 10 *м* и заполнении пазух сводов материалом, не дающим горизонтального распора, может быть принята без расчета равной

для железнодорожных мостов 1,0 *м*

для автодорожных и городских мостов 0,5 *м* при бетонных стенках и 0,75 *м* — при бутовых

584 Заполнение пазух сводов мостов ниже изоляции должно быть из бетона или бутовой кладки на растворе

В железнодорожных мостах изоляция должна устраиваться непосредственно по балластному корыту при нормальной толщине балласта и засыпки

В автодорожных и городских мостах для заполнения пазух сводов выше изоляции допускается применять сухую кладку, прогрохоченный щебень из твердых пород камня и хорошо промытый и отсортированный гравий

585 Высота карниза надсводного строения должна быть не менее 20 *см* Карнизы делаются из камней длиной не менее двух толщин их, часть карнизного камня, лежащая на щековой стене, должна быть во всяком случае в 1,5 раза больше его свеса, но не менее 30 *см* Свес карниза должен быть не менее 10 *см*

586 В бетонных и каменных мостах с пролетами соответственно более 10 и 15 *м*, а также с меньшими пролетами при общей длине моста больше 40 *м* необходимо устраивать в надсводном строении деформационные швы, располагаемые над действительными пятами бесшарнирных сводов и над шарнирами в шарнирных сводах

Надсводное строение с поперечными проемами, перекрытыми сводами, а также откосные крылья должны быть отделены от устоев швами В случае, если надсводная эстакада продолжается непрерывно над опорами, своды, стоящие над пятами, должны быть устроены трехшарнирными

587 Опорам с режущими вертикальными гранями или близкими к вертикальным следует придавать в плане заостренное очертание с закруглением вершины угла радиусом не менее 0,3 *м*

588 Бетонные и бутобетонные опоры мостов на реках с ледоходом допускается выполнять без специальной облицовки при условии применения для наружного слоя, толщиной не менее 0,5 *м*, плотного морозостойкого бетона марки не ниже 300 при мощном ледоходе и не ниже 200 — при слабом ледоходе Указанный бетон должен назначаться в пределах от отметки наивысшего уровня ледохода (с запасом 1,0 *м*) до отметки, расположенной ниже уровня ледостава на толщину льда (с учетом его промерзания у опоры), а при наличии значительных истирающих кладку наносов — до уровня дна реки с учетом размыва

Поверхности опор больших мостов на реках в районах, расположенных севернее линии, соединяющей города Петрозаводск, Киров, Петропавловск, Новосибирск, Улан-Удэ, Биробиджан, Магадан, а также, как правило, на реках, вскрывающихся при отрицательных температурах и при толщине льда более 0,5 *м*, должны быть облицованы природным камнем или искусственной облицовкой в указанных выше пределах

При кладке из природного камня должны быть облицованы надфундаментные части опор всех мостов и оголовки труб

589 На реках с ледоходом облицовка должна выполняться из природного морозостойкого камня марки не ниже 600, а при мощном ледоходе или наличии истирающих наносов — не ниже 1000

При кладке из природного камня для облицовки опор мостов вне пределов уровней льда и для оголовков труб допускается предусматривать камни той же марки, что и для кладки, при условии удовлетворения требованиям морозостойкости, но с подбором лучших камней, приколом их и более тщательной разделкой швов

Допускается применение искусственных видов облицовки — из литого камня и бетонных блоков марки по прочности не ниже 400 и по морозостойкости не ниже *Мрз* 300

Примечание Навесная облицовка допускается только в целях соблюдения архитектурных требований

590 Кладка из бетонных блоков должна иметь достаточную перевязку (как правило, не менее 0,5 высоты ряда и 0,25 длины ложка, а в отдельных местах допускается 10 *см*) Давление от пролетных строений на блочную кладку опор надлежит распределять через подферменные железобетонные плиты соответствующей мощности

591 Подферменные плиты (оголовки) быков и устоев мостов, а также насадки свайных опор должны устраиваться армированными, толщиной не менее 0,4 *м* со сливами для стока воды с уклоном не менее 1 10

Карнизы должны иметь свесы не менее 10 *см*, а нижняя плоскость — уклон не менее 1 10 в сторону от опоры или специальную канавку-слезник

На подферменных плитах должны устраиваться армированные площадки для установки опорных частей Размеры этих площадок назначаются с таким расчетом, чтобы крайние грани их отстояли от граней нижних подушек опорных частей на 15—20 *см*, а верхняя плоскость их в балочных мостах была не ниже верхнего ребра сливов

592 Размеры рассчитанной по прочности и армированной подферменной плиты в балочных мостах назначаются такими, чтобы в плане расстояния от граней площадок для установки опорных частей до граней плиты были

а) вдоль моста

при пролетах от 15 до 30 *м* — не менее 15 *см*,

при пролетах от 30 до 100 *м* — не менее 25 *см*,

при пролетах свыше 100 *м* — не менее 35 *см*,

б) поперек моста

при закругленной форме подферменной плиты — от угла площадки для размещения опорных частей до ближайшей грани опоры — не менее величин, указанных выше в п «а»,

при прямоугольной форме подферменной плиты — не менее

для плитных пролетных строений — 20 *см*,

для всех пролетных строений, кроме плитных, при опорных частях

плоских и тангенциальных — 30 *см*,

катковых и секторных — 50 *см*

Примечание В указанные размеры строительные допуски не включены

РАЗДЕЛ VII

ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

1 ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

593 Постоянные деревянные мосты применяются на железных дорогах — балочно-эстакадного типа, как правило, заводского изготовления из пиленого леса | на автомобильных городских дорогах — всех схем и конструкций

Конструкция мостов должна допускать замену их капитальными сооружениями без перерыва движения

Элементы конструкций мостов допускается выполнять склейкой их из пиломатериалов в заводских условиях по специальным техническим требованиям

594 Для конструкций мостов, изготовляемых в заводских условиях, должна предусматриваться глубокая пропитка готовых элементов маслянистыми антисептиками Для конструкций, изготовляемых на строительной площадке, допускается пропитка маслянистыми антисептиками по методу горяче-холодных ванн, а для автодорожных мостов — также водорастворимыми антисептиками

595 Для предотвращения неровностей рельсового пути и покрытия проезжей части в проекте надлежит предусматривать в необходимых случаях соответствующие допуски по высоте опор и строительные подъемы

596 В балочных эстакадных мостах, на однорядных свайных или лежневых опорах, для восприятия тормозных сил следует устраивать в зависимости от высоты двухрядные или пространственные опоры на расстояниях не более 20—25 *м* или же связывать соседние опоры продольными связями, если последним не угрожает ледоход, карчеход и пр

597 Деревянные опоры должны быть надежно защищены от действия льда и плывущих предметов при помощи обшивки, а также свайных кустов, плоских или шатровых ледорезов

2 МАТЕРИАЛЫ

598 Для деревянных элементов конструкций мостов применяются сосна, ель, лиственница, кедр, пихта, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 9463—60 (лесоматериалы круглые хвойных пород),

ГОСТ 8486—57 (пиломатериалы хвойных пород) и по качеству отвечающие дополнительным требованиям действующих ТУ на производство работ, предъявляемым к элементам первой категории (растянутые и изгибаемые элементы пролетных строений) и второй категории (остальные элементы конструкции мостов).

Для железнодорожных мостов применение ели и пихты допускается в отдельных случаях при соответствующем обосновании

Для изготовления мелких деталей соединений (нагели, подушки и т п) должны применяться отборные лесоматериалы твердых лиственных пород — дуб, ясень, бук и граб, удовлетворяющие по качеству требованиям ГОСТ 9462—60 (лесоматериалы круглые лиственных пород)

599 Пределы прочности при изгибе и сжатии вдоль волокон чистой древесины, определяемые лабораторными испытаниями малых стандартных образцов по ГОСТ 6336—52, должны быть не ниже нормативных сопротивлений, приведенных в приложении 3

Лабораторные испытания образцов древесины на прочность производятся при изготовлении мостов с фермами, а также во всех случаях — при наличии признаков пониженной прочности древесины (ненормального цвета, пониженной плотности и пр)

600 Влажность древесины, применяемой для изготовления элементов деревянных мостов, должна быть для бревен не более 25%, для пиломатериалов — не более 20% и для мелких деталей соединений — не более 15%

Примечания 1 Влажность древесины для свай и элементов, целиком расположенных ниже горизонта самых низких вод, не ограничивается

2 В малых автодорожных и городских мостах для настила, поперечин колесоотбойных брусьев допускается применять древесину с влажностью более 25%

601 Для расчетных металлических элементов деревянных мостов применяется углеродистая, мартеновская горячекатаная сталь марок ВСт 3кп или ВСт 3пс по ГОСТ 380—60, если указанные элементы не подвергаются сварке

Для сварных элементов должна применяться углеродистая мартеновская горячекатаная сталь марки ВСт 3 по ГОСТ 380—60

Для нерасчетных элементов допускается применение углеродистой мартеновской горячекатаной стали марок Ст 0 или Ст 3 по ГОСТ 380—60

Гвозди применяются по ГОСТ 4028—48

3 РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ

602 Расчетные сопротивления древесины сосны принимаются по табл 61

Таблица 61

Расчетные сопротивления древесины сосны

№ по пор	Вид напряженного состояния	Обозначение	Сопротивление в *кг/см*²
1	Изгиб		
	а) брусья, бревна	$R_и$	160
	б) доски	$R_и$	140
2	Растяжение вдоль волокон	$R_р$	100
3	Сжатие и смятие вдоль волокон	$R_с$, $R_{см}$	130
4	Сжатие и смятие всей поверхности поперек волокон	$R_{с\,90°}$, $R_{см\,90°}$	18
5	Смятие поперек волокон		
	а) в лобовых врубках, шпонках и узловых подушках	—	32
	б) в опорных плоскостях конструкций	—	23
	в) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°	—	40
6	Скалывание (наибольшее) вдоль волокон при изгибе	$R^{и}_{ск}$	24
7	Скалывание (среднее по площадке) в соединениях на врубках и шпонках, учитываемое в пределах длины не более 10 глубин врезки и двух толщин брутто элемента		
	вдоль волокон	$R_{ск}$	16
	поперек волокон	$R_{ск\,90°}$	8

Примечания 1 Расчетное сопротивление древесины смятию или скалыванию под углом к направлению волокон определяется по формуле

$$R_\alpha = \frac{R_0}{1 + \left(\frac{R_0}{R_{90}} - 1\right) \sin^3 \alpha},$$

где R_0 и R_{90} — расчетное сопротивление смятию или скалыванию при $\alpha = 0°$ и $\alpha = 90°$

2 Расчетное сопротивление древесины смятию поперек волокон (за исключением перечисленного в п 5 табл 61) на части длины при длине незагруженных участков не менее (в *см*) длины площадки смятия вдоль волокон $l_{см}$ и толщины элемента определяется по формуле

$$R_{см90°} = 18 + \frac{144}{l_{см} + 1{,}2}$$

3 Для частей конструкций, расположенных под водой, в пределах переменного меженного горизонта вод или в земле, сопротивление древесины умножается на коэффициент 0,9

4 Расчетные сопротивления древесины конструкций, изготовляемых на заводах, повышаются на 10% при условии применения древесины с влажностью не более 15% и тщательного контроля прочности древесины

5 Для изгибаемых брусьев и бревен, имеющих врубки в расчетном сечении, расчетные сопротивления на изгиб умножаются соответственно на коэффициенты 0,85 и 0,9

6 Для стыков растянутых элементов, имеющих в расчетном сечении врезки (стыки с гребенчатыми накладками и др), расчетные сопротивления растяжению вдоль волокон умножаются на коэффициент 0,8

7 В мостах на автомобильных дорогах расчетные сопротивления на растяжение и сжатие, а на изгиб — для выполненных из бревен с сохранением естественной коничности мостов простых балочных систем и простых конструкции проезжей части мостов других систем допускается повышать на 20%

603 Расчетные сопротивления древесины других пород принимаются по п 602 с умножением на коэффициенты перехода по табл 62

Таблица 62

Коэффициенты перехода для древесины других пород

№ по пор	Наименование пород	Изгиб сжатие смятие растяжение вдоль волокон	Сжатие и смятие поперек волокон	Скалывание
1	Ель	1,0	1,0	1 0
2	Лиственница	1,2	1,2	1,0
3	Кедр сибирский	0,9	0,9	0,9
4	Пихта	0,8	0,8	0,8
5	Дуб	1,3	2,0	1,3
6	Ясень, клен, граб	1,3	2,0	1,6
7	Бук	1,1	1,6	1,3

604 Расчетные сопротивления стальных элементов деревянных конструкций принимаются согласно разделу IV как для Ст 3 мост

605 Модуль упругости древесины на сжатие и растяжение вдоль волокон, а также на изгиб принимается независимо от пород древесины равным 85 000 *кг/см*^{2}, а модуль упругости стали — 2 100 000 *кг/см*^{2}

Примечание Модуль упругости древесины при определении деформаций только от времен ой нагрузки принимается равным 100 000 *кг/см*^{2}

606 Расчетная несущая способность цилиндрического нагеля, удовлетворяющего требованиям п 649, принимается (в *кг*) для сквозного — по табл 63, а для стального глухого (точеного) — по формуле $\theta = 250\ d^2$ (d — диаметр нагеля в *см*)

607 Расчетная несущая способность цилиндрического нагеля при направлении передаваемого им усилия под углом α к волокнам элементов определяется согласно п 606 с умножением на соответствующий коэффициент K_α по табл 64 — при расчете на смятие древесины в нагельном гнезде и на корень квадратный из этого коэффициента — при расчете на изгиб нагеля

Угол α принимается равным большему из углов смятия нагеля элементов, прилегающих к рассматриваемому шву

Примечание Расчетная несущая способность нагеля в соединениях элементов из древесины других пород определяется согласно данному пункту с умножением на соответствующий коэффициент по табл 62 — при расчете на смятие древесины в нагельном гнезде и на корень квадратный из этого коэффициента — при расчете на изгиб нагеля

Таблица 63

Расчетная несущая способность сквозного цилиндрического нагеля в соединениях элементов из сосны

№ по пор	Схема соединения	Расчетное условие	Расчетная несущая способность в кг на один «срез»		
			стального цилиндрического нагеля	гвоздя	дубового цилиндрического нагеля
1	Симметричное	а) смятие в средних элементах	45 cd	45 cd	25 cd
		б) смятие в крайних элементах	70 ad	70 ad	45 ad
2	Несимметричное	а) смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	30 cd	30 cd	17 cd
		б) смятие в более тонких крайних элементах	70 ad	70 ad	45 ad
3	Симметричное или несимметричное	Изгиб сквозного нагеля	165 $d^2 + 2a^2$, но не более 230 d^2	230 $d^2 + a^2$, но не более 370 d^2	40 $d^2 + 2a^2$ но не более 60 d^2

В таблице обозначено

d — диаметр нагеля в *см*,

c — толщина средних элементов, а также равных и более толстых элементов односрезных соединений в *см*,

a — толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений в *см*

Таблица 64

Коэффициент K_α

№ по пор	Угол α в градусах	Для стальных нагелей диаметром в *мм*				Для дубовых нагелей
		12	16	20	24	
1	30	0,95	0,9	0,9	0,9	1,0
2	60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
3	90	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

Примечание Для гвоздей коэффициент K_α принимается равным единице независимо от угла направления усилия

608 Расчетная несущая способность нагельных соединений со стальными накладками и прокладками определяется согласно пп. 606—607, причем в случае расчета из условия изгиба нагеля (табл 63, п 3) принимается наибольшее значение несущей способности нагеля Стальные накладки и прокладки проверяются на растяжение по ослабленному сечению и на смятие стенок сверленых отверстий.

609 Расчетная несущая способность продольных призматических шпонок (колодок) определяется из условия смятия и скалывания с учетом коэффициентов условий работы (см табл 67).

РАСЧЕТЫ

4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И МОМЕНТОВ

610 При определении усилий и моментов в элементах пространственную конструкцию допускается расчленять на отдельные плоские системы и рассчитывать без учета податливости элементов

611 Узловые соединения элементов сквозных конструкций принимаются при расчете шарнирными

612 Прогоны балочных мостов, элементы нижнего настила (доски, накатник и т п), поперечины, продольные и поперечные балки проезжей части рассчитываются условно, как разрезные

При определении давления на прогон учитывается упругое распределение нагрузки поперечинами при условии их фактической неразрезности

При определении давления на поперечины допускается учитывать упругое распределение нагрузки, если стыки настила расположены вразбежку (в одном сечении не более 30% всех стыков)

613 При наличии подбалок усилия в прогонах допускается определять при уменьшенном, но не более чем на 10%, пролете

614 Изгибающий момент в поясах сквозных ферм от местного изгиба допускается условно принимать равным 0,6 момента в середине разрезной балки с пролетом, равным длине панели При определении усилий в тяжах собственный вес фермы считается распределенным поровну на верхние и нижние узлы

615 В арочном поясе ферм в виде гибкой арки с жесткой затяжкой величина расчетного местного изгибающего момента определяется с коэффициентом 0,8, учитывающим неразрезность арок в узлах

616 При определении усилий в полурамах открытых мостов должна быть учтена горизонтальная поперечная сила, равная 1% усилия в поясах

617 Верхние связи пролетных строений в виде гибкой арки с жесткой затяжкой рассчитываются на ветровую нагрузку, приходящуюся на арку и площадь между аркой и верхом перил, с учетом коэффициентов сплошности Нижние связи рассчитываются на ветровую нагрузку, приходящуюся на ферму жесткости и проезжую часть до перил При расчете портальных рам должны быть

учтены силы, приложенные к крайним узлам верхних связей, равные 4% распора Эти силы считаются направленными горизонтально поперек моста

5 СВОБОДНАЯ ДЛИНА И ГИБКОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

618 Свободная длина сжатого пояса принимается равной в плоскости фермы — расстоянию между узлами, из плоскости фермы — расстоянию между узлами горизонтальных связей Свободная длина сжатых раскосов из плоскости фермы принимается равной в многорешетчатых фермах — удвоенному расстоянию между центрами пересечения раскосов, в дощатых сплошных фермах — шестикратной ширине досок раскосов

Свободная длина пересекающихся стержней, связанных между собой в месте пересечения, принимается равной

а) в плоскости фермы — расстоянию от центра узла до точки пересечения стержней,

б) из плоскости фермы при пересечении двух сжатых стержней — полной его длине, при пересечении сжатого и растянутого стержней, имеющих одинаковые по абсолютной величине усилия, — расстоянию от центра узла до точки пересечения, а при пересечении сжатого стержня с неработающим

$$l = \frac{l_1}{\sqrt{1 + \frac{l_1^3 I_2}{l_2^3 I_1}}},$$

где l_1 и I_1 — полная длина и момент инерции поперечного сечения сжатого рассчитываемого стержня,

l_2 и I_2 — полная длина и момент инерции поддерживающего неработающего стержня

619 Свободную длину арок в плоскости их кривизны допускается приближенно принимать равной 0,6 полной длины арки

Свободная длина элементов арки в фермах в виде гибкой арки с балкой жесткости принимается равной в плоскости арки — расстоянию между подвесками, из плоскости арки — расстоянию между узлами связей

620 Свободная длина свай принимается равной при отсутствии сроста свай — 0,8 расстояния от насадки до грунта (с учетом размыва), при наличии сроста свай, раскрепленного связями, — расстоянию от насадки до сроста

Свободная длина сваи поперек моста при отсутствии схваток в опоре принимается равной удвоенному расстоянию от насадки до грунта (с учетом размыва)

Свободная длина стоек башенных опор принимается равной расстоянию между узлами связей

621 Расчетная гибкость

а) элементов цельного сечения (в обеих плоскостях) и стержней составных (в плоскости, нормальной к плоскости соединительных связей между ветвями) принимается равной отношению свободной длины к соответствующему радиусу инерции поперечного сечения брутто элемента,

б) элементов составных (в плоскости соединительных связей между ветвями) принимается равной приведенной гибкости, определяемой по формуле

$$\lambda_{пр}=\sqrt{(\mu_0\lambda)^2+\lambda_в^2},$$

где λ и $\lambda_в$ — гибкость всего элемента и отдельной его ветви относительно параллельных осей, проходящих через центр тяжести всего сечения и центр тяжести отдельной ветви,

μ_0 — коэффициент приведенной гибкости, определяемый по формуле

$$\mu_0=\sqrt{1+K_c b\frac{h}{l_0^2}\frac{n_ш}{n_c}},$$

l_0 — свободная длина элемента в *м*,

h — размер поперечного сечения элемента в плоскости изгиба в *см*,

$n_ш$ — расчетное количество швов между ветвями элемента,

n_c — расчетное количество «срезов» связей в одном шве на 1 *пог м* элемента,

K_c — коэффициент податливости соединений, определяемый по табл 65,

b — полная ширина сечения стержня в *см*

Таблица 65

Формулы коэффициента податливости соединений K_c

Назначение мостов	Вид связей	Центральное сжатие	Сжатие с изгибом
Железнодорожные, автодорожные и городские	Стальные цилиндрические нагели		
	а) диаметром $d \leqslant 1/7\ a$	$\frac{1}{5d^2}$	$\frac{1}{2{,}5\ d^2}$
	б) диаметром $d > 1/7\ a$	$\frac{1{,}5}{ad}$	$\frac{3}{ad}$
Автодорожные и городские	Дубовые цилиндрические нагели	$\frac{1}{d^2}$	$\frac{1{,}5}{d^2}$
	Гвозди	$\frac{1}{10\,d^2}$	$\frac{1}{5\ d^2}$

В таблице обозначено

a — толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов,

d — диаметр гвоздя или нагеля в *см*

Примечания 1 Гибкости λ и $\lambda_в$ определяются по свободной длине элемента l_0 и расстоянию $l_в$ между связями, как для цельных элементов

2 При свободной длине ветви $l_в$, не превышающей 7 кратной ее толщины, допускается принимать $\lambda_в = 0$

622 Определение коэффициента приведенной гибкости составных элементов производится с соблюдением следующих условий

а) расчетный диаметр дубовых цилиндрических нагелей должен приниматься равным не более $^1/_4$ толщины наиболее тонкой из соединяемых ветвей,

б) гвозди с защемлением конца менее $4d$ не учитываются,

в) при соединении ветвей с помощью шпонок или колодок принимается $\mu_0 = 1{,}2$,

г) если в швах применяются связи двух разных видов, то расчетное количество «срезов» связей в шве принимается

$$n_с = n_с' + n_с'' \frac{K_с'}{K_с''},$$

где $n_с'$ и $K_с'$ — число срезов и коэффициент (по табл 65), соответствующие одному виду рассчитываемой связи,

$n_с''$ и $K_с''$ — число срезов и коэффициент (по табл 65), соответствующие другому виду рассчитываемой связи

6 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

623 Расчет на прочность и устойчивость элементов деревянных конструкций производится по формулам табл 66

Таблица 66

Формулы для расчета элементов

Вид расчета	Проверяемые напряжения	Характер работы элемента	Формула	№ формулы
По прочности	Нормальные	Растяжение	$\frac{N}{F_{нт}} \leqslant R_р$	1
		Сжатие	$\frac{N}{F_{нт}} \leqslant R_с$	2
		Изгиб в одной из главных плоскостей	$\frac{M}{W_{расч}} \leqslant R_и$	3
		Косой изгиб	$\frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \leqslant R_и$	4
		Растяжение с изгибом в одной из главных плоскостей	$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{W_{расч}} \frac{R_р}{R_и} \leqslant R_р$	5

Продолжение

Вид расчета	Проверяемые напряжения	Характер работы элемента	Формула	№ формулы
		Сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей	$\frac{N}{F_{нт}}+\frac{M}{\xi W_{расч}}\frac{R_c}{R_и}\leqslant R_c$	6
		Сжатие (смятие) поперек волокон	$\frac{N}{F_{см}}\leqslant R_{см\ 90°}$	7
	Касательные	Изгиб	$\frac{Q S_{бр}}{I_{бр} b}\leqslant R_{ск}$	8
По устойчивости	—	Центральное сжатие	$\frac{N}{\varphi F_{расч}}\leqslant R_c$	9

В таблице обозначено

N — расчетное осевое усилие,

M — расчетный изгибающий момент,

Q — расчетная поперечная сила,

R — расчетные сопротивления древесины,

$F_{нт}$ — площадь сечения нетто,

$F_{бр}$ — площадь сечения брутто,

$S_{бр}$ — статический момент брутто части сечения относительно нейтральной оси,

$W_{расч}$ — момент сопротивления ослабленного сечения, для составных стержней $W_{расч}$ принимается с учетом коэффициента условий работы по п 627,

I_x и I_y — моменты инерции сечения нетто относительно осей X и Y,

$I_{бр}$ — момент инерции сечения брутто,

x и y — расстояния от главных осей до наиболее удаленного волокна сечения,

b — ширина сечения,

φ — коэффициент понижения несущей способности при проверке устойчивости центрально сжатых элементов по п 625,

$F_{расч}$ — расчетная площадь поперечного сечения для расчета на устойчивость, принимаемая при ослаблении, не превышающем 25%, равной $F_{бр}$, при ослаблении более 25% — $^3/_4 F_{нт}$,

ξ — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от нормальной силы N при деформации элемента, определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3\,100 R_c F_{бр}},$$

λ — гибкость элемента в плоскости изгиба

Примечания 1 При несимметричных ослаблениях, выходящих на ребра, центрально сжатые элементы рассчитываются, как внецентренно сжатые

2 Расчет на устойчивость внецентренно сжатого элемента в целом в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, а также в плоскости изгиба при напряжениях $\frac{M}{W_{бр}}$, не превышающих 10% от напряжения $\frac{N}{F_{бр}}$, производится по формуле (9) без учета изгибающего момента

624 Расчет элементов из бревен производится с учетом сбега, принимаемого равным 1 *см* на 1 *м* длины бревна

При вычислении площади сечения нетто $F_{нт}$ учитывается наибольшее ослабление сечения при условном совмещении в расчетном сечении всех ослаблений, расположенных на участке длиной 20 *см*

При этом несимметричное ослабление не должно превышать 0,4 сечения брутто, а симметричное ослабление — 0,5 сечения брутто В сжатых элементах ослабление нагелями учитывается без совмещения близлежащих ослаблений в одном сечении В соединениях сжатых элементов на гвоздях, поставленных без предварительного просверливания гнезд, ослабление гвоздями разрешается не учитывать

Взамен площади $F_{нт}$ в расчет допускается вводить рабочую площадь, определяемую в предположении ступенчатого разрыва с учетом площадок скалывания между соседними ослаблениями

625 Коэффициент φ понижения несущей способности центрально сжатых элементов определяется по следующим формулам

$$\text{при} \quad \lambda \leqslant 75 \quad \varphi = 1{,}0 - 0{,}8\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2,$$

$$\text{при} \quad \lambda > 75 \quad \varphi = \frac{3\,100}{\lambda^2},$$

где λ — расчетная гибкость элемента

626 В составных внецентренно сжатых элементах расчет на устойчивость наиболее напряженной ветви при свободной длине ее, превышающей семь толщин ветви, производится по формуле

$$\frac{N}{F_{бр}} + \frac{M}{\xi W_{бр}} \cdot \frac{R_c}{R_и} \leqslant \varphi_1 R_c,$$

где φ_1 — коэффициент понижения несущей способности для отдельной ветви,

$F_{бр}$ и $W_{бр}$ — площадь и момент сопротивления брутто поперечного сечения ветви,

ξ — коэффициент, определяемый по п 623

627 Расчет на прочность изгибаемых составных балок на призматических продольных шпонках (колодках) производится с учетом коэффициентов условий работы m_2, принимаемых для балок

	Пролетом до 6 м	Пролетом 9 м и более
Двухъярусных	0,85	0,90
Трехъярусных	0,80	0,85

Теоретические прогибы указанных балок, рассчитанные без учета податливости соединений, должны быть увеличены на 30%

628 При отсутствии местного изгиба и при наличии накладок и прокладок в стыках сжатых поясов сквозных ферм, выполненных с пригонкой торцов, допускается передавать через торцы полное расчетное усилие, если стык расположен в узле фермы, и половину расчетного усилия — вне узла фермы Остальная часть усилия должна передаваться на накладки Стыки верхнего пояса должны быть проверены на растягивающие усилия, возникающие от подтягивания тяжей (на сборочных клетках)

629 Дощатую ферму допускается рассчитывать как сплошную балку, в которой изгибающие моменты воспринимаются поясами, а поперечные силы — раскосами решетки или стенки с распределением их поровну на все пересекаемые раскосы

Сечение поясов принимается наибольшим из двух условий.

$$\frac{M}{HF} \leqslant R_{\text{р (с)}},$$

$$\frac{M}{I} y \leqslant 0{,}9\, R_{\text{и}}$$

К площади сечения досок пояса нетто вводятся коэффициенты, равные 1,0 — для доски, ближайшей к стенке, 0,8 — для следующей и 0,6 — для третьей Теоретические прогибы дощатых ферм с параллельными поясами, рассчитанные без учета податливости соединений, должны быть увеличены на 30%

Опорные стойки ферм рассчитываются на передачу опорным частям полного опорного давления от примыкающих элементов решетки

630 При расчете ряжей принимается, что они опираются на $^2/_3$ своей площади Коэффициент трения по грунту принимается согласно указаниям раздела VIII

631 Расчет на устойчивость положения опор против опрокидывания производится относительно сроста наружной коренной сваи при опорах без боковых укосин и относительно нижней точки опоры боковой укосины — при опорах с боковыми укосинами

7 РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ

632 Расчет связей (нагелей, шпонок, колодок) в каждом шве составного элемента, работающего на изгиб или внецентренное сжатие, производится по формуле

$$\frac{1{,}5\, M S_{\text{бр}}}{\xi I_{\text{бр}} n_{\text{с}}} \leqslant 0,$$

где M — расчетный изгибающий момент,

$S_{бр}$ — статический момент части сечения брутто, отсекаемой рассматриваемым швом, относительно нейтральной оси,

$I_{бр}$ — момент инерции брутто поперечного сечения,

ξ — коэффициент, принимаемый для изгибаемых элементов равным 1, а для внецентренно сжатых элементов — по п 623,

$n_с$ — количество связей, равномерно расположенных на половине расчетной длины элемента,

θ — расчетная несущая способность одной связи в данном шве с учетом коэффициента по табл 67

633 Расчет врубок и соединяемых элементов на смятие и скалывание производится без учета работы стальных скреплений по формулам

а) на смятие

$$\frac{N}{m_{см} F_{см}} \leqslant R_{см},$$

б) на скалывание

$$\frac{N}{m_{ск} F_{ск}} \leqslant R_{ск},$$

где $F_{см}$ и $F_{ск}$ — расчетные площади смятия и скалывания,

$m_{см}$ — коэффициент условий работы древесины на смятие, принимаемый для соединений опорных подкладок (лежней) и насадок в сопряжениях со стойками или сваями равным 1,6, а в остальных случаях 1,

$m_{ск}$ — коэффициент условий работы соединения на скалывание, принимаемый по табл 67

Таблица 67

Коэффициент условий работы соединений на скалывание $m_{ск}$

Виды соединений			$m_{ск}$
Лобовые врубки (при наличии прижимающей силы по плоскости скалывания)	с одним зубом		1,0
	с двумя зубьями	первый от торца	0,8
		второй от торца	1,15
Продольные шпонки (колодки)			0,8
Элементы, соединяемые на продольных шпонках и гребенчатых накладках			0,7

634 Расчет лобовых врубок с двумя зубьями на скалывание производится по плоскости скалывания первого от торца зуба — на усилие, приходящееся на его площадь смятия, а по плоскости скалывания второго от торца зуба — на полную силу

Расчетная длина скалывания принимается не более десяти глубин врезки, не менее двух толщин брутто элемента и не менее четырех глубин врезки (или не менее 20 *см*)

635 Силы трения в соединениях учитываются, если они вызывают в элементах конструкций дополнительные напряжения Разгружающее влияние сил трения допускается учитывать в мостах на автомобильных и городских дорогах в случаях, когда отсутствует опасность нарушения трения от динамического воздействия нагрузки, при этом коэффициенты трения принимаются при сопряжении торца с боковой поверхностью — 0,3, а боковых поверхностей — 0,2

636 Расчетная длина скалывания элементов, соединяемых наклонными шпонками (или колодками), принимается

$$l_{ск} = S + 0{,}5\, l_{ш}$$

Распор одной шпонки (или колодки) для определения усилий в стяжных болтах вычисляется по формуле

$$Q = T\frac{z}{l_{ш}},$$

где T — расчетная сдвигающая сила на одну шпонку,

S — расстояние между шпонками,

z — плечо сил скалывания шпонки,

$l_{ш}$ — длина шпонки

637 Несущая способность гвоздей в прикреплениях поясов к сплошной перекрестной стенке определяется с коэффициентом 0,8 при расчетной толщине стенки, равной суммарной толщине ее досок

Если расчетная длина защемления конца гвоздя получается меньше 4 d, то она не учитывается

При определении расчетной длины защемления конца гвоздя заостренная его часть длиной 1,5 d не учитывается, кроме того, из длины гвоздя вычитается по 2 *мм* на каждый шов между соединяемыми элементами

При свободном выходе гвоздя из пакета расчетная толщина последнего элемента уменьшается на 1,5 d (за счет отщепа)

638 Расчетная несущая способность одной шпонки в соединениях на гребенчатых накладках принимается с коэффициентом 0,9 при трех шпонках и 0,8 при четырех шпонках в каждой полунакладке

Болты рассчитываются на распор, определяемый по формуле

$$Q = T\frac{h + \delta}{2S},$$

где T — сдвигающая сила на одну шпонку,
h — глубина врезки,
δ — толщина накладки,
S — расстояние от рабочей грани шпонки до оси болта

КОНСТРУИРОВАНИЕ

8 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

639 Соединения должны применяться простые с минимальным количеством врубок и устраиваться так, чтобы в них не скапливалась вода и было обеспечено проветривание

В деревянных конструкциях должны предусматриваться зазоры не менее 4 *см* между брусьями и не менее 2 *см* между бревнами В конструкциях, не допускающих устройства зазоров, должны быть приняты дополнительные меры против загнивания

Устройство закрытых стыков (накладки со всех сторон) в надводной части деревянных конструкций не допускается

640 Все части деревянных мостов должны быть надежно соединены между собой металлическими скреплениями

Конструкция должна допускать устранение неплотностей (от обжатия, расшатывания и усушки) путем подтягивания болтов и тяжей, а также обеспечивать несложную замену отдельных элементов

641 Конструкции узлов, стыков и других соединений должны обеспечивать равномерное распределение усилий между отдельными ветвями элементов

642 В пролетных строениях с ездой понизу нижние горизонтальные связи рекомендуется прикреплять непосредственно к поясам ферм

При наличии большого числа ферм продольные связи могут быть поставлены только между парами ферм

Поперечные связи должны проходить на всю ширину пролетного строения

Достаточно жесткая и прочно скрепленная с фермами (при езде поверху) проезжая часть может быть использована в составе верхних связей

643 При применении круглого леса конструирование производится с учетом сбега бревен (см п 624)

644 В изгибаемых элементах в сечениях с наибольшими изгибающими моментами необходимо избегать ослабления подрезками крайних, растянутых волокон, а в опорных сечениях подрезка допускается, но не более чем на $^1/_3$ толщины элемента

645 Наименьшие размеры сечений элементов и деталей конструкций приведены в табл 68

Таблица 68

Наименьшие размеры сечений элементов и деталей

№ по пор	Наименование	Для мостов на дорогах	
		железных	автомобильных и городских
1	Размер большей стороны брусьев и досок в *см*		
	основных элементов	18	16
	связей стыковых накладок и перил	10	8
2	Толщина досок в *см*	4	4*
3	Диаметр бревен в тонком конце в *см*		
	основных элементов	22	18**
	накатника	—	14
4	Размер пластин в *см*	18/2	18/2
5	Диаметр свай в *см*	22	22
6	Диаметр болтов в *мм*		
	конструктивных	16	16
	рабочих и стяжных	19	19
7	Диаметр стальных тяжей в *мм*	25	22
8	Диаметр нагелей в *мм*		
	стальных	22	12
	дубовых	—	16
9	Диаметр гвоздей в *мм*	3	3
10	Толщина стальных накладок в *мм*	8	8
11	Толщина шайб в *мм*	6	6

* Толщина накладок стыков сжатых поясов вторец должна быть не менее 8 *см*

** Круглый лес диаметром в тонком конце менее 16 *см* допускается только для настила проезжей части и неответственных элементов сооружений (второстепенные связи, схватки и т д)

646 Гибкость элементов в конструкциях не должна превышать
а) для поясов, раскосов, стоек опор
сжатых — 100,
растянутых — 150,
б) для связей
сжатых — 150,
растянутых — 200.

9 СТЫКИ И СОЕДИНЕНИЯ

647 Стыки растянутых элементов, как правило, располагаются вне узла (в панели)

Стыки сжатых элементов следует располагать в узлах или вблизи узлов, закрепленных от выхода из плоскости системы

648 Соединяемые элементы должны быть стянуты болтами, а при необходимости — при помощи хомутов Болты должны иметь стальные шайбы с обоих концов

649 Стыки растянутых поясов ферм, работающих на растяжение или на одновременное действие сжатия и изгиба, рекомендуется

перекрывать стальными накладками на глухих точеных нагелях или деревянными накладками и прокладками на сквозных цилиндрических стальных нагелях

Нагельные соединения со стальными накладками и прокладками допускаются лишь при условии обеспечения необходимой плотности постановки нагелей (например при постановке глухих стальных цилиндрических нагелей в предварительно просверленные в стальных накладках отверстия, а также при сквозном сверлении пакета, включая стальные накладки и прокладки)

Соединения на глухих нагелях в элементах, работающих на знакопеременные усилия, а также соединения с нагелями разных видов в стыках, работающих на растяжение или на растяжение и сжатие, не допускаются

Толщина металлических накладок в соединениях растянутых элементов на глухих точеных нагелях должна быть не менее 0,8 диаметра нагеля

Стыки сжатых элементов поясов, выполненные вторец, должны быть перекрыты накладками, обеспечивающими жесткость конструкций

Применение соединений с гребенчатыми накладками не рекомендуется

650 Наименьшие расстояния между болтами, нагелями и гвоздями при их рядовой расстановке должны приниматься по табл 69

Таблица 69

Наименьшие расстояния между болтами, нагелями и гвоздями

№ по пор	Наименование нормируемых расстояний		Значения наименьших расстояний выраженные в соответствующих диаметрах			
			для болтов	для сквозных нагелей	для глухих нагелей	для гвоздей
1	Между осями болтов, нагелей и гвоздей	вдоль волокон	6	6	5	15* 25**
		поперек волокон	3	3	2	4
2	От оси крайнего болта, нагеля или гвоздя до торца элемента	вдоль волокон	6	6	5	15* 25**
3	От оси крайнего болта, нагеля или гвоздя до края элемента	поперек волокон	2,5	2,5	2,25	4

* Принимается при толщине пробиваемого элемента $\geqslant 10\,d$ (диаметров гвоздя)

** Принимается при толщине пробиваемого элемента, равной $4\,d$

Для элементов, не пробиваемых гвоздями, независимо от их толщины принимается расстояние между осями гвоздей вдоль волокон $\geqslant 15\,d$

Примечания 1 Для промежуточных значений толщины элемента наименьшее расстояние между гвоздями определяется по интерполяции

2 При толщине пакета сплачиваемых или стыкуемых элементов более 10 диаметров нагеля расстояния между нагелями должны быть увеличены «на увод сверла» в размере 5% от избыточной (сверх 10 диаметров) толщины пакета

651 При соединении на гвоздях элементов из древесины лиственных и твердых пород, а также во всех случаях применения гвоздей диаметром более 6 *мм* необходимо предварительное рассверливание гнезд диаметром $\sim 0{,}9\ d$

652 Нагели и гвозди не следует располагать по оси досок или брусьев Шахматная расстановка сверленых гнезд в нагельных сопряжениях не рекомендуется

653 При встречной несквозной забивке гвоздей концы их могут быть перепущены друг за друга на $^1/_3$ толщины средней доски без увеличения расстояния между ними

654 Стяжные болты должны применяться, как правило, одного диаметра с нагелями Число стяжных болтов следует принимать не менее 20% от общего числа нагелей и не менее 4 шт на каждую половину накладки

655 Наименьшая глубина врубок и врезок в соединениях должна быть для брусьев (и окантованных бревен) не менее 2 *см* и для бревен — не менее 3 *см*

Наибольшая (суммарная) глубина врубок и врезок должна быть.

а) в соединениях на шпонках и колодках

для брусьев — не более $^1/_5$ толщины бруса,

для бревен — не более $^1/_4$ толщины бревна,

б) в соединениях на врубках

в опорных узлах — $^1/_3$ толщины элемента,

в промежуточных узлах сквозных ферм — $^1/_4$ толщины элемента

Длина плоскости скалывания в соединениях назначается не менее четырех глубин врезки и не менее 20 *см*

656 Соединения элементов на врубках осуществляются, как правило, в виде лобовых врубок с одним зубом или непосредственного лобового упора примыкающих сжатых элементов

В соединениях на лобовых врубках с двумя зубьями глубина врубки второго зуба должна быть больше глубины врубки первого зуба не менее чем на 2 *см* Применение лобовых врубок с тремя зубьями не допускается Соединения на щековых врубках не рекомендуются

Рабочую плоскость смятия, как правило, следует располагать перпендикулярно к оси примыкающего сжатого элемента

657 Деревянные призматические шпонки (или колодки) применяются только продольные или наклонные, причем волокна их должны быть параллельны сдвигающей силе или близки к ее направлению.

Расстояние между шпонками (колодками) в свету во всех случаях должно быть не менее длины шпонки (колодки) Отношение длины шпонки $l_ш$ к глубине врезки $h_{вр}$ должно быть не менее 5

При сплачивании элементов с зазором δ должно соблюдаться условие

$$\frac{l_ш}{\delta + h_{вр}} \geqslant 5$$

Величина зазора при наклонных шпонках (колодках) должна быть в двухъярусных балках 0,4—0,5 *d*, а в трехъярусных — не более 0,25 *d*

658 В соединениях на стальных гребенчатых накладках допускается в каждой полунакладке постановка не более четырех шпонок

Общая площадь ослабления врезками шпонок и отверстиями болтов не должна превышать $^1/_8$ площади брутто сплачиваемых элементов

10 ЭЛЕМЕНТЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ И ОПОР

659 Доски дна балластного корыта и настила под противопожарный слой щебня железнодорожных мостов и элементы нижнего настила проезжей части автодорожных и городских мостов должны укладываться с зазорами 2—3 *см*

Верхний настил проезжей части автодорожных и городских мостов рекомендуется делать продольным Толщина досок верхнего настила должна быть по условиям износа не менее 5 *см*

660 Брусья или бревна прогонов должны быть связаны между собой и закреплены на опорах от продольных и поперечных перемещений Концы разбросных прогонов должны выпускаться за ось насадок опор не менее чем на 25 *см*

Прогоны под балластным корытом железнодорожных мостов следует укладывать с промежутками около 20 *см*

661. Оси элементов в узлах сквозных ферм должны быть, как правило, центрированы

Усилия от поперечных балок на пояса ферм должны передаваться центрированно через подушки, перекрывающие все ветви пояса

662. В местах лобового упора раскосов и стоек при отсутствии каких-либо соединений должны быть поставлены потайные штыри, а в местах пересечения раскосов — болты и прокладки

663. Число ветвей стальных тяжей в решетчатых фермах не должно быть более трех, а при расположении в два ряда по фасаду — не более четырех

На обоих концах тяжей, кроме гаек, должны быть поставлены контргайки, а длина тяжей и нарезки должна обеспечивать возможность предварительного натяжения тяжей во время сборки и в эксплуатации

Подгаечники должны быть общими для всех тяжей одного узла

664. 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 не более двух стыков досок, перекрываемых накладками

Каждая доска пояса должна быть продолжена за теоретическое место обрыва на длину не менее длины полунакладки Замена стыкуемых досок одного яруса досками другого яруса, вступающими в работу, не допускается

Гвозди в поясах, как правило, должны располагаться вертикальными рядами

665. Устойчивость стенок дощатых ферм должна быть обеспечена постановкой вертикальных брусьев на расстояниях не более 3 *м* и не более высоты фермы Вертикальные брусья должны обжимать стенку и пояса фермы При высоте ферм более 2,5 *м* стенка, кроме того, должна быть обжата и горизонтальными брусьями

666. В каждом пересечении досок сплошной стенки ставится по одному гвоздю диаметром не менее 4,5 *мм* Длина гвоздей должна превышать толщину стенки не менее чем на 3 *см* Концы гвоздей должны быть загнуты

667. Жесткость и устойчивость свайных и рамных опор в поперечном направлении должны быть обеспечены постановкой наклонных свай, стоек или укосин, а также горизонтальных и диагональных схваток

При высоте опоры от грунта или дна до насадки более 2 *м* надлежит устраивать связи на всю высоту опоры Наклонные сваи или укосины следует ставить при высоте опор (от грунта до верха насадки), превышающей расстояние между осями крайних свай или стоек

Если высота устоев превышает 4 *м*, то наряду с прямыми должны устраиваться обратные раскосы

Примечание Применение подводных тяжей и ряжевых оболочек для железнодорожных мостов не рекомендуется

668. В местах сроста свай должны быть поставлены связи, если сросты не заглублены в грунт ниже отметки дна с учетом размыва

669. Устройство ряжевых опор на грунтах, допускающих забивку свай, в железнодорожных мостах не допускается, а в автодорожных и городских мостах не рекомендуется

670. Ширину ряжа (вдоль пролета) следует принимать не менее $^1/_8$ его высоты и не менее 1,5 *м* Верх ряжа должен быть не ниже уровня высокой воды и возвышаться над наивысшим уровнем ледохода не менее чем на 0,75 *м* Остальную часть ряжевой опоры рекомендуется выполнять в виде рамной надстройки При сильном ледоходе ряжи устраиваются с ледорезами, имеющими наклонное режущее ребро

671. В пересечениях стенок ряжа, а также в местах примыкания к стенкам анкерных связей устанавливаются вертикальные брусья или бревна-сжимы с прорезями для болтов

672. Ледорезы устанавливаются перед каждой речной опорой, подверженной ударам льда, на расстоянии от опоры вверх по течению реки 2—8 *м* в зависимости от скорости течения На реках с мощным ледоходом (при толщине льда свыше 50 *см* и скорости ледохода более 1,5 *м/сек*) устанавливаются на расстоянии 30—50 *м* от основных ледорезов более мощные аванпостные ледорезы в одну линию с опорами и основными ледорезами, но в количестве вдвое меньшем Ледорезы загружаются камнем

673. Уклон режущего ребра ледореза должен быть не круче 1 1,5 Верх ножа ледореза должен возвышаться над наивысшим уровнем ледохода не менее чем на 0,75 *м*, а низ ножа следует располагать не менее чем на 0,5 *м* ниже уровня самого низкого ледохода

674. При наличии размокаемых грунтов производится укрепление дна реки вокруг опор и ледорезов при помощи фашинных тюфяков и каменной отсыпки

РАЗДЕЛ VIII

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ [1]

1 НОМЕНКЛАТУРА И ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ

675 Глинистые грунты в зависимости от числа пластичности $W_п$ разделяются на виды согласно табл 71, а по консистенции характеризуются величиной коэффициента консистенции B согласно табл 72

Таблица 71

Виды глинистых грунтов

Наименование видов грунтов	Число пластичности $W_п$
Супесь	От 1 до 7
Суглинок	Свыше 7 до 17
Глина	» 17

Здесь $W_г = W_т - W_р$,

$W_т$ и $W_р$ — выраженные в процентах весовые влажности, соответствующие состояниям грунта на границе текучести и на границе раскатывания

Таблица 72

Консистенции глинистых грунтов

Наименование консистенции	Коэффициент консистенции B
а) Супеси	
Твердая	Менее 0
Пластичная	От 0 до 1,00
Текучая	Свыше 1,00

[1] Здесь и далее имеются в виду

а) массивные фундаменты — закладываемые в открытых котлованах, а также колодцы оболочки (наружным диаметром более 2 *м*), опускные колодцы, кессоны,

б) свайные фундаменты, состоящие из свай (диаметром не более 0 8 *м*) или свай оболочек (диаметром более 0,8 до 2 *м*) и объединяющей их плиты ростверка, низкого или высокого

Продолжение

Наименование консистенции	Коэффициент консистенции B
б) Суглинки и глины	
Твердая	Менее 0
Полутвердая	От 0 до 0,25
Тугопластичная	Свыше 0,25 до 0,50
Мягкопластичная	» 0,50 » 0,75
Текучепластичная	» 0,75 » 1,00
Текучая	» 1,00

Здесь $B = \frac{W - W_p}{W_п}$,

W — весовая естественная влажность грунта в процентах

676 Глинистые[1] грунты в начальной стадии своего формирования, образовавшиеся в виде структурного осадка в воде, при наличии микробиологических процессов и обладающие в природном сложении влажностью, превышающей влажность на границе текучести, и коэффициентом пористости более 1,0 для супесей и суглинков и более 1,5 для глин, называются илами

В классе глинистых грунтов необходимо выделять просадочные и набухающие грунты К просадочным относятся грунты, имеющие степень влажности $G \leqslant 0{,}6$ и величину $\frac{\varepsilon - \varepsilon_т}{1 + \varepsilon_т} \geqslant -0{,}1$, а к набухающим — грунты, для которых указанная величина $< -0{,}4$,

где ε — коэффициент пористости грунта ненарушенной структуры и природной влажности,

$\varepsilon_т$ — коэффициент пористости, соответствующий влажности на границе текучести,

$G = \frac{W\gamma_{уд}}{100\varepsilon\Delta}$,

W — весовая естественная влажность грунта в процентах;

$\gamma_{уд}$ — удельный вес грунта в $т/м^3$;

Δ — удельный вес воды ($\Delta = 1\ т/м^3$),

$$\varepsilon = \frac{\gamma_{уд} - \gamma_{ск}}{\gamma_{ск}};$$

$\gamma_{ск}$ — объемный вес скелета грунта,

$$\gamma_{ск} = \frac{\gamma_{об}}{1 + 0{,}01\,W},$$

$\gamma_{об}$ — объемный вес грунта ненарушенной структуры.

[1] При наличии растительных остатков свыше 10% грунты относятся к заторфованным и торфам.

677 Песчаные[1] ($W_п < 1$) и крупнообломочные грунты в зависимости от гранулометрического состава разделяются на виды согласно табл 73

Таблица 73

Виды крупнообломочных и песчаных грунтов

Наименование видов грунтов	Распределение частиц грунта по крупности в % от веса сухого грунта
А Крупнообломочные грунты	
Щебенистый грунт (при преобладании окатанных частиц — галечниковый)	Вес частиц крупнее 10 *мм* составляет более 50%
Дресвяный грунт (при преобладании окатанных частиц — гравийный)	Вес частиц крупнее 2 *мм* составляет более 50%
Б Песчаные грунты	
Песок гравелистый	Вес частиц крупнее 2 *мм* составляет более 25%
» крупный	Вес частиц крупнее 0,5 *мм* составляет более 50%
» средней крупности	Вес частиц крупнее 0,25 *мм* составляет более 50%
» мелкий	Вес частиц крупнее 0,1 *мм* составляет более 75%
» пылеватый	Вес частиц крупнее 0,1 *мм* составляет менее 75%

Примечание Наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке расположения наименований в таблице

678 Песчаные грунты в зависимости от величины коэффициентов пористости ε характеризуются плотностью сложения согласно табл 74.

Таблица 74

Плотность песчаных грунтов

Виды песчаных грунтов	Характеристики плотности сложения песков		
	плотные	средней плотности	рыхлые
Гравелистые, крупные и средней крупности	$\varepsilon < 0{,}55$	$0{,}55 \leqslant \varepsilon \leqslant 0{,}65$	$\varepsilon > 0{,}65$
Мелкие	$\varepsilon < 0{,}60$	$0{,}60 \leqslant \varepsilon \leqslant 0{,}70$	$\varepsilon > 0{,}70$
Пылеватые	$\varepsilon < 0{,}60$	$0{,}60 \leqslant \varepsilon \leqslant 0{,}80$	$\varepsilon > 0{,}80$

[1] При наличии растительных остатков свыше 10% грунты относятся к заторфованным и торфам

679 Песчаные грунты в зависимости от степени влажности G разделяются на маловлажные ($G \leqslant 0{,}5$), очень влажные ($0{,}5 < G \leqslant 0{,}8$) и насыщенные водой ($G > 0{,}8$)

При наличии просадочных грунтов фундаменты надлежит проектировать с учетом специальных технических указаний

680 Значения физико-механических характеристик грунтов (угол внутреннего трения φ, объемыи вес γ, сцепление c модуль деформаций E и др) определяются на основании данных инженерно-геологических изысканий лабораторными и полевыми исследованиями с учетом природного состояния грунта и возможных его последующих изменений

Средние нормативные значения физико-механических характеристик грунтов, приведенные в приложении 19, допускается принимать для расчетов фундаментов мелкого заложения малых и средних мостов и труб, а для расчетов фундаментов глубокого заложения и фундаментов больших мостов — только в качестве предварительных

При типовом проектировании допускается принимать для грунтов засыпки $\gamma_н = 1{,}8$ $т/м^3$, причем для засыпки устоев $\varphi_н = 35°$ (дренирующий грунт), а для засыпки труб $\varphi_н = 30°$ для звеньев (грунты насыпи) и $\varphi_н = 25°$ для оголовков (грунт на откосах)

Примечание При применении механизированного уплотнения грунтов засыпки мостовых устоев автодорожных и городских мостов с обеспечением коэффициента уплотнения не менее 0,95 допускается принимать величину $\varphi_н = 40°$ В этом случае принимается $\gamma_н = 1{,}9$ $т/м^3$

2 РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

681 Расчетные сопротивления грунтовых оснований при проектировании должны определяться по физико-механическим характеристикам грунтов, соответствующие указания по определению расчетных сопротивлений скальных грунтов (пород) приведены в п 683, а песчаных грунтов — в приложении 20

Расчетные сопротивления глинистых грунтов, а в случаях, не охватываемых приложением 20, также и песчаных грунтов следует принимать по условной формуле п 682 в зависимости от номенклатуры грунтов, определяемой только по их физическим характеристикам

Расчетная несущая способность (по грунту) свай, свай-оболочек, колодцев-оболочек, опускных колодцев и кессонов принимается согласно приложению 21

При наличии слоя воды над пластом глин или суглинков, являющихся водоупором в основании фундамента, расчетные сопротивления этих грунтов должны быть увеличены на 0,1 H_1 в $кг/см^2$, где H_1 — глубина воды в $м$ от меженного уровня до водоупорного пласта, а при расчете по формуле п 682 — до дна водотока

В случаях сложных гидрогеологических условий постройки

опор в проекте должны быть определены необходимость и объем статических испытаний свай и грунта

682 Расчетные сопротивления осевому сжатию, принимаемые по номенклатуре нескальных грунтов под фундаментами, определяются в *кг/см²* по условной формуле

$$R = 1{,}2\{R'[1 + \kappa_1(b-2)] + \kappa_2\gamma'(h-3)\},$$

где R' — условное сопротивление грунта в *кг/см²*, принимаемое по табл 75—77,

b — ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента в *м*, при ширине более 6 *м* принимается $b=6$ *м*,

h — глубина заложения подошвы фундамента в *м*, которая принимается

у опор мостов на массивных фундаментах — от наинизшей проектной отметки поверхности грунта с учетом предусматриваемой срезки в пределах контура опоры или от дна водотока (с учетом размыва при расчетном расходе воды),

у труб — от естественной поверхности грунта с увеличением для труб замкнутого контура на половину высоты насыпи над данным звеном,

γ' — приведенный объемный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, в *т/м³*, определяемый по формуле

$$\gamma' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i},$$

γ_i — объемные веса отдельных слоев вышележащего грунта,

h_i — толщины слоев в *м*,

κ_1 и κ_2 — коэффициенты, принимаемые по табл 78

Таблица 75

Условные сопротивления R' глинистых (непросадочных) грунтов в основаниях в *кг/см²*

Наименование грунта	Коэффициент пористости	Коэффициент консистенции B						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супеси (при $W_п < 5$)	0,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—
	0,7	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—	—
Суглинки (при $10 \leqslant W_п \leqslant 15$)	0,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,7	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—
	1,0	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—	—
Глины (при $W_п > 20$)	0,5	6,0	4,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5
	0,6	5,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,8	4,0	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—
	1,1	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	—	—

При значениях $W_п$ в пределах 5—10 и 15—20 принимаются средние значения R' между супесями и суглинками и соответственно между суглинками и глинами

Величина условного расчетного сопротивления R' для глинистых грунтов твердой консистенции ($B<0$) устанавливается в зависимости от результатов испытаний ($R' = 1{,}5\,R_{сж}$) грунта и принимается для супесей — от 4 до 10 *кг/см²*, для суглинков — от 6 до 20 *кг/см²*, для глин — от 8 до 30 *кг/см²*.

Таблица 76

Условные сопротивления R' песчаных грунтов в основаниях в *кг/см²*

Наименование грунта и влажность с учетом возможного изменения в будущем	R	
	Состояние грунтов	
	плотное	средней плотности
Пески гравелистые и крупные независимо от их влажности	4,5	3,5
Пески средней крупности		
маловлажные	4,0	3,0
очень влажные и насыщенные водой	3,5	2,5
Пески мелкие		
маловлажные	3,0	2,0
очень влажные и насыщенные водой	2,5	1,5
Пески пылеватые		
маловлажные	2,5	2,0
очень влажные	2,0	1,5
насыщенные водой	1,5	1,0

Таблица 77

Условные сопротивления R' крупнообломочных грунтов в основаниях в *кг/см²*

Наименование грунта	R
Щебенистый (галечниковый) с песчаным заполнителем пор	6,0—10,0
Дресвяный (гравийный) из обломков кристаллических пород	5,0— 8,0
Дресвяный (гравийный) из обломков осадочных пород	3,0— 5,0

Таблица 78

Коэффициенты κ_1 и κ_2

Наименование грунта	κ_1, в $м^{-1}$	κ
Гравий, галька, песок гравелистый, крупный и средней крупности	0,10	0,30
Песок мелкий	0,08	0,25
Песок пылеватый, супесь	0,06	0,20
Суглинок и глина твердые и полутвердые	0,04	0,20
Суглинок и глина тугопластичные и мягкопластичные	0,02	0,15

683. Расчетное сопротивление осевому сжатию скальных грунтов (пород) в основаниях определяется по формуле

$$R = mkR_{сж},$$

где $R_{сж}$ — предел прочности (средний) на одноосное сжатие образцов, испытанных в водонасыщенном состоянии согласно действующим инструкциям,

k — коэффициент однородности грунта по пределу прочности на одноосное сжатие, который при отсутствии опытных данных допускается принимать равным 0,17,

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 3

Примечание При наличии в основании сильно трещиноватых или выветрившихся (рухляк), а также размягчаемых скальных грунтов (пород) вопрос об их использовании в качестве оснований и назначении величины расчетного сопротивления должен решаться с проведением при необходимости испытаний грунтов штампами

684 Расчетное сопротивление грунта у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента принимается равным $1{,}2R$ для скального основания, а в остальных случаях — только при учете дополнительного сочетания нагрузок

R — расчетное сопротивление грунта осевому сжатию

3 РАСЧЕТЫ

685 Расчеты грунтовых оснований и фундаментов мостов и труб производятся

1 По первому предельному состоянию

а) по прочности конструкции фундаментов (по материалу) согласно разделам III—VII[1],

б) по прочности (устойчивости) грунтовых оснований фундаментов, а также свай, оболочек, колодцев и кессонов по грунту,

в) по устойчивости положения фундаментов (против опрокидывания и скольжения) согласно разделу I

[1] А также на трещиностойкость железобетонных элементов фундаментов по третьему предельному состоянию согласно разделу III

2 По второму предельному состоянию (деформациям) оснований и фундаментов с расчетом осадок оснований и горизонтальных смещений верха опор, а также с проверкой положения равнодействующей активных сил

Для мостов внешне статически определимых систем допускается

а) при пролетах до 50 *м* на железных дорогах и до 100 *м* на автомобильных дорогах и в городах не производить расчет осадок оснований, за исключением случаев, указанных в приложении 20,

б) при массивных фундаментах, закладываемых в открытых котлованах, и при высоте надфундаментной части опор не более 20 *м* не определять горизонтальные смещения верха опор

Для мостов всех систем при опирании на скальные грунты (породы) расчет осадок не требуется

Для оснований опор малых и средних мостов и для труб вместо двух самостоятельных расчетов 1,б и 2 настоящего пункта допускается ограничиваться одним расчетом 1,б с использованием условных расчетных сопротивлений, принимаемых в зависимости от номенклатуры грунтов, с проверкой положения равнодействующей активных сил

686 Усилия и моменты от нагрузок и воздействий, входящих только в дополнительные и особые сочетания, определяются отдельно вдоль и отдельно поперек моста и при определении давлений на грунт не суммируются друг с другом, но при определении давлений на сваи и сваи-оболочки суммируются

687 Свайные фундаменты мостовых опор в зависимости от положения подошвы плиты ростверка по отношению к поверхности грунта проектируются низкие или высокие Соответствующий критерии и методы расчета фундаментов при высоких свайных ростверках принимаются по специальным техническим указаниям

688 Расчеты фундаментов на прочность по грунту производятся

а) при передаче сваей или другим элементом данного фундамента (сваи-оболочки, колодца-оболочки, опускного колодца или кессона) только осевой силы по формулам

$$P' \leqslant P_0$$

и

$$P'' \leqslant 1{,}2P_0,$$

б) при передаче фундаментом осевои силы и момента, за исключением случаев расчета с учетом заделки по формулам

$$\frac{N}{F} \leqslant R \quad \text{и} \quad \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} \leqslant R \text{ (или } 1{,}2R \text{ — согласно п 684).}$$

Для отдельных свай и свай-оболочек при низком ростверке P' и P'' вычисляются по формулам

$$P' = \frac{N'}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2}, \quad P'' = \frac{N'}{n} \pm \frac{M'_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M'_y x}{\sum x_i^2},$$

где P' — расчетное давление на голову сваи или сваи-оболочки, а при колодцах-оболочках, опускных колодцах и кессонах — нормальное давление в плоскости верхнего обреза фундамента,

P'' — расчетное давление на голову угловой сваи или сваи-оболочки фундамента,

P_0 — расчетная несущая способность по грунту сваи, сваи-оболочки, колодца-оболочки, опускного колодца или кессона согласно приложению 21,

N — осевая сила в плоскости подошвы фундамента за вычетом для опускных систем силы трения по боковой поверхности (приложение 21)

Силы трения учитываются только в пределах вертикальных граней фундамента до первого снизу обреза,

M — момент в плоскости подошвы фундамента от внешних нагрузок,

F и W — площадь и момент сопротивления подошвы фундамента,

R — расчетное сопротивление осевому сжатию грунта в уровне подошвы фундамента,

N', M'_x и M_y — равнодействующая вертикальных сил и моменты относительно главных осей в плоскости подошвы плиты ростверка,

n — число свай или свай-оболочек в фундаменте,

x_i и y_i — расстояния от главных осей плана свай до оси каждой сваи

x и y — расстояния от главных осей до сваи, для которой вычисляется давление

Если M (при скальном основании) или M_y не равны нулю, расчет производится по обеим формулам, приведенным соответственно в п а и б

Кроме того, свайный фундамент должен быть проверен как условный массивный согласно приложению 22

Примечания 1 Растяжение в сваях допускается при дополнительных и особых сочетаниях нагрузок

2 Вес сваи или сваи оболочки добавляется к величинам сил P' и P''

689 Если ниже подошвы фундамента залегает слой более слабого грунта, то производится дополнительная проверка давлений по этому подстилающему слою согласно приложению 23

690 Свайные фундаменты, проектируемые как низкий ростверк, должны быть проверены на действие горизонтальных сил согласно приложению 24

691 Расчет фундаментов опускных систем, а также фундаментов, способ погружения которых обеспечивает естественную плотность

окружающего фундамент грунтового тела, производится с учетом заделки в грунте согласно приложению 25

Заделка учитывается от отметки размыва грунта у данной опоры при расчетном расходе воды

692 Расчет устойчивости массивных фундаментов опор против скольжения (плоский сдвиг) производится согласно указаниям раздела I при следующих значениях коэффициентов трения ψ кладки по грунту

Для глин и скальных грунтов с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и т п)	
Во влажном состоянии	0,25
То же для сухих	0,30
Для суглинков и супесей	0,30
» песков	0,40
» гравийных и галечниковых грунтов	0,50
» скальных грунтов (пород) с неомылива ющейся поверхностью	0,60

Фундаменты устоев рассчитываются также на устойчивость против глубокого сдвига (по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения)

При применении специальных конструктивных решений для увеличения сопротивления фундамента скольжению (устройство зуба фундамента, удерживающего анкера и т п), помимо сил трения, учитывается сопротивление грунта, обусловленное этими конструкциями

693 Для оснований массивных фундаментов опор, рассчитываемых без учета заделки в грунте, положение равнодействующей, характеризуемое относительным эксцентриситетом $\frac{e_0}{\rho}$, должно быть ограничено следующими пределами

а) На нескальных грунтах

для промежуточных опор

при учете только постоянных нагрузок — 0,10,

при дополнительных сочетаниях нагрузок — 1,00,

для устоев

при учете только постоянных нагрузок

для железнодорожных мостов — 0,5,

для автодорожных и городских мостов — 0,8,

при дополнительных сочетаниях нагрузок

для железнодорожных мостов — 0,6,

для автодорожных и городских мостов

больших и средних — 1,0,

малых — 1,2

б) На скальных грунтах при дополнительных сочетаниях нагрузок — 1,2

Здесь $e_0 = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет приложения вертикальной равнодействующей N относительно центра тяжести подошвы фундамента,

M — момент действующих сил относительно главной оси подошвы фундамента,

$\rho = \frac{W}{F}$ — радиус ядра сечения фундамента, причем момент сопротивления W относится к менее нагруженной грани

Примечание Для устоев на нескальных грунтах при высоте насыпи более 10 *м*, возводимой после постройки устоя, эксцентриситеты должны определяться как без учета, так и с учетом вертикального давления насыпи в соответствии с приложением 26 При учете давления насыпи предельная величина эксцентриситета принимается в сторону пролета в размере 20% от указанной, а в сторону насыпи—равной нулю

694 Расчет осадок оснований мостовых опор, в соответствии с требованиями п 55, производится по средним величинам давления на грунт от нормативных постоянных нагрузок

При расчете осадок допускается пользоваться указаниями приложения 27, в котором приняты следующие упрощения

а) распределение напряжений в толще основания принимается по теории однородного изотропного линейно деформируемого полупространства при условии, что зоны пластической деформации грунта под подошвой фундамента могут иметь только ограниченное развитие,

б) деформации отдельных слоев неоднородного основания определяются по нормативным давлениям и модулям деформаций, установленным для каждого слоя

При расчете горизонтальных смещений допускается пользоваться указаниями приложения 25

695 Полные осадки свайных фундаментов опор мостов допускается принимать равными осадке одиночной сваи или сваи-оболочки по данным статических испытаний их в тех же грунтах при соблюдении одного из следующих условий

а) сваи или оболочки работают как стойки,

б) расстояние между осями свай или оболочек в плоскости нижних концов более 6-кратной толщины ствола,

в) число продольных рядов не более трех

Расчет осадок в остальных случаях выполняется в соответствии с п 694

696 Осадка оснований под трубами принимается равной осадке основания насыпи за вычетом осадки поверхностного слоя, заменяемого фундаментом или подушкой

4 ЗАЛОЖЕНИЕ, ФОРМА И РАЗМЕРЫ ФУНДАМЕНТОВ

697 Глубина заложения фундаментов мостовых опор и водопропускных труб должна назначаться на основании расчета грунтовых оснований с учетом

а) геологических и гидрогеологических условий места расположения сооружения,

б) глубины промерзания и способности грунтов основания к пучению при промерзании,

в) взаимовлияния фундаментов соседних сооружений и закладываемого фундамента сооружения,

г) условий размыва грунтов оснований

698 Для массивных фундаментов мостовых опор на ненабухающих (непучинистых) гравелистых и крупнопесчаных грунтах глубина заложения назначается независимо от промерзания грунта, а на прочих грунтах подошва фундамента или подошва плиты низкого ростверка должна быть расположена не менее чем на 0,25 *м* ниже расчетной глубины промерзания

Во все грунты, кроме скальных, массивные фундаменты опор должны быть заглублены при отсутствии размыва не менее 1,0 *м* от дневной поверхности грунта или дна водотока

В скальные грунты фундаменты должны быть заглублены до отметки, на которой расчетное сопротивление основания по результатам испытаний получается не ниже величины давления фундамента Запас к указанной отметке оснований массивных фундаментов и фундаментов из незаглубляемых столбов должен быть не менее 0,25 *м* Величину заделки заглубленных в скальные грунты столбов надлежит определять по расчету согласно приложению 21 и принимать не менее 0,5 *м* в сплошных породах и не менее 1,5 *м* в трещиноватых

Глубина погружения свай в грунт должна быть не менее 4 *м*

Примечание Не следует закладывать фундаменты на грунтах просадочных, заторфованных, а также на глинистых и суглинистых грунтах при коэффициенте консистенции более 0,6 или использовать эти грунты в качестве подстилающего слоя

699 Глубина заложения подошвы плиты свайного ростверка назначается

а) в крупнообломочных, а также крупных и средних песчаных грунтах — на любом уровне, независимо от глубины промерзания, при условии простирания толщи указанных грунтов ниже глубины промерзания и отсутствия при промерзании напорных грунтовых вод,

б) в глинистых и суглинистых, а также мелких и пылеватых песчаных грунтах — вне пределов промерзания с запасом не менее 0,25 *м*,

в) в русле реки — на любом уровне (в том числе выше дна русла реки) при отсутствии промерзания воды до дна, но не менее

чем на $l + 0{,}25$ *м* ниже уровня низкого ледостава, где l — толщина льда в *м*,

г) при наличии ледохода, карчехода или истирающих кладку наносов — с таким расчетом, чтобы сваи не могли подвергаться их действию

700 Расчетная глубина промерзания принимается равной средней из ежегодных максимальных глубин сезонного промерзания грунтов по данным многолетних (не менее 10 лет) наблюдений за фактическим промерзанием грунтов под открытой оголенной от снега поверхностью в районе строительства, а при отсутствии данных наблюдений — на основе теплотехнических расчетов или, как исключение, по карте приложения 28

701 Фундаменты опор мостов при возможности размыва грунта должны быть заглублены (считая от отметки грунта после размыва у данной опоры) на величины не менее указанных в табл 79.

Таблица 79

Наименьшие величины заглублений фундаментов (массивных и свайных)

Глубина заложения фундамента	При расходе воды согласно п 30	
	расчетном	наибольшем
До 10 *м*	$\Delta H + \Delta K \geqslant 2{,}5$ *м*	$0{,}5\,\Delta H + \Delta K$
Более 10 *м*	$\Delta H + \Delta K \geqslant 5{,}0$ *м*	$0{,}5\,\Delta H + \Delta K$

Здесь ΔH — величина погрешности, возможной при определении глубины размыва у данной опоры,

ΔK — глубина заделки в грунт, необходимая по условиям обеспечения устойчивости опоры при расчетном расходе воды

702 Деревянные сваи должны быть срезаны ниже самого низкого горизонта воды не менее чем на 50 *см*

703 Верхние концы свай и оболочек должны быть заделаны в плиту ростверка (выше слоя бетона, уложенного подводным способом) или в железобетонную насадку (ригель) на величину, соответствующую расчету (при наличии растягивающих усилий), причем в плиту ростверка — не менее чем на две толщины ствола сваи, а при толщинах ствола свыше 60 *см* — не менее чем на 1,2 *м*

За толщину ствола сваи или оболочки принимается при круглом или многоугольном сечении—диаметр описанной окружности, при квадратном сечении — сторона квадрата

Допускается также заделка в плите свай и оболочек на длине не менее 15 *см* при условии, что остальная часть заделки осуществляется с помощью выпусков стержней продольной арматуры (без устройства крюков) на длине, определяемой расчетом, но не менее 20 диаметров стержня при арматуре периодического профиля и 40 диаметров стержня при гладкой арматуре

704 Сваи и сваи-оболочки размещаются в рядовом или шахматном порядке, причем расстояние между осями забивных свай должно быть не менее трех толщин свай в плоскости острия и не менее 1,5 толщин свай — в плоскости подошвы плиты ростверка, а для свай-оболочек — не менее 1,0 *м* в свету в плоскости подошвы плиты ростверка или насадки

Расстояние от края плиты ростверка до ближайшей грани сваи или сваи-оболочки должно быть не менее 25 *см* Для колодцев-оболочек допускается устройство плиты ростверка без свеса

705 При необходимости устройства уступов фундамента размеры их должны быть обоснованы расчетом, а линия уступов или наклон граней, как правило, не должны отклоняться от вертикали на угол более 30°

Наклон боковых граней (или отношение суммарного вылета уступов фундамента) опускного колодца или кессона к глубине его заложения не должен превышать 20 1

Для фундаментов, сооружаемых в постоянном шпунтовом ограждении, должны предусматриваться меры по засыпке и уплотнению грунта в пазухах котлована

706. На обрезе фундамента при необходимости его устройства и расположения в пределах колебания уровней воды и льда устраивается фаска не менее 0,5 × 0,5 *м*, а фундаменту придается обтекаемая форма

707 Звенья труб замкнутого поперечного сечения укладываются на фундаментах или на грунтовых подушках в зависимости от грунтовых условий Рекомендуются фундаменты с профилированным ложем из лекальных блоков

При выборе типов фундаментов и грунтовых подушек для звеньев замкнутого сечения следует руководствоваться указаниями, приведенными в приложении 29

Под звеньями труб незамкнутого поперечного сечения во всех случаях должны устраиваться фундаменты сплошные или раздельные в зависимости от общей конструкции трубы

708 Оголовки труб всех типов устраиваются, как правило, на фундаментах

Конусные оголовочные звенья замкнутого поперечного сечения для бесфундаментных труб при скальных, крупнообломочных, гравелистых и крупнопесчаных грунтах допускается проектировать без фундаментов

При отсутствии фундаментов должно быть предусмотрено устройство противофильтрационных экранов

709 Глубина заложения фундаментов труб назначается

а) для средних звеньев при отверстии одного очка до 2 *м* — независимо от глубины промерзания,

б) для оголовков и крайних звеньев при скальных, крупнообломочных, гравелистых и крупнопесчаных грунтах основания — независимо от глубины промерзания, а при всех прочих грунтах — на 0,25 *м* ниже глубины промерзания основания

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1
(к п 23)

ВЕРТИКАЛЬНЫЕ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ НА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ

1 Высота от уровня верха головки рельса до низа конструкций новых сооружений, расположенных над электрифицируемыми железнодорожными путями или над путями, электрификация которых не исключена в последующем, принимается не менее

а) для расположенных на перегонах и пассажирских остановочных пунктах пешеходных мостов и путепроводов шириной не более 5 *м* (в нижней части конструкции) — 6 300 *мм*,

б) то же при ширине их более 5 *м* — 6 500 *мм*,

в) для расположенных над путями станций, разъездов и обгонных пунктов пешеходных мостов и путепроводов шириной не более 5 *м* — 6 800 *мм*,

г) то же при ширине их более 5 *м* — 7 000 *мм*

2 Пролетные строения с ездой понизу проектируются с учетом обеспечения высоты от уровня верха головки рельсов до низа конструкции не менее 6 500 *мм* (в порталах 6 300 *мм*)

3 Для существующих сооружений в тех случаях, когда применение норм, указанных в пп 1 и 2, вызывает дорогостоящие работы по переустройству, при соответствующем обосновании в проекте допускается уменьшение указанных расстояний до минимально допускаемых, предусмотренных ГОСТ 9238—59

При сооружении пешеходных мостов на линиях, перевод которых на электрическую тягу в ближайшие 10—15 лет не предвидится, высоту от головки рельса до низа конструкции допускается уменьшать до 5 550 *мм*

4 Горизонтальные расстояния между осями путей, а также от оси пути должны удовлетворять требованиям габарита, причем для пролетных строений, расположенных на кривой, необходимо учитывать уширения в кривой согласно Указаниям по применению ГОСТ 9238—59, а также и величину отклонения проектной оси пути от оси пролетного строения

5. Горизонтальные расстояния от внутренней грани опор путепроводов и пешеходных мостов до оси крайнего в пролете пути на перегонах, а на станциях, кроме того, до осей главных путей и тех

путей, где это не требует увеличения нормальных междупутий, должны быть не менее 3 100 *мм*

В сильно снегозаносимых выемках (кроме скальных) и на выходах из них (на длине 1 000 *м*) указанное расстояние должно быть не менее 5 700 *мм*

Приложение 2
(к п 23)

ГАБАРИТЫ ПРИБЛИЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ И В ГОРОДАХ

1 Настоящие габариты приближения конструкций распространяются на вновь строящиеся и переустраиваемые мосты на автомобильных дорогах и в городах

2 Габаритом приближения конструкций называется предельное поперечное перпендикулярное оси проезжей части очертание, внутрь которого не могут заходить никакие элементы конструкций моста или расположенных на нем устройств

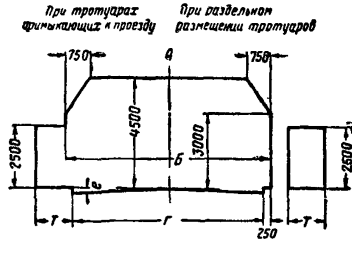


Рис 1

3 Габариты мостов на автомобильных дорогах и в городах обозначаются буквой Г и числом, соответствующим ширине проезжей части на мосту в метрах

На автомобильных дорогах с разделительной полосой к величине габарита добавляется ширина разделительной полосы, обозначаемая буквой С

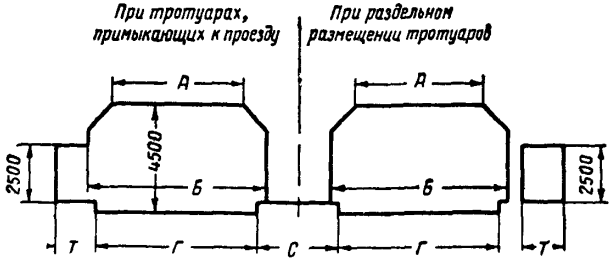


Рис 2

Схемы габаритов мостов без разделительной полосы и с разделительной полосой приведены на рис 1 и 2, основные размеры — в таблице

Основные размеры габаритов мостов на автомобильных дорогах и в городах

Габариты мостов	Расстояние в свету между			Нормальная высота тротуарного бордюра *e* в *мм*
	бордюрами *Г* в *мм*	элементами конструкций на высоте		
		3 000 *мм* от верха проезжей части *Б* в *мм*	4 500 *мм* от верха проезжей части *А* в *мм*	
Г 9 + С + 9	2×9 000	9 500	8 000	250
Г-8 + С + 8	2×8 000	8 500	7 000	250
Г-21	21 000	21 500	20 000	250
Г-14	14 000	14 500	13 000	250
Г-10,5	10 500	11 000	9 500	250
Г-9	9 000	9 500	8 000	250
Г-8	8 000	8 500	7 000	250
Г-7	7 000	7 500	6 000	250
Г-6	6 000	6 500	5 000	250
Г-4,5	4 500	5 000	3 500	250

Примечания 1 При значительной интенсивности движения для городских мостов при соответствующем обосновании допускается принимать увеличенные габариты, ширина которых назначается кратной 7 000 *мм*

2 На мостах, когда устройство разделительной полосы сопряжено с большими материальными затратами, допускается величину разделительной полосы *С* уменьшать до целесообразных размеров, но не менее 1 200 *мм*

3 Габарит Г-6 применяется только при проектировании деревянных мостов, а габарит Г-4,5—только в исключительных случаях на дорогах в горной местности при ширине проезжей части дороги не более 4 500 *мм*

4 Габариты мостов на автомобильных дорогах и в городах назначаются по таблице в зависимости от категории дороги или улицы с учетом перспективы, вида транспорта, интенсивности движения, длины моста, расположения его в профиле и плане и других местных условий

5 В случаях, когда малый мост является прямым продолжением улицы, ширину проезжей части на мосту допускается принимать равной ширине проезжей части улицы

Минимальным габаритом городских мостов при наличии трамвайного движения является Г-14, при этом под два трамвайных пути отводится полоса шириной 7 000 *мм*, размещаемая или по оси проезжей части, или непосредственно у бортового камня (бордюра)

6 Ширина тротуаров *Т* назначается кратной 750 *мм* в зависимости от интенсивности пешеходного движения.

Пропускная способность одной полосы тротуара принимается 1 000 пешеходов в час

Ширина однополосных тротуаров, примыкающих к проезду, принимается равной 1000 *мм* (750 *мм* + защитная полоса 250 *мм*)

При полном отсутствии пешеходного движения допускается заменять тротуар защитной полосой шириной 250 *мм*

Для городских мостов с габаритом Г-10,5 включительно минимальная ширина тротуаров принимается 1 500 *мм*, при бо́льших габаритах — 2 250 *мм*

7 Ширина подмостовых габаритов путепроводов и пешеходных мостов принимается

над автомобильными дорогами — равной, как правило, ширине земляного полотна пересекаемой дороги,

над городскими улицами — с учетом их ширины и категории

8 Габариты мостов, расположенных на кривых участках дороги, принимаются по таблице с уширением, величина которого в каждом отдельном случае устанавливается расчетом.

Приложение 3
(к пп 42, 43 и разд. III—VII)

НОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И КОЭФФИЦИЕНТЫ ОДНОРОДНОСТИ

Нормативные сопротивления (основные) и коэффициенты однородности материалов, принятые в настоящих ТУ, приведены в табл 1—5.

Таблица 1

Для сталей

Наименование стали			Нормативное сопротивление $R_н$ в *кг/см²*	Коэффициент однородности k
Углеродистая мартеновская горячекатаная	Ст 3 мост, ВСТ 3		2 400	0,9
	М16С		2 300	0,9
	ВСт 5	Для 3 категории толщин периодического профиля	2 600	0,85
			3 000	0,9*
Низколегированная мартеновская горячекатаная	15ХСНД		3 500**	0,85
	25Г2С, 35ГС		4 000	0,85
	30ХГ2С		6 000	0,85
Стальное литье типа 25Л			2 400	0,75

* Для толщин 40 *мм* и более—0,85

** Для проката низколегированной стали марки 15ХСНД толщиной более 32 *мм* и для проката низколегированных сталей других марок нормативные сопротивления и коэффициенты однородности устанавливаются с учетом специальных технических указаний

Таблица 2

Для проволоки

Наименование стали		Нормативное сопротивление $R_н^н$ в *кг/см²* при диаметре проволоки в *мм*								Коэффициент однородности k
		2,0	2 5	3,0	4,0	5 0	6,0	7,0	8 0	
Высокопрочная холоднотянутая углеродистая проволока	Круглая по ГОСТ 7348—55	—	20 000	19 000	18 000	17 000	16 000	15 000	14 000	0,8
	Периодического профиля по ГОСТ 8480—57	18 000	18 000	17 000	16 000	15 000	14 000	13 000	12 000	0,8

Таблица 3

Для бетона

Вид сопротивления	Нормативное сопротивление в *кг/см²* для марок							Коэффициент однородности k			
								150	200	250—600	
	150	200	250	300	400	500	600	*А*	*Б*	*А*	*Б*
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}^н$	115	145	180	210	280	350	420	0,60	0,55	0,65	0,60
Сжатие при изгибе $R_и^н$	140	180	220	260	350	440	520				
Растяжение $R_р^н$	13	16	18	21	25	28	30	0,45		0,50	

Таблица 4

Для кладки

Вид кладки	Марка раствора	Нормативное сопротивление $R^н$ в *кг/см²* при высоте ряда кладки в *мм*	
		180—250	500 и более
1 Кладка из штучных природных камней			
а) получистой тески (выступы до 10 *мм*) при марке камня не ниже 1000 и толщине швов не свыше 15 *мм*	200	210	340
б) то же при марке камня не ниже 800	200	180	280
	150	170	280

Продолжение

Вид кладки	Марка раствора	Нормативное сопротивление $R^н$ в *кг/см²*	
		При высоте ряда кладки в *мм*	
		180—250	500 и более
в) грубооколотых в правильную форму (выступы до 10 *мм*) при марке камня не ниже 600	200 150 100	130 120 110	200 200 200
2 Кладка из бетонных камней или блоков при толщине швов не свыше 15 *мм* и марке бетона			
400	200	130	210
300	150	100	160
200	100	70	120
3 Бутовая кладка из камня марки не ниже 400:			
а) постелистого отборного, обработанного «вприкол»	100	50	—
б) постелистого	100	40	—
в) обыкновенного бутового	100	24	—

Примечание При вычислении расчетных сопротивлений кладок, кроме коэффициентов $m_1 = 0{,}9$ и $k = 0{,}5$, введен коэффициент $m_2 = 1{,}1$.

Таблица 5

Для дерева

Показатели		Вид напряженного состояния					
		Изгиб	Растяжение вдоль волокон	Сжатие и смятие		Скалывание	
				вдоль волокон	поперек волокон	вдоль волокон	поперек волокон
Нормативное сопротивление $R^н$ в *кг/см²*	*а*	500	550	300	—	40	20
	б	400	440	240	23	35	17
Коэффициент однородности k		0,4	0,27	0,65	0,9	0,7	0,7

Примечание Нормативные сопротивления, приведенные в строке *а*, относятся к пределам прочности чистой древесины при стандартных испытаниях малых образцов, а приведенные в строке *б* — к сопротивлениям чистой древесины при ограниченной длительности воздействия полной расчетной нагрузки

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРИОДА СВОБОДНЫХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КОЛЕБАНИЙ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Расчетную величину периода свободных горизонтальных колебаний балочных разрезных пролетных строений T в секундах допускается определять по формуле

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{C}},$$

где M — приведенная масса пролетного строения в $т\ сек^2/м$,
C — расчетная характеристика горизонтальной жесткости пролетного строения в $т/м$

Приведенная масса балочного разрезного пролетного строения определяется по формуле

$$M = 0{,}5\frac{pl}{g},$$

где p — нормативная постоянная нагрузка для пролетного строения (с учетом веса мостового полотна) в $т/м$ моста,
l — расчетный пролет в $м$,
$g = 9{,}81\ м/сек^2$ — ускорение силы тяжести

Расчетную величину горизонтальной жесткости пролетного строения допускается определять по формуле

$$C = \frac{1}{\delta_1} + \frac{\beta}{\delta_2},$$

где δ_1 и δ_2 — горизонтальный прогиб (в $м$) ветровых ферм, расположенных соответственно в плоскости езды и вне этой плоскости, от груза, равного 1 $т$, приложенного в плоскости ветровой фермы в середине ее пролета,
β — коэффициент, учитывающий жесткость поперечных связей

Для сквозных балочных пролетных строений с продольными связями в двух плоскостях допускается принимать $\delta_2 = \delta_1$

Определение прогиба δ для ветровых ферм с крестовой решеткой производится в предположении, что усилия в поясах равны моменту для середины рассматриваемой панели, деленному на расстояние между осями главных ферм, а поперечная сила поровну распределяется между пересекающимися диагоналями

Коэффициент β, учитывающий жесткость поперечных связей, рекомендуется принимать в размере

а) для мостов с ездой понизу

в случае, если в порталах и рамах поперечных связей отсутствует сквозное заполнение или жесткие сплошные распорки, $\beta = 0$,

в случае наличия жестких порталов, но при отсутствии в рамах поперечных связей жестких сплошных распорок или сквозного заполнения с высотой большей, чем половина расстояния между осями главных ферм, $\beta = 0{,}2$,

при наличии в порталах и рамах поперечных связей сквозного заполнения на высоте не меньшей, чем половина расстояния между осями главных ферм или соответствующего ему по жесткости сплошного заполнения, $\beta = 0{,}2 + 0{,}008l$, но не более 1,

б) для мостов с ездой поверху

при наличии жестких сквозных поперечных связей в пролете как в случае расположения опорных частей в уровне нижнего пояса при устройстве на опорах жестких опорных рам или диафрагм, так и в случае расположения опорных частей в уровне верхнего пояса, $\beta = 0{,}5 + 0{,}01l$, но не более 1

Примечание При сплошных балках в площадь поясов ветровых ферм при определении перемещения вводится часть стенки, выходящей за полку уголка на длине, равной 25 толщинам стенки

Приложение 5
(к п 109)

ОБЪЕМНЫЙ ВЕС МАТЕРИАЛОВ

№ по пор	Наименование материалов	Объемный вес в $т/м^3$
1	Сталь	7,85
2	Чугун	7,20
3	Свинец	11,40
4	Алюминий	2,70
5	Бетон вибрированный на гравии или щебне из природного камня	2,40
6	Железобетон марки не выше 400 при коэффициенте армирования до 0,03	2,50
7	Кладка из тесаных или грубоколотых камней	
	гранита	2 70
	песчаника	2,40
	известняка	2,0
8	Кладка бутовая и бутобетонная	
	на известковом камне	2,0
	на песчаниках и кварцитах	2,2
	на граните и базальте	2,4
9	Кладка кирпичная	1,8
10	Мастика асфальтовая	1,6
11	Асфальтобетон	
	песчаный	2,0
	среднезернистый	2,3
12	Балласт щебеночный	1,7
13	То же с частями верхнего строения пути	2,0
14	Сосна, ель, кедр	
	пропитанные	0,7
	непропитанные	0,6
15	Дуб и лиственница	
	пропитанные	0,9
	непропитанные	0,8

Примечания 1 Вес заклепочных головок и сварных швов разрешается принимать (в процентах от веса прокатного металла)

Конструкции	Заклепочные головки	Сварные швы
Клепаная	3,0	—
Клепано-сварная	1,5	1,5
Сварная	—	2,0

2 При марке бетона свыше 400 или приготовлении его центрифугированным способом или коэффициенте армирования более 0,03 объемный вес должен быть специально подсчитан

Приложение 6
(к п 110 и гл III)

НОРМАТИВНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ ПОТЕРЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

1 При назначении величины контролируемого предварительного напряжения арматуры $\sigma_{нк}$, придаваемого ей в момент натяжения, должны быть учтены потери напряжения в соответствии с настоящим приложением за счет действия следующих факторов

Усадка бетона	σ_1
Ползучесть бетона	σ_2
Релаксация напряжений стали	σ_3
Деформативность анкерных закреплений и бетона под анкерными закреплениями, а также обжатие швов	σ_4
Трение арматуры о стенки канала	σ_5
Температурный перепад между арматурой и стендом при пропаривании и прогреве бетона	σ_6

В отдельных случаях, не охваченных приложением, величины потерь предварительных напряжений должны приниматься на основе опытных данных

Примечания 1 Определение потерь предварительного напряжения производится по нормативному значению усилий в арматуре

2 При производстве расчетов время проявления потерь принимается согласно указаниям раздела III В отдельных случаях в конструкциях с натяжением арматуры на бетон при соответствующей технологии изготовления и монтажа допускается принимать, что потери σ_3, вызываемые релаксацией напряжений стали, проявляются в момент обжатия бетона

3 Промежуточные значения потерь напряжения принимаются в соответствии с п 6 настоящего приложения

2 Конечная величина потерь предварительного напряжения арматуры, вызываемых усадкой бетона, принимается равной

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры

$$\sigma_1 = 400 \ кг/см^2,$$

б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон

$$\sigma_1 = 300 \ кг/см^2.$$

Примечания 1 В конструкциях, подвергаемых с целью ускорения твердения бетона пропариванию или прогреву, потери предварительного напряжения за счет усадки во всех случаях следует принимать

$$\sigma_1 = 400 \text{ кг/см}^2$$

2 Для конструкций мостов, предназначенных к эксплуатации в сухом и жарком климате (в районах Средней Азии), потери от усадки бетона должны увеличиваться на 30%

3 Конечная величина потерь напряжения в напрягаемой арматуре, вызываемых ползучестью бетона, при расчете статически определимых конструкций принимается равной

а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры

$$\sigma_2 = 1{,}1\,\sigma_б \frac{E_н R}{E_б R^ф},$$

где $\sigma_б$ — напряжение сжатия в бетоне рассчитываемого сечения на уровне центра тяжести рассматриваемой арматуры от сил предварительного напряжения (с учетом потерь напряжений σ_3, σ_4, σ_5 и σ_6) и постоянной нагрузки, действующей в момент отпуска натяжения арматуры,

$R^ф$ — кубиковая прочность бетона к моменту обжатия бетона,

$E_н$ — модуль упругости напрягаемой арматуры,

R и $E_б$ — проектная марка и модуль упругости бетона,

б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон

$$\sigma_2 = \sigma_б \frac{E_н R}{E_б R^ф},$$

где $\sigma_б$ — напряжение сжатия в бетоне рассчитываемого сечения на уровне центра тяжести рассматриваемой арматуры от сил предварительного напряжения (с учетом потерь напряжения $0{,}5\,\sigma_3$, σ_4, σ_5) и постоянной нагрузки после окончания натяжения арматуры

Примечания 1 Во всех конструкциях, подвергаемых с целью ускорения твердения бетона пропариванию или прогреву, величину потерь предварительного напряжения в арматуре за счет ползучести бетона следует принимать как для конструкций с натяжением арматуры на упоры

2 В конструкциях с натяжением арматуры на бетон величины потерь напряжений определяют с учетом ослабленного сечения

3 Для конструкций мостов, предназначенных к эксплуатации в сухом и жарком климате (в районах Средней Азии), потери от ползучести бетона должны увеличиваться на 20%

4 В напрягаемых хомутах потери напряжений за счет ползучести бетона не учитывают

5 При горячекатаной стержневой арматуре вычисленную величину потерь напряжений от ползучести бетона принимают с коэффициентом 0,80

4 Снижение предварительных напряжений в арматуре и в бетоне за счет ползучести бетона разрешается не учитывать при напряжениях в бетоне, не превышающих $0{,}1R^ф_б$

5 Потери предварительного напряжения за счет релаксации напряжений стали учитываются (для арматуры в виде пучков из холоднотянутой проволоки, из семипроволочных прядей, стержней или из отдельных проволок)[1] только в случае, когда контролируемое напряжение в арматуре $\sigma_{нк}$ равно или превышает $0{,}50R_н^н$

Конечная величина потерь принимается равной

$$\sigma_з = 0{,}05\,\sigma_{нк}$$

6 Промежуточные значения потерь напряжений в арматуре, вызываемых усадкой и ползучестью бетона и релаксацией напряжений стали, в зависимости от времени, прошедшего с момента создания предварительных напряжений, определяются (для предварительных расчетов) по табл 1

Таблица 1

Потери напряжений во времени от усадки и ползучести бетона и релаксации стали

Время в сутках	Потери напряжений в долях от конечной величины потерь вызванных		Время в сутках	Потери напряжений в долях от конечной величины потерь вызванных	
	усадкой и ползучестью бетона ($\sigma_1+\sigma_2$)	релаксацией напряжений стали σ_3		усадкой и ползучестью бетона ($\sigma_1+\sigma_2$)	релаксацией напряжений стали σ_3
2	—	0,5	60	0,48	—
10	0,33	—	90	0,50	—
20	0,37	—	180	0,60	—
30	0 40	1,0	1 год	0,80	—
45	0,46	—	3 года	1,00	—

7 Потери напряжений σ_4 за счет деформативности анкерных закреплений и бетона под анкерными закреплениями, а также обжатия швов принимаются по формуле

$$\sigma_4 = \frac{\Delta l}{l} E_н,$$

где Δl — деформация анкерных закреплений, бетона под ними и обжатия швов,

l — длина рассматриваемой арматуры

В арматурных пучках или канатах с анкерными стаканами, в которых проволока закрепляется с помощью бетона, и с анкерными закреплениями, в которых проволока закрепляется запрессовкой конических пробок, величину Δl принимают равной

а) от уплотнения металлических вилкообразных шайб под анкерами и обмятия бетона под шайбами — 1 *мм* на каждый анкер, за который производят натяжение,

[1] Потери для арматуры из канатов учитываются по специальным техническим указаниям

б) от смещения пучка или каната относительно анкерного стакана и конусного анкерного закрепления —2 *мм* на каждый анкер

Обжатие шва, заполненного бетоном или раствором, принимают равным 1 *мм* на один шов

При применении анкеров в виде плотно завинчиваемых гаек или клиновых шайб, устанавливаемых между анкером и элементом или между захватом и упорным устройством, потери за счет обжатия гаек и шайб допускается не учитывать

При расчете потерь напряжений в конструкциях с различной длиной арматуры допускается принимать потери по усредненной длине арматуры

8 Потери напряжений по длине арматуры за счет трения ее при натяжении о стенки каналов определяются по формуле

$$\sigma_5 = \sigma_{нк}\left[1 - e^{-(\kappa x + \mu\theta)}\right],$$

где $\sigma_{нк}$ — контролируемое напряжение,

$\theta = \frac{\varphi}{57°18'}$ — сумма углов перегибов арматуры в радианах на длине от домкрата до рассматриваемого сечения,

φ — то же в градусах,

μ — коэффициент трения арматуры о стенки канала, принимаемый по табл 2,

x — суммарная длина прямолинейных участков канала от домкрата до рассматриваемого сечения в *м*,

κ — коэффициент, учитывающий местные отклонения прямолинейного участка канала от его проектного положения, принимается по табл 2

Величины $[1 - e^{-(\kappa x + \mu\theta)}]$ приведены в табл 3

Таблица 2

Коэффициенты μ и κ для арматуры из круглой стали

Тип поверхности канала	μ	κ на 1 *м* длины канала
Оболочка из тонкой листовой стали	*0,35*	*0,003*
Бетонная поверхность образована с помощью стального сердечника, извлекаемого после бетонирования	0,55	0
То же с помощью резинового сердечника	0,55	0,0015

9 При натяжении криволинейной арматуры на упоры потери напряжений за счет трения арматуры об упорные устройства (оттяжки) в местах перегиба определяются в зависимости от наклона арматуры и коэффициента трения по формуле

$$\sigma_5 = \frac{\mu P}{F_н},$$

где P — составляющая усилия в отгибаемой арматуре, передаваемая на упорное устройство,

μ — коэффициент трения арматуры об упорное устроиство (при трении о сталь принимается равным 0,30),

$F_н$ — сечение напрягаемой арматуры

Таблица 3

Значения $[1 - e^{-(\kappa x + \mu\Theta)}]$

$\kappa x + \mu\theta$	$1 - e^{-(\kappa x + \mu\theta)}$	$\kappa x + \mu\theta$	$1 - e^{-(\kappa x + \mu\theta)}$
0	0	1,5	0,777
0,1	0,095	1,6	0,798
0,2	0,181	1,7	0,817
0,3	0,259	1,8	0,835
0,4	0,330	1,9	0,850
0,5	0,393	2,0	0,865
0,6	0,451	2,1	0,877
0,7	0,503	2,2	0,889
0,8	0,551	2,3	0,900
0,9	0,593	2,4	0,909
1,0	0,632	2,5	0,918
1,1	0,667	2,6	0,926
1,2	0,699	2,7	0,933
1,3	0,727	2,8	0,939
1,4	0,754	2,9	0,945

При применении промежуточных упорных устройств, жестко соединенных со стендом, учитывается полная величина потерь напряжений от трения

При общих для нескольких арматурных элементов упорных устройствах, имеющих свободное перемещение вдоль стенда, учитывается половина величины потерь от трения При упорных устройствах, раздельных для каждого арматурного элемента и имеющих свободное перемещение вдоль стенда, потери от трения не учитываются

10 Потери напряжения в арматуре за счет перепада температуры натянутой арматуры и стенда при пропаривании или прогреве бетона должны быть учтены в размере

$$\sigma_6 = 20\,(t_2^\circ - t_1^\circ)\ кг/см^2,$$

где t_1° — температура в цехе изготовления или на полигоне во время натяжения арматуры,

t_2° — максимальная температура бетонной смеси при ее пропаривании или прогреве

Расчетная разность температур $t_2^\circ - t_1$ принимается не более 30°

В случае, когда в качестве упоров для натяжения арматуры используются формы, подвергаемые нагреву вместе с изделием потери σ_6 не учитываются

Приложение 7
(к п 111)

НОРМАТИВНОЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОЕ ДАВЛЕНИЕ НА ОПОРЫ МОСТОВ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ГРУНТА

1 Равнодействующую нормативного горизонтального давления E (в *т*) на опоры от собственного веса насыпного грунта, а также грунта ниже его естественной поверхности при глубине заложения подошвы фундамента не более 3 *м* (рис 1) допускается определять по формуле

$$E = \frac{1}{2} e_p H B,$$

где e_p — горизонтальное давление грунта согласно п 111,

H — высота расчетного слоя грунта в *м*, считая от его основания до подошвы шпал железнодорожных мостов и до верха дорожного покрытия автодорожных и городских мостов,

B — приведенная (средняя по высоте H) ширина опоры в плоскости задних граней, на которую распределяется горизонтальное давление грунта

Плечо силы E принимается равным $e = \frac{1}{3} H$

Для устоев массивных и пустотелых (в том числе с обратными стенками, со сплошной задней стенкой и т д) с продольными проемами, если ширина проема $b_{пр}$ равна или меньше двойной ширины стенки $b_{ст}$, а также для сплошных фундаментов ширина B принимается равной расстоянию между внешними гранями конструкции,

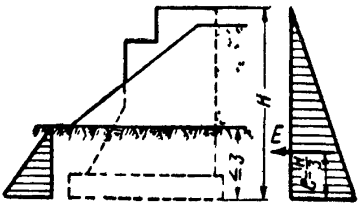


Рис 1

для устоев с продольными проемами и для раздельных фундаментов, если $b_{пр} > 2b_{ст}$, ширина B принимается равной удвоенной ширине стенок или раздельных фундаментов,

для устоев свайных или стоечных, если суммарная ширина свай (стоек) равна или больше половины всей ширины опоры, — за ширину B принимается расстояние между внешними гранями свай (стоек), если суммарная ширина свай (стоек) меньше половины всей ширины опоры, то за ширину B принимается для каждой сваи (стойки) двойная ширина ее

Примечания 1 Влияние наклона задних граней устоев при определении силы E не учитывается

2 Трение между грунтом и поверхностью задних граней не учитывается

3 Горизонтальное давление грунта на опоры со стороны пролета допускается учитывать в виде активного давления, если в проекте сооружения и при его постройке предусматриваются мероприятия, гарантирующие стабильность этого грунта в условиях эксплуатации

4 При глубине заложения подошвы фундамента не более 3 *м* величины $\gamma_н$ и $\varphi_н$ на всю высоту H допускается принимать как для дренирующего грунта засыпки

5 Для свай, забитых в ранее возведенную (способом гидронамыва) насыпь, горизонтальное давление грунта не учитывается

2 При глубине заложения подошвы фундамента свыше 3 *м* (рис 2) нормативное горизонтальное давление (в *т*) от собственного веса грунт ниже естественной поверхности определяется для каждого слоя грунта по формуле

$$E = \frac{1}{2} e_p \frac{h}{H} (h + 2H') B,$$

причем

$$e = \frac{h}{3} \cdot \frac{h + 3H'}{h + 2H'},$$

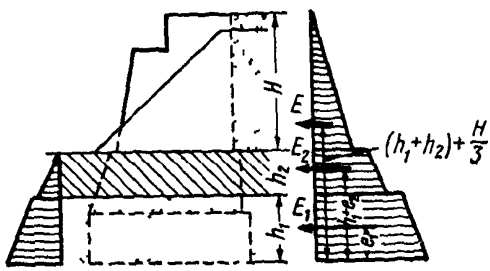


Рис 2

где h — толщина рассматриваемого слоя грунта выше расчетного сечения в *м*,

H' — приведенная к объемному весу грунта засыпки толщина всех слоев грунта, лежащих выше поверхности рассматриваемого слоя, определяемая по формуле

$$H' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \quad + \gamma_n h_n}{\gamma_н},$$

где $\gamma_1, \gamma_2, \quad , \gamma_n$ — объемные веса слоев выщележащего грунта в $т/м^3$,

$h_1, h_2, \quad , h_n$ — соответствующие им толщины слоев в *м*

Примечания 1 Объемные веса грунтов γ и значения угла φ для всех слоев грунта определяются согласно разделу VIII

2 Величины $h_1, h_2, \quad , h_n$ (см рис 2) устанавливаются бурением или шурфованием

3 Для фундаментов глубокого заложения (свайных, из оболочек, колодцев и кессонов) величина горизонтального давления ниже естественной поверхности грунта устанавливается специальными техническими указаниями

Приложение 8
(к пп. 111 и 121)

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ТРУБ

1 Для определения нормативного вертикального давления на звенья труб от собственного веса грунта засыпки безразмерный коэффициент C определяется по формуле

$$C = 1 + A\mu \operatorname{tg} \varphi_н,$$

где μ и $\varphi_н$ — согласно п 111,

$A = \frac{Sh}{H}\left(2 - \frac{SDh}{H^2}\right)$ — коэффициент, при $\frac{Sh}{H} \geqslant \frac{H}{D}$ принимается $A = \frac{H}{D}$;

H — высота засыпки от рассматриваемого сечения (для круглых звеньев — от верха трубы) до подошвы шпал или до верха дорожного покрытия,

h — расстояние от поверхности основания насыпи до верха трубы,

D — ширина трубы по внешнему контуру,

S — коэффициент, принимаемый в зависимости от характеристики грунтового основания

Характеристика грунтового основания	S
Очень жесткое основание (скальное, а также свайный фундамент)	15
Плотное основание (пески, кроме рыхлых, суглинки и глины твердые и тугопластичные)	10
Податливое основание (пески рыхлые, суглинки и глины мягкопластичные)	5

Примечания 1 При типовом проектировании труб на нескальных грунтах надлежит принимать коэффициент S равным 10 Укладка звеньев труб, изготовленных по этим типовым проектам, на скальное основание или установка их на свайный фундамент не допускается

2 При обеспечении высокого качества уплотнения грунта засыпки на автомобильных дорогах тщательным послойным трамбованием с проверкой коэффициента уплотнения и при величине его не менее 0,95 допускается при определении вертикального давления грунта на трубу от его собственного веса снижать коэффициент C на 30% Качество работ по уплотнению грунта засыпки фиксируется в этом случае специальным актом, составляемым с участием представителя полевой грунтовой лаборатории

2 Звенья прямоугольных труб рассчитываются как рамы замкнутого контура, с проверкой стенок по схеме рамы с жестко заделанными стойками

Звенья круглых труб допускается рассчитывать на изгибающие моменты (без учета нормальных и поперечных сил) по формуле

$$M = \nu r^2 (p + q)(1 - \mu),$$

где p и q — вертикальные давления от постоянной и временной нагрузок, определяемые по пп 111 и 121,

r — средний радиус круглого звена в *м*,

$\nu \geqslant 0{,}2$ — коэффициент, определяемый в зависимости от условий опирания звена

Расчет элементов труб на выносливость не производится

Приложение 9
(к п 116)

НОРМАТИВНАЯ ВРЕМЕННАЯ ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА ОТ ПОДВИЖНОГО СОСТАВА И ПРАВИЛА ЗАГРУЖЕНИЯ ЛИНИЙ ВЛИЯНИЯ

1 Нормативная нагрузка СК представляет собой объемлющую равномерно распределенных эквивалентных нагрузок в *т/м* пути от групп сосредоточенных грузов с максимальным значением 2,5 К *т* и равномерной нагрузки К *т/м* пути, где К — класс нагрузки

Величины эквивалентных нагрузок *k*, подсчитанные в соответствии с п 2, приведены в табл 1

Таблица 1

Равномерно распределенные эквивалентные нагрузки *k* в *т/м* пути

λ	К = 1		К = 14	
	при α = 0	при α = 0 5	при α = 0	при α = 0 5
1	5,000	5,000	70,00	70,00
1,5	3,992	3,493	55,89	48,90
2	3,115	2,726	43,61	38,16
3	2,464	2 156	34,50	30,18
4	2,212	1,936	30,97	27,10
5	2,077	1,817	29,08	25,44
6	1,988	1,740	27 83	24,35
7	1,921	1,681	26,89	23,53
8	1,868	1,634	26,15	22,88
9	1,822	1 594	25,51	22 32
10	1,781	1,558	24,93	21,82
12	1,711	1,497	23,95	20,96
14	1 651	1,444	23,11	20,22
16	1,597	1,398	22,36	19,56
18	1,549	1,356	21,69	18,97
20	1,505	1,317	21,07	18,44
25	1,412	1,236	19,77	17,30
30	1 336	1,169	18,70	16,37
35	1,275	1,116	17,85	15,62
40	1,225	1,072	17,15	15,01
45	1,184	1,036	16,58	14,50
50	1,151	1,007	16,11	14,10
60	1 101	1,000	15,41	14,00
70	1,068	1,000	14,95	14,00
80	1,046	1,000	14,64	14,00
90	1,030	1,000	14,42	14,00
100	1,020	1,000	14,28	14,00
110	1,014	1,000	14,20	14,00
120	1 009	1,000	14,13	14,00
130	1 006	1,000	14,08	14,00
140	1 004	1,000	14,06	14,00
150 и более	1,000	1,000	14,00	14,00

λ — длина загружения в *м*,

$\alpha = \frac{a}{\lambda}$ — положение вершины линии влияния,

a — проекция наименьшего расстояния от вершины до конца линии влияния в *м*

При загружении линий влияния в отдельных, оговоренных ниже случаях применяется равномерная нагрузка К *т/м* пути, а также нагрузка от порожнего подвижного состава (1 *т/м* пути)

Правила загружения линий влияния согласно пп 4—12 данного приложения относятся ко всем расчетам, кроме расчета на выносливость, оговоренного в п 13

2 Величина нагрузки k в *т/м* пути принята.

для $1{,}5 \leqslant \lambda \leqslant 50$ *м* при $0 \leqslant \alpha \leqslant 0{,}5$, а также для $\lambda > 50$ *м* и $\alpha = 0$ — по формуле

$$k = \left(1 + \frac{1{,}1}{e^{0{,}04\lambda}} + \frac{4{,}4}{\lambda^2}\right)\left(1 - \frac{\alpha}{4}\right) K,$$

для $\lambda > 50$ *м* и $\alpha = 0{,}5$ — равной К,

для $\lambda \leqslant 1$ *м* — равной эквивалентной нагрузке от одного сосредоточенного груза в 2,5К *т*

Промежуточные значения определяются по интерполяции.

Здесь $e = 2{,}718$ — основание натуральных логарифмов.

3 Вес нагрузки P в *т* принимается

при $\lambda \geqslant 1{,}2$ *м*

$$P = k\lambda, \text{ где } k \text{ соответствует } \alpha = 0,$$

при $\lambda < 1{,}2$ *м*

$$P = 2{,}5K$$

Примечание Для определения воздействия торможения на эстакадные мосты с опорами из дерева, стали, гибких железобетонных стоек или свай принимается $k = K$

4 При треугольном очертании однозначные линии влияния и отдельно загружаемые участки двузначных линий влияния для получения максимального воздействия загружаются эквивалентной нагрузкой k, определяемой по табл 1 в соответствии с λ и α

С учетом передачи давления элементами верхнего строения пути величина k принимается

а) при определении местного давления, передаваемого мостовой поперечиной,—равной 2,5 К *т/м* пути, а для расчета устойчивости стенки балки — 2К *т/м* пути,

б) при определении местного давления, передаваемого плитой балластного корыта (во всех случаях), а также при определении усилий для расчета плиты поперек пути — равной 2К *т/м* пути, а вдоль пути — не более 2К *т/м* пути

Примечания 1 При устройстве пути на балласте значение k при $\lambda < 25$ *м* принимается соответствующим $\alpha = 0{,}5$ независимо от положения вершины линии влияния

2 Величина нагрузки в *т/м*^{2} для расчета плиты балластного корыта принимается равной $\frac{k}{b}$

Здесь b — ширина распределения нагрузки в *м*, принимаемая для получения наибольшего воздействия или $2{,}7 + H$, или $2{,}7 + 2H$, но не более ширины балластного корыта,

H — расстояние от подошвы шпал до верха плиты в *м*

5 Линии влияния любого очертания загружаются одним из следующих двух способов

По первому способу алгебраически суммируются результаты загружения отдельных заменяющих треугольных линий влияния (рис 1)*—каждой в соответствии со своими λ и α согласно п 4, при этом определение воздействий по однозначным, состоящим из двух участков, и двузначным линиям влияния производится с учетом указаний п 8 о загружении участков в зависимости от их знака и общей длины

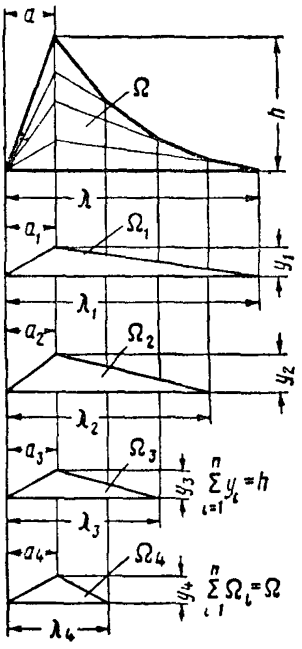


Рис 1

По второму способу загружение производится в соответствии с пп 6—8

6 Однозначные линии влияния и отдельно загружаемые участки двузначных линий влияния, имеющие зубчатое (близкое к треугольному) или четырехугольное очертание (прямоугольное, выпуклое и с входящим углом), загружаются при $\lambda \geqslant 2$ *м* согласно п 4**, причем если $\gamma > 1{,}2$ (рис 2), то производится суммирование усилий от загружения частей линии влияния

одна часть загружается в соответствии с длиной λ_1 (или λ_2) и $\alpha_1 = \frac{a_1}{\lambda_1}$ (или $\alpha_2 = 0$), остальная часть — нагрузкой K *т/м* пути

Суммарная величина усилия принимается при этом не менее, чем $k(\Omega_1 + \Omega_2)$, где k определяется в соответствии с λ и α всей линии влияния Здесь γ — коэффициент искаженности, равный отношению площадей *треугольной и рассматриваемой линий* влияния с теми же длинами и наибольшими ординатами

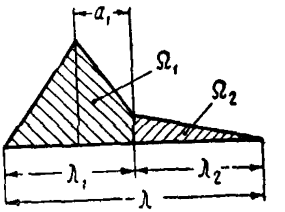


Рис 2

7 При криволинейном очертании однозначные линии влияния и отдельно загружаемые участки двузначных линий влияния загружаются согласно п 4 с учетом следующих указаний

* Указанный способ загружения не распространяется на прямоугольные линии влияния

** λ и α зубчатой линии влияния принимаются в соответствии с длиной и положением вершины объемлющей фигуры, образуемой основанием и линиями, проведенными через вершины зубцов

а) при выпуклом очертании (рис 3, *а*) и $\lambda \geqslant 2$ *м*, как указано в п 4, т е без изменений, а при $\lambda \leqslant 1$ *м* — согласно указанию п 2, промежуточные значения определяются по интерполяции,

б) *при вогнутом очертании* с резко выраженной вершиной (рис 3, *б*) при $1 < \gamma \leqslant 1{,}4$ (в том числе и при устройстве пути на балласте при $\lambda \geqslant 50$ *м*) с увеличением эквивалентной нагрузки (в процентах) на $E(\gamma - 1)$, где E — коэффициент, определяемый по графику (рис 4),

в) при выпукло-вогнутом очертании (рис 3, *в*) и при $\gamma \leqslant 1$ загружение производится по п «а», а при $\gamma > 1$ — по п «б»

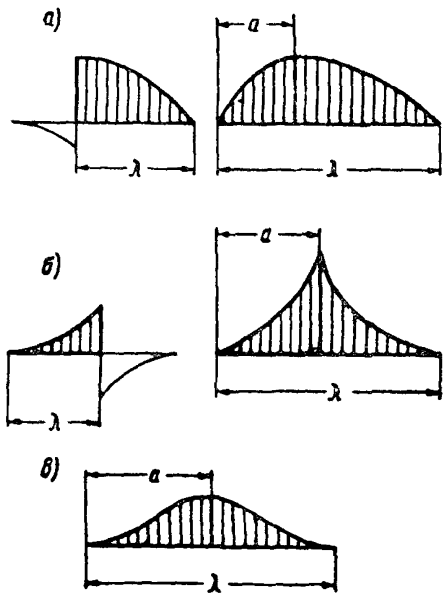


Рис 3

Примечания 1 Для линий влияния по п «б» при устройстве пути на балласте и $\lambda < 50$ *м* величина k принимается по табл 1, причем для $\lambda \leqslant 10$ *м* независимо от положения вершины линии влияния—по графе, соответствующей $\alpha = 0{,}5$

2 Если линии влияния, указанные в п «б», имеют коэффициент $\gamma > 1{,}4$, то производится суммирование усилий от загружения частей линии влияния

Включающая вершину часть линии влияния длиной λ_1 и площадью Ω_1 (рис 5), ограниченной ординатами y_1 и y_1', загружается на максимум (в соответствии с λ_1 и α_1), остальная часть линии влияния $(\Omega - \Omega_1)$ загружается нагрузкой К *т/м* пути

Величина суммарного усилия принимается согласно п 6 Длина λ_1 определяется пересечением с основанием продолжения прямых, образующих вершину (см рис 5)

8 Определение усилий (рассматриваемого знака) по линиям влияния, состоящим из нескольких участков производится суммированием результатов загружения отдельных рядом расположенных участков всей или части линии влияния

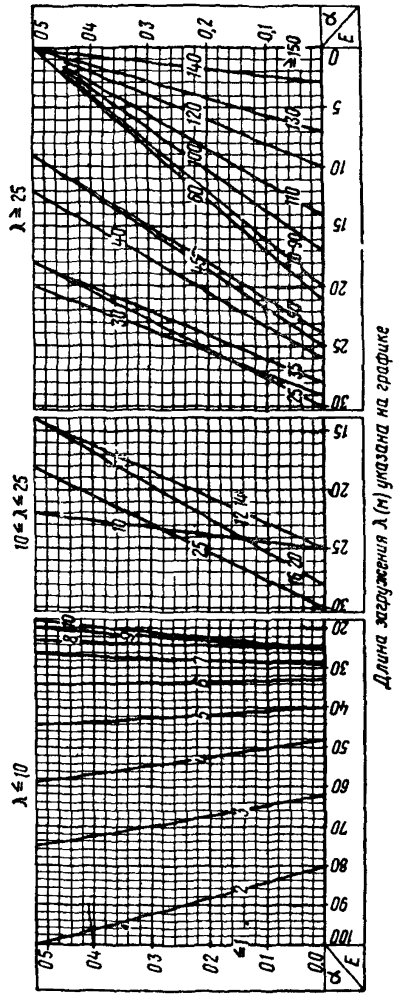
На максимум, в соответствии с очертанием (см пп 4, 6 и 7) и величинами λ и α, загружаются

два участка рассматриваемого знака, расположенные рядом или разделенные участком иного знака, при общей длине этих (двух или трех) участков менее 80 *м*,

один участок рассматриваемого знака при длине 80 *м* и более

Остальные участки того же знака загружаются нагрузкой К *т/м* пути

Разделяющие участки иного знака загружаются нагрузкой 1 *т/м* пути, а если один из них имеет длину не более 15 *м* и расположен рядом с участком, загружаемым на максимум, то он не загружается вовсе



9 При одновременном загружении линий влияния различных усилий для отыскания суммарного воздействия последних нагрузка и длина загружения определяются последовательно по каждой из линий влияния в отдельности и распространяются на остальные линии влияния

Загружение, дающее большее суммарное воздействие, принимается за расчетное

10 При совместном загружении пролета, опоры, призмы обрушения вес нагрузки, находящейся на опоре или призме обрушения, учитывается в соответствии с п 3

Длина загружения призмы обрушения принимается равной половине высоты от подошвы шпал до рассматриваемого сечения опоры

Для расчета устоев балочных разрезных мостов загружение производится с использованием табл 2

11 При загружении пролетных строений, расположенных на кривых, величина нагрузки k принимается с коэффициентом, отражающим влияние смещения оси пути и равным $1 \pm \frac{2c}{a}$, причем расчет производится дважды

Таблица 2

Загружения для расчета устоев

Суммарная длина пролета устоя (поверху) и призмы обрушения	Нагрузка или ее вес в *т/м*		
	в пролете	на устое	на призме обрушения
До 80 *м*	*k*	0*	*k*
80 *м* и более	*k* (или К)		К (или *k*)

* При длине устоя поверху более 15 *м* нагрузка принимается равной 1 *т/м* пути

а) с учетом центробежной силы и динамического коэффициента к временной вертикальной нагрузке, но без учета силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса,

б) без учета центробежной силы и динамического коэффициента, но с учетом силовых факторов, возникающих вследствие возвышения наружного рельса

Здесь *c* — смещение оси пути от оси пролетного строения,

a — расстояние между фермами (балками)

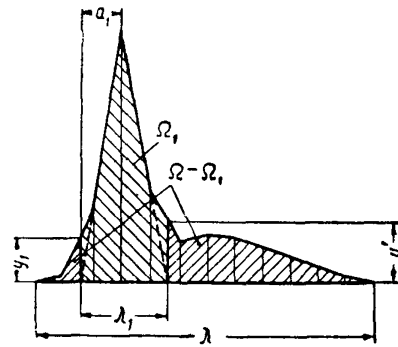


Рис 5

12 Для расчета элементов балочных мостов, воспринимающих воздействие с нескольких путей, расположение нагрузки на путях (при отсутствии ее на консолях) условно принимается одинаковым Загружение путей при этом производится в соответствии с п 116

13 При расчете на выносливость максимальное и минимальное усилия (напряжения) по линиям влияния, указанным в пп 5 и 8, определяются невыгоднейшими из загружений, производимых последовательно по участкам линии влияния—отдельно справа налево и отдельно слева направо

Сначала загружается первый справа (или слева) участок, затем совместно первый и второй и т д (до загружения всех *n* участков, причем нагрузкой $\varepsilon k \geqslant K$ загружается соответственно только один первый, один второй, , один *n*-ный участок, а остальные независимо от знака—нагрузкой К Затем нагрузкой К загружаются совместно участки 1, 2, ,*n*, 2, 3, ,*n*, и, наконец, один *n*-ный участок

Коэффициент ε (см п 116) для любых линий влияния определяется в зависимости от длины λ (или λ_1), соответствующей загружению нагрузкой $k>K$, и вводится только к этой нагрузке

Приложение 10
(к п 116)

НОРМАТИВНАЯ ВРЕМЕННАЯ ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА ДЛЯ РАСЧЕТА АВТОДОРОЖНЫХ И ГОРОДСКИХ МОСТОВ И ПРАВИЛА ЗАГРУЖЕНИЯ ЛИНИЙ ВЛИЯНИЯ

1 Нормативная автомобильная нагрузка Н-30 (рис 1) принимается состоящей из ряда следующих друг за другом автомобилей весом по 30 *т*

2 Нормативная автомобильная нагрузка Н-10 (рис 2) принимается состоящей из ряда следующих друг за другом автомобилей весом по 10 *т*, среди которых имеется один утяжеленный автомобиль весом 13 *т*

3 Нормативная колесная нагрузка НК-80 (рис 3) и нормативная гусеничная нагрузка НГ-60 (рис 4) принимаются состоящими каждая из одной машины соответственно на колесном и гусеничном ходу

4 Основные показатели автомобилей нормативных нагрузок Н-30 и Н-10, а также нормативных нагрузок НК-80 и НГ-60 указаны соответственно в табл 1 и 2

Таблица 1

Основные показатели автомобилей нормативных нагрузок Н-30 и Н-10

№ по пор	Наименование основных показателей	Единица измерения	Н 30	Н 10	
				утяжеленный автомобиль	нормальный автомобиль
1	Вес нагруженного автомобиля	*т*	30	13	10
2	Давление на ось				
	заднюю	»	2×12	9,5	7
	переднюю	»	6	3,5	3
3	Ширина ската				
	заднего	*м*	0,6	0,4	0,3
	переднего	»	0,3	0,2	0,15
4	Длина соприкасания ската с покрытием проезжей части (по направлению движения)	»	0,2	0,2	0,2
5	База автомобиля	»	6,0+1,6	4,0	4,0
6	Ширина кузова	»	2,9	2,7	2 7
7	» колеи	»	1,9	1,7	1,7

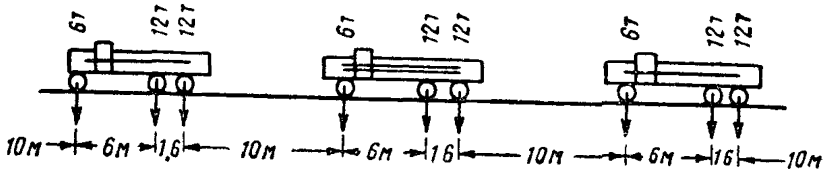


Рис 1

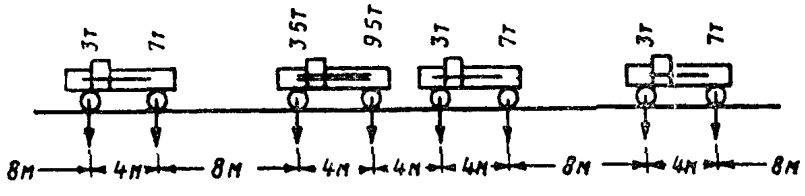


Рис 2

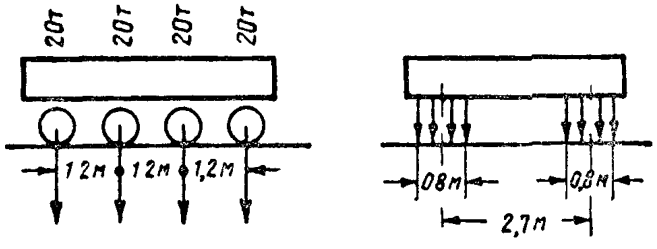


Рис 3

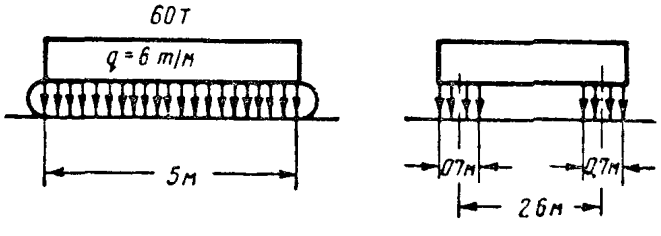


Рис 4

Таблица 2

Основные показатели колесной и гусеничной нагрузок

№ по пор	Наименование основных показателей	Единица измерения	НК 80	НГ 60
1	Вес машины	*т*	80	60
2	Давление на ось	»	20	—
3	» на 1 *пог м* гусеницы	»	—	6
4	Длина опирания гусеницы	*м*	—	5
5	Ширина обода или гусеницы	»	0,8	0,7
6	Длина соприкасания ската с покрытием проезжей части вдоль движения	»	0,2	—
7	Расстояние между осями скатов вдоль движения	»	1,2	—
8	Расстояние между осями гусениц и скатов поперек движения	»	2,7	2,6

5 Колесная и гусеничная нагрузки совместно с автомобильной нагрузкой и временной нагрузкой на тротуарах не учитываются

6 Нагрузки Н-30, Н-10, НК-80 и НГ-60 допускается заменять эквивалентными нагрузками

Для треугольных линий влияния эквивалентные нагрузки принимаются по табл 3, 4, 5, а для линий влияния криволинейного очертания—по табл 6, 7 и 8 в зависимости от длины загружения и коэффициента искаженности γ, определяемого по формуле

$$\gamma = \frac{\Omega_\Delta}{\Omega},$$

где Ω — площадь рассматриваемой линии влияния,

Ω_Δ — соответствующая площадь треугольной линии влияния, равная половине произведения длины на наибольшую ординату криволинейной линии влияния

Для промежуточных значений длин загружения эквивалентные нагрузки допускается определять по прямолинейной интерполяции табличных значений

При длинах загружения 10 *м* и более эквивалентные нагрузки для линий влияния параболического очертания и типа криволинейного треугольника в случаях, не предусмотренных табл 6 и 7, допускается определять по формулам

при нагрузке Н-30

$$k = \gamma k_\Delta + (1 - \gamma)\,1{,}7,$$

при нагрузке Н-10

$$k = \gamma k_\Delta + (1 - \gamma)\,0{,}86,$$

где γ — коэффициент искаженности,

k_Δ — эквивалентная нагрузка для треугольной линии влияния с вершиной, соответствующей наибольшей ординате криволинейной линии влияния

7 Давление от колеса нагрузки принимается распределенным

а) при расчете стенки стальной балки на местную устойчивость — на площадку $(d + 2H)\,\delta$,

б) при расчете плиты, опирающейся двумя сторонами,— вдоль ее пролета на величину $(b + 2H)$, а поперек $\left(a + 2H + \frac{l}{3}\right)$, но не менее $^2/_3 l$ и не более расстояния в свету между балками в направлении поперек расчетного пролета плиты

При сборных плитах проезжей части, опертых двумя сторонами и не соединенных между собой в швах, ширина распределения нагрузки принимается не более ширины блока плиты

При наличии двух или нескольких грузов, расположенных поперек расчетного пролета плиты, площадки распределения которых накладываются, в расчет принимается их суммарный вес, а ширина распределения учитывается по наружным границам распределения крайних грузов,

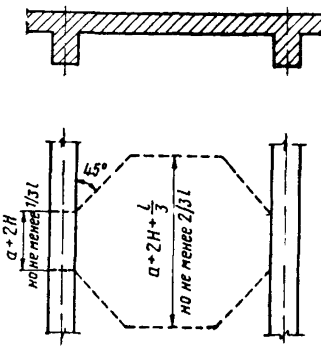


Рис 5

в) при расчете плиты, опирающейся по контуру, распределение давления от колеса вдоль и поперек движения принимается соответственно $(a + 2H)$ и $(b + 2H)$,

г) при расчете консольной плиты распределение давления от колеса принимается поперек пролета плиты $(a + 2H + 2c)$ и вдоль пролета при расположении груза на конце консоли — $(b + H)$, а не на конце — $(b + 2H)$

Здесь d — фактическая длина опирания колеса вдоль пролета балки,

δ — толщина стенки,

a и b — размеры фактической длины опирания колеса соответственно поперек и вдоль расчетного пролета плиты,

H — расстояние от верха покрытия проезжей части до верха рассматриваемого элемента (плиты или стенки),

l — расчетный пролет плиты (см п 331),

c — расстояние от центра тяжести площади приложения груза до корня консоли

Ширина распределения нагрузки поперек расчетного пролета плиты при определении поперечной силы принимается в зависимости от места приложения груза на рис 5

При деревянном настиле сосредоточенное давление от колеса нагрузки Н-10 на доски нижнего настила распределяется при про-

дольном нижнем настиле на три доски, а при поперечном — на две доски

8 По ширине проезжей части моста допускается устанавливать любое количество колонн автомобилей, вызывающее наибольшее усилие в его элементах, при условии, что

а) расстояние между кузовами соседних машин будет не менее 0,1 *м*,

б) габарит автомобиля не выступает за пределы проезжей части

Колонны автомобилей на проезжей части устанавливаются в расчетное положение параллельно оси сооружения и направленными в одну сторону, при этом длина колонны не ограничивается

Каждая колонна автомобилей может быть расположена с разрывом между отдельными автомобилями, если такое расположение вызывает наибольшее усилие

9 Колесная, а также гусеничная нагрузки по ширине моста устанавливаются в положение, вызывающее наибольшее усилие в рассчитываемом элементе, но не ближе 0,25 *м* к бордюру (колесоотбойному брусу), считая от края обода или гусеницы

10 При треугольных линиях влияния, состоящих из нескольких участков, наибольший участок загружается эквивалентной нагрузкой по табл 3, а другие участки того же знака — по табл 3 (для Н-30) и табл 5 (для Н-10)

11 При одновременном загружении линий влияния нескольких силовых факторов для отыскания суммарного воздействия нагрузку и длину загружения рекомендуется определять последовательно по каждой из линий влияния в отдельности и распространять на остальные линии влияния

Таблица 3

Эквивалентные нагрузки от одной колонны автомобилей Н-30 и Н-10 в *т/м* для треугольных линий влияния

Длина загружения в *м*	Положение вершины линии влияния					
	в середине		в четверти		на конце	
	Н 30	Н 10	Н 30	Н 10	Н 30	Н 10
4	7,20	4,75	8,80	4,75	9,60	4,75
5	6,53	3,80	7,55	3,80	8,06	4,08
6	5,87	3,17	6,58	3,30	6,93	3,56
7	5,29	2,71	5,81	2,95	6,07	3,14
8	4,80	2,38	5,20	2,67	5,47	2,81
9	4,39	2,27	4,70	2,43	5,07	2,65
10	4,03	2,16	4,29	2,23	4,70	2,54
11	3,73	2,05	4,03	2,05	4,38	2,42
12	3,47	1,94	3,80	1,99	4,10	2,31
13	3,31	1,85	3,59	1,93	3,85	2,20
14	3,16	1,76	3,40	1,86	3,62	2,08

Продолжение

Длина загружения в *м*	Положение вершины линии влияния					
	в середине		в четверти		на конце	
	Н 30	Н 10	Н 30	Н 10	Н 30	Н 10
15	3,02	1,67	3,23	1,79	3,42	2,00
16	2,89	1,59	3,08	1,73	3,24	1,91
17	2,66	1,54	2,80	1,65	2,96	1,78
20	2,45	1,48	2,57	1,57	2,87	1,67
22	2,27	1,41	2,37	1,49	2,82	1,62
24	2,13	1,35	2,22	1,44	2,75	1,57
26	2,03	1,33	2,16	1,38	2,67	1,51
28	1,93	1,30	2,13	1,34	2,60	1,45
30	1,84	1,26	2,09	1,32	2,54	1,41
32	1,76	1,23	2,06	1,29	2,46	1,37
36	1,76	1,19	1,98	1,22	2,37	1,32
40	1,76	1,15	1,90	1,16	2,29	1,27
50	1,76	1,09	1,79	1,09	2,17	1,19
60	1,76	1,05	1,75	1,05	2,08	1,13
70	1,74	1,01	1,74	1,02	2,02	1,08
80	1,74	0,99	1,74	1,00	2,00	1,05
90	1,74	0,97	1,74	0,97	1,97	1,03
100	1,72	0,96	1,74	0,96	1,93	1,01
120	1,72	—	1,72	—	1,90	—
140	1,70	—	1,71	—	1,86	—
160	1,70	—	1,71	—	—	—

Таблица 4

Эквивалентные нагрузки от колесной и гусеничной машин НК-80 и НГ-60 в *т/м* для треугольных линий влияния

Длина загружения в *м*	Положение вершины линии влияния			Длина загружения в *м*	Положение вершины линии влияния		
	НК 80		НГ 60		НК 80		НГ 60
	в середине и четверти	на конце	в любой точке		в середине и четверти	на конце	в любой точке
4	18,00	22,00	12,00	20	7,04	7,28	5,25
5	16,64	20,50	12,00	22	6,48	6,67	4,83
6	16,00	18,67	11,67	24	6,00	6,17	4,48
7	15,02	16,97	11,02	26	5,58	5,73	4,17
8	14,00	15,50	10,31	28	5,22	5,33	3,90
9	13,04	14,22	9,63	30	4,91	5,01	3,67
10	12,15	13,12	9,00	32	4,62	4,71	3,46
11	11,37	12,15	8,43	36	4,15	4,22	3,10
12	10,67	11,33	7,92	40	3,76	3,82	2,81
13	10,03	10,60	7,45	50	3,05	3,08	2,28
14	9,47	9,95	7,04	60	2,56	2,59	1,92
15	8,96	9,38	6,67	70	2,21	2,22	1,65
16	8,50	8,67	6,33	80	1,94	1,95	1,45
18	7,70	8,00	5,74				

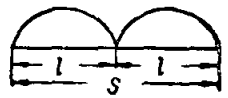
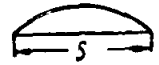
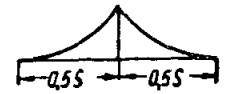
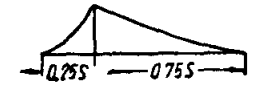
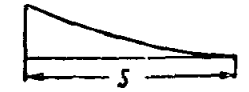
Таблица 5

Эквивалентные нагрузки от одной колонны автомобилей Н-10 без утяжеленного грузовика в *т/м* для треугольных линий влияния

Длина загружения в *м*	Положение вершины линии влияния			Длина загружения в *м*	Положение вершины линии влияния		
	в середине	в четверти	на конце		в середине	в четверти	на конце
4	3,50	3,50	3,50	20	0,94	1,07	1,28
5	2,80	2,80	3,04	24	0,89	1,00	1,18
6	2,33	2,44	2,66	32	0,89	0,88	1,10
7	2,00	2,20	2,37	36	0,89	0,88	1,06
8	1,75	2,00	2,13	40	0,87	0,87	1,04
9	1,63	1,82	1,92	50	0,84	0,85	0,99
10	1,52	1,68	1,76	60	0,83	0,83	0,97
12	1,33	1,44	1,50	70	0,83	0,83	0,91
16	1,06	1,12	1,37				

Таблица 6

Эквивалентные нагрузки от одной колонны автомобилей Н-30 в *т/м* для криволинейных линий влияния

Длина загружения *s м*	Вид линий влияния				
	$\gamma = 0{,}75-0{,}85$ 	$\gamma = 0\ 75-0\ 85$ 	$\gamma = 1{,}05-1{,}25$ 	$\gamma = 1\ 30-1\ 50$ 	$\gamma = 1\ 10-1\ 20$ 
16	3,0	2,6	3,2	3,8	3,6
18	2,5	2,4	2,9	3,4	3,3
20	2,3	2,2	2,7	3,2	3,1
22	2,3	2,0	2,5	3,0	3,0
24	2,3	1,9	2,4	2,7	3,0
26	2,3	1,8	2,3	2,6	2,8
28	2,3	1,8	2,1	2,5	2,8
32	2,2	1,7	1,9	2,3	2,6
36	2,2	1,7	1,9	2,2	2,5
40	2,1	1,7	1,9	2,1	2,4
50	1,8	1,7	1,9	2,0	2,3
60	1,7	1,7	1,8	1,9	2,2
70	1,7	1,7	1,8	1,8	2,1
80	1,7	1,7	1,8	1,8	2,0
90	1,7	1,7	1,8	1,8	2,0
100	1,7	1,7	1,7	1,8	2,0

Примечание Коэффициенты искаженности γ линий влияния моментов неразрезных балок постоянного сечения с соотношением величин крайних пролетов к средним от 1 : 1 до 1 . 2 не выходят из пределов, оговоренных в табл 6 и 7 для соответствующих сечений.

Таблица 7

Эквивалентные нагрузки от одной колонны автомобилей Н-10 в *т/м* для криволинейных линий влияния

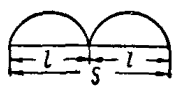
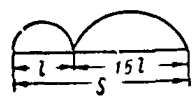
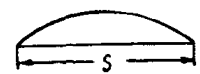
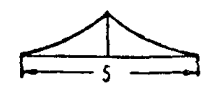
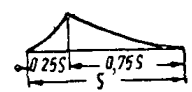
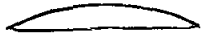
Длина загружения в *м*	Вид линий влияния				
	$\gamma = 0{,}75—0{,}85$ 	$\gamma = 0{,}75—0{,}85$ 	$\gamma = 0{,}75—0{,}85$ Параболическое очертание 	$\gamma = 1{,}05—1{,}25$ 	$\gamma = 1{,}30—1{,}50$ 
16	1,8	1,8	1,6	1,8	2,0
18	—	—	1,5	1,7	1,9
20	1,5	1,6	1,4	1,6	1,8
22	—	—	1,4	1,5	1,7
24	1,4	1,5	1,3	1,4	1,7
26	—	—	1,3	1,4	1,6
28	1,3	1,4	1,2	1,4	1,5
30	1,3	1,4	1,2	1,3	1,5
32	1,3	1,4	1,2	1,3	1,4
36	1,2	1,3	1,1	1,2	1,4
40	1,2	1,2	1,1	1,2	1,3
44	1,2	1,2	1,1	1,2	1,2
48	1,2	1,1	1,1	1,1	1,2
52	1,1	1,1	1,0	1,1	1,2
56	1,1	1,1	1,0	1,1	1,2
60	1,0	1,1	1,0	1,1	1,1
70	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1

Таблица 8

Эквивалентные нагрузки от НК-80 и НГ-60 в *т/м* для криволинейных линий влияния

Длина загружения в *м*	Вид линии влияния						
			Криволинейный треугольник с вершиной				
	НК 80	НГ 60	НК 80			НГ 60	
	$\gamma = 0\ 75 - 0\ 85$		в середине $\gamma = 1\ 05 - 1\ 25$	в четверти $\gamma = 1\ 30 - 1\ 50$	на конце $\gamma = 1\ 1 - 1,2$	в середине и на конце $\gamma = 1\ 05 - 1\ 25$	в четверти $\gamma = 1\ 30 - 1\ 50$
4	16,2	12,0	18,6	19,4	22,9	12,0	12,0
5	16,1	12,0	17,3	17,8	21,4	12,0	12,0
6	16,0	11,6	16,5	17,4	19,5	11,8	11,9
7	14,8	11,0	15,6	16,8	18,1	11,3	11,5
8	13,3	10,4	14,7	16,1	16,6	10,7	11,1
9	12,3	9,5	13,8	15,3	15,4	10,1	10,7
10	11,4	8,8	13,0	14,3	14,3	9,6	10,2
12	9,9	7,4	11,2	12,9	12,5	8,5	9,2
14	8,7	6,6	10,3	11,6	11,1	7,7	7,9
16	7,6	5,7	9,4	10,6	9,9	7,0	7,8
18	6,8	5,1	8,5	9,7	8,9	6,3	7,3
20	6,2	4,6	7,8	9,0	8,3	5,8	6,9
22	5,7	4,3	7,1	8,3	7,5	5,4	6,0
24	5,2	3,9	6,7	7,7	7,0	5,0	5,7
26	4,8	3,6	6,3	7,2	6,5	4,7	5,5
28	4,5	3,3	5,9	6,8	6,1	4,4	5,0
30	4,2	3,1	5,5	6,5	5,7	4,2	4,8
32	3,9	2,9	5,3	6,7	5,4	3,9	4,5
36	3,5	2,6	4,7	5,5	4,8	3,5	4 1
40	3,2	2,4	4,3	5,0	4,4	3,2	3,7

ГОРИЗОНТАЛЬНОЕ ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА НА БЕРЕГОВЫЕ ОПОРЫ ОТ ВРЕМЕННОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ

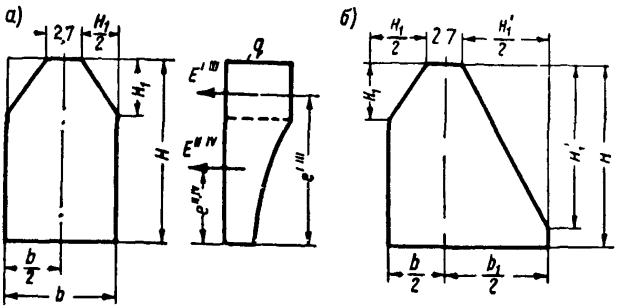
Нормативное горизонтальное давление грунта на береговые опоры (устои) от временной вертикальной нагрузки, находящейся на призме обрушения, определяется с учетом следующих указаний.

От подвижного состава железных дорог

Горизонтальное давление определяется по формулам

а) для однопутных устоев при симметричной (относительно оси устоя) нагрузке (рис *а*)

$$E = E^{I} + E^{II} = 2{,}7\, q\mu H_1 + q\mu b\,(\alpha H - \alpha_1 H_1), \qquad (1)$$



б) для многопутных устоев при несимметричной (относительно оси устоя) нагрузке (рис *б*)

$$E = E^{I} + E^{II} + E^{III} + E^{IV} = 1{,}35\, q\mu H_1 + 0{,}5\, q\mu b\,(\alpha H - \alpha_1 H_1) + \\ + 1{,}35\, q\mu H_1 + 0{,}5 q\mu b_1\,(\alpha H - \alpha_1' H_1) \qquad (2)$$

Если $H_1' = H$, то принимается

$$\alpha_1' = \alpha$$

Плечи сил E^{I}, E^{II}, E^{III}, E^{IV}, считая от рассматриваемого сечения, определяются по формулам

$$e^{I} = H - \frac{H_1}{2},$$

$$e^{II} = \frac{H^2\alpha\xi - H_1\alpha_1(H_1\xi + H - H_1)}{H\alpha - H_1\alpha_1},$$

$$e^{III} = H - \frac{H_1}{2},$$

$$e^{IV} = \frac{H^2\alpha\xi - H_1\alpha_1'(H_1'\xi_1 + H - H_1')}{H\alpha - H_1\alpha_1}$$

Здесь q — интенсивность временной вертикальной нагрузки, принимаемая равной $\frac{k}{2{,}70}$ $т/м^2$,

где k — равномерно распределенная нагрузка в $т/м$ согласно приложению 9,

H_1, H_1' — высоты, в пределах которых площадь давления имеет переменную ширину, в $м$,

b — ширина однопутного устоя или удвоенное наименьшее расстояние от вертикальной оси нагрузки до ближайшей боковой грани устоя при несимметричном загружении в $м$,

$b_1 = 1{,}35 + \frac{H_1'}{2}$, но не более удвоенного наибольшего расстояния от вертикальной оси нагрузки до боковой грани устоя при несимметричном загружении в $м$,

$$\mu = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_н}{2}\right),$$

$\varphi_н$ — угол внутреннего трения дренирующего грунта засыпки, определяемый согласно разделу VIII

Значения коэффициентов α, α_1, α_1' и ξ, ξ_1 и ξ_1', в зависимости от величин H, H_1 и H_1' при угле распространения давления $\operatorname{arc\,tg}\frac{1}{2}$ и длине шпал 2,7 $м$, принимаются по табл 1

Таблица 1

Значения коэффициентов α и ξ

H H_1, H_1'	α, α_1, α_1'	ξ ξ_1, ξ_1'	H, H_1, H_1'	α α_1, α_1'	ξ, ξ_1, ξ_1'
1	0,85	0,53	16	0,33	0,65
2	0,75	0,55	17	0,32	0,66
3	0,67	0,56	18	0,31	0,66
4	0,61	0,58	19	0,30	0,66
5	0,57	0,59	20	0,29	0,67
6	0,53	0,60	21	0,28	0,67
7	0,49	0,60	22	0,27	0,67
8	0,46	0,61	23	0,27	0,67
9	0,44	0,62	24	0,26	0,68
10	0,42	0,62	25	0,25	0,68
11	0,40	0,63	26	0,25	0,68
12	0,38	0,64	27	0,24	0,68
13	0,37	0,64	28	0,23	0,69
14	0,35	0,64	29	0,23	0,69
15	0,34	0,65	30	0,22	0,69

Примечания 1 Если на устое расположено несколько путей то общее давление на него от временной нагрузки определяется как сумма давлений, полученных по формуле (2) для каждого из путей в отдельности при соответствующих значениях b, b_1, H, H_1, H_1

2 Величинам H соответствуют значения α и ξ,
величинам H_1 соответствуют значения α_1 и ξ_1,
величинам H_1 соответствуют значения α_1 и ξ_1

От автомобильных, колесной и гусеничной нагрузок

Давление от подвижной вертикальной нагрузки на призме обрушения принимается распределенным в зависимости от расположения стенки

1 В случае расположения стенки перпендикулярно к направлению движения давление от каждой оси автомобиля, а также от машин на колесном и гусеничном ходу распределяется на площадь размером Sb,

где S — расстояние между внешними гранями скатов смежных автомобилей, полос гусеницы или ободов колес нагрузки НК-80,

b — длина соприкасания ската автомобиля или длина призмы обрушения при расчете на нагрузки НК-80 и НГ-60, но не более 3,6 *м* для колесной нагрузки и 5,0 *м* для гусеничной нагрузки с учетом во всех случаях распределения через дорожное покрытие под углом 45°

Если сосредоточенное давление распределяется в стороны вдоль рассчитываемой стенки, то оно учитывается с коэффициентом α, принимаемым по табл 2

Таблица 2

Коэффициент α

S/H	α	S/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	0,722
0,20	0,459	1 20	0,810
0,25	0,505	1,50	0,840
0,30	0,554	2,00	0,875
0,35	0,576	3,00	0,900
0,40	0,602	4,00	0,920
0,50	0,663	более 4,00	1,000

Здесь H — высота стенки

В устоях с обратными стенками или крыльями, расположенными параллельно оси моста, коэффициент α не учитывается Если имеется переходная плита от насыпи на устой, то размер площадки при-

нимается равным ширине опирания плиты на грунт и давление считается приложенным в центре опирания плиты

2 В случае расположения стенки параллельно движению давление распределяется на площадь, равную ad,

где a — высота стенки, принимаемая не более 4 *м* для автомобильной нагрузки или 3,6 и 5,0 *м* соответственно для колесной и гусеничной нагрузок, но не более длины рассчитываемого участка стенки,

d — ширина ската автомобиля, обода колеса или полосы гусеницы с учетом распределения через дорожное покрытие под углом 45°

Примечание Расчетное давление на стенки с проемами, а также на свайные и стоечные береговые опоры определяется с учетом указаний п 1 приложения 7.

Приложение 12
(к п 130)

НОРМАТИВНАЯ ЛЕДОВАЯ НАГРУЗКА

1 При проектировании опор мостов, которые могут подвергаться воздействию ледохода, а также при проектировании отдельно стоящих ледорезов должна учитываться в соответствии с Техническими условиями определения ледовых нагрузок на речные сооружения (СН 76-59) ледовая нагрузка от давления льда (при ударе свободно плавающих льдин)

Динамическое давление льда на опору в направлении вдоль ее оси определяется в зависимости от угла наклона передней грани опоры к вертикали

При направлении движения льдин под углом к оси опоры необходимо, кроме того, учитывать динамическое давление на боковую грань опоры от удара отдельно плывущих льдин

В необходимых случаях учитываются в соответствии с СН 76-59 и другие виды ледовых нагрузок и воздействий статическое давление свободно плавающего ледяного поля при его навале под влиянием ветра или течения, давление заторных масс льда, давление ледяного покрова при его термическом расширении (в замкнутом пространстве), воздействие примерзшего к сваям или свайным кустам ледяного покрова при колебании уровня воды, истирающее воздействие льдин на тонкостенные элементы конструкций опор и сваи

Для больших мостов в сложных ледовых условиях ледовые нагрузки, определенные согласно настоящему приложению, рекомендуется уточнять на основе возможно более длительных натурных наблюдений

Ледовые нагрузки не учитываются, если в проекте предусмотрены эффективные меры защиты опоры от ледовых воздействий

2 Значения пределов прочности льда для рек, вскрывающихся при отрицательных температурах воздуха, и для рек, расположенных севернее линии, соединяющей города Петрозаводск, Киров, Петропавловск, Новосибирск, Улан-Удэ, Биробиджан, Магадан, должны приниматься увеличенными в два раза против указанных в настоящем приложении

3 Давление льда H в $т$ на опору с вертикальными гранями (в направлении вдоль ее оси) определяется по формуле

$$H = mR_р bh, \qquad (1)$$

где h — толщина льда в $м$, принимаемая равной 0,8 наибольшей за зимний период толщины 1%-ной обеспеченности (при отсутствии наблюдений за достаточный ряд лет h принимается равной наибольшей толщине льда, установленной при изысканиях),

b — ширина опоры в $м$ на уровне ледохода,

m — коэффициент формы опоры, принимаемый в зависимости от очертания ее передней стенки в плане

а) при полуциркульном очертании — 0,9,

б) при треугольной форме в зависимости от угла 2α заострения независимо от величины радиуса закругления носовой части — по табл 1,

Таблица 1

2α	45°	60°	75°	90°	120
m	0,60	0,65	0,69	0,73	0,81

$R_р$ — нормативный предел прочности чистого льда (без посторонних включений) при раздроблении с учетом явлений местного смятия, принимаемый равным (при отсутствии экспериментальных данных)

в начальной стадии ледохода (при первой подвижке) — 75 $т/м^2$, при наивысшем уровне ледохода — 45 $т/м^2$

4 Давление льда на опору с наклонным ледорезом учитывается в виде

а) вертикальной составляющей V в $т$, определяемой по формуле

$$V = R_и h^2, \qquad (2)$$

б) горизонтальной составляющей H в $т$, определяемой по формуле

$$H = R_и h^2 \operatorname{tg} \beta, \qquad (3)$$

где β — угол наклона режущего ребра к горизонту,

$R_и$ — предел прочности льда при изгибе в $т/м^2$, принимаемый равным $0{,}7R_р$

Примечание При $\beta > 82°$ давление льда определяется по формуле (1)

5 Давление $H_н$ в *т* от удара одиночных льдин на боковую грань опоры при несовпадении направления движения льдин с осью опоры определяется в зависимости от величины угла φ направления движения льдин к оси опоры по формуле

$$H_н = cVh^2 \sqrt{\frac{\Omega}{\mu\Omega + \lambda h^2}} \sin\varphi, \qquad (4)$$

где V — скорость движения льдины в *м/сек*, принимаемая для рек и проточных водоемов равной скорости течения, для больших водохранилищ — равной скорости ветрового нагона льда, определяемой на основе анализа гидрометеорологической обстановки с учетом конфигурации водохранилища, но не более 0,6 *м/сек*,

Ω — площадь льдины в $м^2$, принимаемая по данным полевых наблюдений или по аналогии с другими объектами,

c, λ — коэффициенты, принимаемые в зависимости от значений предела прочности льда при раздроблении $R_р$ по табл 2,

μ — коэффициент, принимаемый в зависимости от значения угла φ по табл 3

Таблица 2

Условия		$R'_р$, $т/м^2$	c	λ
Для всех рек, кроме оговоренных в п 2	Начальная стадия ледохода	50	68	500
	Ледоход на наивысшем уровне	30	68	833
Для рек, указанных в п 2	Начальная стадия ледохода	100	96	500
	Ледоход на наивысшем уровне	60	96	833

Таблица 3

Угол направления движения льдин φ	20°	30°	45°
Коэффициент μ	6,7	2,25	0,5

Расчетные значения напряжений в плоскости контакта между льдиной и опорой не должны превосходить предела прочности льда $R_р$ по табл 2

Приложение 13
(к п 132)

УКАЗАНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЛЕБАНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ, БЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Карты январских и июльских изотерм приведены на рис 1 и 2 Нормативная средняя температура определяется по рис 3 в зависимости от поперечных размеров элемента

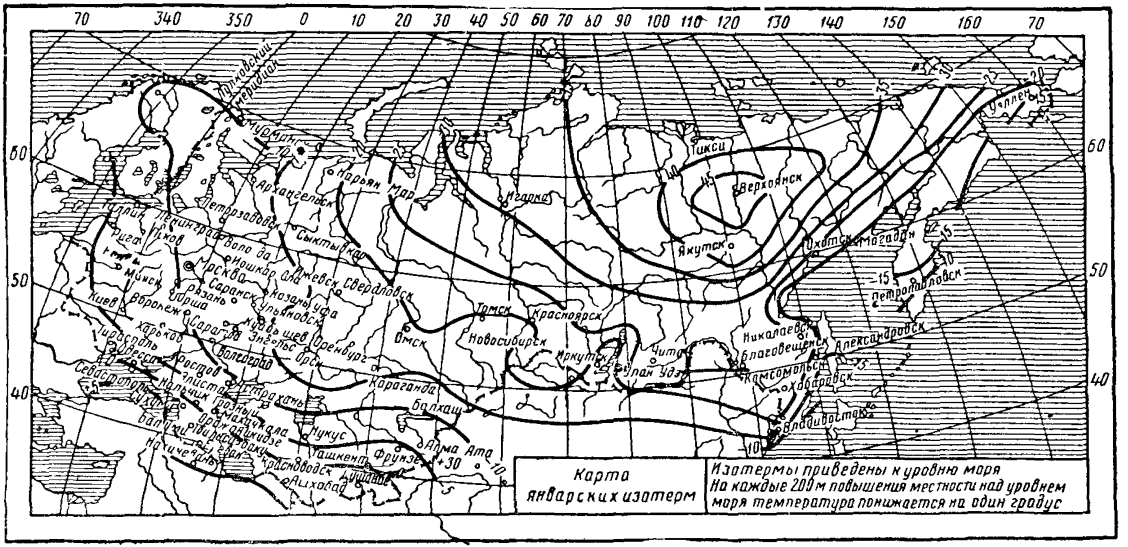

70 340 350 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 70
60
50
40
Карта январских изотерм
Изотермы приведены к уровню моря
На каждые 200 м повышения местности над уровнем моря температура понижается на один градус

Рис 1

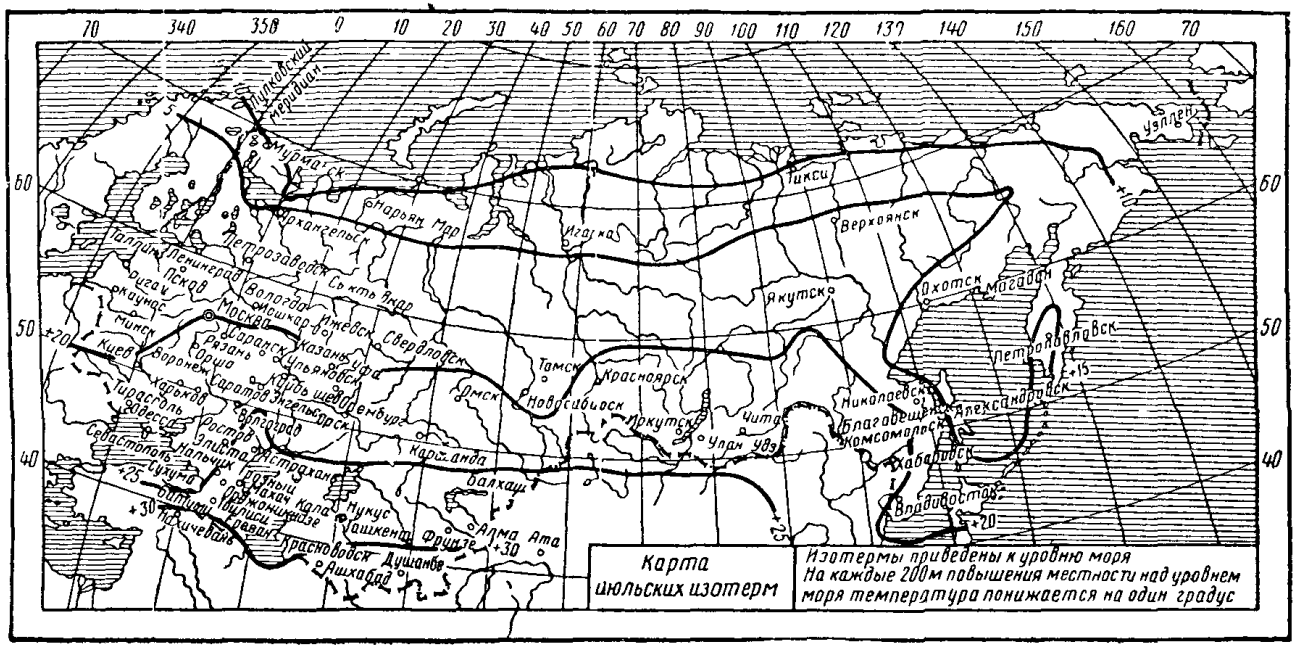

70 340 350 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 70
60
50
40
Мурманск
Архангельск
Нарьян Мар
Игарка
Тикси
Верхоянск
Якутск
Охотск
Магадан
Петропавловск
Петрозаводск
Сыктывкар
Ижевск
Свердловск
Тамск
Красноярск
Новосибирск
Иркутск
Чита
Улан Удэ
Хабаровск
Комсомольск
Благовещенск
Николаевск
Александровск
Ленинград
Псков
Вологда
Москва
Горький
Казань
Уфа
Пермь
Оренбург
Челябинск
Минск
Киев
Воронеж
Саратов
Энгельс
Волгоград
Одесса
Ростов
Астрахань
Карманда
Балхаш
Нукус
Ташкент
Фрунзе
Алма Ата
Ашхабад
Душанбе
Красноводск
Карачи
Владивосток
+20
+25
+30
+15
Карта
июльских изотерм
Изотермы приведены к уровню моря
На каждые 200м повышения местности над уровнем
моря температура понижается на один градус

Рис 2

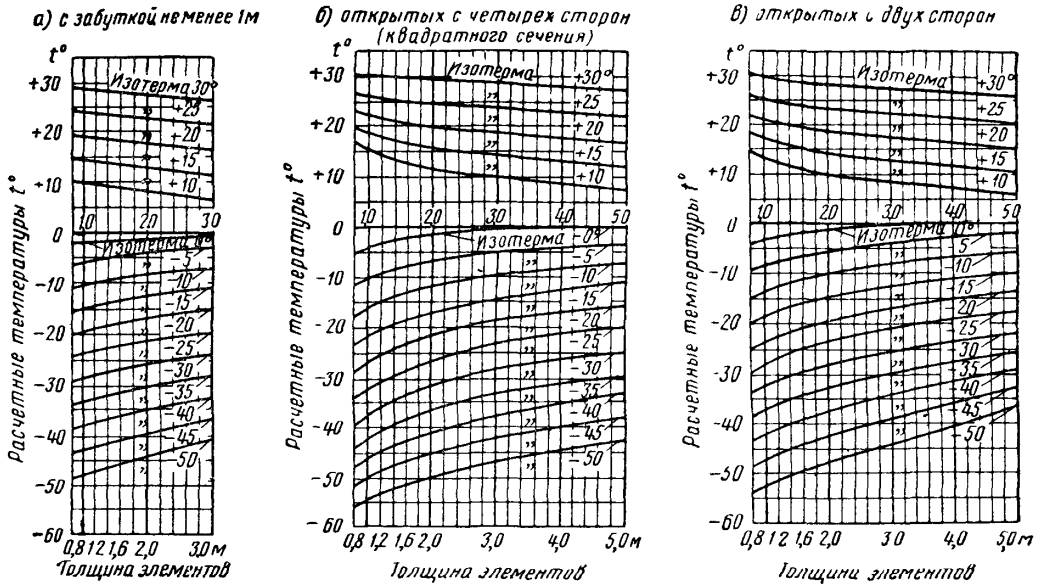

а) с забуткой не менее 1м
б) открытых с четырех сторон (квадратного сечения)
в) открытых с двух сторон
t°
Изотерма
Расчетные температуры t°
Толщина элементов
0,8 1,2 1,6 2,0 3,0 4,0 5,0 м

Рис 3

по рис 3, *а*, если элемент открыт с одной стороны,
по рис 3, *б*, если элемент открыт с четырех сторон,
по рис 3, *в*, если элемент открыт с двух сторон

Приложение 14
(к п 149)

РАСЧЕТНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ, ПРИНЯТЫЕ ДЛЯ ВЫЧИСЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

При вычислении расчетных сопротивлений бетона приняты расчетные коэффициенты по таблице

Расчетные коэффициенты $\gamma_б$, $\beta_б$ и $\alpha_б$

Коэффициенты	Марка бетона					
	200	250	300	400	500	600
Коэффициент выносливости $\gamma_б$	0,55	0,57	0,58	0,6	0,63	0,65
Коэффициент роста прочности бетона со временем $\beta_б$	1,4	1,4	1,3	1,3	1,2	1,2
Коэффициент для определения границы образования микротрещин $\alpha_б$	—	—	0,63	0,68	0,7	0,7

Для проволочной арматуры принят коэффициент условий работы $m_2 = 0,8$

Для определения предела выносливости арматурных сталей при полном асимметричном цикле приложения нагрузки ($\rho=0$) приняты следующие коэффициенты выносливости по отношению к пределу прочности стали $\sigma_в$

для стали марки ВСт 3 $k_\gamma = 0,5$ ($\sigma_в = 4\,200$ *кг/см²*),
для стали марки ВСт 5 $k_\gamma = 0,4$ ($\sigma_в = 5\,600$ *кг/см²*),
для стали марки 25Г2С $k_\gamma = 0,45$ ($\sigma_в = 6\,000$ *кг/см²*)

Приложение 15
(к п 201)

ХАРАКТЕРИСТИКИ МЕРЫ ПОЛЗУЧЕСТИ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

1 Расчетная величина меры ползучести $\eta_{t=\infty}$ определяется как произведение исходной величины $\eta^{\circ}_{t=\infty}$ на коэффициенты ξ_1, ξ_2, ξ_3, ξ_4

2 Для определения меры ползучести тяжелого бетона, твердеющего без ускорителей, исходная ее величина $\eta_{t=\infty}$ в зависимости от возраста загружения бетона устанавливается по табл 1

Для бетонов, подвергнутых термовлажностной обработке (пропариванию или прогреву), исходная величина меры ползучести

$\eta^{\circ}_{t=\infty}$ умножается на коэффициент $\xi_п$ Величина коэффициента $\xi_п$ принимается равной 0,8, если прочность бетона после пропаривания больше 0,7 R, и $\xi_п = 1{,}0$, если прочность бетона меньше 0,5R Для промежуточных значений прочности бетона после пропаривания величина коэффициента $\xi_п$ берется по интерполяции

3 Исходная величина меры ползучести $\eta_{t=\infty}$ для бетона, твердеющего с ускорителями твердения, принимается по табл 2 Относительная прочность бетона определяется по отношению к ожидаемой конечной его прочности после окончания воздействия ускорителей

Таблица 1

Мера ползучести бетона без ускорителей твердения $\eta^{\circ}_{t=\infty}$ 10^6 *см²/кг*

Активность портланд цемента	Возраст загружения в днях				
	7	14	28	60	90 и более
Менее 500	13,0	10,8	8,8	7,3	6,5
500 и более	8,5	7,1	5,9	4,8	4,3

Таблица 2

Мера ползучести бетона с ускорителями твердения $\eta^{\circ}_{t=\infty}$ 10^6 *см²/кг*

Относительная прочность бетона в % в день загружения	50	60	70	80	90	95
$\eta_{t=\infty}$	10,3	9,3	8,3	5,9	4,8	3,6

4 Приведенные в табл 1 и 2 значения исходной величины $\eta^{\circ}_{t=\infty}$ относятся к элементу сечением 10 × 10 *см*, выполненному из бетона с содержанием цементного теста 20% по весу при водо-цементном отношении В/Ц=0,5 и для условий относительной влажности воздуха — 70%

В табл 3 даны поправочные коэффициенты к исходной величине $\eta^{\circ}_{t=\infty}$ в зависимости от фактического значения В/Ц, содержания цементного теста, размеров поперечного сечения элемента и влажности воздуха в районе строительства сооружений

5 В качестве расчетного размера поперечного сечения следует принимать в плитах толщину, в балках — наименьшую из толщин стенки или высоты полки

Для бетона естественного твердения, покрытого со всех сторон гидроизоляцией, независимо от размера поперечного сечения допускается принимать $\xi_3 = 0{,}6$

6 Значения поправочного коэффициента вне зависимости от влажности воздуха принимаются равными $\xi_4 = 1{,}0$ для типовых пролетных строений, элементов, покрытых со всех сторон гидроизоляцией, и массивных конструкций (при наименьшем размере поперечного сечения более 100 *см*)

Таблица 3

Поправочные коэффициенты ξ к величине меры ползучести

Фактическое значение В/Ц	0,35	0,40	0,50	0,60	0,70	
ξ_1	0,52	0,65	1,00	1,47	2,00	
Фактическое содержание цементного теста в % по весу	10	15	20	25	30	
ξ_2	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	
Фактический наименьший размер сечения в *см*	10	15	20	25	30	50 и более
ξ_3	1,0	0,85	0,75	0,70	0,65	0,60
Фактическая относительная влажность воздуха в %	20	30	55	70	75 и более	
ξ_4	2,1	1,8	1,4	1,0	0,7	

7 Значения влажности воздуха для разных климатических районов СССР при отсутствии метеорологических данных допускается принимать по табл 4

Таблица 4

Климатический район	Средняя относительная влажность в % в период	
	апрель — октябрь	ноябрь—март
Южная равнинная часть устойчиво сухих районов Средней Азии	30	65
Территории устойчиво сухих районов, не прилегающих к морям и другим значительным водным бассейнам	40	70
Устойчиво сухие районы, расположенные на берегу морей или больших водных бассейнов	45	70
Сухие районы, расположенные вблизи морей а также сухие и устойчиво сухие районы Центральной и Восточной Сибири	55	70
Сухие районы не расположенные вблизи мореи	50	80
Умеренно сухие районы Сибири	55	70
Умеренно влажные районы европейской части СССР	55	80
Северные влажные и умеренно влажные районы	70	85
Влажные западные и северо западные районы европейской части СССР	60	80
Устойчиво влажные районы на берегу мореи . .	75	75

Относительная влажность принимается в зависимости от того, в каком месяце производится замыкание конструкции (раскружаливание или распалубка монолитной конструкции, установка сборной конструкции) или предварительное обжатие Если замыкание или предварительное обжатие осуществляется не в первой половине периодов, указанных в таблице, следует принимать среднее из двух величин значение относительной влажности

Приложение 16
(к п 385)

РАСЧЕТНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ ЭФФЕКТИВНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ КОНЦЕНТРАЦИИ НАПРЯЖЕНИЙ β

№ по пор	Расчетные сечения	Коэффициент β для стали	
		углеродистой	низколегированной
1	2	3	4
	По основному металлу		
1	Основной металл с необработанной прокатной поверхностью, с прокатными или обработанными механическим путем кромками по сечениям вне заклепок, болтов и сварных швов	1,0	1,0
2	То же, но с кромками, обрезанными газовой резкой		
	а) машинной	1,1	1,2
	б) ручной	1,4	1,8
3	Основной металл в сечениях		
	а) по соединительным заклепкам или болтам, а также у свободного отверстия	1,3	1,5
	б) по прикреплениям заклепками или болтами элементов, у которых непосредственно перекрытая часть сечения составляет не менее 80%, в том числе двумя срезными заклепками или болтами — не менее 60%	1,6	1,9
	в) по прикреплениям односрезными заклепками или болтами двустенчатых элементов, у которых непосредственно перекрытая часть сечения составляет не менее 60%	2,0	2,4
	г) по прикреплениям односрезными заклепками или болтами одностенчатых элементов, а также двустенчатых элементов, у которых неперекрытая непосредственно часть сечения составляет больше 40% всей рабочей площади	2,6	3,1
	д) по первому ряду заклепок или болтов, прикрепляющих фасонки к непрерывным (нестыкуемым в данном узле) элементам сплошных балок и решетчатых ферм, а также у обрыва поясного листа изгибаемого элемента	1,6	1,9
	е) то же при применении высокопрочных болтов	1,2	1,4
	ж) по прикреплениям высокопрочными болтами элементов, указанных в п 3,б	1,2	1,4
	з) по прикреплениям односрезными высокопрочными болтами двустенчатых элементов, у которых непосредственно перекрытая часть сечения составляет не менее 60%	1,3	1,5

Продолжение

№ по пор	Расчетные сечения	Коэффициент β для стали	
		углеродистой	низколегированной
1	2	3	4
	и) по прикреплениям односрезными высокопрочными болтами одностенчатых элементов, а также двустенчатых, указанных в п 3,г	1,4	1,7
4	Основной металл в месте перехода к необработанному стыковому шву с усилением, имеющим достаточно плавный переход	1,4	1,8
5	Основной металл в зоне перехода к стыковому шву, обработанному в этом месте абразивным кругом или специальной фрезой		
	а) при стыковании листов одинаковой толщины и ширины	1,0	1,0
	б) при стыковании листов разной ширины	1,2	1,4
	в) при стыковании листов разной толщины	1,3	1,6
6	Основной металл в месте перехода к поперечному (лобовому) угловому шву в рабочих соединениях внахлестку		
	а) без механической обработки при отношении катетов b $a \geqslant 2$ (при направлении большего катета вдоль усилия)	2,3	3,2
	б) то же при отношении катетов b $a = 1,5$	2,7	3,7
	в) при наличии механической обработки и отношении катетов b $a \geqslant 2$	1,2	1,4
	г) то же при отношении катетов b $a = 1,5$	1,5	1,9
7	Основной металл в соединениях с фланговыми швами, работающими на срез от осевой силы, в местах перехода от элемента к концам фланговых швов, независимо от наличия обработки швов	3,4	4,4
8	Основной металл вблизи диафрагм и ребер, приваренных угловыми швами к растянутым поясам балки и элементам ферм		
	а) без механической обработки швов, но при наличии плавного перехода от швов к металлу		
	при ручной сварке	1,6	2,2
	при полуавтоматической сварке	1,3	1,5
	б) то же при механической обработке швов	1,0	1,1
	Поперечные сечения сварных элементов		
9	Сечения элементов, сваренных из листов непрерывными продольными швами автоматической сварки (вдали от диафрагм и ребер), при действии усилия вдоль оси шва	1,0	1,0

Продолжение

№ по пор	Расчетные сечения	Коэффициент β для стали	
		углеродистой	низколегированной
1	2	3	4
	По основному металлу в местах перехода к следующим конструктивным элементам		
10	Фасонки прямоугольной или трапециевидной формы, привариваемые к элементам конструкции в стык или в тавр, без механической обработки перехода от фасонки к элементу	2,5	3,5
11	Фасонки, привариваемые в стык к поясам балок и ферм при плавной криволинейной форме и механической обработке перехода от фасонки к поясу, при полном проваре толщины фасонки	1,2	1,4
12	Фасонки, привариваемые в тавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм, при плавной криволинейной форме и механической обработке перехода от фасонки к элементу конструкции, при полном проваре толщины фасонки	1,2	1,4
13	Фасонки прямоугольной и трапециевидной формы, привариваемые к поясам балок внахлестку с обваркой по контуру нахлестки, без механической обработки зон концентрации напряжений	2,5	3,5
14	Фасонки трапециевидной формы, привариваемые двумя фланговыми и двумя косыми швами (с отношением катетов 1 : 1 для фланговых и 1 : 2 для косых швов), при механической обработке швов на концах фасонок	1,6	2,2
15	Полный обрыв поясов (полок) двутаврового сечения при условии постепенного уменьшения к месту обрыва ширины и толщины пояса (полки), полного провара стенки на концевом участке пояса и механической обработки перехода от пояса с стенке	1,3	1,6
16	Обрыв одного поясного листа (в пакете из двух и более листов) сварной балки в случае а) уменьшения толщины листа (при неизменной его ширине) к месту обрыва с уклоном 1 : 8, но без механической обработки поперечного (лобового) шва	2,3	3,2
	б) то же при одновременном уменьшении к месту обрыва как толщины (с уклоном 1 : 8), так и ширины (с уклоном 1 : 4) листа, но без механической обработки поперечного (лобового) шва	1,7	2,4

Продолжение

№ по пор	Расчетные сечения	Коэффициент β для стали	
		углеродистой	низколегированной
1	2	3	4
	в) то же, что в п. б, но при косых швах (без лобового) и с обеспечением плавности перехода в месте обрыва листа путем механической обработки концов косых швов	1,2	1,4
17	Накладные компенсаторы ослабления сечения элемента при симметричном уменьшении ширины компенсатора с уклоном 1:1		
	а) без механической обработки концов косых швов	2,3	3,2
	б) при наличии механической обработки концов косых швов	1,2	1,4
	По металлу соединений		
18	Заклепки и обычные болты (при расчете на срез и на смятие)	См. п. 3, б, в, г	
19	Высокопрочные болты	1,0	1,0
20	Стыковые швы (*по оси шва*) с полным проваром корня шва		
	а) при автоматической (а также ручной) сварке и просвечивании	1,0	1,0
	б) при ручной сварке без просвечивания	1,2	1,4
21	Угловые швы		
	а) поперечные (лобовые) швы по расчетному сечению шва		
	при ручной сварке	2,3	3,2
	при автоматической сварке	1,7	2,4
	б) продольные (фланговые) швы, работающие на срез от осевой силы в соединении, при проверке скалывающих напряжений по расчетному сечению, проходящему по длине шва	3,4	4,4

Примечания 1. Приведенные значения коэффициентов β действительны для конструкции, выполненных в соответствии с действующими техническими условиями на изготовление.

2. Коэффициенты β, указанные в п. 3, относятся к сечениям нетто.

3. Коэффициенты β для болтов относятся к соединениям с полуточистыми болтами.

4. Значения коэффициентов β для монтажных сварных соединений в цельносварных пролетных строениях мостов устанавливаются специальными указаниями.

5. Под двустенчатыми здесь понимаются элементы, прикрепляемые по двум плоскостям, при наличии жесткой связи обеих ветвей элемента между собой.

Приложение 17
(к п 419)

СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТОВ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОЧНОСТЬ И ВЫНОСЛИВОСТЬ

№ по пор	Наименование сопоставляемых факторов	Расчет на	
		прочность	выносливость
1	Элементы конструкции, подлежащие расчету	Все	Только работающие на временную вертикальную нагрузку от железнодорожного подвижного состава и колонн автомобилей
2	Сочетания нагрузок	Все	Только основные
3	Временная вертикальная нагрузка	С 14, Н 30 и НК 80	εС-14 и Н-30
4	Загружение временной вертикальной нагрузкой мостов железнодорожных	По п 8 приложения 9	По п 13 приложения 9
	автодорожных и городских	Одинаковое	
5	Динамический коэффициент по п 126	Нормальный	Пониженный (для ж-д мостов)
6	Коэффициенты перегрузки	Учитываются	Не учитываются
7	Коэффициент γ	Не учитывается	Принимается по п 385
8	Расчетные формулы	*По п 417*	*По п 419*
9	Значения коэффициентов m_2 при учете дополнительных напряжений в элементах ферм		
	а) от жесткости узлов	$m_2=1{,}2$	$m_2=1{,}2$ или 1,0 (по п 390)
	б) от изгиба связями	$m_2=1{,}2$	$m_2=1{,}0$ (по п 400)
	в) от вертикального изгиба поперечных балок	$m_2=1{,}2$	$m_2=1{,}2$ или 1,0 (по п 403)

Приложение 18
(к п 423)

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНОК СПЛОШНЫХ СТАЛЬНЫХ И ОБЪЕДИНЕННЫХ БАЛОК

Основные данные

1 Настоящие указания предусматривают расчет местной устойчивости отсеков стенки сплошных изгибаемых балок как для пластинок, упруго защемленных в поясах и свободно опертых на поперечные и продольные ребра жесткости

2 Расчетными размерами при расчете местной устойчивости стенки являются

a — длина пластинки, равная расстоянию между осями поперечных ребер жесткости,

h — высота пластинки, равная при сварной конструкции полной высоте стенки, при клепаной конструкции — расстоянию между ближайшими рисками поясных уголков,

h_1 — высота ближайшей к сжатому поясу пластинки, равная расстоянию от оси продольного ребра до края стенки (при сварной конструкции) или до ближайшей риски поясных уголков (при клепаной конструкции),

h_2 — высота пластинки, ближайшей к растянутому поясу, равная расстоянию от оси продольного ребра до края стенки (при сварной конструкции) или до ближайшей риски поясных уголков (при клепаной конструкции),

δ — толщина пластинки

3 Расчет местной устойчивости стенки производится с учетом всех компонентов напряженного состояния — σ, τ и p, вычисленных от расчетных нагрузок по сечению брутто

σ — краевое нормальное сжимающее напряжение проверяемой пластинки, определяемое по среднему значению изгибающего момента в пределах отсека, если его длина не превосходит высоты, или по среднему значению момента для наиболее напряженного участка с длиной, равной высоте отсека, если длина последнего превосходит его высоту,

τ — среднее касательное напряжение в проверяемой пластинке, определяемое по среднему значению поперечной силы в пределах отсека и равное при отсутствии продольных ребер жесткости — $\frac{2}{3}$ максимальных касательных напряжений, а при наличии их — полусумме касательных напряжений для верхней и нижней границ проверяемого отсека стенки,

p — местное вертикальное сжимающее напряжение кромки стенки, определяемое

а) от подвижной нагрузки — с учетом указания приложений 9 и 10,

б) от сосредоточенного давления катков накаточных путей — с учетом длины распределения нагрузки

При передаче давления катка непосредственно через пояс балки или через пояс и рельсы

$$\lambda = c\sqrt[3]{\frac{I}{\delta}},$$

где c — коэффициент, принимаемый для сварных балок 3,25, для клепаных балок 3,75,

I — сумма моментов инерции пояса балки и рельсов

При передаче давления катка с помощью деревянного распределительного лежня и рельса $\lambda = 2H$, но не более расстояния между катками, где H — расстояние от поверхности катка до кромки стенки

Изгибаемые элементы

4 Расчет местной устойчивости стенки сплошной изгибаемой балки, имеющей только поперечные ребра жесткости, производится по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}+\frac{p}{p_0}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2}\leqslant m, \qquad (1)$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0 для клепаных и 0,9 для сварных балок (с учетом начального искривления стенки в пределах не более $0{,}003h$),

σ, τ, p — нормальное, касательное и местное сжимающее напряжения, определяемые согласно приведенным выше указаниям,

σ_0 — нормальное критическое сжимающее напряжение,

τ_0 — касательное критическое напряжение,

p_0 — местное сжимающее критическое напряжение

5 Нормальное критическое напряжение в стенках изгибаемых балок определяется по формуле

$$\sigma_0 = 190\chi\kappa\left(\frac{100\delta}{h}\right)^2 \ кг/см^2 \qquad (2)$$

Коэффициент κ принимается по табл 1 в зависимости от значений

$$\frac{a}{h} \quad \text{и} \quad \alpha=\frac{\sigma_c^{max}-\sigma}{\sigma_c^{max}},$$

где σ_c^{max} — максимальные нормальные сжимающие напряжения в пластинке от данной нагрузки,

σ — нормальные сжимающие или растягивающие напряжения в противоположном конце пластинки от той же нагрузки

Напряжения σ_c^{max} и σ принимаются со своими знаками

Таблица 1

Коэффициент κ

α \ a/h	0 4	0 5	0 6	0,667	0 75	0 80	0 90	1 0	1,5
4	Минимальное значение $\kappa = 95{,}7$								
3	54,3	54,5	58,0	Минимальное значение $\kappa = 53{,}8$					
2	29,1	25,6	24,1	23,9	24,1	24,4	25,6	25,6	24,1
4/3	18,7	—	12,9	—	11,0	11,2	—	11,0	11,5
1	15,1	—	9,7	—	8,4	8,1	—	7,8	8,4
4/5	13,3	—	8,3	—	7,1	6,9	—	6,6	7,1
2/3	10,8	—	7,1	—	6,1	6,0	—	5,8	6,1
0	8,41	6,25	5,14	—	4,36	4,20	4,04	4,00	4,49

Примечание Значению $\alpha = 0$ соответствует равномерное сжатие, $\alpha = 2$ — изгиб симметричного сечения и $\alpha > 2$ — внецентренное растяжение

Коэффициент защемления стенки χ принимается для клепаных изгибаемых балок равным 1,4, а для сварных одностенчатых балок обычного типа (составленных из трех листов) — по табл 2

Таблица 2

Коэффициент γ					
γ	0 5	1	2	5	10
χ	1,33	1,46	1,55	1,60	1,65

Для клепаных и сварных балок, объединенных с железобетонной плитой, коэффициент защемления стенки принимается равным 1,65

В табл 2 коэффициент

$$\gamma = 0{,}8\,\frac{b_0}{h}\left(\frac{\delta_0}{\delta}\right)^3. \qquad (3)$$

Обозначения показаны на рис 1

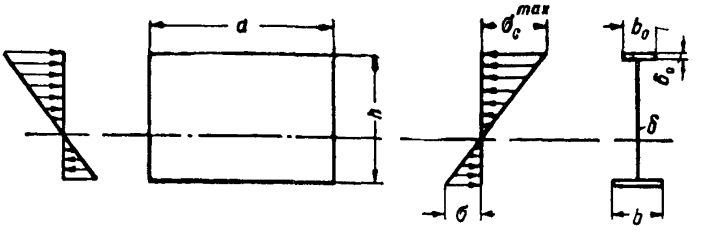


Рис 1

6 Касательное критическое напряжение в *кг/см*² определяется по формуле

$$\tau_0 = \chi\left(1\,020 + \frac{760}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{b}\right)^2, \qquad (4)$$

где b — меньшая из сторон отсека (a или h),

μ — отношение большей стороны отсека к меньшей,

χ — коэффициент упругого защемления продольных сторон, учитываемый по табл 3 только для сварных балок при соотношении сторон отсека $\frac{a}{h} \geqslant \frac{2}{3}$

Приводимый в табл 3 коэффициент γ определяется по формуле (3)

Для сварных балок, объединенных с железобетонной плитой, значения χ принимаются по табл 3 для случая $\gamma = \infty$

Таблица 3

Коэффициент χ

γ \ μ	0,5	2/3	1	2	∞
0,5	1,00	1,07	1,21	1,26	1,30
1,0	1,00	1,08	1,25	1,35	1,42
2,0	1,00	1,08	1,28	1,43	1,52
5,0	1,00	1,09	1,29	1,50	1,60
∞	1,00	1,09	1,30	1,55	1,68

7 Местное сжимающее критическое напряжение в стенке балки при равномерном загружении ее пояса (давление колес, распределенное через рельс, шпалы и пояс или через дорожное покрытие, железобетонную плиту и пояс) вычисляется по формуле

$$p_0 = 190\chi z \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2 \qquad (5)$$

Коэффициент χ упругого защемления стенки поясами и коэффициент z для стенки со свободно опертыми краями определяются по табл 4

Таблица 4

Коэффициенты χ и z

	$\mu = \frac{a}{h}$	2,0	1,5	1,0	0,8	0,6	0,4
	z	11,21	8,16	6,26	5,80	5,37	4,88
γ	$\gamma = 0,5$	1,32	1,32	1,32	1,30	1,29	1,24
	$\gamma = 1,0$	1,56	1,52	1,47	1,41	1,36	1,28
	$\gamma = 4,0$	2,21	1,97	1,73	1,57	1,45	1,32
	$\gamma = \infty$	2,96	2,51	1,88	1,65	1,49	1,34

Для балок, объединенных с железобетонной плитой, а также для клепаных балок (при толщине полок поясных уголков не менее толщины стенки), значение χ принимается для случая $\gamma = \infty$

Местное сжимающее критическое напряжение в стенке при сосредоточенном загружении ее пояса (давление от катков через пояс или рельс и пояс) находится по той же формуле (5) с увеличением на коэффициент ψ, определяемый в зависимости от μ и $\rho = 0,4\frac{\lambda_0}{b}$ по табл 5 При этом $\lambda_0 = 2,6\lambda$ (значение λ принимается по п 3)

При определении p_0 в случае $\mu > 2$ в расчет вводится $\mu = 2$

8 Расчет местной устойчивости стенки изгибаемой балки, имеющей поперечные ребра жесткости и одно продольное ребро жесткости в сжатой зоне, производится

Таблица 5

Коэффициент ψ

μ \ ρ	0 10	0 15	0 20	0,25	0,30	0 35
0,5	1,70	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
1,0	2,74	2,34	2,17	2,04	1,97	1,91
1,5	2,86	2,41	2,22	2,07	1,99	1,91
2,0	2,86	2,40	2,20	2,05	1,96	1,88

а) для пластинки между сжатым поясом и ребром (первой пластинки) по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{01}} + \frac{p_1}{p_{01}} + \frac{1}{m}\left(\frac{\tau_1}{\tau_{01}}\right)^2 \leqslant m, \qquad (6)$$

б) для пластинки между растянутым поясом и продольным ребром (второй пластинки) по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{02}} + \frac{p_2}{p_{02}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_{02}}\right)^2} \leqslant m \qquad (7)$$

Коэффициент m принимается равным 1,0 для клепаных и 0,9 для сварных балок

9 Нормальные сжимающие максимальные напряжения в первой и второй пластинках (σ_1 и σ_2), средние касательные напряжения (τ_1 и τ_2) и местные максимальные сжимающие напряжения под грузом (или катками) по одной из кромок первой и второй пластинок (p_1 и p_2) вычисляются согласно п 3, при этом

$$p_2 = p\frac{h - h_1}{h}$$

10 Нормальные критические напряжения σ_{01} и σ_{02} определяются по формуле (2) (см п 5), как для пластинок с высотой h_1 и h_2 Коэффициенты α находятся по краевым напряжениям σ_c^{max} и σ (рис 2) проверяемой пластинки (первой или второй)

Коэффициенты защемления χ принимаются только для первой пластинки равными в клепаных балках — 1,3, а в сварных — по табл 6

Таблица 6

Коэффициент γ

γ	0,5	1,0	2,0	5,0	>10
χ	1,16	1,22	1,27	1,31	1,35

Для клепаных и сварных балок, объединенных с железобетонной плитой, коэффициент защемления стенки принимается равным 1,35

Приводимый в табл 6 коэффициент γ определяется по формуле (3)

11 Касательные критические напряжения τ_{01} и τ_{02} подсчитываются по формуле (4) (см п 6), при этом величина μ принимается равной отношению большей стороны проверяемой пластинки (первой или второй) к меньшей, а размер b — меньшей из

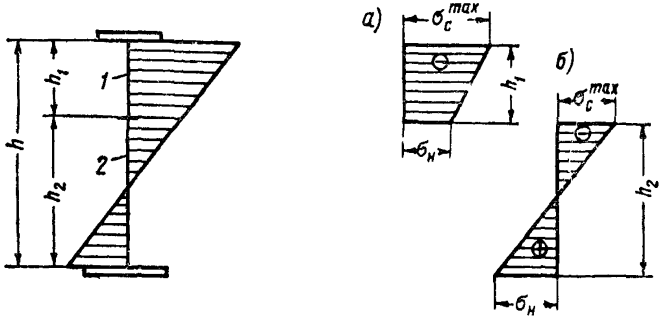


Рис 2

ее сторон Кроме того, для первой пластинки должен быть принят коэффициент защемления

$$\chi' = \frac{1+\chi}{2}$$

Для второй пластинки защемление не учитывается ($\chi = 1$)

12 Местные сжимающие критические напряжения в первой пластинке определяются по формуле

$$p_{01} = 190\chi \frac{(1+\mu_1^2 \iota^2)^2}{\mu_1^2 \iota^2} \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2 \qquad (8)$$

При $\mu_1 = \frac{a}{h_1} \geqslant 0{,}7$ принимается $\iota = 1$, при $0{,}7 > \mu > 0{,}4$ принимается $\iota = 2$

Коэффициент χ для балок, объединенных с железобетонной плитой, а также для клепаных балок (при толщине полок поясных уголков не менее толщины стенки) принимается равным

$\mu_1 = 2{,}0 \quad 1{,}5 \quad 1{,}0 \quad 0{,}8 \quad 0{,}5,$

$\gamma = 1{,}62 \quad 1{,}52 \quad 1{,}31 \quad 1{,}18 \quad 1{,}07$

Коэффициент χ для сварных балок принимается по табл 7

Таблица 7

	Коэффициент γ							
μ_1 / τ	3 0	2 5	2 0	1 5	1 0	0 9	0 6	0 5
2	1,25	1,29	1,32	1,31	1,17	1,13	1,07	1,06
4	1,39	1,43	1,44	1,38	1,19	1,14	1,07	1,06

В случае сосредоточенной нагрузки величина p_{01}, вычисленная по формуле (8), умножается на коэффициент 1,55

Если $a > 2h_1 + 2{,}6\lambda$, то при определении p_{01} рассматривается условная пластинка со сторонами

$$a = 2h_1 + 2{,}6\lambda \quad \text{и} \quad h_1,$$

где λ — длина распределения давления

Местные сжимающие критические напряжения во второй пластинке подсчитываются согласно указаниям п 7, при этом в формуле (5) необходимо принимать $\chi = 1$, а коэффициент z из табл 4 назначать в зависимости от соотношений $\mu' = \dfrac{a}{h - h_1}$

В случае сосредоточенного давления коэффициент ψ находится в зависимости от $\rho = 0{,}35$ и соответствующего значения μ'

13 Проверка местной устойчивости стенки между сжатым поясом и ближайшим ребром (первой пластинки) изгибаемой балки, имеющей поперечные ребра жесткости и несколько продольных ребер жесткости, производится так же, как и при одном ребре Критические нормальные и касательные напряжения для последующих сжатых пластинок определяются так же, как и для первой пластинки, но без учета коэффициента защемления, а для пластинки, пересекающей нейтральную ось балки, — так же, как и для второй пластинки балки при одном ребре

Высоту первой и второй пластинок рекомендуется назначать из условия равноустойчивости, т е равенства критических нормальных напряжений на уровне первого ребра обеих пластинок

Местные сжимающие напряжения по кромке проверяемой пластинки принимаются равными

$$p_l = p\frac{h - h_0}{h}$$

Местные сжимающие критические напряжения в сжатых пластинках, за исключением первой, определяются по п 7 при $\chi = 1$ Коэффициент z находится из табл 4 в зависимости от соотношения

$$\mu' = \frac{a}{h - h_0},$$

где h_0 — высота стенки от горизонтала сжатого пояса в сварных балках или ближайшей риски поясных уголков в клепаных балках до ближайшей кромки проверяемой пластинки (для случая приложения сминающих сил со стороны сжатого пояса)

Проверка местной устойчивости пластинки растянутой зоны производится по формуле

$$\sqrt{\frac{p\dfrac{h-h_0}{h}}{p_0}+\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2}\leqslant m, \tag{9}$$

где m — коэффициент условий работы, оговоренный в п 4,

τ_0 — критическое касательное напряжение в $кг/см^2$ для пластинок, защемленных одной или двумя продольными сторонами,

$$\tau_0=\left(1\,250+\frac{950}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{b}\right)^2, \tag{10}$$

для пластинок, свободно опертых обеими продольными сторонами,

$$\tau_0=\left(1\,020+\frac{760}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{b}\right)^2, \tag{11}$$

где b — меньшая из сторон проверяемого отсека,

μ — отношение большей стороны к меньшей,

h_0 — размер, оговоренный в п 13

$p_0=\kappa_p\left(\dfrac{100\delta}{a}\right)^2$ — критическое сжимающее напряжение в $кг/см^2$,

κ_p принимается по табл 8

Таблица 8

Коэффициент κ_p

$\frac{a}{h-h_0}$	0 4	0 5	0,6	0 7	0 8	1 0	1 5	2 0
Для пластинок, защемленных одной или двумя продольными сторонами	1 240	1 380	1 520	1 650	1 820	2 240	3 860	6 300
Для пластинок, свободно опертых обеими продольными сторонами	920	970	1 020	1 060	1 100	1 190	1 530	2 130

Сжато-изогнутые элементы

Проверка местной устойчивости стенки сжато-изогнутой балки (или арки) производится по формуле

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{03}}+\frac{p\beta}{p_{03}}+\frac{1}{m}\left(\frac{\tau}{\tau_{03}}\right)^2\leqslant m, \tag{13}$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9 для клепаных и 0,8 для сварных балок,

σ_{03} — критическое нормальное напряжение, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{03} = \kappa_\sigma \left(\frac{100\delta}{h_1}\right)^2, \qquad (14)$$

h_1 — высота проверяемой пластинки
при отсутствии продольного ребра жесткости $h_1 = h$,
для пластинки между продольным ребром жесткости и наиболее напряженным поясом $h_1 = h'$,
для пластинки между продольным ребром жесткости и наименее напряженным поясом $h_1 = h - h'$,

κ_σ — коэффициент принимаемый по табл 9 в зависимости от параметра α, где

$$\alpha = \frac{\sigma_c - \sigma_к}{\sigma_c},$$

σ — наибольшее сжимающее нормальное напряжение на расчетной границе проверяемой пластинки стенки (для сечений с одинаковыми поясами согласно табл 10),

$\sigma_к$ — нормальное напряжение на противоположной расчетной границе проверяемой пластинки стенки (для сечений с одинаковыми поясами согласно табл 10),

τ_{03} — критическое касательное напряжение, вычисляемое по формуле (10) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки,

p_{03} — критическое местное сжимающее напряжение, вычисляемое при отсутствии продольного ребра жесткости по формуле (5) при наличии продольного ребра для пластинки с высотой h' — по формуле (8), при наличии продольного ребра для пластинки с высотой $h - h'$ — по формуле (5) и табл 4 с заменой параметра $\frac{a}{h}$ на параметр $\frac{a}{h - h'}$ и принимая $\gamma = 1$,

β — коэффициент принимаемый равным $\frac{h - h'}{h}$ при наличии продольного ребра для проверки пластинки высотой $h - h'$ и равным 1 для пластинок высотой h или h'.

Таблица 9

Коэффициент κ_σ

		0 2	0 4	0 6	0 8	1 0	1	1 4	1 6	1,8
κ'_σ	При отсутствии продольного ребра	1 183	1 488	1 680	1 930	2 260	2 720	3 340	4 310	5 420
	При наличии продольного ребра	1 098	1 233	1 405	1 628	1 920	2 345	2 900	3 895	4 815

Таблица 10

Формулы для $\sigma_с$ и $\sigma_к$

Напряжение	При отсутствии продольного ребра	При наличии продольного ребра для пластинки	
		высотой h	высотой $h-h$
$\sigma_с$	$\frac{N}{F_{бр}}+\frac{Mh}{2I_{бр}}$	$\frac{N}{F_{бр}}+\frac{Mh}{2I_{бр}}$	$\frac{N}{F_{бр}}+\frac{M(0{,}5h-h')}{I_{бр}}$
$\sigma_к$	$\frac{N}{F_{бр}}-\frac{Mh}{2I_{бр}}$	$\frac{N}{F_{бр}}+\frac{M(0{,}5h-h')}{I_{бр}}$	$\frac{N}{F_{бр}}-\frac{Mh}{2I_{бр}}$

В таблице N — сжимающая сила,

$F_{бр}$ — площадь сечения брутто балки

При $\alpha\leqslant 0{,}4$ расчетная высота h_1 проверяемой пластинки должна быть не более $(40+0{,}2\lambda)\,\delta$ и не более 75δ. В случае недонапряжения пластинки значение h_1 может быть увеличено в $\sqrt{\frac{R\varphi}{\sigma}}$ раз, но не более чем на 20% (где $\sigma=\frac{N}{F}$ — расчетное напряжение и φ — коэффициент понижения несущей способности)

Приложение 19
(к п 680)

СРЕДНИЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

Вид грунтов			Коэффициент пористости	Природная влажность W в %	Влажность на границе раскатывания $W_р$ в %	Объемный вес $\gamma_н$ в $т/м^3$	Сцепление c в $кг/см^2$		Угол внутреннего трения $\varphi_н$	Модуль деформации E в $кг/см^2$
							нормативное	расчетное		
1			2	3	4	5	6	7	8	9
Песчаные	Крупные		0,4—0,5	15—18	—	2,05	0,02	0	42	460
			0,5—0,6	19—22	—	1,95	0,01	0	40	400
			0,6—0,7	23—25	—	1,90	0	0	38	330
	Средней крупности		0,4—0,5	15—18	—	2,05	0,03	0	40	460
			0,5—0,6	19—22	—	1,95	0,02	0	38	400
			0,6—0,7	23—25	—	1,90	0,01	0	35	330
	Мелкие		0,4—0,5	15—18	—	2,05	0,06	0	38	370
			0,5—0,6	19—22	—	1,95	0,04	0	36	280
			0,6—0,7	23—25	—	1,90	0,02	0	32	240
	Пылеватые		0,5—0,6	15—18	—	2,05	0,08	0,05	36	140
			0,6—0,7	19—22	—	1,95	0,06	0,03	34	120
			0,7—0,8	23—25	—	1,90	0,04	0,02	28	100
Глинистые	Пылеватые	Супеси	0,4—0,5	15—18	<9 4	2,10	0,10	0,06	30	180
			0,5—0,6	19—22		2,00	0,07	0 05	28	140
			0,6—0,7	23—25		1,95	0,05	0,02	27	110
	Суглинки		0,4—0,5	15—18	9,5—12 4	2,10	0,12	0,07	25	230
			0,5—0,6	19—22		2,00	0,08	0,05	24	160
			0,6—0,7	23—25		1,95	0,06	0,03	23	130

Продолжение

Вид грунтов			Коэффициент пористости e	Природная влажность W в %	Влажность на границе раскатывания $W_р$ в %	Объемный вес $\gamma_н$ в $т/м^3$	Сцепление c в $кг/см^2$		Угол внутреннего трения $\varphi_н$	Модуль деформации E в $кг/см^2$
							нормативное	расчетное		
1			2	3	4	5	6	7	8	9
Глинистые	Суглинки	Глины	0,4—0,5	15—18	12,5—15,4	2,10	0,42	0,25	24	450
			0,5—0,6	19—22		2,00	0,21	0,15	23	210
			0,6—0,7	23—25		1,95	0,14	0,10	22	150
			0,7—0,8	26—29		1,90	0,07	0,05	21	120
			0,5—0,6	19—22	15,5—18,4	2,00	0,50	0,35	22	390
			0,6—0,7	23—25		1,95	0 25	0,15	21	180
			0,7—0,8	26—29		1,90	0,19	0,10	20	150
			0,8—0,9	30—34		1,85	0,11	0,08	19	130
			0,9—1,0	35—40		1,80	0,08	0,05	18	80
			0,6—0,7	23—25	18,5—22,4	1,95	0,68	0,40	20	330
			0,7—0,8	26— 29		1,90	0,34	0,25	19	190
			0,8—0,9	30—34		1,85	0 28	0,20	18	130
			0,9—1,0	35—40		1,80	0,19	0,10	17	90
			0,7—0,8	26—29	22,5—26,4	1,90	0,82	0,60	18	280
			0,8—0,9	30—34		1,85	0,41	0,30	17	160
			0,9—1,1	35—40		1,75	0,36	0,25	16	110
			0,8—0,9	30—34	26,5—30,4	1,85	0,94	0,65	16	240
			0,9—1,1	35—40		1,75	0,47	0,35	15	140

Примечания 1 Средние удельные веса приняты для песков — 2,66, супесей — 2,70, суглинков — 2,71, глин — 2,74 Заполнение пор водой 0,9

2 Значения E для песков крупных и средней крупности даны при коэффициенте неоднородности $k = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 3$, при $k > 5$ они должны быть уменьшены в три раза против указанных в таблице Промежуточные значения E определяются по интерполяции Здесь d_{60} и d_{10} — диаметры частиц, меньше которых содержится соответственно 60 и 10% частиц

3 Расчетные значения углов внутреннего трения φ принимаются для оснований ниже нормативных значений на 2

Приложение 20
(к пп 681, 685)

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ОСНОВАНИЙ

1 Указания настоящего приложения по определению расчетных сопротивлений песчаных оснований по условию прочности (устойчивости) в зависимости от физико-механических характеристик грунта применимы при мощности слоя ниже подошвы фундамента не менее полуторного размера меньшей его стороны или диаметра Указания распространяются на действие сил, центрально и внецентренно приложенных на уровне подошвы фундамента с отклонением равнодействующей от вертикали не более чем на 5° Настоящее приложение относится к фундаментам следующих типов

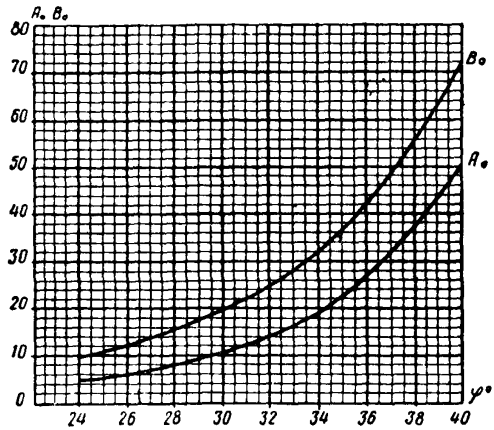


Рис 1

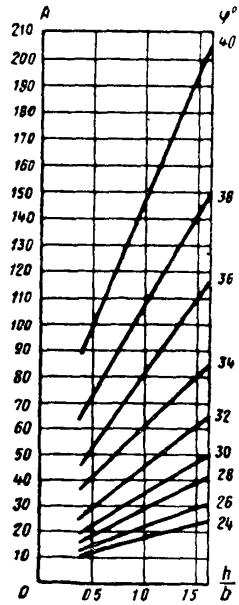


Рис 2

а) массивным прямоугольного, кругового и квадратного очертания со сплошным опиранием при относительном заглублении $\frac{h}{b}$ или $\frac{h}{d}$ не более 4, где b — ширина (меньшая сторона) или d — диаметр, h — глубина заложения подошвы фундамента,

б) отдельным сваям-оболочкам и колодцам-оболочкам (диаметром от 0,8 до 4,0 *м*) при относительном заглублении $\frac{h}{d}$ не более 25, где d — диаметр оболочки, погружаемой с сохранением грунтового ядра на высоту не менее 2 *м* и не менее половины диаметра

2 При длине большей стороны фундамента, превышающей полуторную его ширину, все фундаменты рассчитываются, как прямоугольные, а в остальных случаях — как квадратные

3 Расчетное сопротивление песчаного основания в $т/м^2$ под фундаментом с $\frac{h}{b} \leqslant 1{,}5$, не имеющим возможности боковых смещений и наклонов в процессе осадки, а также основания под заглубленным фундаментом $1{,}5 < \frac{h}{b} \leqslant 4$ при действии нагрузки с эксцентриситетом, не превышающим радиуса ядра сечения, определяется по формулам

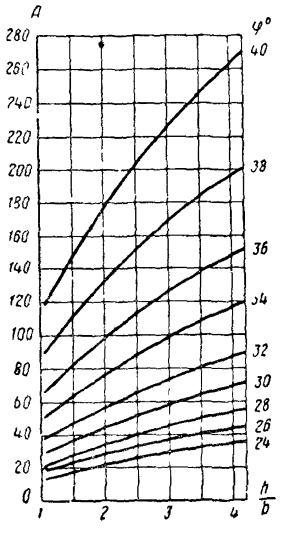


Рис 3

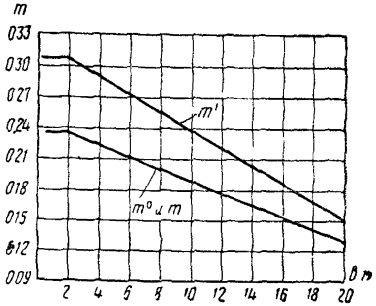


Рис 4

а) под прямоугольным фундаментом

$$R = \gamma b A^\circ m^\circ + \gamma_1 h B^\circ m^\circ, \qquad \text{(случай 1а)}$$

$$R = \gamma b A m, \qquad \text{(случай 1б)}$$

$$R = \gamma b A' m', \qquad \text{(случай 2а)}$$

где γ — расчетный объемный вес грунта на уровне подошвы фундамента в $т/м^3$, равный нормативному объемному весу, умноженному на коэффициент однородности 0,80*,

γ_1 — приведенный объемный вес грунта в $т/м^3$, расположенного выше подошвы фундамента, равный нормативному объемному весу, умноженному на коэффициент однородности 0,85*,

A°, B°, A и A' — безразмерные коэффициенты, принимаемые в зависимости от расчетного угла внутреннего трения и относительного заглубления по графикам рис 1, 2 и 3,

* Для случаев учета гидростатического взвешивания коэффициент однородности принимается равным 1,0

m°, m и m' — коэффициенты условий работы, принимаемые в зависимости от ширины фундамента по графику рис 4,

б) под круговым и квадратным фундаментом, а также сваями-оболочками и колодцами оболочками

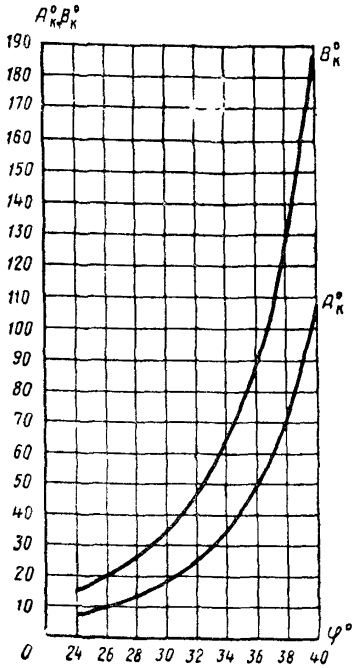


Рис 5

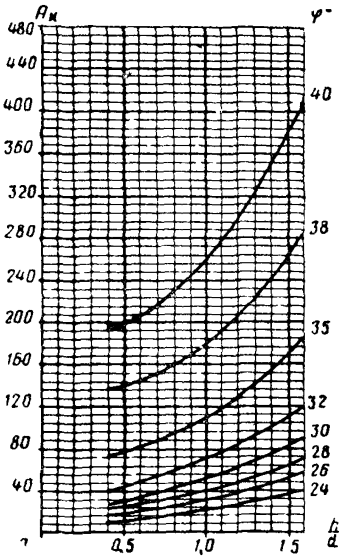


Рис 6

$$R = \gamma d A_к m_к^\circ + \gamma_1 h B_к m_к, \qquad \text{(случай 1а)}$$

$$R = \gamma d A_к m_к, \qquad \text{(случай 1б)}$$

$$R = \gamma d A_к m_к, \qquad \text{(случай 2а)}$$

где d — диаметр или ширина фундамента в $м$,

$A_к$, $B_к^\circ$, $A_к$ и $A_к$ — безразмерные коэффициенты, принимаемые по графикам рис 5, 6 и 7,

$m_к$ $m_к$ и $m_к$ — коэффициенты условий работы, принимаемые по графикам рис 8

4 Расчетное сопротивление основания в $т/м^2$ под отдельными сваями оболочками и колодцами-оболочками при $\frac{h}{d} > 4$ незави

симо от величины эксцентриситета приложения нагрузки определяется по формулам

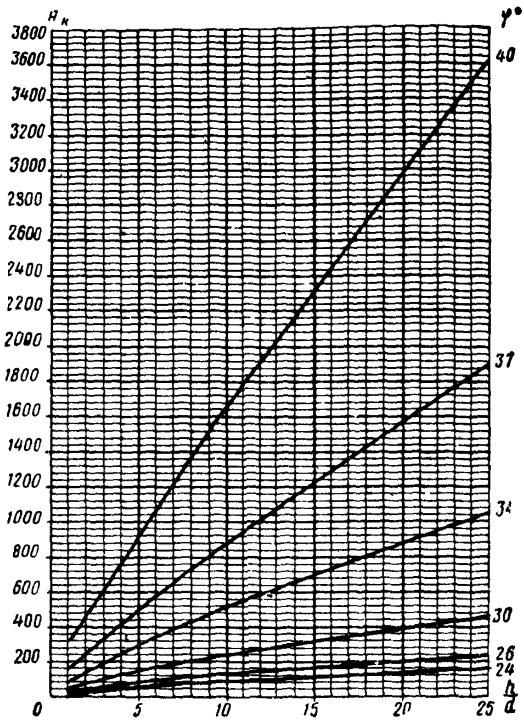


Рис 7

а) при погружении оболочек в песчаный грунт

$$R = \gamma d A_к m_к,$$

б) при погружении оболочек в разнородные грунты с заглублением в песчаный грунт основания не менее диаметра и не менее 3 *м*

$$R = \gamma d A_к^{\circ} m_к' + \alpha \gamma_1 h B_к^{\circ} m_к,$$

где $A_к$ — принимается по графику рис 7,

$A_к$ и $B_к$ — принимаются по графику рис 5 для грунта основания,

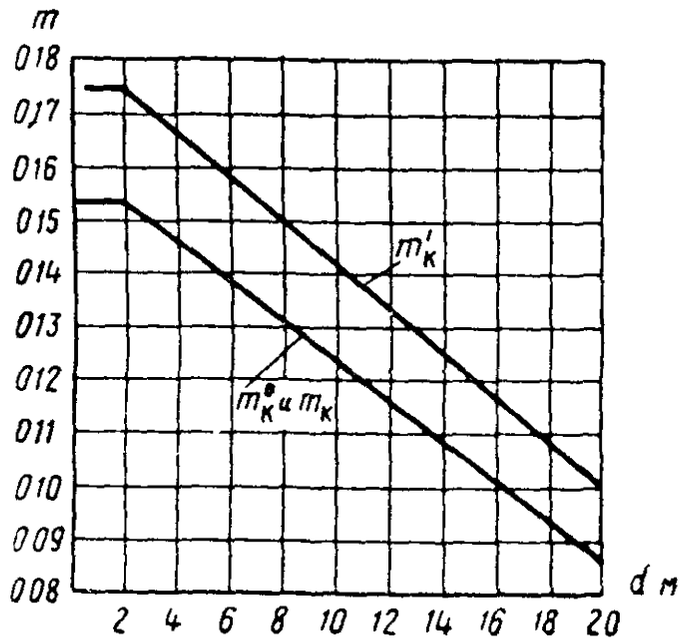


Рис 8

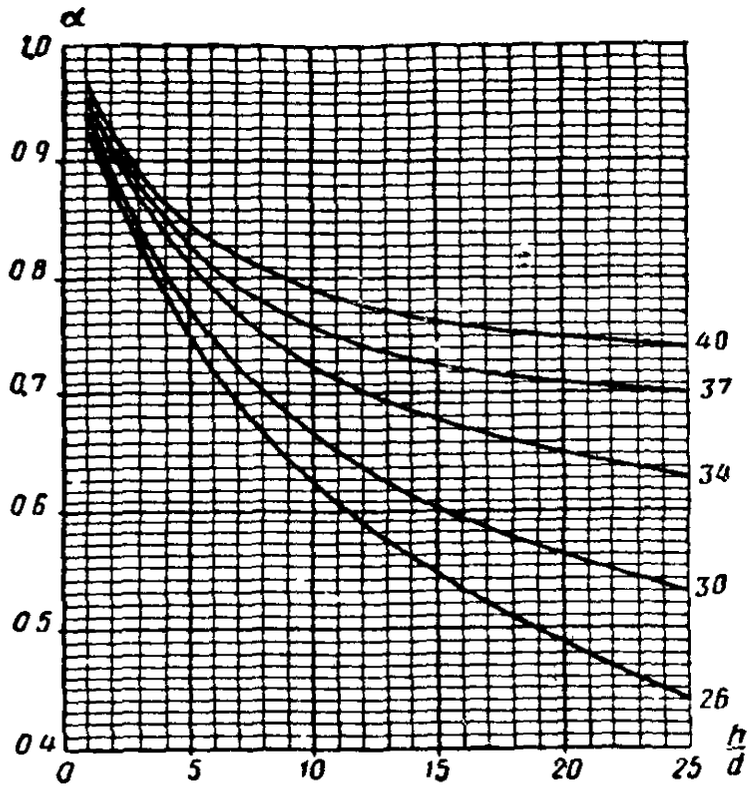


Рис 9

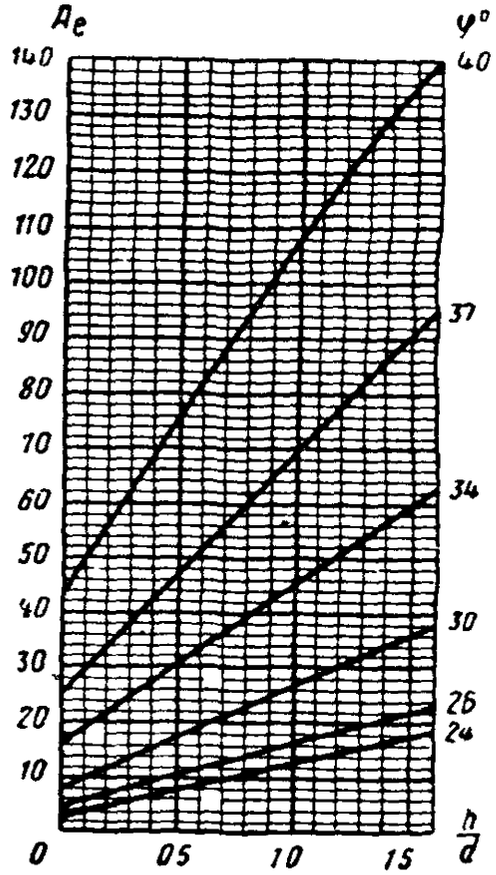


Рис 10

α — коэффициент, определяемый по графику рис 9 соответственно среднему значению φ для грунтов, пройденных оболочкой,

$m_к'$ — коэффициент условий работы, принимаемый для оболочек диаметром $d = 0{,}8$ *м* $m_к = 0\ 25$, для $d = 4{,}0$ *м* $m_к = 0\ 18$, а при $\varphi = 36°$ соответственно 0,20 и 0,15

5 Расчетное сопротивление песчаного основания в *т/м*^{2} под фундаментом с относительным заглублением $\frac{h}{b} \leqslant 1{,}5$, имеющим возможность боковых смещений или наклона в процессе осадки, при действии нагрузки с эксцентриситетом, не превышающим радиуса ядра сечения, для прямоугольных, квадратных и круговых фундаментов определяется по формуле

$$R = \gamma d A_e m, \qquad \text{(случаи 1а и 1б)}$$

где A_e — безразмерный коэффициент, принимаемый по графику рис 10,

m — коэффициент условий работы, принимаемый по графику рис 4

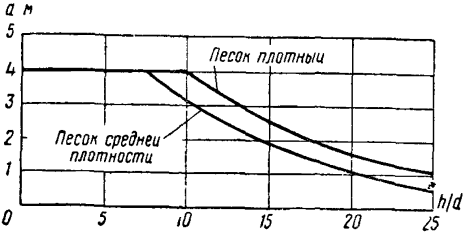


Рис 11

6 Выбор расчетных случаев производится

а) для массивных сплошных фундаментов, а также свай-оболочек и колодцев-оболочек при $\frac{h}{d} \leqslant 4$ по таблице

Плотность песка в основании	Расчетный случай			
	1а	1б	2а	2б
	Относительное заглубление $\frac{h}{b}$ или $\frac{h}{d}$			
Плотный	До 0,5	0,5—1,5	1,6—4,0	Более 4,0
Средней плотности	» 0,5	0,5—1,0	1,1 -3,0	» 3,0

б) для отдельных свай-оболочек и колодцев-оболочек при $4 < \frac{h}{d} \leqslant 25$ (рис 11) расчетными являются формулы п 4, а при боль-

шем относительном заглублении, чем указано на рис 11, — случай 2б

Примечания 1 Если при относительном заглублении и плотности песка, соответствующих случаю 1б (по таблице), выше подошвы фундамента залегают слабые грунты, то расчет производится по формулам случая 1а

2 Рассчитывать песчаные основания в случае 2б по прочности не требуется, расчет должен производиться только по деформациям (осадкам)

Приложение 21
(к пп 681, 688)

РАСЧЕТНАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ (ПО ГРУНТУ) СВАЙ, ОБОЛОЧЕК И ДРУГИХ ФУНДАМЕНТОВ ОПУСКНЫХ СИСТЕМ

1 Расчетная несущая способность по осевому сжатию (по грунту) одной сваи, сваи-оболочки, колодца-оболочки, опускного колодца и кессона определяется по формуле

$$P_0 = 0{,}7\, m_2 \left(U \sum \alpha_i f_i^{\text{н}} l_i + F R^{\text{н}}\right)$$

Расчетная несущая способность по осевому растяжению (по грунту) одной сваи определяется по формуле

$$P_0 = 0{,}4\, m_2 U \sum \alpha_i f_i^{\text{н}} l_i$$

Здесь 0,7 и 0,4 — коэффициенты однородности,

m_2 — коэффициент условий работы для свай и свай-оболочек, принимаемый по табл 1, причем произведения 0,7 m_2 и 0,4 m_2 используются также для перехода от предельной несущей способности при испытании сваи или сваи-оболочки к ее расчетной несущей способности, для кессонов, опускных колодцев и колодцев-оболочек $m_2 = 1$,

U — периметр поперечного сечения ствола сваи, оболочки и т п ,

l_i — толщина отдельных слоев грунта, пройденных сваей, оболочкой и т п , ниже уровня местного размыва при расчетном расходе воды,

Таблица 1

Коэффициент m_2

Тип ростверка	Число свай или свай оболочек в ростверке			
	1—5	6—10	11—20	21 и более
Высокий	0,80	0,85	0,90	1,00
Низкий	0,85	0,90	1,00	1,00

$f_i^н$ — предельное сопротивление сил трения слоев грунта, определяемое по табл 2, где средняя глубина расположения слоя грунта соответствует расстоянию от наинизшего уровня воды (или дневной поверхности грунта—на суходолах) до середины толщины слоя l_i При наличии торфов боковое трение грунтов выше подошвы низшего слоя торфа учитывается со знаком минус, причем для торфа принимается $f_i^н = 0{,}5$ $т/м^2$ независимо от глубины его залегания,

Таблица 2

Предельное сопротивление сил трения $f_i^н$ в $т/м^2$

Средняя глубина расположения слоя грунта в $м$	Пески и супеси[1]			Суглинки и глины при коэффициенте консистенции B						Для винтовых и буровых свай не зависимо от вида грунтов
	крупные и средние	мелкие	пылеватые	0 2	0 3	0 4	0 5	0 6	< 0 6	
1	3,5	2,3	1,5	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2	0,8
2	4 2	3,0	2,0	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3	1,1
3	4,8	3,5	2,5	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4	1,3
4	5,3	3,8	2,7	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5	1,4
5	5,6	4,0	2,9	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6	1,5
7	6,0	4,3	3,2	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7	1,6
10	6,5	4,6	3,4	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8	1,7
15	7,2	5,1	3,8	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0	1,8
20	7,9	5,6	4,1	7,9	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2	2,0
25	8,6	6,1	4,4	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—	2,2
30	9,3	6,6	4,7	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—	2,4
35	10,0	7,0	5,0	10,0	7,1	5,0	3,6	2,2	—	2,6

[1] При погружении с подмывом и последующей добивкой после отключения подмыва вводится коэффициент 0,9

α_i — коэффициент, принимаемый для свай и оболочек по табл 3, а для опускных колодцев и кессонов — $\alpha_i = 0{,}7$,

Таблица 3

Коэффициент α_i

Тип фундамента	Забивка	Вибропогружение в грунты			
		песчаные	супеси	суглинки	глины
Сваи	1,0	1,1	0,9	0,7	0,6
Сваи оболочки	0,9	1,0	0,9	0,7	0,6
Колодцы оболочки	—	0,9	0,7	0,6	0,5

F — площадь опирания сваи или подошвы фундамента опускной системы,

$R^н$ — предельное сопротивление нескального грунтового основания в плоскости острия сваи или подошвы фундамента опускной системы, определяемое в соответствии с п 2

При погружениях свай вибрацией величина сопротивления острия $FR^н$ умножается на соответствующее значение α_i

Таблица 4

Предельное сопротивление грунта основания $R^н$ в $т/м^2$

Пески и супеси средней плотности[1]		Гравелистые	Крупные	—	Средние	Мелкие	Пылеватые
Суглинки и глины при коэффициенте консистенции B		0 0	0 1	0 2	0 3	0 4	0 5
Глубина забивки сваи в $м$	4	820	530	380	280	180	120
	5	880	560	400	300	190	130
	7	950	600	430	320	210	140
	10	1 050	680	490	350	240	150
	15	1 170	750	560	400	280	160
	20	1 260	820	620	450	310	170
	25	1 340	880	680	500	340	180
	30	1 420	940	740	550	370	190
	35	1 500	1 000	800	600	400	200

[1] При плотных песках и супесях значения $R^н$ увеличиваются на 30%

Таблица 5

Коэффициент к сопротивлению $R^н$ для камуфлетных свай

Отношение диаметра камуфлетного уширения к диаметру ствола сваи	Вид грунта в плоскости острия (подошвы) сваи			
	пески	супеси	суглинки с $B = 0\,5$	глины с $B = 0\,5$
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00
1,5	0,95	0,85	0,75	0,70
2,0	0,90	0,80	0,65	0,50
2,5	0,85	0,75	0,50	0,40
3,0	0,80	0,60	0,40	0,30

2 Для забивных свай, а также для труб диаметром не более 0,8 *м*, погружаемых забивкой в любые грунты (а вибропогружателями — только в песчаные грунты) с открытым нижним концом и с оставлением грунтового ядра на высоту не менее трех диаметров, величина $R^{н}$ определяется по табл 4

При грунтах крупнообломочных (щебенистых, галечниковых, валунных) и связных твердой консистенции (при $B<0$) принимается $R^{н} = 2000\ т/м^2$

Для камуфлетных свай значения $R^{н}$, принимаемые по табл 4, умножаются на коэффициенты из табл 5

Для других фундаментов, опираемых на песчаные грунты и удовлетворяющих требованиям, изложенным в приложении 20, принимается $R^{н}=1{,}4\ R$, где R—расчетное сопротивление согласно упомянутому приложению

В остальных случаях принимается $R^{н} = 1{,}4\ R$, где R—расчетное сопротивление согласно п 682

При опирании забивных свай на скальные грунты (породы) принимается $R^{н} = 1{,}4\ R$, где R — расчетное сопротивление согласно п 683, но не менее 2 000 $т/м^2$

3 Расчетная сила трения по боковой поверхности фундаментов опускных систем принимается равной $0{,}7\ U\sum\alpha_i f_i^{н} l_i$

4 Расчетная несущая способность по грунту свай-оболочек и колодцев-оболочек, нижние концы которых опираются на скальные грунты (породы) без заглубления в них, определяется по формуле $P_0 = RF$, а при заглублении (заделке) нижних концов на глубину h, но не менее 0,5 *м*, в невыветрившуюся часть скального грунта (породы) — по формуле

$$P_0 = R(0{,}1\ Uh + 1{,}5F),$$

где R — расчетное сопротивление согласно п 683 в $т/м^2$ Остальные обозначения приведены выше и принимаются в метрах

Приложение 22
(к п 688)

ПРОВЕРКА СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА КАК МАССИВНОГО

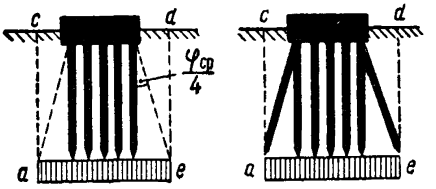
Проверка фундамента из свай и свай-оболочек, рассматриваемого как массивный фундамент, условно ограниченный контуром *acde* (см рисунок), производится по формуле

$$\frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leqslant R,$$

где N — вертикальная составляющая в плоскости подошвы свайного фундамента с учетом веса грунтового массива *acde* вместе с заключенными в нем сваями или оболочками,

M — момент относительно центра тяжести в уровне подошвы плиты ростверка от расчетных нагрузок (с коэффициентами перегрузки),

F и W — площадь и момент сопротивления условного массивного фундамента в уровне нижних концов свай или подошвы оболочек,



R — расчетное сопротивление грунта в уровне нижних концов свай или подошвы оболочек,

$\varphi_{cp} = \frac{\varphi_1 l_1 + \varphi_2 l_2 + \quad + \varphi_n l_n}{l_0}$ — средневзвешенное значение расчетных углов внутреннего трения для пройденных грунтов,

φ_1, φ_2, φ_n — расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных пройденных слоев грунта толщиной l_1, l_2, l_n,

l_0 — средняя глубина погружения свай или оболочек в грунт, считая от его поверхности с учетом размыва при расчетном расходе водотока или от подошвы плиты ростверка, если она ниже

Приложение 23
(к п 689)

ПРОВЕРКА ДАВЛЕНИЙ ПО ПОДСТИЛАЮЩИМ ГРУНТОВЫМ СЛОЯМ

Проверка давлений по подстилающим грунтовым слоям производится по формуле (в *кг/см*^{2})

$$0{,}1\,\gamma\,(h + z_i) + \alpha\,(\sigma - 0{,}1\,\gamma h) \leqslant R,$$

где σ — среднее давление по подошве фундамента от расчетных нагрузок, передаваемое на грунты основания, в *кг/см*^{2},

γ — приведенный объемный вес грунта в *т/м*^{3},

h — глубина заложения фундамента в *м*,

Коэффициент α

$\frac{z_i}{b}$	Для круга	Для прямоугольника с отношением сторон подошвы фундамента $\frac{a}{b}$											
		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	0,878	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	0,518	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	0,469	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
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	0,124	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	0,033	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	0,030	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	0,027	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	0,025	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	0,023	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	0,021	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	0,019	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	0 018	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	0,017	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

Примечание Для промежуточных значений $\frac{z}{b}$ величина коэффициента α определяется по интерполяции

z_i — расстояние от подошвы фундамента до поверхности проверяемого подстилающего слоя грунта в *м*,

α — коэффициент, принимаемый по таблице,

R — расчетное сопротивление подстилающего грунта, принимаемое для расчетных размеров фундамента,

a — бо́льшая сторона прямоугольного в плане фундамента,

b — меньшая его сторона или диаметр кругового фундамента

Приложение 2
(к п 690)

ПРОВЕРКА СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ

Проверка свайного фундамента при низком ростверке на действие горизонтальных сил производится по формуле

$$\frac{\sum T}{nP_г} \leqslant m,$$

где $\sum T$ — сумма составляющих всех сил, параллельных подошве ростверка,

n — число свай в фундаменте,

m — коэффициент условий работы, принимаемый по табл 1,

$P_г$ — допускаемая горизонтальная нагрузка на сваю При отсутствии экспериментальных данных величины $P_г$ для свайных фундаментов допускается принимать по табл 2

Таблица 1

Число свай n	Коэффициент m
1 — 5	0,85
6 — 10	0,90
11 и более	1,00

Таблица 2

Допускаемая горизонтальная нагрузка $P_г$ на сваю

Грунты под подошвой ростверка на глубину kd*	Расчетная глубина kd заделки в грунте свай		$P_г$ в *т* для свай					
			деревянных диаметром в *см*			железобетонных размерами сечения в *см*		
	деревянных	железобетонных	28	30	32	30×30	35×35	40×40
Пески средней плотности, супеси, суглинки и глины тугопластичные	4,5 d	6 d	2,6	2,8	2,8	6	7	8

Продолжение

Грунты под подошвой ростверка на глубину kd*	Расчетная глубина kd заделки в грунте свай		P_r в m для свай					
			деревянных диаметром в $см$			железобетонных размерами сечения в $см$		
	деревянных	железобетонных	28	30	32	30×30	35×35	40×40
Пески и супеси пылеватые, рыхлые, суглинки и глины мягкопластичные или слежавшиеся . .	5 d	7 d	1,4	1,5	1,6	2,5	3	3,5
Илы, супеси, суглинки и глины текучепластичные	6 d	8 d	0,5	0,5	0,6	1	1,5	2

* d — толщина ствола сваи в пределах глубины kd

Сопротивление грунта, окружающего плиту ростверка, условно в данном расчете не учитывается

Приложение 25
(к п 691)

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ С УЧЕТОМ ЗАДЕЛКИ

1 Расчет фундаментов производится с учетом их жесткости. При этом допускается грунт рассматривать, как упруго деформирующуюся среду с коэффициентом постели, нарастающим пропорционально глубине

2 При расчете фундаментов различаются два случая первый, когда фундамент представляет нераздельную конструкцию или конструкцию, состоящую из нескольких элементов (столбов), расположенных в одной плоскости, перпендикулярной плоскости действия сил, и второй, когда столбы расположены в нескольких плоскостях, перпендикулярных плоскости действия сил

В первом случае фундамент рассчитывается по схеме закрепленного в грунте стержня, а во втором — по схеме рамы со стойками, нижние части которых имеют заделку в грунте, верхние же концы объединены ригелем (плитой ростверка).

3 При глубине h заложения фундамента в грунте, удовлетворяющей условию $\alpha h \leqslant 2{,}5$, давление на грунт допускается определять, полагая жесткость фундамента бесконечно большой, и расчет его в первом из указанных в п 2 случаев производить согласно нижеследующим указаниям настоящего приложения.

Коэффициент деформации фундамента в грунте

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_p}{EI}},$$

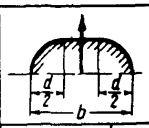
где EI — жесткость фундамента на изгиб,

b_p — расчетная ширина фундамента, по которой учитывается горизонтальное давление грунта на его боковую поверхность При расчете фундаментов нераздельной конструкции $b_p = \kappa_\phi (b + 1)$, при расчете фундаментов, состоящих из n столбов, $b_p = n\kappa_\phi (b + 1)$, но не более увеличенного на 1 *м* наибольшего размера сечения фундамента в плоскости, перпендикулярной плоскости действия сил,

b — проекция сечения фундамента нераздельной конструкции или сечения элемента фундамента раздельной конструкции на плоскость, перпендикулярную плоскости действия сил,

κ_ϕ — коэффициент, учитывающий очертание той части поверхности фундамента, которой он оказывает горизонтальное давление на грунт Значение коэффициента κ_ϕ принимается по табл 1,

Таблица 1

Контур сечения той части фундамента которой он оказывает горизонтальное давление на грунт			
Значение коэффициента K_ϕ	1 0	0,9	$1 0 - 0 1 \frac{d}{b}$

m — коэффициент пропорциональности, характеризующий изменение коэффициента постели с глубиной Значение m принимается по табл 2 в зависимости от наименования грунта, через толщу которого фундамент погружен

4 Горизонтальное давление на глубине y, действующее по передней или задней граням фундамента (см рисунок), определяется по формуле

$$\sigma = \frac{6H}{Ah} y (y_0 - y),$$

где H — равнодействующая внешних горизонтальных сил,

$y_0 = \dfrac{\beta b_p h^2 (4\lambda - h) + 6aW}{2\beta b_p h (3\lambda - h)}$ — расстояние от поверхности грунта до оси поворота фундамента,

$A = \dfrac{\beta b_p h^3 + 18aW}{2\beta (3\lambda - h)}$ — коэффициент,

a — больший размер подошвы фундамента в плоскости действия сил (см рисунок),

W — момент сопротивления подошвы фундамента,

$\lambda = \frac{M}{H}$ — расстояние от равнодействующей внешних горизонтальных сил до подошвы фундамента,

M — суммарный момент внешних горизонтальных сил в сечении по подошве фундамента,

$\beta = \frac{mh}{C}$ — отношение коэффициентов постели, характеризующих сжимаемость на глубине h грунта, расположенного выше отметки подошвы фундамента, и грунта в его основании При расчете фундаментов с наклонными гранями, а также с уступами, расположенными ниже поверхности грунта, меньшая плотность окружающего фундамент грунтового тела учитывается уменьшением значения β в два раза,

C — коэффициент постели грунта в основании фундамента, принимаемый равным (в $т/м^3$)

при опирании на нескальные грунты

$$C = m_0 h, \text{ но не менее } 10\ m_0;$$

при опирании на скальные грунты (породы),

$C = 30\,000$, если $R_{сж} = 100\ т/м^2$;

$C = 1\,500\,000$, если $R_{сж} \geqslant 2\,500\ т/м^2$,

где $R_{сж}$ — согласно п 683



При промежуточных значениях $R_{сж}$ величины C определяются по интерполяции,

m_0 — коэффициент пропорциональности, принимаемый по табл 2 в зависимости от грунта в основании фундамента

5 Наибольшее σ_1 и наименьшее σ_2 давления по подошве фундамента определяются по формуле

Таблица 2

Коэффициенты пропорциональности для нескальных грунтов

№ по пор	Наименование грунта	Значения m и m_0 в $т/м^4$
1	Текучепластичные глины и суглинки, илы	100—200
2	Мягкопластичные суглинки, супеси и глины, пылеватые пески, а также пески рыхлые	200—400
3	Тугопластичные суглинки, супеси и глины, пески мелкие и средние .	400—600*
4	Твердые суглинки, супеси и глины, крупные пески . .	600—1 000*
5	Пески гравелистые, грунты крупнообломочные	1 000—2 000*

* Для плотных песков и супесей повышаются на 30%

$$\sigma_{1\,2} = \frac{N}{F} \pm \frac{3aH}{A\beta},$$

где N — продольная сила в сечении по подошве фундамента с учетом трения по его боковой поверхности согласно приложению 21,

F — площадь сечения по подошве фундамента

6 Изгибающие моменты M_y, действующие в поперечных сечениях фундамента на разных глубинах y, определяются по формуле

$$M_y = H\left\{\lambda - h + y\left[1 - \frac{b_p y^2}{2Ah}(2y_0 - y)\right]\right\}.$$

7. При действии на фундамент момента M, создаваемого внецентренным приложением вертикальной силы (случай, когда $H = 0$ и $\lambda = \infty$), величины σ, σ_1 и σ_2 определяются по формулам

$$\sigma = \frac{2\beta M}{Bh} y(y_0 - y),$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{F} \pm \frac{aM}{B},$$

где

$$y_0 = \frac{2}{3} h,$$

$$B = \frac{1}{18} \beta b_p h^3 + aW$$

8 Среднее давление $\sigma_c = \frac{N}{F}$, а также определенное по формуле п 5 или 7 настоящего приложения наибольшее давление σ_1 по подошве фундамента должны удовлетворять условиям

$$\sigma_c \leqslant R,$$

$$\sigma_1 \leqslant R \text{ (или } 1{,}2\,R \text{ — согласно п 684)},$$

при этом горизонтальные давления σ должны удовлетворять условиям

$$\sigma_{h/3} \leqslant \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos\varphi}\left(\frac{\gamma h}{3}\operatorname{tg}\varphi + c\right);$$

$$\sigma_h \leqslant \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos\varphi}(\gamma h \operatorname{tg}\varphi + c),$$

где $\sigma_{h/3}$ и σ_h — горизонтальные давления фундамента на грунт на глубине $y = \frac{h}{3}$ и соответственно $y = h$,

φ — расчетный угол внутреннего трения грунта, принимаемый меньше нормативного на 10% и не менее чем на 2°,

γ — объемный вес грунта с учетом гидростатического давления,

c — расчетное сцепление грунта, принимаемое равным нормативному с коэффициентом однородности 0,5,

η_1 — коэффициент, принимаемый равным $\eta_1 = 1{,}0$ во всех случаях, кроме случаев расчета опор статически неопределимых арочных распорных пролетных строений, в которых принимается $\eta_1 = 0{,}7$,

$\eta_2 = 0{,}2 + 0{,}8\left(1 - \frac{M_п}{M}\right)$ — коэффициент, учитывающий долю постоянной нагрузки в суммарной,

$M_п$ — момент в сечении по подошве фундамента только от постоянно действующих внешних нагрузок

9 Горизонтальное перемещение δ верха опоры определяется по формуле

$$\delta = \omega\left(y_0 \kappa_1 + l\kappa_2\right) + \delta_0,$$

где l — расстояние от поверхности грунта с учетом размыва до верха опоры,

δ_0 — горизонтальное перемещение верха опоры за счет деформации тела опоры и части фундамента, расположенной выше поверхности грунта,

κ_1 и κ_2 — коэффициенты, учитывающие влияние конечной жесткости фундамента и принимаемые по табл 3;

ω — угол (в радианах) поворота фундамента бесконечной жесткости, определяемый по формулам

Таблица 3

Коэффициенты κ_1 и κ_2

αh	Коэффициент	λ/h				
		1	2	3	5	∞
1,6	κ_1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	κ_2	1,0	1,1	1,1	1,1	1 1
1,8	κ_1	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1
	κ_2	1,1	1,2	1,2	1,2	1,3
2,0	κ_1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2
	κ_2	1,2	1,3	1,4	1,4	1,4
2,2	κ_1	1,1	1 2	1,2	1,2	1,2
	κ_2	1,2	1,5	1,6	1,6	1,7
2,4	κ_1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,3
	κ_2	1,3	1,8	1,9	1,9	2,0
2,5	κ_1	1,2	1,3	1,4	1,4	1,4
	κ_2	1,4	1,9	2,1	2,2	2,3

при действии только горизонтальной силы H с плечом λ

$$\omega = \frac{6H}{Amh},$$

при действии только момента M (при $H = 0$)

$$\omega = \frac{2\beta M}{Bmh}.$$

Приложение 26
(к п. 693)

УКАЗАНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДАВЛЕНИЯ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТОВ УСТОЕВ МОСТОВ ОТ ВЕСА ПОДХОДНЫХ НАСЫПЕЙ

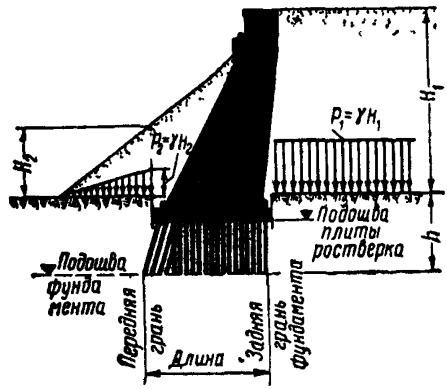
Дополнительные давления в *кг/см*² на грунты основания в плоскости подошвы массивного или свайного фундамента устоя от веса примыкающей части подходной насыпи (см рисунок) определяются по формуле

$$\sigma_1' = \alpha_1 \gamma H_1$$

При обсыпных устоях к дополнительным давлениям под передней гранью фундамента добавляются давления от веса конуса устоя, определяемые по формуле

$$\sigma_2' = \alpha_2 \gamma H_2$$

Суммарные давления σ_1 и σ_2 определяются сложением по соответствующим граням дополнительных давлений σ_1' и σ_2' с давлениями от других нагрузок



Относительный эксцентриситет вычисляется по формуле

$$\frac{e_0}{\rho}=\frac{\sigma_1-\sigma_2}{\sigma_1\left(\frac{b}{\gamma}-1\right)+\sigma_2}.$$

Здесь $\gamma=1{,}8$ — нормативный объемный вес насыпного грунта в $т/м^3$,

H_1 — высота насыпи в $м$,

H_2 — высота конуса над передней гранью фундамента в $м$,

α_1 и α_2 — коэффициенты, принимаемые соответственно по табл 1 и 2,

Таблица 1

Коэффициент α_1

Глубина заложения подошвы фундамента в $м$	Высота насыпи в $м$	Коэффициент α_1 для грани устоя			
		задней	передней при длине фундамента в плоскости подошвы в $м$		
			до 5	10	15
5	10	0,045	0,010	0	0
	20	0,050	0,010	0,005	0
	30	0,050	—	0,005	0
10	10	0,040	0,020	0,005	0
	20	0,045	0,025	0,010	0,005
	30	0,050	—	0,010	0,005

Продолжение

Глубина заложения подошвы фундамента в м	Высота насыпи в м	Коэффициент α_1 для грани устоя			
		задней	передней при длине фундамента в плоскости подошвы в м		
			до 5	10	15
15	10	0,035	0,020	0,010	0,005
	20	0,040	0,025	0,015	0,010
	30	0,045	—	0,015	0,010
20	10	0,030	0,020	0,015	0,010
	20	0,035	0,030	0,020	0,015
	30	0,040	—	0,020	0,015
25	10	0,025	0,020	0,015	0,015
	20	0,030	0,030	0,020	0,020
	30	0,035	—	0,020	0,020
30	10	0,020	0,020	0,020	0,015
	20	0,025	0,030	0,025	0,020
	30	0,030	—	0,025	0,020

Таблица 2

Коэффициент α_2

Глубина заложения подошвы фундамента в м	Коэффициент α_2 при высоте подходной насыпи в м		
	10	20	30
5	0,04	0,05	0,06
10	0,03	0,04	0,05
15	0,02	0,03	0,04
20	0,01	0,02	0,03
25	0	0,01	0,02
30	0	0	0,01

b — длина фундамента устоя,

y — расстояние от главной оси до более нагруженной грани фундамента

Расчет осадок устоев производится в соответствии с п 694 по суммарной эпюре давления

РАСЧЕТ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МОСТОВЫХ ОПОР

Величина полной осадки Δ в *см* основания под фундаментом опоры (см рисунок) определяется по формуле

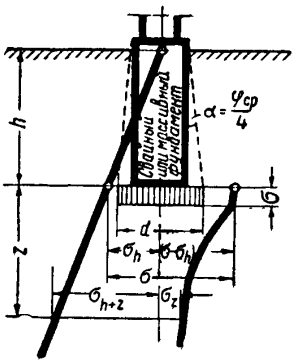
$$\Delta = 0{,}8 \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\sigma_i h_i}{E_i},$$

где σ_i — передаваемое фундаментом среднее дополнительное к природному давление в пределах слоя i,

h_i — толщина грунтового слоя i в пределах сжимаемой толщи z, разделенной на n слоев, в *см*,

E_i — модуль деформации грунта слоя i в *кг/см²*

Знак суммы распространяется на все n слоев, каждый из которых должен быть однородным по сжимаемости и иметь мощность не более $0{,}4\,b$, где b — меньшая сторона прямоугольного фундамента или диаметр круга



Давление σ_i вычисляется, как полусумма дополнительных давлений σ_i' на верхней и нижней границах слоя, определяемых по формуле

$$\sigma_i = \alpha\,(\sigma - \sigma_h),$$

где σ — среднее давление по подошве фундамента от нормативных постоянных нагрузок, передаваемое на грунты основания, в *кг/см²*,

σ_h — природное нормативное давление на грунт на отметке подошвы фундамента от веса вышележащих грунтов в *кг/см²*,

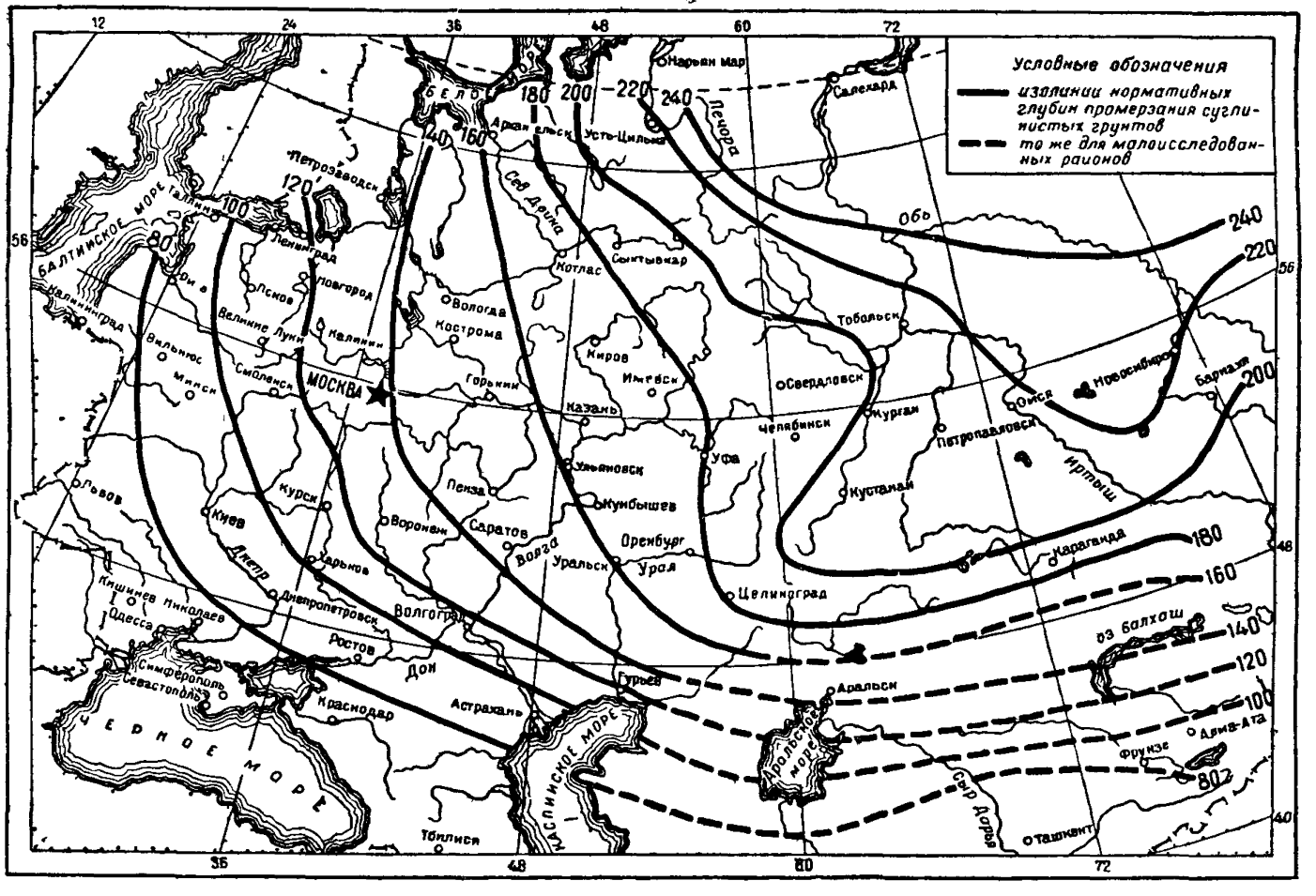
α — коэффициент, принимаемый по таблице приложения 23

Глубина z сжимаемой толщи грунтов принимается от уровня подошвы фундамента до уровня, на котором дополнительное давление σ_i' становится равным 0,2 от природного,

$\varphi_{ср}$ — средневзвешенное значение расчетных углов внутреннего трения для грунтов, пройденных свайным или массивным фундаментом, учитываемое в пределах вертикальных граней фундамента от подошвы до первого снизу обреза

Приложение 28
(к п 700)

СХЕМАТИЧЕСКАЯ КАРТА ГЛУБИН ПРОМЕРЗАНИЯ ГРУНТОВ



Примечания

1 Карта не распространяется на горные районы

2 Для супесей и песков мелких и пылеватых глубины промерзания, указанные на карте, должны быть увеличены на 20%

Приложение 29 (к п 707)

УКАЗАНИЯ ПО ВЫБОРУ ТИПОВ ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ И СПЛОШНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ЗВЕНЬЕВ ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ ЗАМКНУТОГО СЕЧЕНИЯ

Наименование грунтов основания	Положение уровня грунтовых вод в период отрицательных температур по отношению к глубине промерзания	Звенья	Данные по искусственным основаниям и фундаментам	
			Тип	Глубина заложения, высота подушки или толщина уплотняемого слоя
Скальные	Выше или ниже	Средние и концевые	Выравнивание слоем бетона (под лекальные блоки) или грунтовая подушка	— Не менее 0,4 *м*
Щебенистые, галечниковые, дресвяные, гравийные	Выше или ниже	Средние и концевые	Уплотнение основания с заполнением пустот песком	—
Пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности	Выше или ниже	Средние и концевые	Уплотнение верхнего слоя грунта	Не менее 0,4 *м*
То же, рыхлые	Выше или ниже	Средние и концевые	Уплотнение или замена грунтовой подушкой	Не менее 0,4 *м*
Пески мелкие и пылеватые средней плотности и рыхлые	Выше или ниже	Средние	Уплотнение или замена грунтовой подушкой	Не менее 0,4 *м*
	Ниже	Концевые		
	Выше	Концевые	Сплошной фундамент	Не менее 0,7 глубины промерзания
Супеси, суглинки и глины твердые и полутвердые	Выше или ниже	Средние	Грунтовая подушка	Не менее 0,5 *м*
	Ниже	Концевые		
	Выше	Концевые	Грунтовая подушка	Не менее 0,7 глубины промерзания
Супеси, суглинки и глины пластичные	Выше или ниже	Средние	Сплошной фундамент	Не менее 0,5 и не более 1,5 *м*
	Ниже	Концевые		
	Выше	Концевые	Сплошной фундамент на грунтовой (гравийно-песчаной) подушке	Фундамент не более 1,5 *м*, подушка — на 0,25 *м* ниже глубины промерзания

Примечания 1 Концевыми принимаются звенья на длине 2,0 *м* у каждого оголовка

2 Рекомендуемые типы грунтовых подушек для скальных и песчаных грунтов — гравийно песчаные (или крупнопесчаные) а для глинистых грунтов — глинощебеночные

СОДЕРЖАНИЕ

Раздел I

Основные положения

		Стр
1	Общие указания	3
2	Расположение мостов и труб	5
3	Основные требования к конструкции	7
4	Габариты	9
5	Указания по расчету мостов и труб на воздействие водного потока	10
6	Общие указания по расчету несущих конструкций и оснований сооружений на силовые воздействия	13
7	Устойчивость положения конструкций	17
8	Жесткость, осадки и строительные подъемы	18
9	Верхнее строение пути на железнодорожных мостах	21
10	Покрытие проезжей части на автодорожных и городских мостах	23
11	Сопряжение мостов с подходами	24
12	Отвод воды и изоляция	26
13	Эксплуатационные обустройства	27

Раздел II

Нагрузки и их коэффициенты

1	Сочетания нагрузок	30
2	Постоянные нагрузки и воздействия	31
3	Временные подвижные нагрузки и их воздействия	35
4	Прочие временные нагрузки и воздействия	41

Раздел III

Железобетонные конструкции

1	Общие положения	46
2	Материалы	47
3	Расчетные характеристики материалов на прочность	50
4	Модули упругости	53
5	Расчетные характеристики материалов на выносливость (при расчете железнодорожных мостов)	54

Расчеты

6	Основные положения	57
7	Расчетная схема сооружений и определение усилий	64
8	Ползучесть бетона	67
9	Свободная длина и гибкость элементов конструкций	68

Расчет конструкций из обычного железобетона

		Стр
10	Расчеты элементов конструкций по первому предельному состоянию на прочность	70
	Растянутые элементы	70
	Изгибаемые элементы	70
	Центрально сжатые элементы	73
	Внецентренно сжатые элементы	74
	Внецентренно растянутые элементы	77
	Шарниры и валки	77
11	Расчет элементов конструкций железнодорожных мостов по первому предельному состоянию — на выносливость	78
12	Расчет по второму предельному состоянию — по деформациям	80
13	Расчет по третьему предельному состоянию — на трещиностойкость	81
	Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций	
14	Расчет по первому предельному состоянию на прочность и устойчивость	83
	А Расчет на нагрузки, действующие в стадии эксплуатации	83
	Центрально растянутые элементы	83
	Внецентренно растянутые элементы	83
	Изгибаемые элементы	86
	а) Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента	86
	б) Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента	87
	Центрально сжатые элементы	90
	Внецентренно сжатые элементы	90
	Б Расчет на нагрузки, действующие в стадии предварительного напряжения	92
	В Расчет на нагрузки действующие при монтаже и транспортировании	98
	Г Расчет на выносливость конструкций железнодорожных мостов под действием эксплуатационных нагрузок	99
15	Расчет по формулам сопротивления упругих материалов	100
16	Расчет по второму предельному состоянию — по деформациям	103
17	Расчет по третьему предельному состоянию — на трещиностойкость	103
	Конструирование	
	А Общие конструктивные требования	107
18	Основные положения	107
19	Сборные конструкции	109
20	Расположение арматуры в бетоне	112
21	Защитный слой бетона	113
22	Опорные части и шарниры	114
	Б Основные указания по конструированию элементов из обычного железобетона	116
23	Общие положения	116
24	Продольное армирование элементов	116
25	Поперечное армирование элементов	118
26	Анкеровка арматуры	120
27	Сварные соединения арматуры	122
	В Основные указания по конструированию элементов из предварительно напряженного железобетона	122
28	Общие положения	122
29	Конструкции с натяжением арматуры на упоры	125
30	Конструкции с натяжением арматуры на бетон	125

Раздел IV

Стальные конструкции

1	Материалы	127
2	Расчетные характеристики материалов и соединений	129

Расчеты

		Стр
3	Определение усилий и моментов	132
4	Свободная длина и гибкость элементов конструкций	140
5	Расчет элементов конструкций	144
6	Расчет стыков и соединений	152
7	Расчет соединительных планок, перфорированных листов и соединительных решеток	156
8	Расчет опорных частей	157

Конструирование

9	Основные требования к конструкции	158
10	Сечения и гибкость элементов	160
11	Ребра жесткости сплошных изгибаемых балок	164
12	Требования к клепаным и сварным соединениям	166
13	Детали конструкции	170
14	Конструкция планок, перфорированных листов и соединительных решеток	173
15	Особенности конструкции клепано сварных пролетных строений	174
16	Конструкция опорных частей	176

Раздел V

Стальные конструкции, объединенные с железобетонной плитой

1	Общие положения	177
2	Основные положения расчета	177
3	Расчет поперечных сечений	182
4	Расчет продольных сечений и объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией	189
5	Конструирование	191

Раздел VI

Бетонные и каменные конструкции

1	Материалы	194
2	Расчетные характеристики бетона и кладки	195
3	Расчеты	198
4	Конструирование	201

Раздел VII

Деревянные конструкции

1	Общие указания	205
2	Материалы	205
3	Расчетные характеристики материалов и соединений	207

Расчеты

4	Определение усилий и моментов	210
5	Свободная длина и гибкость элементов конструкций	211
6	Расчет элементов конструкций	213
7	Расчет соединений	216

Конструирование

8	Основные требования	219
9	Стыки и соединения	220
10	Элементы пролетных строений и опор	223

Раздел VIII

Основания и фундаменты

		Стр.
1	Номенклатура и характеристики грунтов	226
2	Расчетные сопротивления грунтовых оснований	229
3	Расчеты	232
4	Заложение, форма и размеры фундаментов	237

Приложения

1	Вертикальные и горизонтальные расстояния для конструкций мостов на железных дорогах	240
2	Г бариты приближения конструкций мостов на автомобильных дорогах и в городах	241
3	Нормативные характеристики материалов и коэффициенты однородности	242
4	Определение периода свободных горизонтальных колебаний пролетных строений	246
5	Объемный вес материалов	247
6	Нормативные величины потерь предварительного напряжения	248
7	Нормативное горизонтальное давление на опоры мостов от собственного веса грунта	253
8	Указания по расчету труб	254
9	Нормативная временная вертикальная нагрузка от подвижного состава и правила загружения линий влияния	256
10	Нормативная временная вертикальная нагрузка для расчета автодорожных и городских мостов и правила загружения линий влияния	262
11	Горизонтальное давление грунта на береговые опоры от временной вертикальной нагрузки	272
12	Нормативная ледовая нагрузка	275
13	Указания по определению колебания температуры для железобетонных, бетонных и каменных конструкций	277
14	Расчетные коэффициенты, принятые для вычисления расчетных сопротивлений бетона и арматуры	281
15	Характеристики меры ползучести тяжелого бетона	281
16	Расчетные величины эффективных коэффициентов концентрации напряжений β	284
17	Сопоставление расчетов элементов стальных конструкций на прочность и выносливость	288
18	Указания по расчету местной устойчивости стенок сплошных стальных и объединенных балок	288
19	Средние физико механические характеристики грунтов оснований	299
20	Расчетные сопротивления песчаных оснований	301
21	Расчетная несущая способность (по грунту) свай, оболочек и других фундаментов опускных систем	307
22	Проверка свайного фундамента как массивного	310
23	Проверка давлений по подстилающим грунтовым слоям	311
24	Проверка свайного фундамента на действие горизонтальных сил	313
25	Расчет фундаментов с учетом заделки	314
26	Указания по определению давления под подошвой фундаментов устоев мостов от веса подходных насыпей	319
27	Расчет осадок оснований фундаментов мостовых опор	321
28	Схематическая карта глубин промерзания грунтов	322
29	Указания по выбору типов искусственных оснований и сплошных фундаментов звеньев водопропускных труб замкнутого сечения	324

ОПЕЧАТКИ

Стр	Строка	Напечатано	Следует читать
5	23 сверху	опор	пролетных строений
84	10 сверху	$S_н$	$S'_н$
85	1 сверху	п 177	п 215
87	6 сверху	статические моменты $S_о$ и $S_б$	их площади сечений
90	4 сверху	силы предваритель ного	силы с учетом пред варительного
94	11 снизу	$S_б$	$S'_б$
94 и 95	В нескольких местах	$S_б \leqslant 0{,}8S_о$	$S'_б \leqslant 0{,}8S'_о$
94 и 95	То же	$S_б > 0{,}8S_о$	$S'_б > 0{,}8S'_о$
95	15 снизу	пропущен член в фор муле	$f_н$
271	Табл 8, столбец 5, стро ка 4 снизу	6,5	6,7
271	Табл 8, столбец 6, стро ка 3 снизу	6,7	6,5
306	6 сверху	$\varphi = 36°$	$\varphi \geqslant 36°$
308	Табл 2, столбец 10	$<0{,}6$	$>0{,}6$

gost.e-ecolog.ru