ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ
ПО ТРАНСПОРТНОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ СССР

ТЕХНИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

ВСН 92-63

Государственный
производственный комитет
по транспортному
строительству СССР

Утверждены
Техническим управлением Государственного производственного комитета по транспортному строительству 21 июня 1963 г. Приказ № 38

ОРГТРАНССТРОЙ
Москва 1963

gost.e-ecolog.ru

624.2/.8 : 691.71 : 666.982.001.12(083.75

Ответственный за выпуск
инж. ***М. С. Стародубцева***

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящие «Технические указания» составлены в развитие разделов «Стальные конструкции, объединенные с железобетонной плитой», имеющихся в главе II-Д.7-62 «Строительных норм и правил» и в «Технических условиях проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб» (СН 200-62).

«Технические указания» предназначаются для использования при проектировании сталежелезобетонных пролетных строений различных систем, в том числе предварительно напряженных.

«Технические указания» разработаны отделением искусственных сооружений Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства (ЦНИИС) Государственного производственного комитета по транспортному строительству СССР и специальным конструкторским отделом Государственного проектного института (ГПИ) «Проектстальконструкция». При составлении «Технических указаний» использованы исследования ЦНИИСа, выполненные в 1956—1962 гг., отдельные исследования, проведенные в Московском автомобильно-дорожном институте, в Белорусском, Новосибирском и Московском институтах инженеров железнодорожного транспорта и в Научно-исследовательском институте мостов Ленинградского института инженеров железнодорожного транспорта. Использованы проектные работы ГПИ «Проектстальконструкция», Киевского филиала Союздорпроекта, Гипротрансмоста, Ленгипротрансмоста и некоторых других организаций, а также зарубежные данные. «Технические указания» учитывают имеющийся опыт строительства и эксплуатации сталежелезобетонных пролетных строений.

«Технические указания» подготовили канд. техн. наук Н. Н. Стрелецкий (ЦНИИС) и инж. Г. Д. Попов (ГПИ «Проектстальконструкция»). Разделы II, III и VI подготовили Н. Н. Стрелецкий и Г. Д. Попов совместно, остальные разделы—Н. Н. Стрелецкий.

Пункты 93 и 98—101 составлены по материалам канд. техн. наук В. А. Долгова (БИИЖТ), пп. 134—138—по материалам канд. техн. наук Л. П. Шелестенко (ЦНИИС), п. 191—по материалам канд. техн. наук Д. И. Васильева и инж. А. М. Немзера (НИИ мостов).

При отработке «Технических указаний» учтены замечания и пожелания Гипротрансмоста, Киевского филиала Союздорпроекта, Ленгипротрансмоста, Мостового проектного бюро ЦП МПС, Главдорупра РСФСР, а также профессоров Н. И. Поливанова, С. А. Ильясевича, Г. К. Евграфова, инженеров И. А. Хазана и И. П. Валуева.

«Технические указания» рассмотрены и одобрены секцией строительства мостов Технического совета Государственного производственного комитета по транспортному строительству СССР и согласованы с Главмостостроем, Главтранспроектом и Союздорнии, а также с Научно-техническим советом МПС.

Текст «Технических указаний» рассмотрен в Техническом управлении Государственного производственного комитета по транспортному строительству СССР инженерами В. В. Гольшухом и Г. Е. Ожерельевым. В подготовке текста к опубликованию принимал участие инж. В. И. Крутиков.

Замечания по настоящим «Техническим указаниям» следует направлять по адресу: Москва, И-329, ул. Калинина, 2, ЦНИИС.

Директор Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства
Н. Губанков

Директор Государственного проектного института „Проектстальконструкция" д-р техн. наук
Н. Мельников

Государственный производственный комитет по транспортному строительству СССР	Ведомственные строительные нормы	ВСН 92-63
	Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролетных строений	

Раздел I

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1. Сталежелезобетонными называются пролетные строения, отличающиеся совместной работой стальных и железобетонных несущих элементов.

Настоящие «Технические указания» распространяются на проектирование сталежелезобетонных пролетных строений железнодорожных, автодорожных и городских мостов.

2. Сталежелезобетонные пролетные строения применяются при соответствующем технико-экономическом обосновании преимущественно в мостах больших пролетов.

Использование железнодорожных сталежелезобетонных пролетных строений сложных систем, опыт эксплуатации которых под железнодорожными нагрузками отсутствует, допускается при специальном обосновании и согласовании конструкции. Балочно-разрезные объединенные пролетные строения со сплошными стенками могут применяться в железнодорожных мостах без специального обоснования.

3. Различаются две степени замены стали железобетоном в сталежелезобетонных пролетных строениях.

К I степени замены относятся пролетные строения, в которых из железобетона выполнена только плита проезжей части (плоская или ребристая), а все остальные элементы изготовлены из стали. В частности, I степени замены стали

Внесены Всесоюзным научно-исследовательским институтом транспортного строительства и Государственным проектным институтом „Проектстальконструкция“	Утверждены Техническим управлением Государственного производственного комитета по транспортному строительству СССР	Срок введения — 1 января 1964 г.

железобетоном отвечают объединенные пролетные строения. Объединенными называются сталежелезобетонные пролетные строения с ездой поверху, имеющие железобетонную плиту проезжей части, включенную в совместную работу со стальными главными балками (или сквозными фермами), и не имеющие других железобетонных элементов.

Ко II степени замены относятся пролетные строения, в которых из железобетона выполнена не только проезжая часть, но и некоторые элементы главных ферм, например, сжатые пояса или подпруги, балки жесткости, нижние плиты (в двухплитных пролетных строениях с ездой поверху) и т. д.

Сталежелезобетонные пролетные строения I степени замены применяют, если железобетонная плита в проезжей части устраивается по соображениям эксплуатации и монтажные качества пролетного строения желательно иметь близкими к монтажным качествам стальной конструкции. Выключать железобетонную плиту проезжей части из совместной работы со стальной конструкцией, как правило, не рекомендуется (в том числе и в тех случаях, когда железобетонная плита оказывается в растянутой зоне).

Сталежелезобетонные пролетные строения II степени замены допускаются при специальном обосновании, в частности, если необходимо получить значительную экономию стали по сравнению со стальными или сталежелезобетонными I степени замены пролетными строениями, и когда имеются соответствующие монтажные условия. Возможно использовать сталежелезобетонные пролетные строения II степени замены также для уменьшения деформативности конструкции.

4. Предварительное напряжение сталежелезобетонных пролетных строений и регулирование в них силовых факторов от постоянной вертикальной нагрузки применяют при соответствующем технико-экономическом обосновании (с учетом сроков и времени года строительства) для экономии стали и повышения трещиностойкости железобетонной части конструкции.

Различаются следующие виды предварительного напряжения и регулирования:

а) внутреннее предварительное напряжение, т. е. создание внутри конструкции взаимно-уравновешенной системы силовых факторов, осуществляемое, в частности, следующими способами:

натяжением высокопрочной арматуры (или других элементов, работающих на растяжение и обжимающих основную конструкцию);

обжатием железобетонной плиты горизонтальными домкратами (в отдельных случаях);

вертикальным поддомкрачиванием, т. е. выгибом стальной части конструкции, объединением ее с железобетонной плитой и снятием приложенных для выгиба усилий (или другим способом перераспределения моментов и усилий между различными стадиями работы конструкции);

б) внешнее предварительное напряжение, т. е. приложение усилий, уравновешенных вне конструкции и остающихся на период эксплуатации;

в) регулирование силовых факторов, т. е. изменение схемы конструкции в ходе ее загружения постоянными вертикальными нагрузками (или смещения опорных закреплений статически неопределимой системы, не превышающие свободных перемещений по этим направлениям от постоянных вертикальных нагрузок);

г) комбинированное использование различных видов предварительного напряжения и регулирования.

5. Предварительное напряжение натяжением высокопрочной арматуры применяется с передачей натяжения на следующие конструкции:

стальную конструкцию до объединения ее с железобетоном;

объединенную сталежелезобетонную конструкцию;

железобетонную плиту до объединения ее со стальной конструкцией.

Высокопрочную арматуру необходимо, как правило, замоноличивать внутри железобетона. В отдельных случаях ее можно располагать вне железобетона.

Раздел II

ВИДЫ И СХЕМЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Объединенные пролетные строения со сплошными стенками

6. Объединенные пролетные строения со сплошными стенками (с ездой поверху) применяются разрезной, неразрезной и шарнирно-консольной систем в балочных схемах.

Применение объединенных пролетных строений шарнирно-консольной системы вместо неразрезной допускается в

отдельных случаях при соответствующем технико-экономическом обосновании. Однако, как правило, некоторая экономия материалов, получаемая при такой замене, не оправдывает усложнения конструкции и снижения эксплуатационных качеств пролетного строения.

7. Высоту главных балок (без учета толщины железобетонной плиты проезжей части) целесообразно назначать:

в пролетных строениях автодорожных и городских мостов разрезной системы—около $^1/_{16}$—$^1/_{25}$ длины пролета;

в пролетных строениях железнодорожных мостов разрезной системы—около $^1/_{12}$—$^1/_{18}$ длины пролета;

в пролетных строениях автодорожных и городских мостов неразрезной системы с постоянной высотой—около $^1/_{20}$—$^1/_{30}$ длины пролета;

в пролетных строениях автодорожных и городских мостов неразрезной системы с переменной высотой—около $^1/_{15}$—$^1/_{20}$ длины пролета над промежуточными опорами и около $^1/_{40}$—$^1/_{50}$ длины пролета в его середине и над крайними опорами.

Для трехпролетной неразрезной системы рекомендуется соотношение пролетов от 1 : 1,3 : 1 до 1 : 1,5 : 1. При четырех и пяти пролетах средние пролеты могут быть сделаны одинаковыми, а отношение к ним крайних пролетов целесообразно в пределах от 1 : 1,3 до 1 : 1,5.

Главные балки постоянной высоты (рис. 1, *а*) предпочтительны для пролетов менее 100 *м*. При больших пролетах

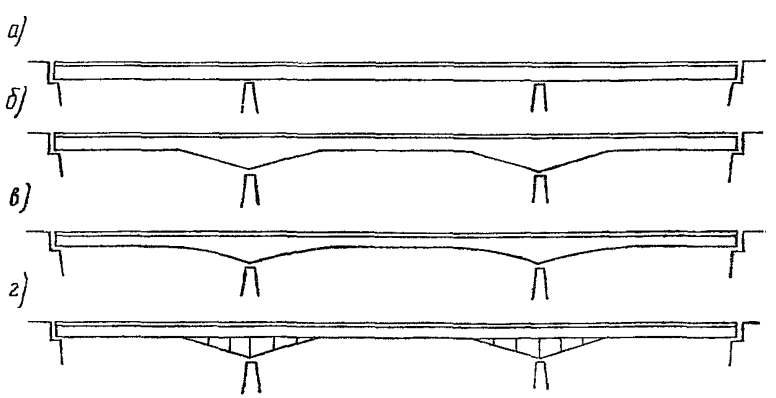


Рис. 1. Очертания главных балок объединенных пролетных строений неразрезной системы:

а—постоянной высоты; *б* и *в*—с увеличенной высотой над промежуточными опорами; *г*—с вутами сквозной конструкции

желательны главные балки переменной высоты с увеличенной высотой над промежуточными опорами (рис. 1, *б*, *в*). В отдельных случаях может быть целесообразным устройство над опорами вутов сквозной конструкции (рис. 1, *г*).

При проектировании типовых конструкций различных пролетов рекомендуется объединять смежные по величине пролеты в серии, в которых высоты главных балок назначаются одинаковыми.

8. В поперечном сечении пролетного строения автодорожного или городского моста расстояния между балками, на которые опирается железобетонная плита проезжей части, рекомендуются следующие:

от 3,5 до 6 *м*—при отсутствии продольных балок в проезжей части (рис. 2, *а*);

от 2,9 до 3,5 *м*—при наличии продольной балки (или балок) (рис. 2, *б*).

Продольные балки целесообразно опирать на сквозные поперечные фермы, являющиеся одновременно и поперечными связями между главными фермами.

В поперечном сечении железнодорожного однопутного пролетного строения (рис. 2, *в*) расстояние между главными балками определяется из условий горизонтальной жесткости в зависимости от величины пролета и высоты балок. Для пролетов 40—70 *м* рекомендуется расстояние между балками принимать от 2,2 до 2,4 *м*.

При проектировании унифицированных типовых пролетных строений различных пролетов рекомендуется расстояния между балками принимать одинаковыми во всех пролетах для унификации конструкций проезжей части и связей.

9. Объединенные пролетные строения разрезной системы со сплошными стенками рекомендуется проектировать с расчетом на установку стальной конструкции в пролет без железобетонной плиты, а также при отсутствии временных опор (или наличии одной-двух временных опор) и на устройство в пролете железобетонной плиты проезжей части, тротуаров, мостового полотна или покрытий проезда. При этом собственный вес и вес железобетонной плиты воспринимаются стальной конструкцией, а остальные постоянные и временные вертикальные нагрузки—объединенной сталежелезобетонной конструкцией.

В отдельных случаях, преимущественно в автодорожных и городских мостах, осуществляется предварительное напряжение с целью экономии стали. Если железобетонная плита без предварительного напряжения оказывается значительно

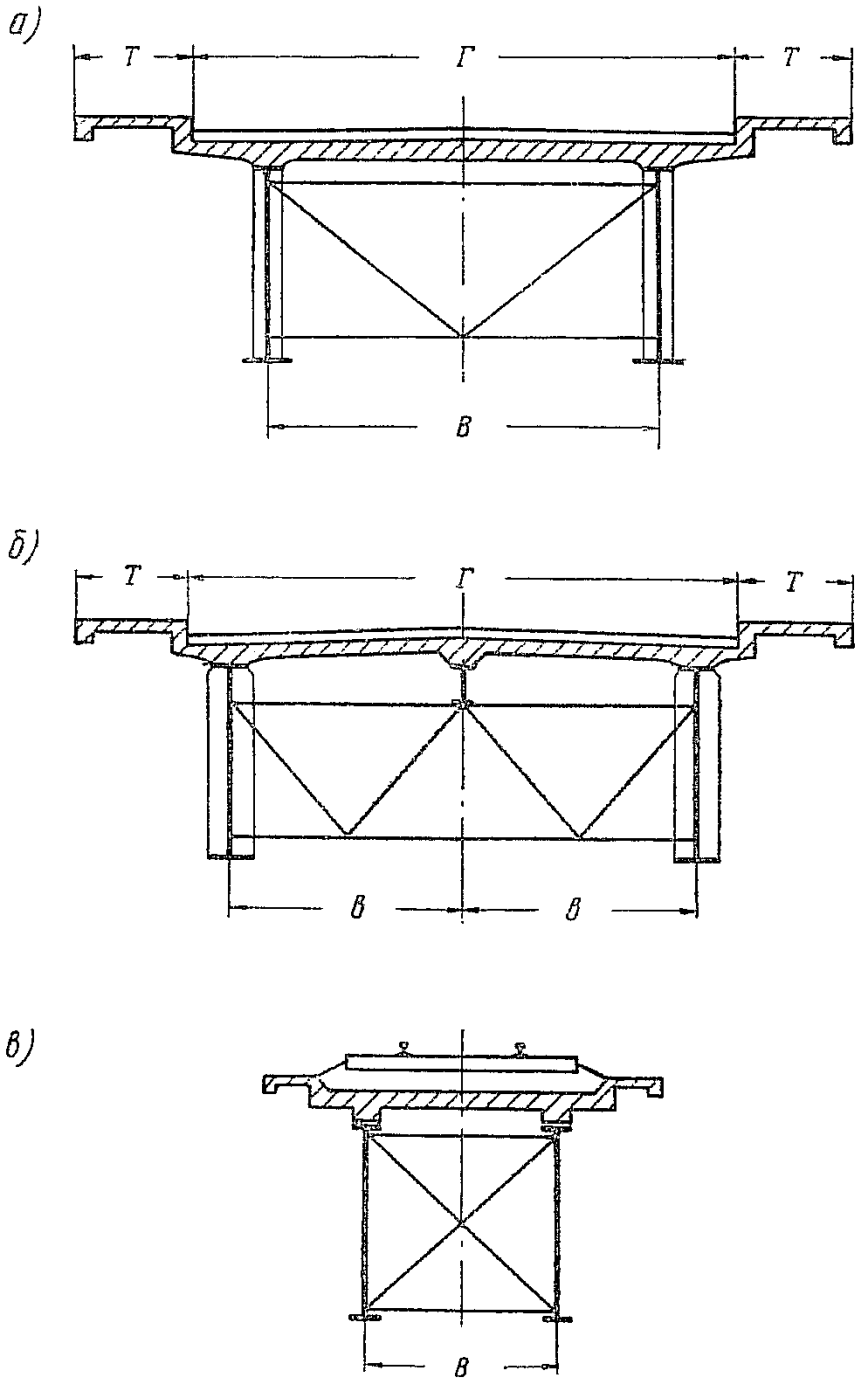


Рис. 2. Схемы поперечных сечений объединенных пролетных строений со сплошными стенками:

а—автодорожного моста без продольных балок; *б*—с продольной балкой; *в*—железнодорожного моста

недоиспользованной в работе на сжатие совместно с главными фермами, для разгрузки стальной части конструкции может быть целесообразным внутреннее предварительное напряжение путем выгиба стальной части конструкции, объединения ее с железобетонной плитой и снятия приложенных для выгиба усилий, либо (при специальном обосновании) обжатием железобетонной плиты горизонтальными домкратами.

Выгиб стальной части конструкции может осуществляться поддомкрачиванием с временной опоры (либо с нескольких временных опор) или посредством временного шпренгеля (рис. 3). Устройство временных опор рационально только в тех случаях, когда они необходимы для установки стальных балок в пролет. Устройство временного шпренгеля может быть целесообразным только при многократном его использовании.

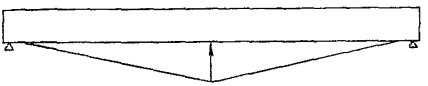


Рис. 3. Схема временного шпренгеля для предварительного напряжения

При обжатии плиты горизонтальными домкратами последние устанавливаются в середине пролета (рис. 4), а плита упирается на концах балки в специальные упоры. Объединение плиты по длине со стальной конструкцией выполняется только после завершения обжатия. Если конструкция сборная, поперечные швы должны быть омоноличены перед обжатием. Разгрузка стальной конструкции происходит из-за сил, приложенных к упорам, а также сил трения железобетона по стали, создаваемых весом плиты.

Предварительное напряжение объединенных пролетных строений разрезной системы со сплошными стенками можно

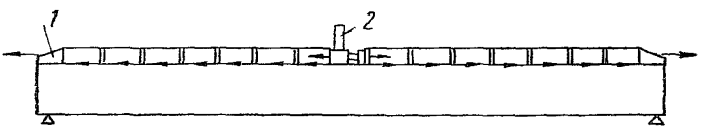


Рис. 4. Предварительное напряжение способом обжатия плиты горизонтальными домкратами:
1—упор; *2*—домкрат

также осуществлять способом натяжения высокопрочной арматуры вдоль нижних поясов на значительной части пролета. Натяжение высокопрочной арматуры при этом производится до объединения железобетонной плиты со стальной конструкцией в один или два этапа (первый—до укладки железобетонных плит и второй—после их укладки, но до объединения). Натяжение приводит к разгрузке и облегчению стального нижнего пояса.

10. Объединенные пролетные строения неразрезной системы со сплошными стенками рекомендуется проектировать, как правило, с учетом установки стальной конструкции навесным способом без применения временных опор (при балках переменной высоты) или путем продольной надвижки с последующим устройством проезжей части согласно п. 9.

Предварительное напряжение и регулирование применяют для повышения трещиностойкости железобетонной плиты в зонах действия отрицательных изгибающих моментов, а также экономии стали.

При двух- или трехпролетной схеме в качестве основного способа предварительного напряжения и регулирования рекомендуется вертикальное поддомкрачивание на постоянных опорах, т. е. поднятие стальных балок на промежуточных опорах, объединение железобетонной плиты со стальными балками в выгнутом положении и обратное опускание объединенных балок на промежуточных опорах (рис. 5). Высота опускания в этом случае обычно меньше высоты подъема.

При продольной надвижке начальный выгиб стальных балок достигается завышением отметок клеток на промежуточных опорах; при этом балки, накатываясь на опоры, сами получают требуемый выгиб.

В случаях возникновения перенапряжений бетона в серединах пролетов целесообразно пролетное строение опускать в два этапа. Сначала объединяют участки железобетонной плиты примерно по $0{,}2\,l$ в каждую сторону от промежуточной опоры, после чего пролетное строение опускают приблизительно на половину полной высоты опускания. Затем объединяют остальные участки железобетонной плиты и выполняют второй этап опускания. Поднятие и последующее опускание на промежуточных опорах может быть заменено опусканием и последующим поднятием на крайних опорах или сочетаться с ним.

При четырех, пяти и более пролетах рекомендуется сочетать вертикальное поддомкрачивание на опорах с другими приемами регулирования (балластной пригрузкой, устрой-

ством временных разрывов, шарниров и т. д.), а также выполнять предварительное напряжение способом натяжения высокопрочной арматуры или, в отдельных случаях, обжатием железобетонной плиты горизонтальными домкратами.

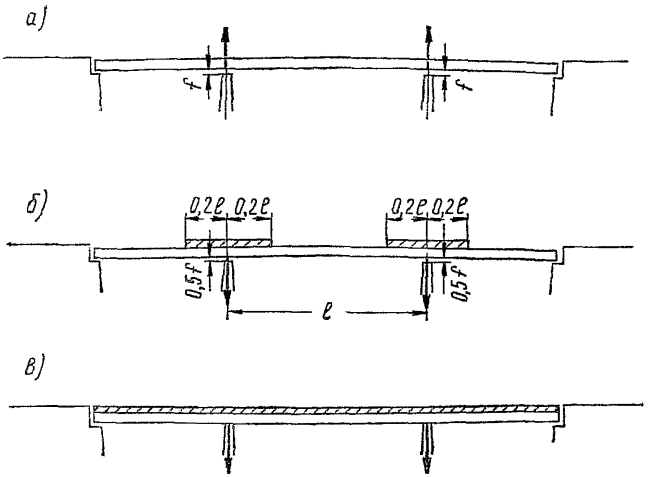


Рис. 5. Предварительное напряжение и регулирование неразрезного объединенного пролетного строения способом вертикального поддомкрачивания на постоянных опорах:

а—поднятие (выгиб) до объединения; *б*—частичное опускание после объединения на околоопорных участках; *в*—полное опускание после объединения по всей длине

Загружение вблизи середины пролетов балластной пригрузкой (песком, штабелями сборных железобетонных плит) стальной конструкции до объединения ее с железобетоном и снятие этой пригрузки после объединения позволяют достичь обжатия железобетонной плиты в зонах, примыкающих к промежуточным опорам.

Если по условиям установки стальных балок в пролет необходимы временные опоры, они при благоприятных обстоятельствах могут быть также применены для предварительного напряжения неразрезной системы, сходного с предварительным напряжением разрезной системы. Такое предварительное напряжение обеспечивает экономию стали в результате более полного использования железобетонной плиты на участках действия положительных моментов.

11. При переменной высоте неразрезных балок целесообразно максимально увеличивать опорные отрицательные моменты и максимально уменьшать положительные моменты в пролетах, воспринимаемых стальной конструкцией. Это может быть достигнуто регулированием—устройством временных шарниров или разрывов в серединах пролетов (через один пролет). В таком случае до объединения и заглушения шарниров или разрывов стальная конструкция работает как статически определимая консольная балка, у которой длина консоли составляет половину пролета (рис. 6).

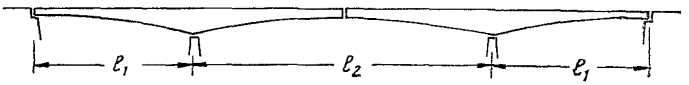


Рис. 6. Регулирование балки переменной высоты с устройством временного разрыва (промежуточная схема)

Предварительное напряжение высокопрочной арматуры в неразрезной системе наиболее целесообразно также при переменной высоте балок. При передаче натяжения на стальную конструкцию (рис. 7) высокопрочная арматура располагается преимущественно вдоль верхних поясов в зонах действия отрицательных моментов.



Рис. 7. Натяжение высокопрочной арматуры на стальную конструкцию (промежуточная схема):
1—балластная пригрузка; *2*—высокопрочная арматура

Для обжатия железобетона требуется применять дополнительные способы предварительного напряжения или регулирования (например, балластную пригрузку). Балластную пригрузку целесообразно делать в два этапа: первый—перед натяжением высокопрочной арматуры и второй—после натяжения.

12. В городских мостах, перекрывающих реку одним пролетом и имеющих малые боковые пролеты над набережными, могут применяться неразрезные объединенные балки,

приближающиеся по характеру работы к защемленной балке. Способы предварительного напряжения и регулирования такой системы сходны со способами предварительного напряжения и регулирования консольно-рамной системы (см. пп. 24—26).

Двухплитные пролетные строения со сплошными стенками

13. Двухплитными называются предварительно напряженные пролетные строения с ездой поверху, имеющие железобетонные плиты, расположенные сверху и снизу стальных главных балок и включенные в совместную с ними работу.

Верхней является плита проезжей части, она располагается по всей длине пролетного строения. Нижние плиты (или одна плита) помещаются, как правило, на участках нижнего пояса со значительными напряжениями.

Двухплитные пролетные строения неразрезной системы с нижними плитами, расположенными в зонах сжатия нижнего пояса вблизи промежуточных опор, и с высокопрочной арматурой в аналогичных зонах растяжения верхнего пояса (рис. 8, *а*) могут применяться в городских мостах для экономии стали, а также уменьшения количества листов в сварных пакетах поясов и толщины проклепки в стыках.

Двухплитные предварительно напряженные пролетные строения разрезной системы с нижней железобетонной плитой и высокопрочной арматурой, расположенными вдоль нижнего пояса (рис. 8, *б*), могут использоваться в отдельных случаях в железнодорожных мостах при резком недостатке строительной высоты. В этом случае достигается достаточная жесткость при минимальной строительной высоте, получается дополнительная экономия стали, а также уменьшается количество листов в сварных пакетах поясов и толщина проклепки в стыках.

14. Высоту стальной части конструкции в двухплитных пролетных строениях рекомендуется назначать минимальной и определять ее из монтажных условий. Желательно, чтобы несущая способность стальных балок принятой высоты и с минимальными сечениями поясов была достаточной для монтажа их без железобетонных плит и для восприятия веса обеих плит и монтажных средств после опирания балок на все опоры. Если полная высота двухплитного пролетного строения, необходимая с точки зрения экономии материалов и жесткости при эксплуатации, оказывается значительно большей минимальной высоты стальной части конструкции,

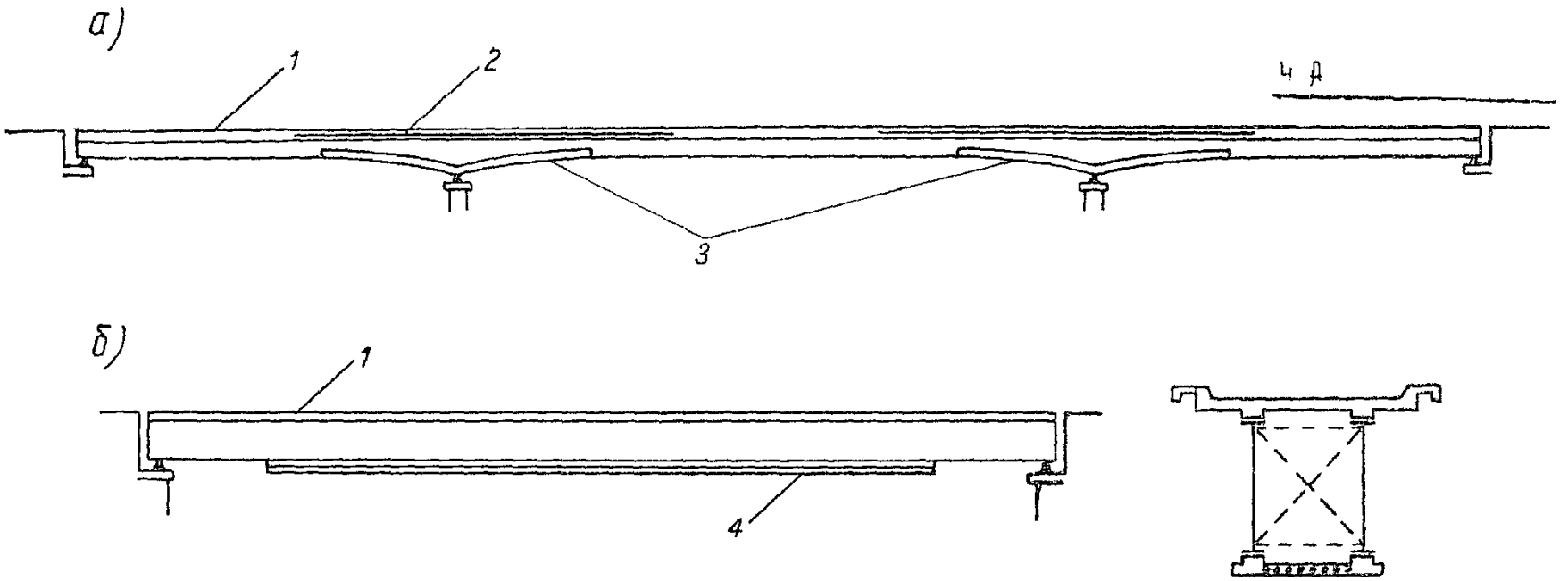


Рис. 8. Двухплитные пролетные строения:

а—неразрезной системы автодорожного или городского моста; *б*—разрезной системы железнодорожного моста; *1*—верхняя железобетонная плита; *2*—высокопрочная арматура; *3*—нижние железобетонные плиты; *4*—нижняя железобетонная плита с высокопрочной арматурой

плиты в плоскостях стальных балок рекомендуется снабжать железобетонными ребрами.

15. Высокопрочную арматуру двухплитных пролетных строений можно размещать замоноличенной в каналах железобетонных плит или вне железобетонных плит, но внутри коробки, образованной стальными стенками и железобетонными плитами.

Нижние железобетонные плиты в двухплитных пролетных строениях могут помещаться как на полках нижних поясов, так и под нижними поясами. При сборной нижней железобетонной плите и использовании высокопрочных болтов для соединения ее со стальными балками целесообразно размещать нижние железобетонные плиты под нижними поясами, что обеспечивает более рациональное использование материала по высоте сечения и удобно с точки зрения монтажа конструкции.

16. Предварительное напряжение неразрезных двухплитных пролетных строений рекомендуется выполнять теми же способами, что и объединенных пролетных строений неразрезной системы с натяжением высокопрочной арматуры (см. п. 11). Натяжение высокопрочной арматуры следует производить, как правило, ранее включения в работу нижней железобетонной плиты.

Предварительное напряжение разрезных двухплитных пролетных строений может быть выполнено следующими способами:

а) одноступенчатым натяжением высокопрочной арматуры с передачей его на сталежелезобетонное сечение, состоящее из стальных балок и нижней железобетонной плиты (до включения в работу верхней железобетонной плиты);

б) двухступенчатым натяжением высокопрочной арматуры с передачей первого этапа натяжения на сечение стальных балок и второго этапа—на сталежелезобетонное сечение из стальных балок и нижней железобетонной плиты; при этом железобетонные плиты полностью или частично устанавливаются на пролетное строение в перерыве между первым и вторым этапами натяжения;

в) сочетанием одноступенчатого или двухступенчатого натяжения высокопрочной арматуры со специальными мероприятиями, обеспечивающими обжатие верхней железобетонной плиты (выгиб с использованием временных опор или временного шпренгеля, обжатие горизонтальными домкратами и т. д.).

Объединенные решетчатые пролетные строения

17. Объединенные решетчатые пролетные строения с ездой поверху, имеющие верхний пояс из стальных элементов и железобетонной плиты проезжей части, могут применяться вместо объединенных пролетных строений со сплошными стенками при избытке строительной высоты. Такую замену можно делать для экономии стали, облегчения кранового оборудования и условий транспортировки, уменьшения количества листов в сварных пакетах и толщины проклепки в стыках, а также исходя из специальных требований.

Объединенные решетчатые пролетные строения применяются разрезной и неразрезной систем.

Железобетонную плиту проезжей части целесообразно опирать непосредственно на стальные элементы верхних поясов с устройством железобетонных ребер или без них. Железобетон следует включать в совместную работу со сталью на осевые силы и на изгиб, т. е. должна быть обеспечена работа главных ферм как решетчатых комбинированных.

Не рекомендуется применять пролетные строения с узловым опиранием на главные фермы стальной балочной клетки, в которой продольные балки объединены с железобетонной плитой.

18. Объединенные решетчатые пролетные строения разрезной системы рекомендуется проектировать с параллельными поясами, а неразрезной системы—также и с параллельными поясами на большей части длины пролетов и с увеличенной высотой около промежуточных опор (рис. 9). Для автодорожных и городских мостов высота главных ферм в среднем пролете целесообразна $^1/_{15}$—$^1/_{25}$ длины пролета, на промежуточных опорах—$^1/_{10}$—$^1/_{15}$ длины пролета. Рекомендации по схеме пролетного строения и его поперечного сечения, изложенные в пп. 7 и 8, могут быть распространены и на решетчатые объединенные пролетные строения. Предварительное напряжение или регулирование объединенных решетчатых пролетных строений наиболее целесообразно при неразрезной системе.

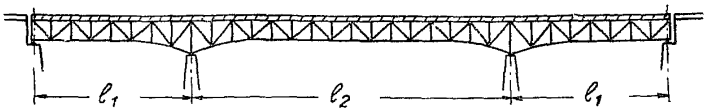


Рис. 9. Схема решетчатого объединенного пролетного строения неразрезной системы

19. Основные размеры и типы поперечного сечения объединенного верхнего пояса следует выбирать с учетом специфики его работы на сочетание осевых сил, местного изгиба (от вертикальной нагрузки и эксцентричности прикрепления решетки) и общего изгиба вместе с фермой. Необходимая вертикальная жесткость верхнего пояса может быть обеспечена развитием сечения стального элемента (одностенчатого двутаврового или двустенчатого коробчатого) или железобетонного ребра при гибком сечении стального элемента (Н-образного или таврового).

Подпружные пролетные строения

20. Подпружными называются пролетные строения с ездой поверху или посередине, имеющие сплошную сталежелезобетонную балку жесткости и усиление сквозной конструкции в виде подпруг с решетками или стойками (либо подвесками). Подпружные пролетные строения применяются в трехпролетных балочных схемах при отношении длин крайнего пролета к среднему от 1 : 1,8 до 1 : 2,5 (рис. 10) и величине среднего пролета более 100—120 *м*. Подпружные пролетные строения такого вида целесообразны для перекрытия судоходного пролета и смежных с ним меньших пролетов при недостатке строительной высоты в средней части судоходного пролета и избытке строительной высоты над опорами.

Подпружные пролетные строения рекомендуются неразрезной системы. Применение шарнирно-консольной системы возможно при специальных обоснованиях.

21. В качестве заполнения между подпругой и балочным ростверком рекомендуется, как правило, устраивать раскосную решетку. Заполнение без раскосов, приводящее к некоторому увеличению расхода материалов, можно применять при обосновании его архитектурными требованиями, необходимостью упрощения конструкции и т. д.

При езде поверху примыкание подпруги к балке жесткости целесообразно назначать вблизи трети пролета (рис. 10, *а, б*). Если пролеты относительно небольшие и строительная высота над опорами избыточна, подпруги можно пропускать под балкой жесткости непрерывно по всей длине среднего пролета и подводить к крайним опорам в крайних пролетах (рис. 10, *в*). На участках, где подпруги близко подходят к балке жесткости, заполнение рекомендуется делать без раскосов. При езде посередине (рис. 10, *г*)

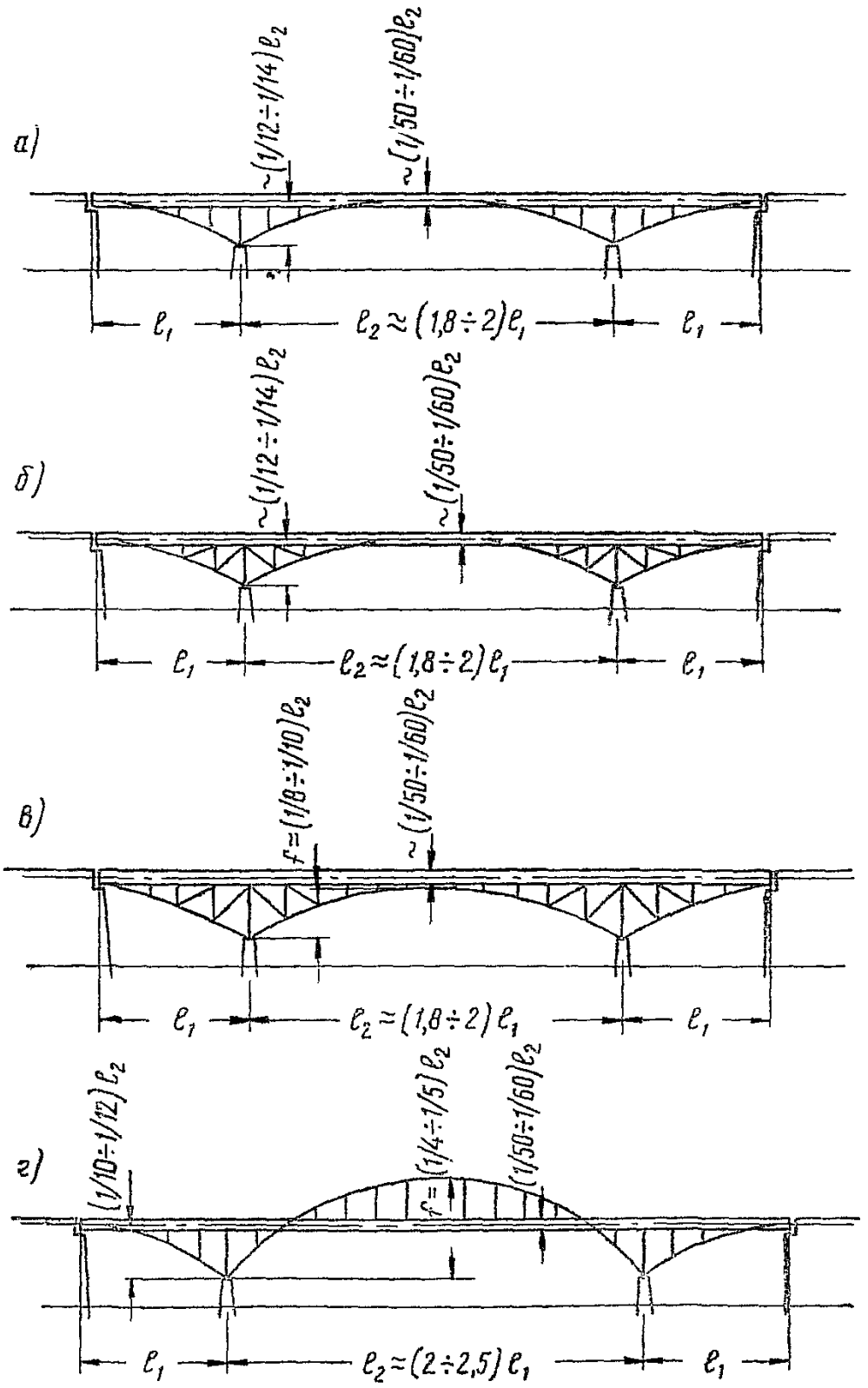


Рис. 10. Схемы подпружных пролетных строений:

а—с заполнением без раскосов; *б*—решетчатая; *в*—с непрерывной подпругой; *г*—с ездой посередине

подпруги целесообразно назначать непрерывными на длине среднего пролета.

22. Балку жесткости рекомендуется проектировать в виде стальных составных двутавров, раскрепленных стальными связями, и в виде железобетонной плиты проезжей части.

Подпруги, а также стойки сквозного заполнения могут быть выполнены стальными, железобетонными или в виде стальных труб, заполненных бетоном (трубобетонными).

Двутавровые балки жесткости и подпруги с заполнением можно располагать в разных плоскостях. При этом должно быть уделено особое внимание передаче вертикальных и горизонтальных сил от концов подпруг и от узлов прикрепления элементов заполнения.

23. При проектировании подпружных пролетных строений целесообразно предусматривать регулирование и предварительное напряжение для уменьшения положительного изгибающего момента в середине среднего пролета. С этой целью следует увеличивать внешние отрицательные изгибающие моменты в наиболее развитых сечениях (над промежуточными опорами). Увеличение внешних отрицательных изгибающих моментов должно быть достигнуто путем увеличения распора, действующего в подпругах.

Такое регулирование и предварительное напряжение могут быть выполнены следующими способами:

а) постановкой временного шарнира (или разрыва) посередине среднего пролета и заглушением его после укладки железобетонной плиты;

б) поднятием неразрезной стальной конструкции пролетного строения на промежуточных опорах или опусканием ее на крайних опорах.

Кроме того, при соответствующем технико-экономическом обосновании рекомендуется осуществлять предварительное напряжение пролетного строения способом натяжения высокопрочной арматуры вдоль балки жесткости на участках, усиленных подпругами, что обеспечивает одновременно и дополнительную экономию стали и трещиностойкость железобетонной плиты в растягиваемой зоне.

Консольно-рамные пролетные строения

24. Консольно-рамные пролетные строения с ездой поверху, состоящие из двухконсольного сталежелезобетонного ригеля с противовесами на консолях и опорных ног, каждая из которых включает стойку и подкос, соединяющий опору

(низ стойки) с концом консоли ригеля (рис. 11), применяются в однопролетных городских и автодорожных мостах. Опорные ноги закрываются декоративными стенками устоев.

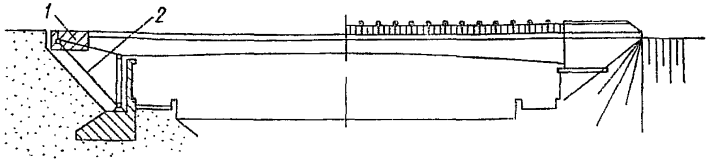


Рис. 11. Схема консольно-рамного пролетного строения:
1—противовес; *2*—подкос

25. Длина каждой консоли целесообразна от $^1/_{10}$ до $^1/_6$ длины пролета.

Ригель консольно-рамного пролетного строения рекомендуется устраивать со сплошной стенкой переменной высоты, изменяющейся по отношению к длине пролета примерно от $^1/_{25}$ на опоре до $^1/_{50}$ в середине пролета. Высота стойки устанавливается в зависимости от имеющейся строительной высоты, но не менее $^1/_{25}$ длины пролета.

Ригель проектируется в виде стальных двутавровых балок, объединенных с железобетонной плитой проезжей части либо (вблизи опор) с двумя железобетонными плитами (верхней и нижней). Количество балок в поперечном сечении пролетного строения принимается в соответствии с п. 8. Опорные стойки могут быть запроектированы как стальными, так и железобетонными.

26. При возведении пролетного строения (предпочтительно навесной сборкой с двух берегов) производится предварительное напряжение и регулирование. Противовесы на консолях загружаются при отключенных подкосах. После замыкания ригеля статическая схема конструкции представляет двухконсольную балку, в которой от противовесов действуют отрицательные изгибающие моменты, разгружающие сечения вблизи середины пролета, нагруженного железобетонной плитой. Затем подкосы присоединяются к консолям, железобетонная плита объединяется со стальной конструкцией, и система превращается в двухшарнирную распорную раму, выгодно работающую на остальную часть вертикальной нагрузки. Для обеспечения трещиностойкости железобетонной плиты проезжей части в околоопорных зонах рекомендуется либо увеличивать количество стержней обычной

продольной арматуры в плите, либо создавать предварительное напряжение способом натяжения высокопрочной арматуры, обжимающей сталежелезобетонную конструкцию после ее объединения.

Пролетные строения с ездой понизу и балочными сквозными фермами

27. Сталежелезобетонные пролетные строения с ездой понизу и балочными сквозными фермами применяются разрезной и неразрезной систем. Пролетное строение может быть принято простым решетчатым (с опиранием проезжей части на решетчатые главные фермы только в узлах согласно рис. 12), решетчатым комбинированным (с внеузловым опиранием проезжей части на жесткие нижние пояса решетчатых главных ферм согласно рис. 13 и 14) или простым комбинированным (с опиранием проезжей части на балки жесткости главных ферм, не имеющих решетки, согласно рис. 15).

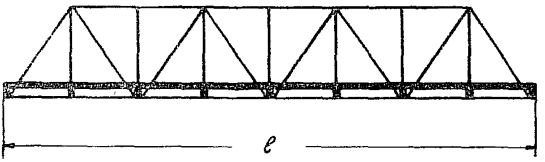


Рис. 12. Схема простого решетчатого пролетного строения

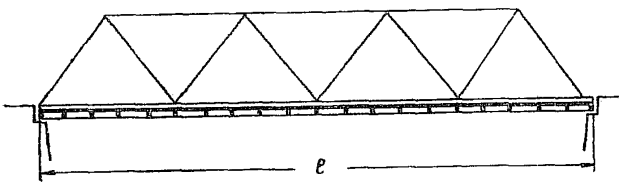


Рис. 13. Схема решетчатого комбинированного пролетного строения с параллельными поясами

Сталежелезобетонные пролетные строения предпочтительны решетчатые комбинированные. В отдельных случаях могут быть рациональны простые комбинированные или простые решетчатые пролетные строения.

Проезжая часть устраивается либо в виде железобетонной плиты, опертой на стальные балки, либо полностью железобетонной.

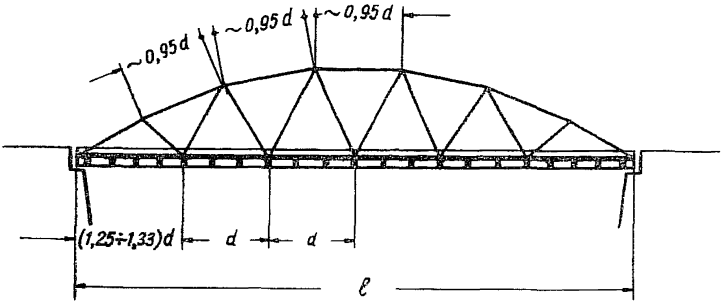


Рис. 14. Схема сегментного решетчатого комбинированного пролетного строения

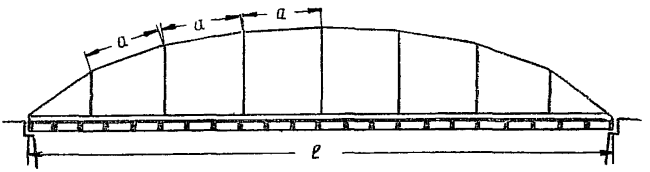


Рис. 15. Схема простого комбинированного пролетного строения

28. Решетчатые комбинированные фермы пролетных строений разрезной системы с ездой понизу применяются с параллельными поясами или сегментного очертания (см. рис. 13 и 14).

При выполнении главных ферм полностью из стали в автодорожных и городских мостах могут быть рациональны обе эти схемы, в железнодорожных же мостах, как правило, целесообразна схема с параллельными поясами.

В разрезных пролетных строениях II степени замены стали железобетоном (см. п. 3) можно, при соответствующем обосновании, применять сегментные фермы с железобетонными верхними поясами.

Для схемы с параллельными поясами целесообразна высота от $^1/_{10}$ до $^1/_8$ длины пролета в автодорожных и городских

мостах и от $^1/_8$ до $^1/_6$ длины пролета в железнодорожных мостах. Решетка для автодорожных и городских мостов целесообразна, как правило, простая треугольная, а для железнодорожных мостов—с подвесками, уменьшающими длину панели главных ферм.

Для ферм автодорожных и городских мостов сегментной схемы целесообразна высота в середине пролета от $^1/_8$ до $^1/_6$ его длины. Решетка рекомендуется простая треугольная. Узлы верхнего пояса следует располагать по окружности на равных расстояниях друг от друга.

В обе схемы в необходимых случаях включают дополнительные элементы, уменьшающие свободную длину основных элементов.

Рациональная длина панели жесткого нижнего пояса составляет для автодорожных и городских мостов 10—22 *м*, для железнодорожных мостов—от 10 до 17 *м*. Высота жесткого нижнего пояса должна быть обоснована сравнением вариантов. Как правило, рациональная высота жесткого нижнего пояса получается от $^1/_9$ до $^1/_{12}$ длины его панели.

29. Проезжая часть сталежелезобетонных пролетных строений с ездой понизу предпочтительна упрощенной конструкции в виде железобетонной плиты, опирающейся на поперечные стальные балки или поперечные железобетонные ребра. Железобетонная плита должна быть включена в совместную работу с поперечными балками, которые, таким образом, рассматриваются как объединенные. Расстояние между поперечными балками или ребрами должно быть обосновано сравнением вариантов. В железнодорожных пролетных строениях верх мостового полотна, как правило, не следует располагать ниже верха жесткого нижнего пояса.

Проезжую часть и ее прикрепления необходимо проектировать с учетом совместной работы железобетонной плиты и поясов главных ферм в горизонтальной плоскости. Целесообразно осуществлять специальные мероприятия, обеспечивающие надежное включение железобетонной плиты в совместную работу, например, применять концевые горизонтальные диафрагмы. Обязательными являются мероприятия по снижению до допустимых пределов напряжений в поперечных балках с учетом их горизонтального изгиба при деформациях нижних поясов ферм. Производить искусственное выключение железобетонной плиты из совместной работы (устраивать подвижные опирания, организованные швы и т. д.), как правило, не рекомендуется.

Трещиностойкость железобетонной плиты проезжей

части, включенной в совместную работу в горизонтальной плоскости с растянутыми нижними поясами главных ферм, рекомендуется обеспечивать либо путем предварительного напряжения, либо увеличением количества стержней обычной продольной арматуры в плите (со стыкованием ее в поперечных швах плиты).

Предварительное напряжение способом натяжения высокопрочной арматуры при включении железобетонной плиты проезжей части в совместную работу с главными фермами применяется не только для обеспечения трещиностойкости железобетонной плиты, но и для получения дополнительной экономии стали.

30. Натяжение высокопрочной арматуры, располагаемой в уровне проезда в каналах железобетонной плиты или вне железобетона, может быть передано:

а) на сталежелезобетонную конструкцию после объединения железобетона и стали, что является, как правило, наиболее целесообразным;

б) только на железобетонную плиту до объединения железобетона со сталью;

в) частично на стальную конструкцию до объединения ее с железобетоном и частично на сталежелезобетонную конструкцию после объединения (при предварительном напряжении двумя ступенями).

В местах передачи сдвигающих усилий между стальной конструкцией, железобетонной плитой и высокопрочной арматурой рекомендуется устраивать жесткие горизонтальные диафрагмы на всю ширину между главными фермами.

При расположении высокопрочной арматуры вне железобетона величина усилий предварительного напряжения может быть назначена из условия компенсации только тех растягивающих напряжений в железобетоне, которые возникают от осевых сил совместной работы с поясами главных ферм. Работу железобетонной плиты на местный изгиб может обеспечивать обычная арматура, если удовлетворяются требования трещиностойкости, распространяемые на железобетон без предварительного напряжения.

Пролетные строения с решетчатыми арками и с затяжками

31. Сталежелезобетонные балочные пролетные строения с решетчатыми арками и с затяжками применяются по схемам, представленным на рис. 16, *а—в*. Расстояние между

поясами арок назначается около $^1/_{20}$ длины пролета. Узлы поясов арок следует располагать по окружности, а длины элементов в каждом поясе делать одинаковыми. Затяжки (или верхние пояса в крайних пролетах) делаются жесткими, допускающими внеузловое опирание поперечных балок или ребер проезжей части. Проезжую часть предпочтительно устраивать без продольных балок, в соответствии с п. 29.

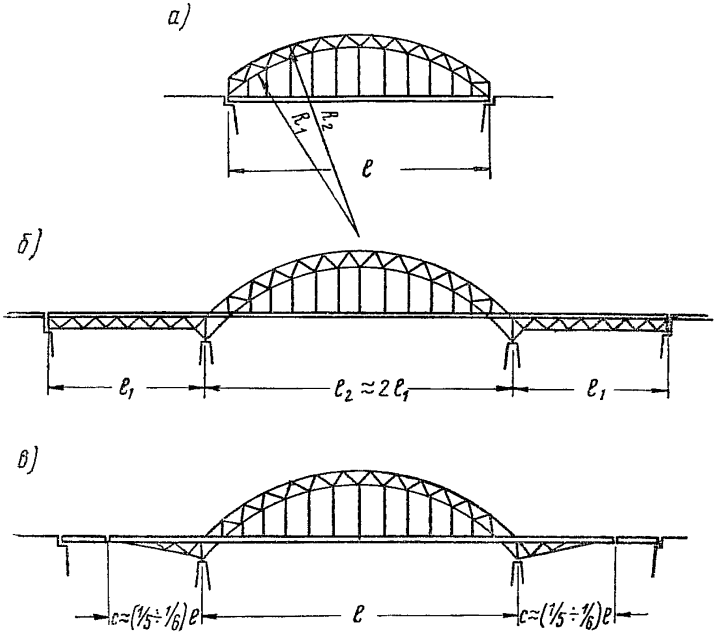


Рис. 16. Схемы пролетных строений с решетчатыми арками и с затяжками:
а—разрезная; *б*—неразрезная; *в*—консольная

32. Жесткую сталежелезобетонную затяжку при соответствующем обосновании рекомендуется напрягать, применяя высокопрочную арматуру. При монтаже навесной сборкой с двух сторон после замыкания арки в середине пролета целесообразно производить регулирование или предварительное напряжение с таким расчетом, чтобы оба пояса арки работали достаточно равномерно.

Висячие и вантовые сталежелезобетонные мосты

33. Висячие и вантовые сталежелезобетонные мосты, имеющие систему кабелей из высокопрочной стали (канатов), опертую на пилоны и закрепленную на концах, а также сталежелезобетонную или железобетонную проезжую часть с балками жесткости, рекомендуется применять в автодорожных и нешироких городских мостах при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Во внешнераспорных висячих и вантовых мостах распор передается на грунт посредством анкерных фундаментов. В висячих и вантовых мостах с воспринятым распором последний воспринимается проезжей частью с балками жесткости; по характеру опорных реакций эти мосты могут быть отнесены к балочным. Внешнераспорные висячие и вантовые сталежелезобетонные мосты целесообразны, при прочих равных условиях, для перекрытия бо́льших пролетов, чем мосты с воспринятым распором.

34. Для внешнераспорных висячих конструкций целесообразно применять системы повышенной жесткости, обеспечивающие получение минимальных изгибающих моментов в балках жесткости и увеличенной аэродинамической устойчивости. В частности, могут быть рекомендованы следующие системы:

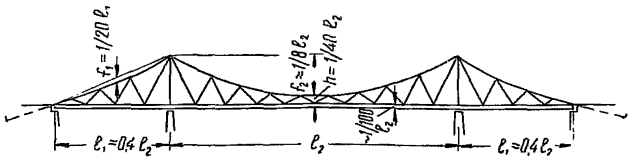


Рис. 17. Схема висячего моста с наклонными подвесками

висячая с наклонными подвесками (рис. 17);

вантовые шарнирные;

двухцепные висячие с вертикальными подвесками;

одноцепная висячая с вертикальными подвесками и с прикреплением кабеля к балке жесткости в середине пролета.

При соответствующем обосновании вместо висячих систем повышенной жесткости можно применять и одноцепную висячую систему с вертикальными подвесками без дополнительных закреплений.

Для повышения горизонтальной жесткости и устойчивости в необходимых случаях целесообразно устраивать горизон-

тальные предварительно напряженные фермы из стальных канатов.

35. Висячую систему с наклонными подвесками (и аналогичные вантовые системы) рекомендуется проектировать так, чтобы постоянная нагрузка, увеличенная устройством железобетонной проезжей части, создавала во всех элементах растяжение, большее сжимающих усилий, возникающих в них от временной нагрузки.

Если постоянная нагрузка окажется недостаточной, может быть применено дополнительное предварительное напряжение в вертикальной плоскости с устройством нижнего вспомогательного кабеля. Когда отдельные элементы под действием временной нагрузки выключаются из работы, конструкция должна быть рассчитана как система с переменной рабочей схемой.

36. Во внешнераспорных однопролетных и трехпролетных висячих сталежелезобетонных мостах балки жесткости предпочтительны полностью или частично из стали, а плита проезжей части—из железобетона. Объединением стали и железобетона и предварительным напряжением рекомендуется обеспечивать эффективную работоспособность сталежелезобетонной конструкции на положительные и отрицательные изгибающие моменты. Соотношения пролетов, высоту пилонов, стрелку провеса кабеля целесообразно принимать такими же, как в аналогичных висячих мостах со стальной проезжей частью. Рациональная высота балки жесткости в висячей системе с наклонными подвесками, в вантовых шарнирных системах и в двухцепных висячих системах с вертикальными подвесками составляет от $^1/_{120}$ до $^1/_{100}$ длины пролета, а в одноцепной висячей системе с вертикальными подвесками—от $^1/_{60}$ до $^1/_{50}$ длины пролета.

37. Многопролетные висячие сталежелезобетонные мосты, имеющие несколько пролетов одинаковой длины, целесообразно проектировать внешнераспорными с дополнительным предварительно напряженным кабелем жесткости, соединяющим вершины пилонов (рис. 18). Применение полностью железобетонных балок жесткости в многопролетных висячих мостах особенно целесообразно.



Рис. 18. Схема многопролетного висячего моста с кабелем жесткости

38. Внешнебезраспорные радиально-вантовые сталежелезобетонные мосты (рис. 19, *а*) рекомендуются в трехпролетной схеме с отношением крайнего пролета к среднему, равным 0,4—0,45, при величине среднего пролета от 80—100 до 150—160 *м*. Балки жесткости, проезжую часть и пилоны рекомендуется устраивать железобетонными; монтаж целесообразно осуществлять навесным способом, уравновешенно в обе стороны от каждого пилона.

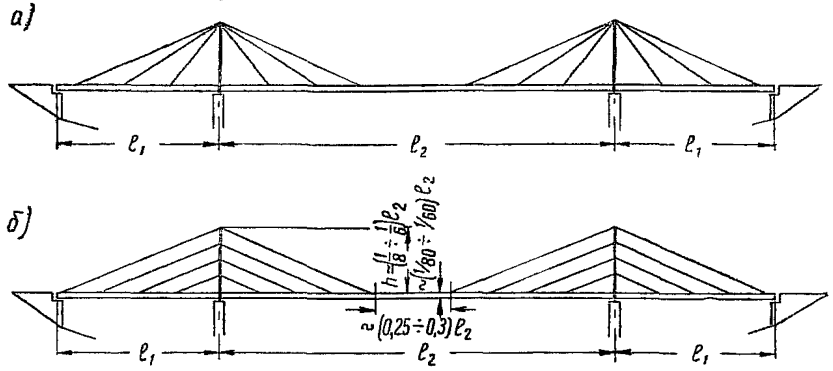


Рис. 19. Схемы вантовых мостов:
а—радиально-вантовая; *б*—параллельно-вантовая

Железобетонную конструкцию проезжей части с балками жесткости предпочтительно проектировать без предварительного напряжения в продольном направлении, используя сжимающие усилия от вант для предотвращения появления в бетоне недопустимых (по трещиностойкости) растягивающих напряжений при действии временной нагрузки. В пролетном строении должна быть предусмотрена возможность регулирования натяжений вант по мере проявления деформаций ползучести бетона.

Возвышение верха пилона над уровнем верха балок следует принимать от $^1/_8$ до $^1/_6$ длины пролета, высоту балки жесткости—от $^1/_{80}$ до $^1/_{60}$ длины пролета.

Наряду с радиально-вантовыми мостами с железобетонными балками жесткости могут быть рациональны сталежелезобетонные внешнебезраспорные вантовые мосты и мосты других конструкций, в частности, параллельно-вантовой системы (рис. 19, *б*) или различных вантовых систем, в том числе радиально-вантовые и параллельно-вантовые, с балками жесткости, выполненными полностью или частично из стали, и с железобетонной плитой проезжей части.

МАТЕРИАЛЫ

39. Марки прокатного металла, предназначенного для стальных конструкций, заклепок, высокопрочных болтов и точеных болтов, а также марки сварочной проволоки, флюсов и электродов принимаются согласно п. 382 СН 200-62 и п. № 4.1 главы II-Д.7-62 СНиП.

В стальных конструкциях главных ферм сталежелезобетонных пролетных строений целесообразно применять низколегированные стали. Углеродистые стали могут быть рекомендованы для отдельных, преимущественно сварных конструкций и элементов главных ферм железнодорожных мостов, работа которых характеризуется значительной знакопеременностью или переменностью напряжений, а также для элементов связей и других вспомогательных частей, где применение низколегированной стали не дает соответствующего эффекта.

Толщина проката из низколегированных сталей ограничивается 40 *мм*, использовать этот прокат рекомендуется толщиной не более 32 *мм*.

40. Обычная (ненапрягаемая) арматура применяется согласно п. 144 СН 200-62; для рабочей арматуры рекомендуется мартеновская горячекатаная класса AII сталь марки Ст. 5 периодического профиля по ГОСТу 5781—61.

41. Виды высокопрочной арматуры, напрягаемой механическим путем, принимаются по п. 145 СН 200-62. Для той высокопрочной арматуры, которая располагается в бетоне, рекомендуется углеродистая холоднотянутая проволока по ГОСТу 7348—55 или канатная проволока светлая по ГОСТу 7372—55.

Указанная высокопрочная арматура используется, как правило, в пучках, составленных из параллельных проволок либо из готовых семипроволочных прядей.

В качестве высокопрочной (напрягаемой) арматуры, которая располагается вне бетона, а также для элементов в виде вант, кабелей и т. д., а в отдельных случаях и для арматуры, располагаемой в бетоне, применяются стальные канаты заводского изготовления со стальными сердечниками. Канаты рекомендуются спиральные, предпочтительно одиночной свивки по ГОСТам 3064—55 и 3065—55 с углом закручивания 1 : 10, 1 : 12 и закрытого типа по ГОСТу 3090—55 или 7675—55. Допускаются также и другие стальные канаты (согласно техническим указаниям ВСН 71-62).

В конструкциях железнодорожных мостов разрешается использовать канаты из проволоки диаметром не менее 3 *мм*. В конструкциях автодорожных и городских мостов можно применять канаты, в которых наружные проволоки имеют диаметр не менее 2 *мм*, а внутренние—не менее 1 *мм*.

Расчетные сопротивления и другие характеристики стальных канатов следует принимать по техническим указаниям ВСН 71-62.

42. Бетон в железобетонных элементах сталежелезобетонных пролетных строений рекомендуется применять марки 400, а в отдельных случаях—300 или 500. Для омоноличивания швов толщиной более 10 *см* целесообразно использовать бетон с прочностью, увеличенной примерно на 10% по сравнению с прочностью бетона блоков.

43. Легкие бетоны—керамзитобетон или другие виды—рекомендуются при технико-экономическом обосновании и специальном согласовании конкретного бетона в качестве материала для железобетонных плит сталежелезобетонных пролетных строений больших пролетов, преимущественно автодорожных и городских мостов, возводимых в районах с обеспеченным производством керамзита или других легких заполнителей. Марка легкого бетона должна быть выбрана в зависимости от прочности имеющихся легких инертных материалов. Расчетные сопротивления и другие характеристики керамзитобетона принимаются согласно «Указаниям по проектированию и изготовлению конструкций автодорожных и городских мостов из керамзитобетона».

Раздел IV

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СИЛОВЫХ ФАКТОРОВ В ЭЛЕМЕНТАХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Основные положения и расчетная схема

44. Изгибающие моменты, усилия и напряжения в элементах сталежелезобетонных пролетных строений следует в общем случае определять суммированием силовых факторов, возникающих на различных последовательных стадиях и этапах работы, соответствующих условиям возведения и загружения конструкции. Количество частей поперечного сечения, последовательно включаемых в работу, определяет число стадий работы поперечного сечения. Включением в ра-

боту для железобетонной плиты считается или объединение ее со стальной конструкцией, или продольное предварительное напряжение ее на стальной конструкции перед объединением, а для высокопрочной арматуры—ее натяжение.

К каждой стадии работы относятся силовые факторы, возникающие на этой стадии от вертикальных нагрузок и предварительного напряжения.

При изменении схемы конструкции или схемы приложения нагрузок и воздействий на протяжении одной стадии работы последняя дополнительно расчленяется на этапы.

45. Внешними для рассматриваемого поперечного сечения элемента называются силовые факторы, уравновешенные за пределами этого сечения: изгибающие моменты, осевые усилия, поперечные силы, крутящие моменты, определенные для поперечного сечения данной стадии работы в целом, а также напряжения, вызываемые этими усилиями и моментами.

Внутренними силовыми факторами для рассматриваемого поперечного сечения элемента называются напряжения, уравновешенные в пределах этого сечения, а также усилия и моменты, вычисленные применительно к определенной части поперечного сечения в качестве равнодействующих этих напряжений.

46. Стадии работы в расчетных формулах обозначены верхними индексами в виде римских цифр. Кроме того, использованы следующие верхние индексы:

Д—для силовых факторов от постоянных нагрузок и воздействий, воспринимаемых при включенном в работу бетоне;

п—для изменений под действием ползучести бетона и обжатия поперечных швов силовых факторов, возникающих от постоянных нагрузок и воздействий Д;

У—для силовых факторов от воздействий усадки бетона (с учетом его ползучести);

Т—для силовых факторов от воздействий колебаний температуры (разности температур).

Верхние индексы внутренних силовых факторов имеют черту сверху, а верхние индексы внешних силовых факторов—черту снизу (в случаях необходимости отличить эти силовые факторы друг от друга и от суммарных силовых факторов).

Примеры обозначений:

M^{I}—изгибающий момент I стадии работы;

N^{II}—осевое усилие II стадии работы;

$Q^{II,п}$—поперечная сила II стадии работы с учетом ее изменений (в статически неопределимых системах) от ползучести бетона и обжатия поперечных швов;

$\sigma^{III,п}$—напряжение III стадии работы с учетом изменений (в статически неопределимых системах) внешних силовых факторов от ползучести бетона и обжатия поперечных швов и без учета внутренних изменений напряжений от ползучести бетона и обжатия поперечных швов;

$\sigma^{IV,п}$—напряжение IV стадии с учетом всех изменений от ползучести бетона и обжатия поперечных швов (внутренних в статически определимых и суммарных в статически неопределимых системах);

$\sigma^{\overline{y,т}}$—внутренние напряжения от усадки бетона и колебаний температуры.

47. При постадийном определении силовых факторов в расчетах на различные предельные состояния и при различных сочетаниях нагрузок и воздействий применяют расчетные коэффициенты к нагрузкам и воздействиям согласно пп. 105—108 и 116—118 СН 200-62 со следующими особенностями:

а) влияние усадки бетона учитывается только в дополнительном сочетании нагрузок и воздействий;

б) влияние усадки бетона и колебаний температур (разности температур) одновременно с горизонтальными временными нагрузками допускается не учитывать;

в) при расчетах на трещиностойкость в дополнительном сочетании нагрузок и воздействий с учетом усадки бетона или колебаний температур временная вертикальная нагрузка учитывается с коэффициентом сочетаний 0,8.

48. Динамический коэффициент $(1+\mu)$ к временной вертикальной нагрузке принимается согласно п. 126 СН 200-62 с учетом следующих указаний.

Для сталежелезобетонных главных ферм и стальных связей в пролетных строениях, имеющих бетон только в уровне проезжей части (объединенных, сталежелезобетонных сквозных для езды понизу со стальными верхними поясами, сталежелезобетонных подпружных при стальных подпругах и т. д.), а также для объединенных балок проезжей части при работе на местный изгиб динамический коэффициент принимать как для стальных мостовых конструкций.

Для сталежелезобетонных главных ферм и стальных связей в пролетных строениях, имеющих бетон не только в уровне проезжей части (двухплитных, сквозных с железобетон-

ными или трубобетонными поясами или подпругами вне уровня проезжей части и т. д.), динамический коэффициент учитывать в размере полусуммы динамических коэффициентов, вычисленных как для соответствующих стальной и железобетонной мостовых конструкций.

Для железобетонных плит и балок проезжей части при их работе на местный изгиб независимо от стальных элементов динамический коэффициент принимать как для железобетонных мостовых конструкций.

При вычислении в элементах проезжей части осевых усилий и изгибающих моментов от работы совместно с главными фермами динамический коэффициент принимается как для главных ферм.

49. Расчеты сталежелезобетонных элементов со сплошной стенкой (или стенками) выполняют, как правило, исходя из гипотезы плоских сечений. Податливость швов объединения железобетона со сталью надлежит учитывать при передаче сдвигающего усилия через несколько швов, применении специально законструированных податливых швов и в других особо оговариваемых случаях.

50. Для нахождения усилий и моментов в элементах сталежелезобетонных пролетных строений, сдвигающих и отрывающих усилий между железобетоном и сталью, внутренних напряжений, а также при определении общих деформаций работа бетона принимается, как правило, упругой независимо от величины и знака напряжений в бетоне. При этом в необходимых случаях согласно указаниям пп. 81—91 учитывается ползучесть бетона.

При определении напряжений от внешних силовых факторов работа бетона принимается упругой, пластической или же вовсе не учитывается в соответствии с указаниями пп. 114, 125 и 129. При этом ползучесть бетона учитывается согласно указаниям пп. 81—91, а также пп. 118, 122, 125 и 129.

51. Модули упругости бетона $E_б$ в расчетах сталежелезобетонных конструкций следует принимать согласно п. 153 СН 200-62 и табл. 1 во всех случаях, кроме оговоренных в пп. 84, 92 и 125, а коэффициенты $n_1=\frac{E_с}{E_б}$ для прокатной стали с модулем упругости $E_с=2100000$ *кг/см*^{2}—по табл. 1.

В расчетах сталежелезобетонных конструкций, имеющих высокопрочную арматуру или гибкие высокопрочные элементы в виде вант или кабелей, модули упругости высоко-

Таблица 1

Упругие характеристики бетона

Марка бетона	$E_б$, кг/см²	n_1	Марка бетона	$E_б$, кг/см²	n_1
200	265000	7,9	400	350000	6,0
250	290000	7,3	500	380000	5,5
300	315000	6,7	600	400000	5,2

прочных материалов $E_п$ и коэффициенты $n_п = \frac{E_с}{E_п}$ необходимо принимать согласно табл. 2, а также п. 155 СН 200-62.

Таблица 2

Упругие характеристики высокопрочных стальных элементов

Вид высокопрочной арматуры или элемента	$E_п$, кг/см²	$n_п$
Холоднотянутая проволока; пучки и пряди из нее	$1{,}8 \cdot 10^6$	1,17
Стальные канаты спиральные однопрядные из 7 и 19 проволок и спиральные закрытые	$1{,}8 \cdot 10^6$	1,17
То же прочие спиральные и двухпрядные . .	$1{,}7 \cdot 10^6$	1,24
То же двойной свивки	$1{,}6 \cdot 10^6$	1,31

52. В расчетах сталежелезобетонных элементов, выполняемых в предположении упругости бетона, следует использовать приведенные к стали геометрические характеристики поперечных сечений этих элементов.

Приведенные геометрические характеристики получаются при учете входящей в состав сечения площади бетона, поделенной на коэффициент $n_1 = \frac{E_с}{E_б}$ или на аналогичный коэффициент согласно пп. 84, 92 и 125, и площади высокопрочной арматуры (если она имеется), поделенной на коэффициент $n_п = \frac{E_с}{E_п}$.

Для геометрических характеристик поперечных сечений использованы следующие обозначения:

F_k—площадь поперечного сечения (или его части) k;

$z_{i,k}$—расстояние по вертикали между двумя характерными фибрами, точками или осями i и k поперечного сечения;

$S_{j,k}=F_j z_{j,k}$ —статический момент части j поперечного сечения относительно оси k;

I_k—момент инерции поперечного сечения (или его части) k;

$W_{i,k}=\frac{I_k}{z_{i,k}}$—величина, равная для крайней фибры моменту сопротивления поперечного сечения.

Состав поперечного сечения j, k обозначается совокупностью следующих нижних индексов, соответствующих частям сечения, включенным в работу и учитываемым в расчете:

с—стальная конструкция;

а—обычная продольная арматура железобетона;

п—высокопрочная продольная арматура;

ст—вся совокупность стальных частей в поперечном сечении;

б—бетон, расположенный в зоне, преимущественно сжимаемой временной нагрузкой;

Б—бетон, расположенный в зоне, преимущественно растягиваемой временной нагрузкой.

Характерные фибры i поперечного сечения обозначаются следующими нижними индексами:

бф—крайняя фибра бетона «б»;

Бф—крайняя фибра бетона «Б»;

в—крайняя фибра стального верхнего пояса элемента со сплошной стенкой;

н—крайняя фибра стального нижнего пояса элемента со сплошной стенкой.

Центры тяжести поперечных сечений или их частей обозначаются теми же нижними индексами (j, k), что и состав или части поперечного сечения.

Геометрические характеристики типа $F_б$; $I_б$; $S_{б,ст}=F_б z_{б,ст}$, в которых используются площади сечения только бетона, применяются без приведения к стали.

С силовыми факторами используются те же нижние индексы i, j, k. При обозначении напряжений $\sigma_{i,k}$ на первое место ставится индекс i, определяющий фибру, а на второе место—индекс k, характеризующий состав сечения. При обозначении напряжений σ_i, суммарных для нескольких стадий работы, используется только индекс, определяющий фибру.

53. Расчетная величина свеса железобетонной плиты, учитываемая в составе поперечного сечения сталежелезобетонного элемента (сплошной балки или пояса сквозной фермы) и отсчитываемая в каждую сторону от оси стальной конструкции, принимается в соответствии с табл. 3.

Таблица 3

Расчетные величины свесов железобетонной плиты

Длина l	Свес в сторону соседнего элемента b	Консольный свес c
Больше $4B$	$\frac{B}{2}$	—
Меньше $4B$	$s+6h_п$ или по п. 67, но не более $\frac{B}{2}$ и не менее $\frac{l}{8}$	—
Больше $12C$	—	—
Меньше $12C$	—	$s+6h_п$ или по п. 67, но не более C и не менее $\frac{l}{12}$

В табл. 3, согласно рис. 20, приняты следующие обозначения:

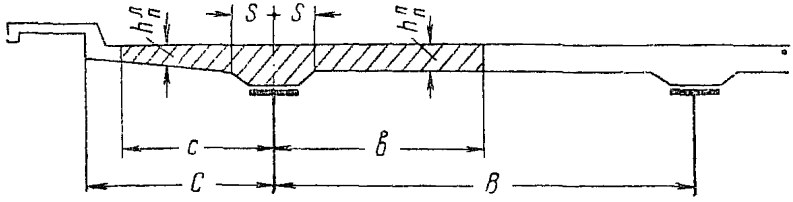


Рис. 20. Схема для определения расчетной ширины железобетонной плиты, учитываемой в составе сечения

B—расстояние между осями стальных конструкций соседних и равноценных по жесткости сталежелезобетонных элементов;

C—конструктивная длина консольного свеса плиты от оси стальной конструкции;

s—половина ширины железооетонного реора или вута, а при их отсутствии—половина ширины контакта стального пояса с бетоном или раствором;

h —средняя толщина железобетонной плиты на длине ее пролета или консоли (без учета ребра или вута);

l—длина пролета ферм—для главных балок со сплошной стенкой и для жестких поясов или балок жесткости комбинированных главных ферм

или расстояние между главными фермами (ширина железобетонной плиты поперек моста, если она меньше расстояния между главными фермами)—для поперечных балок проезжей части,

или длина панели—для продольных балок проезжей части при расчете их на местный изгиб.

54. Подливка, бетон замоноличивания открытых каналов для высокопрочной арматуры, обжимающей железобетон, подготовка, изоляция, защитный слой, асфальтовое или цементно-бетонное покрытие, верхнее строение железнодорожного пути в составе расчетного сталежелезобетонного сечения не учитываются, за исключением специально оговоренных случаев.

Бетон замоноличивания продольных швов сборной железобетонной плиты и открытых каналов для высокопрочной арматуры, обжимающей только стальную конструкцию и не обжимающей железобетона, а также раствор замоноличивания закрытых каналов для любой высокопрочной арматуры учитываются в составе расчетного сталежелезобетонного сечения. Если площадь швов или каналов не превосходит 10% общей площади бетона, различие модулей упругости их материала и бетона плиты допускается не принимать во внимание.

Обычную продольную арматуру сборной железобетонной плиты, если она состыкована в поперечных швах, а также обычную продольную арматуру монолитной железобетонной плиты рекомендуется учитывать в составе расчетного сталежелезобетонного сечения.

Высокопрочная продольная арматура, объединенная с сечением, т. е. замоноличенная в открытых или закрытых каналах, или расположенная открыто, но надежно прикрепленная по длине к основной конструкции для передачи сдвигающих сил, вводится в состав расчетного сталежелезобетонного сечения.

Высокопрочная арматура шпренгельного типа в виде

прямолинейного элемента, прикрепленного по концам, или полигонального шпренгеля не вводится в состав сталежелезобетонного сечения и учитывается как самостоятельный элемент статически неопределимой системы.

55. При определении центров тяжести стального и приведенного сталежелезобетонного сечения ослабления заклепочными или болтовыми отверстиями не учитываются. Моменты инерции и моменты сопротивления стального и приведенного сталежелезобетонного сечения следует для всех расчетов определять по сечению «брутто».

Напряжения по сечению «нетто» рекомендуется вычислять с использованием раздельных коэффициентов ослабления, учитывающих ослабления площадей отдельных составных частей сечения (горизонталов, вертикалов и т. д.) заклепочными или болтовыми отверстиями.

56. Предварительные геометрические характеристики сечений, используемые при решении статически неопределимой задачи и имеющие определяющее значение для вычисления перемещений и неизвестных, не должны отличаться от действительных геометрических характеристик подобранных сечений более чем на 30%. При большем расхождении в геометрических характеристиках этих сечений решение статически неопределимой задачи должно быть скорректировано.

57. При решении статически неопределимой задачи расчетную схему сталежелезобетонной или стальной неразрезной балки допускается принимать с постоянными по длине пролета геометрическими характеристиками сечений, если моменты инерции действительных сечений над промежуточными опорами и в серединах пролетов отличаются друг от друга не более чем в 2 раза.

58. Для главных ферм решетчатых сталежелезобетонных пролетных строений, имеющих железобетонную плиту проезжей части с внеузловым опиранием на главные фермы (непосредственным или посредством балочной клетки), применяются расчетные схемы решетчатых комбинированных систем в соответствии с пп. 391 и 536 СН 200-62, предусматривающими учет жесткости конструкции, расположенной в уровне проезда.

Решетчатые комбинированные системы (рис. 21, *а*) рекомендуется рассчитывать по методу сил. При точном расчете целесообразно использовать балочную основную (рис. 21, *б*) или шарнирную основную (рис. 21, *в*) систему. В балочной основной системе за неизвестные принимаются усилия в поясе, расположенном в уровне, противоположном уровню про-

езда; в шарнирной основной системе—изгибающие моменты в узлах жесткого пояса, расположенного в уровне проезда. При применении шарнирной основной системы для построения линии влияния изгибающего момента в данном узле допускается использовать приближенные методы расчета.

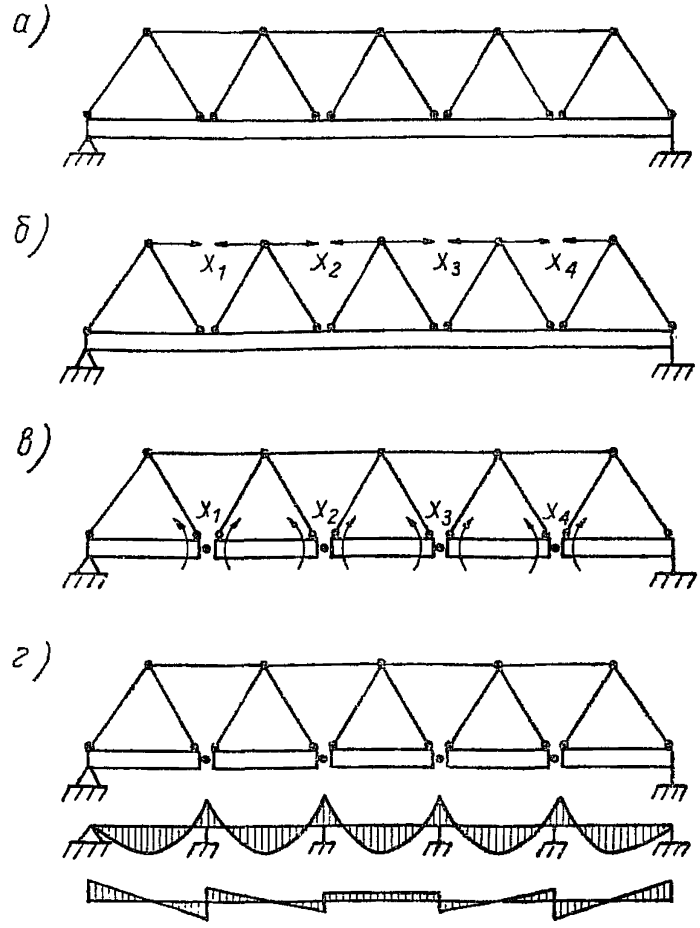


Рис. 21. Схемы к расчету решетчатых комбинированных ферм:

а—расчетная схема; *б*—балочная основная система; *в*—шарнирная основная система; *г*—схема расчета на нагрузку I стадии работы

основанные на учете жесткости только одного данного узла (или также и соседних узлов). Для автодорожных и городских мостов при высоте сталежелезобетонного пояса менее $^1/_{10}$ длины панели допускается пользоваться приближенными формулами п. 537 СН 200-62.

Нормальные напряжения от временной вертикальной нагрузки в жестком поясе, расположенном в уровне проезда, рекомендуется определять по линиям влияния ядровых моментов. Линии влияния ядровых моментов целесообразно строить для сечений, проходящих в серединах панелей главных ферм и у краев фасонок главных ферм—слева и справа от центра узла.

Количество расчетных сечений должно быть достаточным для выявления характера огибающих эпюр максимальных напряжений и получения уверенности в том, что определены невыгодные сечения.

59. При соответствующем обосновании осевые усилия в элементах решетчатых комбинированных ферм от постоянных вертикальных нагрузок I стадии работы допускается определять по шарнирной расчетной схеме, т. е. без учета жесткости узлов пояса, расположенного в уровне проезда. Изгибающие моменты в жестком поясе от указанной нагрузки могут быть определены как в неразрезной балке на жестких опорах с пролетами, равными длине панели главных ферм. При этом должно быть учтено влияние эксцентричного приложения горизонтальных составляющих усилий в раскосах от указанной нагрузки (рис. 21, *г*).

60. В пролетных строениях автодорожных и городских мостов с ездою поверху, имеющих кроме железобетонной плиты в уровне верхнего пояса также и неизменяемую систему продольных связей у нижнего пояса, связывающую все главные фермы, или имеющих две железобетонные плиты, распределять временную вертикальную нагрузку между главными фермами (определять коэффициент поперечной установки) рекомендуется с учетом сопротивления кручению.

61. Пространственные главные фермы сталежелезобетонных комбинированных пролетных строений с ездой поверху, состоящие в поперечном сечении из участка железобетонной плиты, двух балок жесткости и одной расположенной между ними усиляющей стержневой конструкции в виде подпруги, шпренгеля или решетчатой фермы (рис. 22), допускается, при соответствующем обосновании, рассчитывать как плоские фермы. Однако в этом случае коэффициенты поперечной установки для определения силовых факторов от временной вертикальной нагрузки необходимо вычислять отдельно для балок жесткости (исходя из количества и размещения балок жесткости) и отдельно для стержневых конструкций (исходя из количества и размещения стержневых конструкций).

62. Совместную работу железобетонной плиты проезжей части с главными фермами в горизонтальной плоскости допускается не учитывать только при осуществлении специальных конструктивных мероприятий (организованных швов, подвижных опираний и т. д.), надежно обеспечивающих выключение проезжей части из совместной работы с главными фермами (см. п. 3).

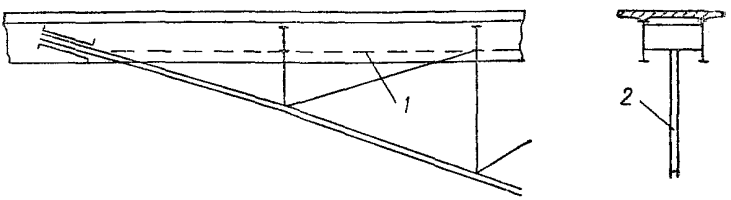


Рис. 22. Схема пространственной фермы сталежелезобетонного пролетного строения:
1—связи; *2*—стержневая конструкция

63. Если передача сдвигающих усилий между главными фермами и конструкциями проезжей части осуществляется последовательно через несколько швов объединения железобетона и стали или имеются швы податливой неплотной конструкции, или отсутствует непосредственное объединение между основной железобетонной плитой и главными фермами, надлежит учитывать влияние сдвигов на распределение силовых факторов. Влияние сдвигов допускается учитывать приближенно, вводя при подсчете приведенных геометрических характеристик сталежелезобетонных поперечных сечений коэффициенты $k_{\text{под}}<1$ к площадям тех частей поперечного сечения, которые вовлекаются в совместную работу через податливые на сдвиг швы и конструкции.

При непосредственном плотном объединении железобетонной плиты с главными фермами и наличии объединенных продольных балок, вовлекаемых в совместную работу с главными фермами через железобетонную плиту, коэффициенты $k_{\text{под}}$ вводятся к площадям поперечного сечения стальных элементов продольных балок.

Если непосредственное объединение основной железобетонной плиты с главными фермами отсутствует и передача сдвигающих усилий осуществляется горизонтальными диафрагмами или системой связей, или поперечными балками, коэффициенты $k_{\text{под}}$ вводятся:

а) к площади поперечного сечения железобетонной плиты (включающей арматуру и продольные балки, когда они имеются)—при распределении усилий от вертикальных нагрузок и от натяжения высокопрочной арматуры, заанкеренной на стальной конструкции;

б) к площади поперечного сечения стальной конструкции—при распределении усилий от натяжения высокопрочной арматуры, заанкеренной на железобетонной плите.

Коэффициенты $k_{под}$ допускается определять приближенными расчетами совместной работы проезжей части и главных ферм под единичной равномерно распределенной вертикальной нагрузкой либо по экспериментальным данным. Если железобетонная плита доведена непосредственно до стальных элементов и вычисление $k_{под}$ элементарными методами строительной механики невозможно, разрешается принимать $k_{под}=0{,}9$.

64. Осевое усилие в железобетонной плите от совместной работы с главными фермами в общем случае при обычной арматуре принимается

$$N_{Ба}=(F_Б+n_1F_а)\,\sigma_{Б,стБ},$$

при высокопрочной арматуре—

$$N_{Бп}=\left(F_Б+\frac{n_1}{n_п}F_п\right)\sigma_{Б,стБ}.$$

Если железобетонная плита опирается на главные фермы не непосредственно, а только через балочную клетку, напряжение в плите от общего изгиба ее в вертикальной плоскости совместно с главными фермами допускается не учитывать.

Если плита не объединена с главными фермами по всей длине и может рассматриваться как самостоятельный элемент конструкции, то в случае, когда растягивающее напряжение в бетоне плиты $\sigma_{Б,стБ}$ от усилия $N_{Ба}$ хотя бы при одном невыгодном загружении или сочетании нагрузок данного расчета (прочности или трещиностойкости) превосходит расчетное сопротивление бетона растяжению $R_{рп}$, все растягивающие осевые усилия в железобетонной плите (кроме внутренних температурных и усадочных) уменьшаются и принимаются не по приведенной площади плиты, а только по площади продольной арматуры. При обычной арматуре[1]

$$N_а=n_1F_а\sigma_{Б,ст}.$$

[1] *Обозначения пояснены в п. 52.*

Соответственно корректируются и силовые факторы в стальных поясах.

Данное указание распространяется также и на предварительно напряженную плиту. При этом в величинах N учитывается усилие предварительного напряжения.

Если железобетонная плита объединена с главными фермами по всей длине, она не рассматривается как самостоятельный элемент, и условия выключения из работы бетона, в случае появления в нем растягивающих напряжений, регламентируются пп. 114 и 122.

65. Силовые факторы от местного изгиба в железобетонной плите проезжей части, опирающейся на главные балки со сплошной стенкой, жесткие пояса или балки жесткости сквозных главных ферм, поперечные балки, продольные балки (на один или несколько видов перечисленных несущих конструкций в любых комбинациях), определяют:

как для балочной плиты—при отношении сторон, равном или большем 2;

как для плиты, опертой по контуру,—при отношении сторон меньшем 2.

Распределение временной вертикальной нагрузки на плиту принимается:

для железнодорожных мостов с мостовым полотном на балласте—согласно п. 4 приложения 9 к СН 200-62;

для автодорожных и городских мостов—согласно п. 7 приложения 10 к СН 200-62.

66. В расчетных схемах плит проезжей части для определения силовых факторов местного изгиба в необходимых случаях должна учитываться вертикальная податливость и жесткость при кручении тех несущих конструкций, на которые опирается плита.

Для регулярных балочных плит, т. е. таких балочных плит, которые опираются на одинаковые по жесткости несущие конструкции и имеют равные пролеты (или один пролет), силовые факторы от местного изгиба определяются приближенно согласно «Техническим указаниям по расчету балочных плит проезжей части мостов» (ВСН 58-61), причем изгибающие моменты принимаются по табл. 4.

В табл. 4 приняты следующие обозначения:

$M_к$—изгибающий момент в корне консоли;

M_0—условный наибольший изгибающий момент от нагрузки на плиту в простой балке пролетом, равным расчетному пролету плиты b;

$w=0{,}001\frac{Db^3}{GI_к}$—параметр жесткости в $см^2$;

Таблица 4

Изгибающие моменты в балочных плитах при различных параметрах жесткости

Система плиты	Расчетное сечение	$w<30$	$w=30\div100$	$w>100$
Неразрезная многопролетная	у промежуточных балок	$-0{,}8\,M_0$ $+0{,}25\,M_0$	$-0{,}8\,M_0$ $+0{,}25\,M_0$	$-0{,}8\,M_0$ $+0{,}25\,M_0$
	у крайних балок	$-0{,}8\,M_0$ $-M_к$	$-0{,}65\,M_0$ $-M_к$	$-0{,}5\,M_0$ $-M_к$
	в середине пролета	$+0{,}5\,M_0$ $-0{,}25\,M_0$	$0{,}6\,M_0$ $-0{,}25\,M_0$	$-0{,}7\,M_0$ $-0{,}25\,M_0$
Однопролетная	у балок	$-0{,}8\,M_0$ $-M_к$	$-0{,}65\,M_0$ $-M_к$	$-0{,}5\,M_0$ $-M_к$
	в середине пролета	$+0{,}5\,M_0$	$+0{,}6\,M_0$	$+0{,}7\,M_0$

b—расчетный пролет плиты, принимаемый равным расстоянию[1] в свету между несущими конструкциями;

$D=\dfrac{E_б\delta_п^3}{12(1-\mu_б^2)}$—цилиндрическая жесткость плиты в *кгсм*;

$\delta_п$—толщина плиты;

$\mu_б=0{,}15$—коэффициент Пуассона материала плиты;

G—модуль упругости материала балки при сдвиге (для стали $G=840000$, для бетона $G=\dfrac{E_б}{2(1+\mu_б)}$);

$I_к$—момент инерции сечения балки при кручении.

При вычислении момента инерции сечения балки железобетонная плита (приведенная к стали, если имеется стальная балка) включается в состав сечения только непосредственно над балкой (вместе с ребром), а пролетные и консольные участки плиты в составе сечения не учитываются.

Для незамкнутого сечения из листов

$$I_к=\sum\frac{\left(\dfrac{a}{\delta}-0{,}63\right)\delta^4}{3},$$

где a—ширина и δ—толщина листов.

[1] Расстояние в свету при стальных балках измеряется между кромками ребер жесткости, а если они отсутствуют (например, в двутенчатых балках)—между стенками.

Для неравнопролетных балочных плит, а также плит, опирающихся на конструкции разной жесткости, расчетную схему допускается принимать в виде балки, опирающейся на жесткие или податливые опоры, не сопротивляющиеся поворотам опорных сечений плиты (рис. 23). Расчетные пролеты неразрезной плиты берутся при этом равными расстояниям между осями соответствующих несущих конструкций.

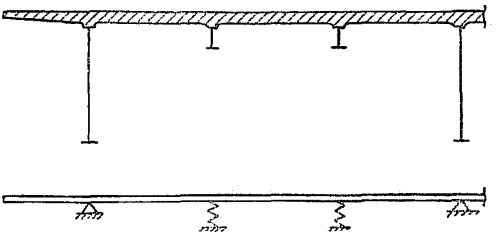


Рис. 23. Расчетная схема железобетонной плиты, опирающейся на главные фермы и на продольные балки проезжей части

При опирании плиты на поперечные или продольные балки, рассматриваемые в качестве податливых опор, расчет должен быть выполнен не менее чем для двух полос плиты (с наименьшей и наибольшей податливостью опор).

67. Изгибающие моменты от местного изгиба в объединенной (или железобетонной) продольной балке, опирающейся на поперечные балки или фермы (поперечные связи), рекомендуется определять как в неразрезной балке на упругосмещающихся опорах. Податливость упругосмещающихся опор принимается по прогибу поперечной балки (или фермы) относительно главных ферм. При постоянной длине панели изгибающие моменты в продольной балке разрешается принимать равными в середине панели $+0{,}8M_0$ для автодорожных и $+M_0$ для железнодорожных мостов, а над промежуточной поперечной балкой или фермой равными $-0{,}6M_0$, где M_0—изгибающий момент в середине пролета продольной балки, разрезанной над поперечными балками (или фермами).

В состав сечения объединенной продольной балки вводится участок железобетонной плиты площадью $F_б = n_1 F_с \frac{z_{с,бн}}{z_{б,бн}}$, но не более чем по п. 53. Обозначения здесь соответствуют п. 52 и рис. 24.

68. Для балочной железобетонной плиты, работающей на местный изгиб в поперечном направлении, допускается не суммировать геометрически силовые факторы от местного изгиба и от совместной работы с главными фермами в продольном направлении.

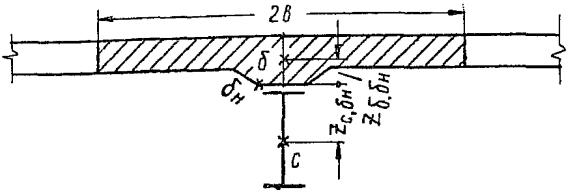


Рис. 24. Схема для определения ширины железобетонной плиты, вводимой в состав сечения продольной балки

Для балочной железобетонной плиты, работающей на местный изгиб в продольном направлении, а также для продольных балок проезжей части силовые факторы от местного изгиба должны быть алгебраически просуммированы с соответствующими силовыми факторами от совместной работы с главными фермами в этом же направлении. Коэффициенты перегрузки, как и динамический коэффициент (см. п. 48), при вычислении силовых факторов от местного изгиба и от совместной работы с главными фермами принимаются независимо. Однако положение временной вертикальной нагрузки при определении обоих этих силовых факторов должно быть одним и тем же, невыгодным для их совместного действия. В расчете без линии влияния, позволяющей установить такое невыгодное положение, допускается вычислять в запас эти силовые факторы при двух независимых положениях временной вертикальной нагрузки, каждое из которых не выгодно для одного силового фактора.

69. Изгибающий момент в середине пролета стальной, объединенной или железобетонной поперечной балки (фермы) в железнодорожных мостах рекомендуется принимать как в разрезной балке с пролетом, равным расстоянию между осями главных ферм, независимо от наличия поперечной рамы. В соответствующих конструкциях автодорожных и городских мостов этот изгибающий момент определяется из расчета поперечной рамы.

Опорный (по оси главной фермы) изгибающий момент стальной, объединенной или железобетонной поперечной бал-

ки (фермы), жестко прикрепленной к главной ферме, рекомендуется определять из расчета поперечной рамы. При двустенчатой конструкции сплошной главной балки или жесткого пояса надлежит учитывать сопротивление кручению.

Опорный (по оси главной фермы) изгибающий момент поперечной балки (фермы), жестко прикрепленной к одностенчатому жесткому поясу сквозной главной фермы вне узла или к одностенчатой главной балке небольшой высоты, допускается принимать равным нулю.

Изгибающий момент в прикреплении поперечной балки к главной ферме вычисляется с учетом смещения центра прикрепления относительно оси главной фермы.

Учет предварительного напряжения и регулирования

70. При регулировании силовых факторов изменением схемы конструкции в ходе загружения ее постоянной вертикальной нагрузкой стадии работы расчленяются на этапы, соответствующие схемам конструкции. Силовые факторы каждой стадии работы вычисляются поэтапным суммированием, в частности:

$$M^{\mathrm{I}} = M^{ga} + M^{gb} + \ldots + M^{\mathrm{on\,I}};$$

$$M^{\mathrm{II,n}} = M^{gc} + M^{gd} + \ldots - M^{\mathrm{on\,II}} + M^{\mathrm{n}} + M^{q}.$$

При регулировании силовых факторов смещением опорных закреплений, а также при внешнем предварительном напряжении (например, натяжением анкерных тяг и другим способом) силовые факторы от регулирования или предварительного напряжения вычисляются отдельно и суммируются алгебраически с силовыми факторами соответствующей стадии работы. В частности, при регулировании или предварительном напряжении во II стадии работы силовые факторы будут равняться:

$$M^{\mathrm{I}} = M^{g\mathrm{I}} + M^{\mathrm{on}};$$

$$M^{\mathrm{II,n}} = M^{g\mathrm{II}} - M^{\mathrm{on}} + M^{r} + M^{\mathrm{n}} + M^{q}.$$

Если предварительное напряжение производится перераспределением изгибающих моментов между стадиями работы, осуществляемым выгибом стальной конструкции и обжатием железобетонной плиты во время снятия выгибающих усилий после объединения железобетона со сталью (изменением отметок на постоянных опорах, применением временных опор или временного шпренгеля и т. д.), изгибающий момент пред-

варительного напряжения (выгиба) передается из I стадии во II стадию работы (при двух стадиях). Таким образом,

$$M^{\mathrm{I}} = M^{g\mathrm{I}} + M^{\mathrm{оп}} - M^{r};$$

$$M^{\mathrm{II,п}} = M^{g\mathrm{II}} - M^{\mathrm{оп}} + M^{r} + M^{\mathrm{п}} + M^{q}.$$

Верхние индексы имеют следующие значения:

r—регулирование или предварительное напряжение;

$g\mathrm{I}$, ga, gb и т. д.—постоянные вертикальные нагрузки соответствующих стадий и этапов работы;

q—временные вертикальные нагрузки;

оп—опалубка и другие устройства, используемые при замоноличивании.

Остальные верхние индексы пояснены в п. 46.

71. При предварительном напряжении, осуществляемом способом обжатия железобетонной плиты горизонтальными домкратами до объединения железобетона со сталью (см. рис. 4), силовые факторы предварительного напряжения передаются на раздельно работающие стальную и железобетонную части конструкции, но учитывается трение между ними. Коэффициент трения f берется в зависимости от предусмотренных проектом особенностей шва между железобетоном и сталью в период предварительного напряжения. Эпюра усилий предварительного напряжения в балке принимается параболической (рис. 25), причем в сечении установки домкратов усилие предварительного напряжения равно

$$N^{r}_{max} = P_{\mathrm{дм}}; \quad M^{r}_{max} = P_{\mathrm{дм}} \cdot z_{\mathrm{б,с}},$$

в сечениях упоров

$$N^{r}_{0} = P_{\mathrm{дм}} - f g_{\mathrm{пл}} \frac{L}{2}; \quad M^{r}_{0} = \left(P_{\mathrm{дм}} - f g_{\mathrm{пл}} \frac{L}{2}\right) z_{\mathrm{б,с}},$$

где $P_{\mathrm{дм}}$—расчетное усилие от домкратов на одну балку;

$g_{\mathrm{пл}}$—нагрузка от веса плиты на 1 *пог. м* балки;

$\frac{L}{2}$—длина участка плиты от домкратов до упора.

Остальные обозначения пояснены в пп. 46, 52 и 70.

При двух стадиях работы вторая стадия делится на два этапа, соответственно силовые факторы будут равны:

$$M^{\mathrm{I}}_{\mathrm{с}} = M^{g\mathrm{I}} + M^{\mathrm{оп}};$$

$$M^{\mathrm{II}a}_{\mathrm{с}} = -M^{r}; \quad N^{\mathrm{II}a}_{\mathrm{с}} = N^{r}; \quad M^{\mathrm{II}a}_{\mathrm{б}} = 0; \quad N^{\mathrm{II}a}_{\mathrm{б}} = -N^{r};$$

$$M^{\mathrm{II}b,\mathrm{п}}_{\mathrm{стб}} = M^{g\mathrm{II}} - M^{\mathrm{оп}} + M^{\mathrm{п}} + M^{q}.$$

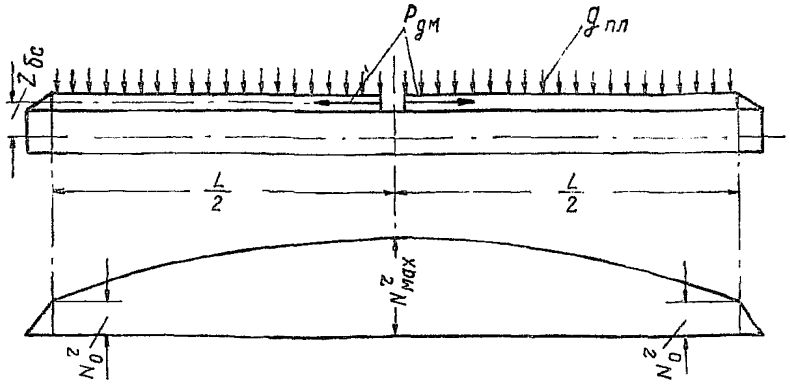


Рис. 25. Эпюра усилий предварительного напряжения при обжатии железобетонной плиты горизонтальными домкратами

72. При предварительном напряжении способом натяжения высокопрочной арматуры силовые факторы от предварительного напряжения учитываются в одном из следующих вариантов:

в самостоятельной стадии работы;

в этапе соответствующей стадии работы;

в соответствующей стадии работы без выделения самостоятельного этапа.

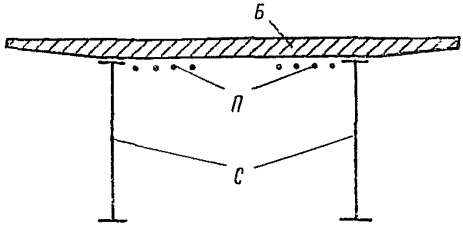


Рис. 26. Схема поперечного сечения с предварительным напряжением объединенной балки способом натяжения высокопрочной арматуры

Порядок учета принимается в соответствии с указаниями п. 44 в зависимости от последовательности включения в работу частей поперечного сечения, загружения их вертикальными нагрузками и предварительного напряжения.

При двухступенчатом предварительном напряжении поперечного сечения по рис. 26 с передачей первой ступени натяжения на стальную конструкцию, а второй ступени—на объединенное сталежелезобетонное сечение силовые факторы определяются следующими выражениями:

$$M_{\text{с}}^{\text{I}} = -M^{g\text{I}};$$

$$M_{\text{с}}^{\text{II}} = +M^{r\text{II}} - M^{g\text{II}} - M^{\text{оп}}; \quad N_{\text{с}}^{\text{II}} = -N^{r\text{II}} - X^{g\text{II}} - X^{\text{оп}}; \quad N_{\text{п}}^{\text{II}} = N^{r\text{II}};$$

$$M_{\text{сБ}}^{\text{III}a} = +M^{r\text{III}}; \quad N_{\text{сБ}}^{\text{III}a} = -N^{r\text{III}}; \quad N_{\text{п}}^{\text{III}a} = N^{r\text{III}};$$

$$M_{\text{стБ}}^{\text{III}b,\text{п}} = -M^{g\text{III}} + M^{\text{оп}} - M^{\text{п}} - M^{q}.$$

При предварительном напряжении конструкции проезда (рис. 27) сквозного пролетного строения с передачей натяжения высокопрочной арматуры на сталежелезобетонное сечение осевые усилия вычисляются по формулам:

$$N_{\text{с}}^{\text{I}} = N^{g\text{I}};$$

$$N_{\text{сБ}}^{\text{II}a} = -N^{r}; \quad N_{\text{п}}^{\text{II}a} = N^{r};$$

$$N_{\text{стБ}}^{\text{II}b,\text{п}} = N^{g\text{II}} + N^{\text{п}} + N^{q}.$$

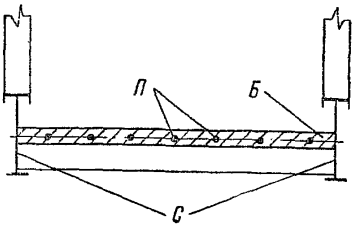


Рис. 27. Схема конструкции проезда с предварительным напряжением способом натяжения высокопрочной арматуры

Другие случаи предварительного напряжения рассмотрены в пп. 119 и 123.

Обозначения пояснены в пп. 46, 52, 70 и 80.

73. Силовые факторы от натяжения высокопрочной арматуры вычисляются от уравновешенной системы сил, возникающих при натяжении, с учетом потерь согласно п. 74.

Искажение геометрической схемы конструкции деформациями, возникающими под действием сил предварительного напряжения, как правило, не учитывается.

При полигональном очертании высокопрочной арматуры на стальную конструкцию в каждом месте перегиба передается равнодействующая усилий в панелях арматуры, примыкающих к месту перегиба; эта равнодействующая определяется в необходимых случаях с учетом сил трения. Коэффициент трения высокопрочной арматуры о сталь принимается равным 0,30.

Если натяжение высокопрочной арматуры передается на железобетонную плиту, свободно уложенную на стальную конструкцию и подлежащую объединению после предварительного напряжения, силы трения, возникающие между железобетонной плитой и стальной конструкцией (см. п. 71), разрешается не учитывать только при устройстве каткового опирания железобетонной плиты (например, с использованием отрезков круглой арматуры) на время предварительного напряжения.

74. В расчетах сталежелезобетонных пролетных строений учитываются следующие потери предварительного напряжения:

$\sigma^{А}$ —от деформаций анкерных закреплений высокопрочной арматуры согласно п. 7 приложения 6 к СН 200-62, а также п. 75 настоящих «Технических указаний»;

$\sigma^{ТР}$—от трения при натяжении высокопрочной арматуры согласно пп. 8 и 9 приложения 6 к СН 200-62;

$\sigma^{Р}$ —от релаксации напряжений в высокопрочной арматуре согласно п. 5 приложения 6 к СН 200-62[1];

$\sigma^{П}$ —от ползучести бетона и обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты согласно пп. 81—91 настоящих «Технических указаний»;

$\sigma^{У}$ —от усадки бетона (в дополнительном сочетании) согласно пп. 92—97 настоящих «Технических указаний».

Потери предварительного напряжения $\sigma^{П}$ определяются одновременно с учетом влияния ползучести бетона и обжатия поперечных швов на работу под постоянными вертикальными нагрузками. Потери $\sigma^{У}$ вычисляются одновременно с общим расчетом на воздействие усадки бетона (с учетом его ползучести).

---

[1] В СН 200-62 потери предварительного напряжения $\sigma^{А}$, $\sigma^{ТР}$ и $\sigma^{Р}$ обозначены соответственно σ_4, σ_5 и σ_3.

75. При натяжении высокопрочной арматуры поперечными винтовыми оттяжками, которые остаются в конструкции, потери от деформаций анкерных закреплений не учитываются. Если натяжение высокопрочной арматуры осуществляется поперечными домкратными устройствами, вместо потерь от деформаций анкерных закреплений следует учитывать потери от деформаций поперечных закреплений.

В случае, если длина элемента высокопрочной арматуры более 30 *м*, потери от деформаций анкерных закреплений допускается не принимать во внимание.

76. Если натяжение элементов высокопрочной арматуры осуществляется неодновременно, следует расчетом учитывать снижение усилий N^{Δ} и напряжений σ^{Δ} в ранее натянутых элементах высокопрочной арматуры при натяжении последующих элементов. При этом рекомендуется обеспечивать равенство напряжений от натяжения во всех элементах высокопрочной арматуры в период эксплуатации.

77. В качестве контролируемых силовых факторов и деформаций от предварительного напряжения принимаются их номинальные значения, которые должны быть измерены при осуществлении контроля предварительного напряжения.

В качестве нормативных силовых факторов предварительного напряжения принимаются предполагаемые в расчете наиболее вероятные их значения для каждого периода работы конструкции.

Зависимости между контролируемыми усилиями $N_{\text{п}}^{r(\text{к})}$ и $N_{\text{п}}^{r(\text{кт})}$, нормативными усилиями $N_{\text{п}}^{r(\text{н})}$ и потерями усилий предварительного напряжения в высокопрочной арматуре для различных периодов работы конструкции приведены в табл. 5.

Обозначения пояснены в пп. 70, 74 и 76.

78. В качестве расчетных силовых факторов предварительного напряжения для различных периодов работы конструкции принимаются предполагаемые в расчете возможные невыгодные для каждого периода значения силовых факторов. Расчетные силовые факторы предварительного напряжения получаются умножением соответствующих нормативных силовых факторов на коэффициенты перегрузки n_r.

79. Коэффициенты перегрузки к силовым факторам предварительного напряжения, а также к силовым факторам от смещения опорных закреплений при регулировании принимаются равными $n_r=1$, если соблюдена совокупность следующих условий:

Таблица 5

Зависимости между нормативными и контролируемыми усилиями и потерями при контроле натяжения

Период работы	Перед закреплением арматуры (для окончания натяжения)	После закрепления арматуры (для проверки правильности натяжения)
Предварительное напряжение	$N^{r(н)}_{п(r)} = N^{r(к)}_{п}$	$N^{r(н)}_{п(r)} = N^{r(кт)}_{п} + N^{А}_{п} + N^{ТР}_{п}$
Начальная эксплуатация	$N^{r(н)}_{п(0)} = N^{r(к)}_{п} - N^{А}_{п} - N^{ТР}_{п} - N^{\Delta}_{п} - N^{Р}_{п}$	$N^{r(н)}_{п(0)} = N^{r(кт)}_{п} - N^{\Delta}_{п} - N^{Р}_{п}$
Нормальная эксплуатация (для основного сочетания)	$N^{r(н)}_{п} = N^{r(к)}_{п} - N^{А}_{п} - N^{ТР}_{п} - N^{\Delta}_{п} - N^{Р}_{п} - N^{п}_{п}$	$N^{r(н)}_{п} = N^{r(кт)}_{п} - N^{\Delta}_{п} - N^{Р}_{п} - N^{п}_{п}$
То же (для дополнительного сочетания)	$N^{r(н)}_{п} = N^{r(к)}_{п} - N^{А}_{п} - N^{ТР}_{п} - N^{\Delta}_{п} - N^{Р}_{п} - N^{п}_{п} - N^{У}_{п}$	$N^{r(н)}_{п} = N^{r(кт)}_{п} - N^{\Delta}_{п} - N^{Р}_{п} - N^{п}_{п} - N^{У}_{п}$

а) все предварительное напряжение или регулирование осуществлено ранее включения в работу железобетонной части конструкции;

б) предварительное напряжение или регулирование осуществлено в статически определимой схеме;

в) отсутствуют перегибы натягиваемой высокопрочной арматуры;

г) имеются надежные методы контроля предварительного напряжения или регулирования не менее чем двумя независимыми способами, взаимно проверяющими друг друга.

Во всех остальных случаях, т. е. при отсутствии хотя бы одного из перечисленных выше условий, принимают n_r=1,1 или n_r=0,9. Коэффициент перегрузки n_r=1,1 принимается, когда предварительное напряжение или регулирование увеличивает расчетное суммарное воздействие, а n_r=0,9—в случае уменьшения расчетного суммарного воздействия при предварительном напряжении или регулировании.

Если регулирование выполняется путем изменения схемы конструкции в ходе загружения ее постоянными вертикальными нагрузками, к этим нагрузкам вводятся обычные присущие им коэффициенты перегрузки n согласно п. 115 СН 200-62.

В каждом расчете на всех стадиях и этапах работы, на которых осуществляется предварительное напряжение или регулирование, коэффициенты перегрузки n_r или n должны иметь одно и то же значение (большее или меньшее единицы), невыгодное для окончательного результата данного расчета.

80. Усилия самонатяжения $X_п$ от вертикальных нагрузок в высокопрочной арматуре, объединенной с сечением (см. п. 54), определяются по геометрическим характеристикам поперечного сечения элемента, приведенного к прокатной стали, с учетом коэффициента $n_п=\frac{E_с}{E_п}$ согласно п. 51.

Усилия самонатяжения $X_п$ от вертикальных нагрузок в высокопрочной арматуре шпренгельного типа определяют путем решения статически неопределимой задачи, принимая эти усилия за основные неизвестные. В расчетах на вертикальные нагрузки силы трения в местах перегиба шпренгельной высокопрочной арматуры разрешается не учитывать, если отсутствуют специальные прижимные устройства.

Учет ползучести бетона и обжатия поперечных швов

81. Ползучесть бетона под постоянными нагрузками и воздействиями от собственного веса конструкций и предварительного напряжения необходимо учитывать в расчетах в тех случаях, когда наибольшие сжимающие напряжения в бетоне от этих нагрузок и воздействий без учета ползучести бетона и обжатия поперечных швов превышают 20% от расчетного сопротивления бетона сжатию при изгибе (см. также пп. 118, 122, 125 и 139).

При отсутствии специальных обоснованных технических данных допускается принимать конечную характеристику ползучести бетона $\varphi_к=1{,}5$. Если обоснованные технические данные имеются, меру ползучести бетона рекомендуется принимать по приложению 15 к СН 200-62.

Ползучесть бетона под воздействием усадки рекомендуется учитывать отдельно при расчетах на усадку бетона согласно пп. 92—97.

82. Влияние на работу сталежелезобетонной конструкции дополнительных деформаций обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты необходимо учитывать в расчетах, если в швах нет сваренных арматурных выпусков или состыкованных и соответственно рассчитанных закладных деталей, и когда при этом требуется учет ползучести бетона

по п. 81. Увеличение деформаций обжатия учитывают от постоянных нагрузок и воздействий.

Если специальные обоснованные данные отсутствуют, при полном использовании напряжений в материале шва усилиями от постоянных нагрузок и воздействий, дополнительные деформации обжатия каждого поперечного шва, заполненного бетоном или раствором, допускается принимать следующей величины:

для швов плиты, открытых сверху при укладке в них бетонной смеси или раствора,—0,5 *мм*;

при наличии конструктивных особенностей, отрицательно влияющих на качество заполнения шва (например, высоких железобетонных ребер),—1 *мм*.

Влияние обжатия поперечных швов рекомендуется учитывать в расчетах одновременно с ползучестью бетона под постоянными нагрузками и воздействиями.

83. Ползучесть бетона и обжатие поперечных швов под постоянными нагрузками и воздействиями допускается учитывать приближенными методами в соответствии с пп. 84—91, если жесткость $E_б I_б$ железобетонной части конструкции не превышает 20% жесткости $E_с I_с$ стальной части конструкции. При более жесткой железобетонной части конструкции ползучесть бетона рекомендуется учитывать более точными методами, опубликованными в литературе.

84. Изменения внутренних напряжений от ползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонном элементе и соответствующие им изменения деформаций допускается определять одним из двух способов.

А. По первому способу вычисляются уменьшения сжимающего напряжения в бетоне или изменения относительной деформации в уровне центра тяжести сечения бетона от его ползучести и обжатия поперечных швов в зависимости от соотношения податливостей бетона и стали. Остальные изменения силовых факторов и деформаций от ползучести бетона и обжатия поперечных швов определяются из условий равновесия и закона плоских сечений.

При этом изменение напряжения в центре тяжести сечения бетона вычисляется по формуле

$$\sigma_б^{п} = -\alpha \sigma_{б(0)}^{д},$$

где α—коэффициент, зависящий от соотношения податливостей бетона и стали в сталежелезобетонной конструкции (см. п. 86);

$\sigma^{Д}_{б(0)}$—начальное напряжение в центре тяжести сечения бетона от нагрузок и воздействий Д, т. е. от постоянных нагрузок и воздействий, воспринимаемых при включенном в работу бетоне.

Изменения напряжений в других фибрах бетона находятся приближенно по аналогичным формулам, в частности,

$$\bar{\sigma}^{п}_{бф} = -\alpha\,\sigma^{Д}_{бф(0)}.$$

Изменения напряжений в стали (включая продольную арматуру) под действием сжимающей силы $\bar{N}^{п}_{ст} = \bar{\sigma}^{п}_{б} F_{б}$, приложенной к стали в уровне центра тяжести бетона «б» (рис. 28), вычисляют по формуле

$$\bar{\sigma}^{п}_{i} = \bar{\sigma}^{п}_{б} F_{б}\left(\pm\frac{1}{F_{ст}} \pm \frac{z_{б,ст}}{W_{i,ст}}\right).$$

Для определения соответствующего изменения относительной деформации в уровне центра тяжести сечения бетона может применяться формула

$$\bar{\varepsilon}^{п}_{б} = \beta\,\varepsilon^{Д}_{б(0)} \text{ (укорочение)},$$

где β—коэффициент, зависящий от соотношения податливостей бетона и стали в сталежелезобетонной конструкции (см. п. 86);

$\varepsilon^{Д}_{б(0)} = \dfrac{\sigma^{Д}_{б(0)}}{E_{б}}$—начальные относительные деформации от нагрузок и воздействий Д.

Б. По второму способу изменения внутренних напряжений от ползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонном элементе определяются путем введения эффективного модуля упругости бетона $E_{э}$ для расчета на постоянные нагрузки и воздействия Д. Величина $E_{э}$ вычисляется согласно п. 86 в зависимости от соотношения податливостей бетона и стали в сталежелезобетонной конструкции.

Изменения внутренних напряжений в любой фибре бетона и стали от ползучести бетона и обжатия поперечных швов могут быть получены в этом случае как разности соответствующих напряжений, вычисленных в сталежелезобетонном

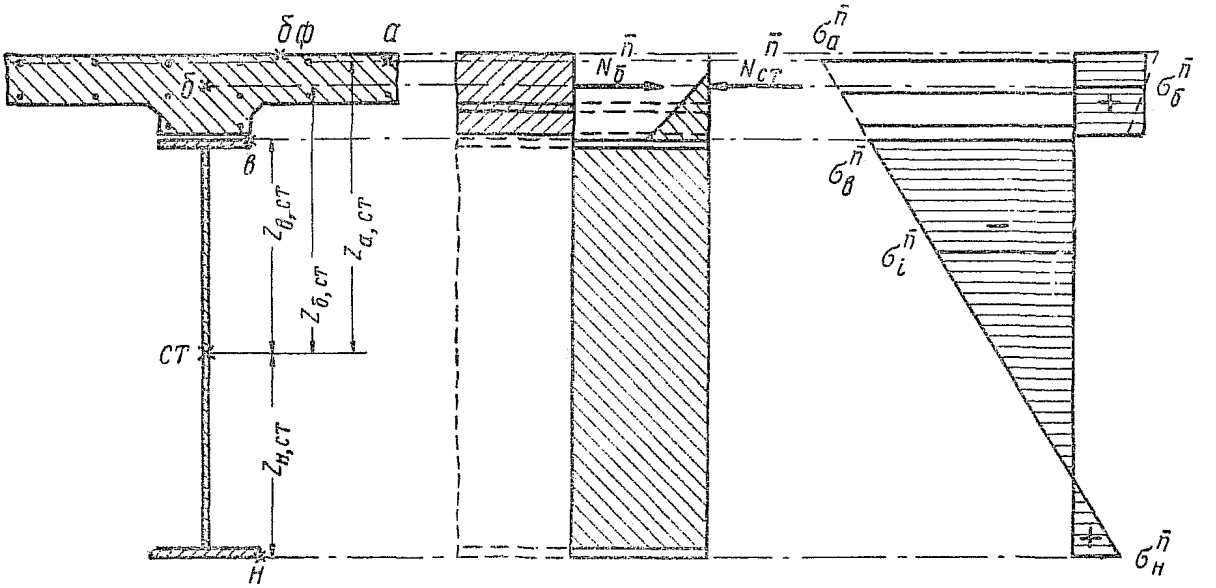


Рис. 28. Эпюры к определению внутренних напряжений от ползучести бетона и обжатия поперечных швов

сечении от нагрузок и воздействий Д при модулях упругости бетона $E_э$ и $E_б$, в частности,

$$\bar{\sigma}^{п}_{б} = \sigma^{Д}_{б(э)} - \sigma^{Д}_{б(0)};$$

$$\bar{\sigma}^{п}_{i} = \sigma^{Д}_{i(э)} - \sigma^{Д}_{i(0)}.$$

Геометрические характеристики приведенного сталежелезобетонного сечения, подсчитанные при эффективном модуле упругости бетона $E_э$, обозначаются верхним индексом «э», а соответствующие силовые факторы—таким же нижним индексом. Силовые факторы начального периода эксплуатации снабжаются нижним индексом «0».

Второй способ применим только в тех случаях, когда все без исключения постоянные нагрузки и воздействия Д прикладываются в той же стадии и при той же схеме работы конструкции, в которой проявляются ползучесть бетона и обжатие поперечных швов. Если предварительное напряжение осуществляется с приложением продольных усилий при работающем бетоне (путем натяжения высокопрочной арматуры, обжатия плиты горизонтальными домкратами и т. д.), этот способ применять нельзя.

Внешние силовые факторы от постоянных нагрузок и воздействий Д для определения внутренних изменений напряжений принимаются из общего расчета, в статически неопределимых системах—с решением статически неопределимой задачи и в предположении работы бетона с обычным модулем упругости $E_б$ (без учета ползучести бетона и обжатия поперечных швов).

85. Изменения внутренних силовых факторов от ползучести бетона и обжатия поперечных швов в сталежелезобетонном элементе, предварительное напряжение которого осуществлено способом натяжения высокопрочной арматуры, объединенной с этим элементом и расположенной на расстоянии не более $0{,}05H$ от центра тяжести бетона (где H—полная высота сечения сталежелезобетонного элемента), допускается определять по следующим формулам, соответствующим способу расчета по п. 84-А:

изменения осевых усилий в бетоне

$$\bar{N}^{п}_{Б} = -\alpha F_{Б} \sigma^{Д}_{Б(0)};$$

потери натяжения высокопрочной арматуры

$$\bar{N}^{п}_{п} = \beta \frac{E_п}{E_б} F_п \sigma^{Д}_{Б(0)};$$

изменения осевых усилий в стальной конструкции сталежелезобетонного элемента

$$N_{\text{с}}^{\text{п}} = (\alpha F_{\text{Б}} - \beta \frac{E_{\text{п}}}{E_{\text{б}}} F_{\text{п}})\, \sigma_{\text{Б(0)}}^{\text{д}};$$

изменения изгибающих моментов в стальной конструкции сталежелезобетонного элемента

$$M_{\text{с}}^{\text{п}} = N_{\text{с}}^{\text{п}} z_{\text{Б,с}}.$$

Коэффициенты α и β вычисляют при этом согласно п. 86. Начальные напряжения $\sigma_{\text{Б(0)}}^{\text{д}}$ определяют от постоянных нагрузок и воздействий, воспринимаемых при включенном в работу бетоне, в том числе от натяжения высокопрочной арматуры.

86. Эффективный модуль упругости бетона для учета его ползучести и обжатия поперечных швов принимается по формуле

$$E_{\text{э}} = \frac{2\,\delta_{\text{ст,б}} + (2-\varphi)\,\delta_{\text{б,б}}}{2\,(1+\varphi)\,\delta_{\text{ст,б}} + (2+\varphi)\,\delta_{\text{б,б}}} E_{\text{б}}.$$

Коэффициенты α и β, используемые для определения изменений внутренних силовых факторов и соответствующих изменений деформаций под влиянием ползучести бетона и обжатия поперечных швов, следует находить по формулам:

$$\alpha = \frac{2\,\varphi\,\delta_{\text{б,б}}}{(2+\varphi)\,\delta_{\text{б,б}} + 2\delta_{\text{ст,б}}};$$

$$\beta = \frac{2\,\varphi\,\delta_{\text{ст,б}}}{(2+\varphi)\,\delta_{\text{б,б}} + 2\delta_{\text{ст,б}}},$$

где $\varphi = \varphi_{\text{к}} + \frac{\Sigma\,\Delta_{\text{ш}} E_{\text{б}}}{L R_{\text{пр,б}}}$ — характеристика ползучести бетона и обжатия поперечных швов;

$\varphi_{\text{к}}$ — конечная характеристика ползучести бетона, принимаемая согласно п. 81;

$\delta_{\text{б,б}} = \frac{L}{E_{\text{б}} F_{\text{б}}}$ — податливость бетона на рассматриваемом участке сталежелезобетонного элемента под действием силы, приложенной в центре тяжести сечения бетона (определяется в предположении отсутствия стали);

$\delta_{ст,б} = \frac{L}{E_c F_{ст}} + \frac{L z^2_{б,ст}}{E_c I_{ст}}$ — податливость стали (включая продольную арматуру) на рассматриваемом участке сталежелезобетонного элемента под действием силы, приложенной к поперечному сечению стали на уровне центра тяжести сечения бетона (определяется в предположении отсутствия бетона);

L — длина рассматриваемого участка сталежелезобетонного элемента, на которой поперечные сечения принимаются постоянными;

$\Sigma\Delta_ш$ — возможная при полном использовании напряжений суммарная на длине L деформация обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты, принимаемая согласно п. 82.

Остальные обозначения пояснены в пп. 52 и 118.

При $\varphi=1{,}5$ отношение $\frac{E_э}{E_б}$ и коэффициенты α и β могут приниматься по табл. 6.

Таблица 6

Параметры для учета ползучести бетона и обжатия поперечных швов

$\frac{\delta_{б,б}}{\delta_{ст,б}}$	$\frac{E_э}{E_б}$	α	β	$\frac{\delta_{б,б}}{\delta_{ст,б}}$	$\frac{E_э}{E_б}$	α	β
0	0,400	0	1,50	2	0,250	0,67	0,33
0,1	0,384	0,15	1,28	5	0,200	0,77	0,15
0,2	0,369	0,22	1,11	10	0,175	0,81	0,08
0,5	0,333	0,40	0,80	∞	0,143	0,86	0
1	0,294	0,55	0,55				

87. В статически определимых сталежелезобетонных системах учет ползучести бетона и обжатия поперечных швов исчерпывается вычислением изменений внутренних напряжений и соответствующих изменений деформаций.

В статически неопределимых сталежелезобетонных систе-

мах учет ползучести бетона и обжатия поперечных швов состоит в определении изменений как внутренних, так и внешних силовых факторов, а также изменений соответствующих деформаций.

Изменения внешних силовых факторов от ползучести бетона и обжатия поперечных швов в статически неопределимой системе вычисляют при повторном решении статически неопределимой задачи, что рекомендуется делать методом сил. За неизвестные принимаются изгибающие моменты, осевые усилия или опорные реакции, возникающие от деформаций ползучести бетона и обжатия поперечных швов в лишних связях действительной системы. Удалением этих лишних связей образуется основная система, по возможности такая же, что и при первом решении статически неопределимой задачи. Неизвестные $X_i^{\text{п}}$ определяют по деформациям (грузовым перемещениям $\Delta_{i,\text{п}}$) основной системы, отвечающим внутренним изменениям напряжений $\bar{\sigma}^{\text{п}}$ от ползучести бетона и обжатия поперечных швов в действительной системе. Грузовые перемещения $\Delta_{i,\text{п}}$ рекомендуется определять путем рассмотрения упругой работы стальной части основной системы при указанных изменениях напряжений $\bar{\sigma}^{\text{п}}$. Основные $\delta^{i,i}$ и побочные $\delta_{i,j}$ перемещения в основной системе следует находить путем рассмотрения упругой работы под действием единичных неизвестных $X_i=1$ полной основной системы в предположении работы бетона с эффективным модулем упругости $E_{\text{э}}$. Этим учитывается дополнительное проявление ползучести бетона и обжатия поперечных швов от искомых изменений внешних силовых факторов.

Если все или некоторые из постоянных нагрузок и воздействий Д учитывают в расчетах на прочность с переменным коэффициентом перегрузки (например, 1,1 или 0,9), при учете влияния ползучести и обжатия поперечных швов допускается решать статически неопределимую задачу только применительно к нормативным значениям постоянных нагрузок и воздействий. Результаты этого решения используются в расчетах на трещиностойкость непосредственно. В расчетах на прочность к полученным изменениям внешних силовых факторов от ползучести бетона и обжатия поперечных швов вводятся коэффициенты перегрузки, равные средневзвешенному на длине конструкции отношению расчетных и нормативных силовых факторов от нагрузок Д при невыгодной для данного случая комбинации коэффициентов перегрузки.

88. В статически определимых разрезных объединенных балках со сплошной стенкой ползучесть бетона и обжатие поперечных швов учитывают в следующей последовательности.

А. Вычисляются изгибающие моменты $M^{д}$ от постоянных нагрузок и воздействий, воспринимаемых при включенном в работу бетоне. По длине пролета в центрах тяжести сечений бетона определяют начальные напряжения от постоянных нагрузок и воздействий

$$\sigma^{д}_{б(0)} = \frac{M^{д}}{W_{б,стб}}.$$

В соответствии с пп. 81 и 82 устанавливают необходимость учета ползучести бетона и обжатия поперечных швов.

Б. Для сечения в середине пролета определяют величины $\delta_{б,б}$, $\delta_{ст,б}$ и α согласно п. 86. Для сокращения расчетов полученную величину α допускается распространять на все поперечные сечения объединенной балки.

В. Определяют изменения внутренних напряжений в центре тяжести сечений бетона по всей длине балки

$$\bar{\sigma}^{д}_{б} = -\alpha\sigma^{д}_{б(0)}.$$

Г. В соответствии с п. 84-А вычисляют изменения внутренних напряжений в других фибрах от ползучести бетона и обжатия поперечных швов.

Если предварительное напряжение осуществляется приложением продольных усилий при работающем бетоне (способами натяжения высокопрочной арматуры или обжатия плиты горизонтальными домкратами), формула для $\sigma^{д}_{б(0)}$ соответственно изменяется.

В соответствующих случаях разрешается использовать рекомендации п. 85.

Обозначения пояснены в пп. 46, 52 и 84.

89. Для объединенных балок со сплошными стенками неразрезной системы, допускающих применение расчета с введением эффективного модуля упругости бетона (см. п. 84-Б), ползучесть бетона и обжатие поперечных швов учитывают в следующей последовательности.

А. Выполняют первое решение статически неопределимой задачи и определяют изгибающие моменты $M^{д}$ от постоянных нагрузок и воздействий, воспринимаемых при включенном в работу бетоне. Если применяется предварительное напряжение или регулирование, величины $M^{д}$ рекомендуется

вычислять отдельно от нормативных и расчетных нагрузок и воздействий при различных комбинациях коэффициентов перегрузки.

Определяют начальные напряжения в бетоне от моментов $M^{д}$ по формуле

$$\sigma^{д}_{б(0)} = \frac{M^{д}}{W_{б,стб}}.$$

В соответствии с пп. 81 и 82 устанавливают необходимость учета ползучести бетона и обжатия поперечных швов.

Б. Для сечений над промежуточными опорами и в серединах пролетов определяют величины $\delta_{б,б}$; $\delta_{ст,б}$ и $E_{э}$ согласно п. 86. Если ко времени учета ползучести при расчете эпюра материалов еще не уточнена и промежуточные поперечные сечения не подобраны, то каждый пролет разбивают на два (крайние пролеты) или три (промежуточные пролеты) участка с длинами L_1, L_2 и т. д. На участках, примыкающих к промежуточным опорам, предварительно принимают опорные поперечные сечения, на остальных участках—пролетные поперечные сечения, подобранные для середин пролетов.

В. Определяют эффективные приведенные геометрические характеристики опорных и пролетных поперечных сечений балки. Для каждого поперечного сечения принимают свой модуль упругости $E_{э}$.

Г. На основе эффективных приведенных геометрических характеристик определяют конечные напряжения в центрах тяжести поперечных сечений бетона от изгибающих моментов $M^{д}$ по формуле

$$\sigma^{д}_{б(э)} = \frac{M^{д}}{W^{э}_{б,стб}}.$$

Затем согласно п. 84-Б вычисляют изменения внутренних напряжений в центре тяжести сечения бетона $\bar{\sigma}^{п}_{б}$.

Д. Строится эпюра изгибающих моментов в стальной части балки, соответствующих изменениям внутренних напряжений от ползучести бетона и обжатия поперечных швов. Для каждого сечения

$$\bar{M}^{п}_{ст} = \left|\bar{\sigma}^{п}_{б}\right| F_{б}\, z_{б,ст}$$

положителен.

Если применяется предварительное напряжение или регулирование, для сокращения количества решений статиче-

ски неопределимой задачи допускается строить эпюру $M^{\text{п}}_{\text{ст}}$ только применительно к нормативным значениям $M^{\text{Д}}$.

Е. Повторно решают статически неопределимую задачу. В соответствии с п. 87 вычисляют основные, побочные и грузовые перемещения, причем грузовые перемещения определяют по формуле

$$\Delta_{i,\text{п}} = \sum \int \frac{M_i \, M^{\text{п}}_{\text{ст}} \, dx}{E_{\text{с}} \, I_{\text{ст}}}.$$

Решают систему канонических уравнений и строят эпюру изменений внешних изгибающих моментов $M^{\text{п}}$ от ползучести бетона и обжатия поперечных швов для всей длины балки[1]. Если использовалась только нормативная эпюра $M^{\text{п}}_{\text{ст}}$, то расчетные значения $M^{\text{п}}$ вычисляют по формуле

$$M^{\text{п}} = M^{\text{п(н)}} \frac{M^{\text{Д}}}{M^{\text{Д(п)}}},$$

в которой индексами «н» обозначены нормативные значения изгибающих моментов.

Ж. В сечении с упругой работой бетона напряжения от нагрузок и воздействий Д с учетом полных изменений напряжений от ползучести бетона и обжатия поперечных швов вычисляют по формуле

$$\sigma_i^{\text{Д,п}} = \frac{M^{\text{Д}} + M^{\text{п}}}{W^{\text{э}}_{i,\text{стб}}}.$$

Если в рассматриваемом сечении бетон выключается из работы или переходит в пластическую стадию, напряжения в стальной части сечения $\sigma_i^{\text{Д,п}}$ с учетом изменений внешних силовых факторов от ползучести бетона и обжатия поперечных швов определяются под действием изгибающего момента $M^{\text{п}} + M^{\text{п}}$ согласно указаниям пп. 118 и 122.

Обозначения пояснены в пп. 46, 52 и 84.

90. Особенностью приближенного метода учета ползучести бетона и обжатия поперечных швов в двухплитных сталежелезобетонных пролетных строениях разрезной или неразрезной системы является самостоятельное определение

[1] Моменты $M^{\text{п}}$ обычно получаются отрицательными.

α, β, $E_э$ для верхней и нижней железобетонных плит. Величины α, β и $E_э$ следует вычислять по формулам п. 86, в которых принято:

$\delta_{б,б}$ —податливость бетона данной плиты под действием силы, приложенной в центре тяжести сечения бетона данной плиты (определяется в предположении отсутствия стали и отсутствия противоположной плиты);

$\delta_{ст,б}$—податливость стали совместно с противоположной железобетонной плитой под действием силы, приложенной к остальной конструкции на уровне центра тяжести сечения бетона данной плиты (определяется в предположении отсутствия бетона в данной плите); модуль упругости противоположной плиты принимается равным $E_б$.

При вычислении эффективных приведенных геометрических характеристик поперечного сечения каждую из двух плит учитывают со своей собственной величиной $E_э$.

В остальном расчет выполняют в соответствии с указаниями пп. 84, 85 и 87.

91. В решетчатых комбинированных фермах, имеющих жесткий сталежелезобетонный пояс, учет ползучести бетона и обжатия поперечных швов разрешается выполнять приближенным способом.

При этом соответствующими приближенными методами (см. п. 58) с обычным первичным учетом статической неопределимости определяют начальные осевые усилия $N^д$ в элементах фермы и начальные изгибающие моменты $M^д$ в жестком поясе от постоянных нагрузок и воздействий, воспринимаемых при включенном в работу бетоне. Вычисляют начальные напряжения в центре тяжести сечения бетона $\sigma^д_{б(0)}$ от постоянных нагрузок и воздействий. В соответствии с пп. 81 и 82 устанавливают необходимость учета ползучести бетона и обжатия поперечных швов.

Затем согласно пп. 84 и 86 находят изменения внутренних напряжений $\bar{\sigma}^п_б$ в центрах тяжести сечений бетона, рассматривая работу изолированного жесткого сталежелезобетонного пояса под силовыми факторами, вызванными в нем нагрузками и воздействиями Д. За L принимают, как правило, длины панелей жесткого пояса. Независимо от способа определения $\bar{\sigma}^п_б$ вычисляют приведенные геометрические характеристики сечений жесткого пояса, принимая бетон работающим с эффективными модулями упругости $E_э$.

После этого определяют изменения внешних силовых факторов (осевых усилий в элементах фермы и изгибающих мо-

ментов в жестком поясе) под влиянием ползучести бетона и обжатия поперечных швов, т. е. выполняют весьма приближенное вторичное решение статически неопределимой задачи.

При внешней статической определимости решетчатой комбинированной фермы горизонтальную проекцию изменения усилий в шарнирном поясе (и изменение осевого усилия в жестком поясе) приближенно принимают

$$N^{\text{п}}_{\text{ш}} = -N^{\text{п}}_{\text{ж}} = \frac{z_{\text{б,с}^{\text{т}}}}{H} \frac{I^{\text{э}}_{\text{стб}}}{I_{\text{ст}}} F_{\text{б}} \bar{\sigma}^{\text{п}}_{\text{б}},$$

где H—расстояние между центрами тяжести сечений шарнирного пояса и стали жесткого пояса в данной панели.

Усилие $N^{\text{п}}_{\text{ш}}$ растягивающее, если центр тяжести сечения бетона расположен по одну сторону от центров тяжести сечений стали обоих поясов. Это усилие сжимающее, когда центр тяжести сечения бетона помещается между центрами тяжести сечений стали обоих поясов. Усилие $N^{\text{п}}_{\text{ж}}$ имеет направление, противоположное $N^{\text{п}}_{\text{ш}}$.

Изменение изгибающего момента в жестком поясе при внешней статической определимости решетчатой комбинированной фермы соответственно принимают

$$M^{\text{п}}_{\text{ж}} = z_{\text{б,ст}} \frac{I^{\text{э}}_{\text{стб}}}{I_{\text{ст}}} F_{\text{б}} \bar{\sigma}^{\text{п}}_{\text{б}}.$$

Момент $M^{\text{п}}_{\text{ж}}$ отрицателен, если центр тяжести сечения бетона расположен выше центра тяжести сечения стали жесткого пояса, и положителен, когда центр тяжести сечения бетона находится ниже центра тяжести сечения стали жесткого пояса.

Изменения усилий в элементах решетки определяют из условий равновесия их и с изменением усилий в элементах шарнирного пояса, сходящихся в соответствующих узлах.

При внешней статической неопределимости решетчатой комбинированной фермы рекомендуется решать третью статически неопределимую задачу по нахождению внешних для всей фермы неизвестных от ползучести бетона и обжатия поперечных швов. При этом допускается принимать расчетную схему, образованную постановкой шарниров в узлы жесткого пояса. За неизвестные берутся опорные реакции или осевые усилия в лишних стержнях шарнирной расчет-

ной схемы. При вычислении грузовых, основных и побочных перемещений по направлениям этих неизвестных бетон вводится в состав сечений с эффективным модулем упругости $E_э$.

Силовые факторы от усадки бетона

92. Силовые факторы от усадки бетона необходимо учитывать в расчетах сталежелезобетонных мостовых конструкций на дополнительные сочетания нагрузок и воздействий. Сталежелезобетонные конструкции на усадку бетона рассчитывают всегда в предположении его упругости и с учетом его ползучести.

При отсутствии специальных обоснованных данных о бетоне и условиях его твердения расчетную величину относительной деформации свободной усадки бетона допускается принимать:

при монолитной конструкции $\varepsilon_у = 2 \cdot 10^{-4}$;

при сборной конструкции $\varepsilon_у = 1 \cdot 10^{-4}$.

Коэффициенты перегрузки для воздействия усадки бетона принимаются равными 1 и 0, в зависимости от того, увеличивает или уменьшает усадка расчетное суммарное воздействие. Соответственно проявление усадки бетона учитывается только в тех местах конструкции, в которых оно увеличивает суммарное воздействие.

Для учета ползучести в расчетах на усадку бетона допускается принимать эффективный модуль упругости бетона $E_у = 0{,}5E_б$. Учет ползучести в данном случае ограничивается принятием этого эффективного модуля упругости.

93. Внутренние напряжения от усадки бетона в однослитных сталежелезобетонных элементах, в частности напряжения от усадки бетона в статически определимых объединенных балках со сплошной стенкой, допускается определять по следующим формулам:

напряжения в крайней фибре «бф» бетона

$$\sigma^{у}_{бф} = \varepsilon_у E_у \left(\frac{F_{ст}}{F^{у}_{стб}} - \frac{S^{у}_{ст,стб}}{I^{у}_{стб}} z^{у}_{бф,стб} \right) \quad \text{(растяжение)};$$

напряжения в центре тяжести сечения бетона «б»

$$\sigma^{у}_{б} = \varepsilon_у E_у \left(\frac{F_{ст}}{F^{у}_{стб}} - \frac{S^{у}_{ст,стб}}{I^{у}_{стб}} z^{у}_{б,стб} \right) \quad \text{(растяжение)};$$

напряжения в обычной продольной арматуре железобетона

$$\sigma_{\text{а}}^{\text{у}} = \varepsilon_{\text{у}} E_{\text{с}} \left(1 - \frac{F_{\text{ст}}}{F_{\text{стб}}^{\text{у}}} + \frac{S_{\text{ст,стб}}^{\text{у}}}{I_{\text{стб}}^{\text{у}}} z_{\text{а,стб}}^{\text{у}} \right) \qquad \text{(сжатие)};$$

напряжения в высокопрочной продольной арматуре

$$\sigma_{\text{п}}^{\text{у}} = \varepsilon_{\text{у}} E_{\text{п}} \left(1 - \frac{F_{\text{ст}}}{F_{\text{стб}}^{\text{у}}} + \frac{S_{\text{ст,стб}}^{\text{у}}}{I_{\text{стб}}^{\text{у}}} z_{\text{п,стб}}^{\text{у}} \right) \qquad \text{(сжатие)};$$

напряжения в крайней фибре стального верхнего пояса

$$\sigma_{\text{в}}^{\text{у}} = \varepsilon_{\text{у}} E_{\text{с}} \left(1 - \frac{F_{\text{ст}}}{F_{\text{стб}}} + \frac{S_{\text{ст,стб}}^{\text{у}}}{I_{\text{стб}}^{\text{у}}} z_{\text{в,стб}}^{\text{у}} \right) \qquad \text{(сжатие)};$$

напряжения в крайней фибре стального нижнего пояса

$$\sigma_{\text{н}}^{\text{у}} = \varepsilon_{\text{у}} E_{\text{с}} \left(\frac{F_{\text{ст}}}{F_{\text{стб}}^{\text{у}}} + \frac{S_{\text{ст,стб}}^{\text{у}}}{I_{\text{стб}}^{\text{у}}} z_{\text{н,стб}}^{\text{у}} - 1 \right) \qquad \text{(растяжение)}.$$

В этих формулах верхними индексами «У» снабжены геометрические характеристики приведенного сечения, вычисленные при модуле упругости бетона $E_{\text{у}} = 0{,}5E_{\text{б}}$, а значение

$$S_{\text{ст,стб}}^{\text{у}} = F_{\text{ст}} z_{\text{ст,стб}}^{\text{у}} .$$

Остальные обозначения пояснены в пп. 46, 52, 92 и на рис. 29.

94. Внутренние напряжения от усадки бетона в двухплитной сталежелезобетонной балке определяются по формулам п. 93 с учетом следующих изменений и указаний:

а) индексы «стб» заменяются на «стбБ»;

б) в случае, если центр тяжести сечения стали «ст» расположен выше центра тяжести сталежелезобетонного сечения «стбБ», знак у величины $S_{\text{ст,стбБ}}^{\text{у}}$ изменяется на обратный по отношению к знаку $S_{\text{ст,стб}}^{\text{у}}$ в п. 93;

в) формулы п. 93 для $\sigma_{\text{бф}}^{\text{у}}$; $\sigma_{\text{б}}^{\text{у}}$; $\sigma_{\text{а}}^{\text{у}}$ и $\sigma_{\text{п}}^{\text{у}}$ используются для бетона и арматуры верхней плиты «б» или «Б» (для плиты «Б» индекс «б» соответственно заменяется); для бетона и арматуры нижней плиты используются те же формулы, но с изменением знака величины $z^{\text{у}}$ на обратный;

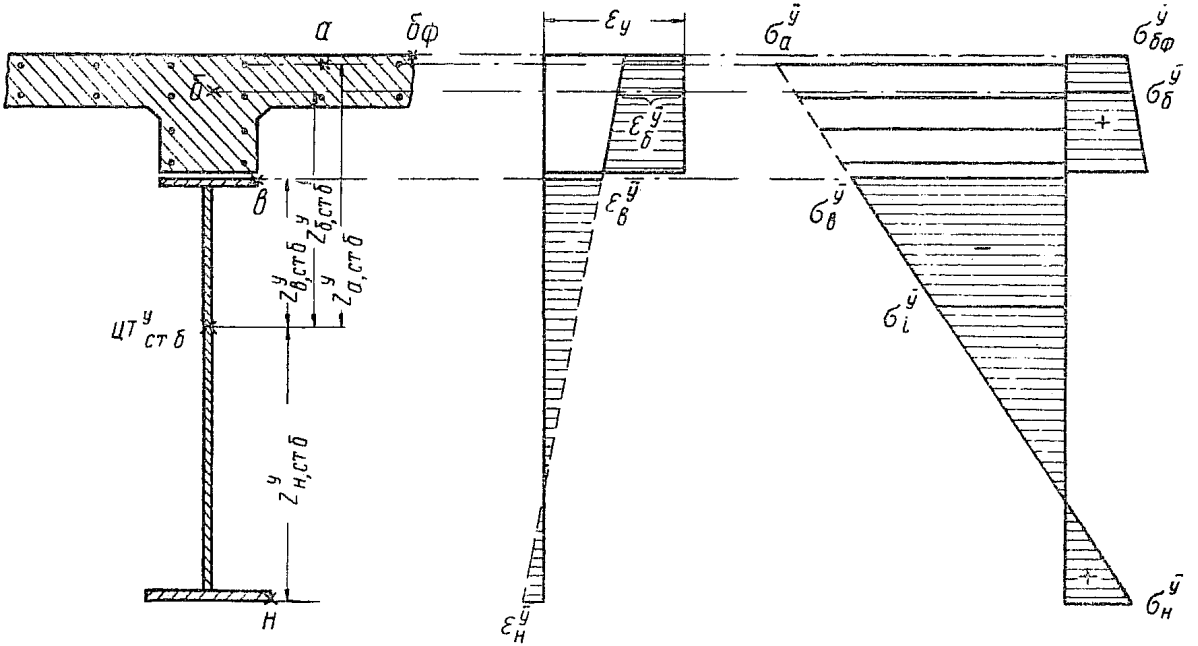


Рис. 29. Эпюры к определению внутренних напряжений от усадки бетона ($ЦТ_{стб}^y$ —центр тяжести объединенного сечения для расчета на усадку)

г) получение отрицательного знака у величины $\sigma^{\overline{y}}$ означает обратное направление напряжения по отношению к указанному в п. 93.

95. Применение регулирования или предварительного напряжения (в том числе и способом натяжения высокопрочной арматуры) не вносит изменений в методы определения напряжений или потерь напряжений от усадки бетона.

В статически неопределимых сталежелезобетонных системах наряду с внутренними напряжениями должны быть определены внешние силовые факторы от усадки бетона. Их находить лучше методом сил. Если за неизвестные X_i^y принимаются изгибающие моменты или опорные реакции, возникающие от усадки бетона, рекомендуется определять эти неизвестные по деформациям (усадочным перемещениям $\Delta_{i,y}$) основной системы, получаемым в процессе рассмотрения упругой работы бетона (при модуле упругости $E_y = 0{,}5E_б$), соответствующей внутренним напряжениям $\sigma^{\overline{y}}$ в сталежелезобетонной конструкции от усадки бетона. Если в числе неизвестных X_i^y имеются осевые усилия, возникающие от усадки бетона, неизвестные целесообразно определять по деформациям (усадочным перемещениям $\Delta_{i,y}$) основной системы, получаемым при рассмотрении упругой работы стали, соответствующей внутренним напряжениям $\sigma^{\overline{y}}$ в сталежелезобетонной конструкции от усадки бетона.

Основные $\delta_{i,i}$ и побочные δ_{ij} перемещения в основной системе в обоих случаях определяются путем рассмотрения упругой работы полной основной системы (с бетоном, имеющим модуль упругости $E_y = 0{,}5E_б$) под действием единичных неизвестных $X_i = 1$.

96. В статически неопределимых неразрезных объединенных балках со сплошной стенкой внешние силовые факторы от усадки бетона можно находить, принимая за неизвестные опорные изгибающие моменты $X^{\overline{y}}$, возникающие от усадки бетона. Усадочные перемещения в основной системе вычисляются при рассмотрении работы бетона основной системы по формуле

$$\Delta_{i,y} = \sum \int \frac{M_i M_б^y dx}{E_y I_б} = \varepsilon_y \sum \frac{S^y_{ст,стб}}{I^y_{стб}} \int M_i dx.$$

Обозначения пояснены в пп. 46, 52, 92 и 93.

97. В решетчатых комбинированных фермах, имеющих жесткий сталежелезобетонный пояс, расчет на усадку бетона

допускается выполнять приближенным способом. При этом определяются по формулам п. 93 внутренние напряжения от усадки бетона в жестком сталежелезобетонном поясе, затем приближенно вычисляются внешние силовые факторы (осевые усилия в элементах фермы и изгибающие моменты в жестком поясе) от усадки бетона.

При внешней статической определимости решетчатой комбинированной фермы горизонтальная проекция усилия в шарнирном поясе и осевое усилие в жестком поясе принимаются

$$N^{у}_{ш} = -N^{у}_{ж} = \varepsilon_{у} E_{с} \frac{S^{у}_{ст,стб}}{H},$$

а изгибающий момент в жестком поясе

$$M^{у}_{ж} = \varepsilon_{у} E_{с} S^{у}_{ст,стб}.$$

Обозначения здесь соответствуют пп. 91, 92 и 93.

Направления $N^{у}_{ш}$, $N^{у}_{ж}$, $M^{у}_{ж}$ такие же, что и у $N^{п}_{ш}$, $N^{п}_{ж}$, $M^{п}_{ж}$ согласно п. 91.

Усилия в элементах решетки определяются из условий равновесия их с усилиями в элементах стержневого пояса, сходящихся в соответствующих узлах.

При внешней статической неопределимости решетчатой комбинированной фермы внешние для всей конструкции неизвестные от усадки бетона и соответствующие приращения осевых усилий в элементах фермы определяются аналогично изложенному в п. 91.

Силовые факторы от колебаний температуры

98. Силовые факторы от колебаний температуры необходимо учитывать в расчетах сталежелезобетонных мостовых конструкций на дополнительные сочетания нагрузок и воздействий. Сталежелезобетонные конструкции на воздействия колебаний температуры рассчитывают всегда в предположении упругости бетона и без учета его ползучести под этими воздействиями.

Нормативные разности температур стали и железобетона принимаются в соответствии с табл. 7.

Распределение температур по длине и ширине пролетного строения полагают условно неизменным.

Внешне статически определимые решетчатые фермы, имеющие гибкие Н-образные или тавровые стальные пояса, объ-

Таблица 7

Нормативные разности температур стали и железобетона

Вид конструкции	Распределение разности температур по высоте конструкции	Величины разности температур, *град*	
		при температуре стали выше, чем железобетона	при температуре стали ниже, чем железобетона
Объединенные (однoплитные) главные балки со сплошной стенкой	Криволинейная эпюра по высоте стальной стенки; $t_в=0$; $t_н=0{,}3\,t_{max}$	$t_{max}=30$ $t_н=9$	$t_{max}=-15$ $t_н=-4{,}5$
Объединенные балки проезжей части со сплошной стенкой	То же	$t_{max}=15$ $t_н=4{,}5$	$t_{max}=-15$ $t_н=-4{,}5$
Двухплитные главные балки со сплошной стенкой	Криволинейная эпюра по высоте стальной стенки; $t_в=0$; $t_н=0$	$t_{max}=30$	$t_{max}=-15$
Сквозные главные фермы с железобетонной плитой, расположенной между главными фермами	Постоянная разность температур $t_ф$	$t_ф=25$	$t_ф=-10$
То же с железобетонной плитой, расположенной над одностенчатым жестким стальным поясом	Криволинейная эпюра по высоте стальной стенки жесткого пояса; $t_в=0$; $t_н=0{,}3\,t_{max}$; постоянная разность температур $t_ф$ железобетона с решеткой и шарнирным поясом	$t_{max}=30$ $t_н=9$ $t_ф=15$	$t_{max}=-15$ $t_н=-4{,}5$ $t_ф=-10$
То же с железобетонной плитой, расположенной над двухстенчатым жестким стальным поясом	Постоянная разность температур $t_ф$	$t_ф=15$	$t_ф=-10$

единенные с железобетонной плитой, допускается не рассчитывать на разность температур стали и железобетона.

Если в поперечном сечении проезжей части пролетного строения имеются объединенные продольные балки (прогоны), при расчете на колебания температуры сталежелезобетонных главных ферм в состав сечений последних включа-

ется вся железобетонная плита (согласно п. 53) и не включаются стальные элементы продольных балок; при расчете же на колебания температуры продольных балок в состав их сечений вводятся соответствующие части железобетонной плиты согласно п. 67. Температурные напряжения в железобетоне от расчета главных ферм и от расчета продольных балок при этом не суммируются.

Силовые факторы от колебаний температуры вычисляются:

для проверки прочности конструкции—от расчетной разности температур, принимаемой с коэффициентом перегрузки 1,10;

для проверки трещиностойкости железобетона (в том числе допустимости раскрытия трещин)—непосредственно от нормативной разности температур.

99. Эпюра разности температур стали и железобетона по высоте объединенной балки со сплошной стенкой или по высоте сталежелезобетонного одностенчатого жесткого пояса принимается согласно рис. 30.

Внутренние напряжения от колебаний температуры в вышеуказанных сталежелезобетонных элементах, в частности напряжения от колебаний температуры в статически определимых объединенных балках со сплошной стенкой, допускается определять по следующим формулам:

напряжения в крайней фибре «бф» бетона

$$\sigma_{\text{бф}}^{\text{т}} = \alpha\, t_{max} E_{\text{б}} \left(\frac{F_{\text{т}}}{F_{\text{стб}}} - \frac{S_{\text{т}}}{I_{\text{стб}}}\, z_{\text{бф, стб}} \right) \text{ (растяжение);}$$

напряжения в центре тяжести сечения бетона «б»

$$\sigma_{\text{б}}^{\text{т}} = \alpha\, t_{max} E_{\text{б}} \left(\frac{F_{\text{т}}}{F_{\text{стб}}} - \frac{S_{\text{т}}}{I_{\text{стб}}}\, z_{\text{б, стб}} \right) \text{ (растяжение);}$$

напряжения в обычной продольной арматуре железобетона

$$\sigma_{\text{а}}^{\text{т}} = \alpha\, t_{max} E_{\text{с}} \left(\frac{F_{\text{т}}}{F_{\text{стб}}} - \frac{S_{\text{т}}}{I_{\text{стб}}}\, z_{\text{а, стб}} \right) \text{ (растяжение);}$$

напряжения в высокопрочной продольной арматуре железобетона

$$\sigma_{\text{п}}^{\text{т}} = \alpha\, t_{max} E_{\text{п}} \left(\frac{F_{\text{т}}}{F_{\text{стб}}} - \frac{S_{\text{т}}}{I_{\text{стб}}}\, z_{\text{п, стб}} \right) \text{ (растяжение);}$$

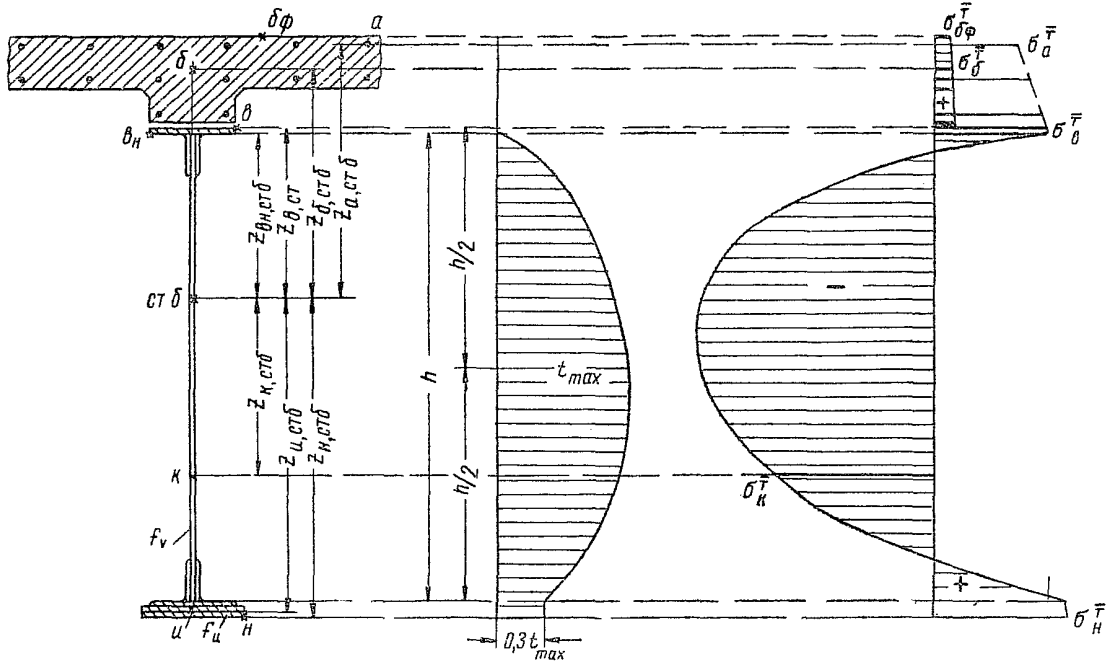


Рис. 30. Эпюры к определению внутренних напряжений от колебаний температуры

напряжения в крайней верхней фибре «в» стальной части сечения

$$\sigma_{в}^{\overline{т}} = \alpha\, t_{max} E_{с}\left(\frac{F_{т}}{F_{стб}} - \frac{S_{т}}{I_{стб}} z_{в,стб}\right) \text{ (растяжение);}$$

напряжения в стальной стенке в точке k, если она расположена выше центра тяжести объединенного сечения

$$\sigma_{k}^{\overline{т}} = \alpha\, t_{max} E_{с}\left(\psi_{k} + \frac{S_{т}}{I_{стб}} z_{k,стб} - \frac{F_{т}}{I_{стб}}\right) \text{ (сжатие);}$$

напряжения в стальной стенке в точке k, если она расположена ниже центра тяжести объединенного сечения

$$\sigma_{k}^{\overline{т}} = \alpha\, t_{max} E_{с}\left(\psi_{k} - \frac{S_{т}}{I_{стб}} z_{k,стб} - \frac{F_{т}}{F_{стб}}\right) \text{ (сжатие);}$$

напряжения в крайней нижней фибре «н» стальной части сечения

$$\sigma_{н}^{\overline{т}} = \alpha\, t_{max} E_{с}\left(\frac{F_{т}}{F_{стб}} + \frac{S_{т}}{I_{стб}} z_{н,стб} - 0{,}3\right) \text{ (растяжение),}$$

где $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$—коэффициент линейного расширения стали и бетона;

t_{max}—максимальная разность температур (нормативная согласно п. 98 или расчетная с учетом коэффициента перегрузки);

$$F_{т} = 0{,}8F_{v} + 0{,}3F_{u};$$

$$S_{т} = (0{,}4h - 0{,}8\, z_{вн,стб})\, F_{v} + 0{,}3F_{u} z_{u,стб};$$

F_{v}—площадь стальных вертикальных элементов сечения (стенки, вертикальных полок поясных углов, ламелей);

F_{u}—площадь стальных горизонтальных элементов нижнего пояса;

$$\psi_{k} = \sqrt{3{,}91\,\xi_{k} - 3{,}82\,\xi_{k}^{2}}\,.$$

Величину ξ_{k} определяют по формуле

$$\xi_{k} = \frac{z_{вн,стб} - z_{k,стб}}{h},$$

если точка k находится выше центра тяжести объединенного сечения, и по формуле

$$\xi_k = \frac{z_{\text{вн,стб}} + z_{k.\text{стб}}}{h},$$

если точка k находится ниже центра тяжести объединенного сечения.

Остальные обозначения ясны из чертежа (см. рис. 30) и пояснены в пп. 46, 52 и 98.

Направление напряжений в формулах указано применительно к случаю положительной разности температур (температура стали выше, чем железобетона). Если температура стали ниже, чем железобетона, напряжения имеют обратные направления.

100. Внутренние напряжения от колебаний температуры в двухплитной сталежелезобетонной балке допускается определять по формулам п. 99 с учетом следующих изменений и указаний:

индексы «стб» заменяются на «стбБ»;

величины $F_{\text{т}}$ и $S_{\text{т}}$ определяются по формулам:

$$F_{\text{т}} = 0{,}8F_v;$$

$$S_{\text{т}} = (0{,}4h - 0{,}8z_{\text{вн,стбБ}})F_v;$$

формулы п. 99 для $\bar{\sigma}^{\text{т}}_{\text{бф}}$, $\bar{\sigma}^{\text{т}}_{\text{б}}$, $\bar{\sigma}^{\text{т}}_{\text{а}}$ и $\bar{\sigma}^{\text{т}}_{\text{п}}$ используются для бетона и арматуры верхней плиты «б» или «Б» (с соответственной заменой индекса «б» для плиты «Б»); для бетона и арматуры нижней плиты используются те же формулы, но с изменением знака величины z на обратный;

из формулы для $\bar{\sigma}^{\text{т}}_{\text{н}}$ исключается член 0,3, таким образом

$$\bar{\sigma}^{\text{т}}_{\text{н}} = \alpha t_{max} E_{\text{с}} \left(\frac{F_{\text{т}}}{F_{\text{стбБ}}} + \frac{S_{\text{т}}}{I_{\text{стбБ}}} z_{\text{н,стбБ}} \right);$$

получение отрицательного знака у величины $\bar{\sigma}^{\text{т}}$ означает обратное направление напряжения по отношению к указанному в п. 99.

101. При постоянной разности температур $t_{\text{ф}}$ стали и железобетона по высоте поперечного сечения стальной части однoплитного сталежелезобетонного элемента (например, двухстенчатого жесткого пояса) внутренние напряжения от колебаний температуры определяются по следующим формулам:

напряжения в крайней фибре «бф» бетона

$$\sigma^{\overline{\mathrm{T}}}_{\text{бф}} = \alpha\, t_{\text{ф}} E_{\text{б}} \left(\frac{F_{\text{с}}}{F_{\text{стб}}} - \frac{S_{\text{с,стб}}}{I_{\text{стб}}} z_{\text{бф,стб}} \right) \text{ (растяжение);}$$

напряжения в центре тяжести сечения бетона «б»

$$\sigma^{\overline{\mathrm{T}}}_{\text{б}} = \alpha\, t_{\text{ф}} E_{\text{б}} \left(\frac{F_{\text{с}}}{F_{\text{стб}}} - \frac{S_{\text{с,стб}}}{I_{\text{стб}}} z_{\text{б,стб}} \right) \text{ (растяжение);}$$

напряжения в обычной продольной арматуре железобетона

$$\sigma^{\overline{\mathrm{T}}}_{\text{а}} = \alpha\, t_{\text{ф}} E_{\text{с}} \left(\frac{F_{\text{с}}}{F_{\text{стб}}} - \frac{S_{\text{с,стб}}}{I_{\text{стб}}} z_{\text{а,стб}} \right) \text{ (растяжение);}$$

напряжения в высокопрочной продольной арматуре железобетона

$$\sigma^{\overline{\mathrm{T}}}_{\text{п}} = \alpha\, t_{\text{ф}} E_{\text{п}} \left(\frac{F_{\text{с}}}{F_{\text{стб}}} - \frac{S_{\text{с,стб}}}{I_{\text{стб}}} z_{\text{п,стб}} \right) \text{ (растяжение);}$$

напряжения в крайней верхней фибре «в» стальной части сечения

$$\sigma^{\overline{\mathrm{T}}}_{\text{в}} = \alpha\, t_{\text{ф}} E_{\text{с}} \left(1 - \frac{F_{\text{с}}}{F_{\text{стб}}} + \frac{S_{\text{с,стб}}}{I_{\text{стб}}} z_{\text{в,стб}} \right) \text{ (сжатие);}$$

напряжения в крайней нижней фибре «н» стальной части сечения

$$\sigma^{\overline{\mathrm{T}}}_{\text{н}} = \alpha\, t_{\text{ф}} E_{\text{с}} \left(\frac{F_{\text{с}}}{F_{\text{стб}}} + \frac{S_{\text{с,стб}}}{I_{\text{стб}}} z_{\text{н,стб}} - 1 \right) \text{ (растяжение).}$$

Обозначения пояснены в пп. 46, 52, 98 и 99.

102. В статически неопределимых сталежелезобетонных системах наряду с внутренними напряжениями должны быть определены внешние силовые факторы от колебаний температуры, что рекомендуется делать методом сил. Неизвестные X_i^{T} целесообразно определять по деформациям основной системы (температурным перемещениям $\Delta_{i,\mathrm{T}}$), получаемым при рассмотрении упругой работы бетона, соответствующей внутренним напряжениям $\sigma^{\overline{\mathrm{T}}}$ в сталежелезобетонной конструкции от колебаний температуры. Основные $\delta_{i,i}$ и побочные $\delta_{i,j}$ перемещения в основной системе определяются при рассмотрении упругой работы под действием единичных неизвестных $X_i = 1$ полной основной системы.

103. В статически неопределимых неразрезных объединенных балках со сплошной стенкой внешние силовые факторы от колебаний температуры следует определять, принимая за

неизвестные опорные изгибающие моменты $X_i^{\text{т}}$, возникающие от колебаний температуры. Температурные перемещения в основной системе вычисляются по формуле

$$\Delta_{i,\text{т}} = \sum \int \frac{M_i \bar{M}_6^{\text{т}} dx}{E_6 I_6} = \alpha t_{max} \sum \frac{S_{\text{т}}}{I_{\text{стб}}} \int M_i \, dx.$$

Обозначения пояснены в пп. 46, 52, 98 и 99.

104. В решетчатых комбинированных фермах, имеющих жесткий сталежелезобетонный пояс, расчет на колебания температуры допускается выполнять следующим приближенным способом.

Вычисляются по формулам п. 98 или 100 внутренние напряжения от колебаний температуры в жестком сталежелезобетонном поясе, затем приближенно определяются внешние силовые факторы (осевые усилия в элементах фермы и изгибающие моменты в жестком поясе) от колебаний температуры.

При внешней статической определимости решетчатой комбинированной фермы горизонтальная проекция усилия в шарнирном поясе и осевое усилие в жестком поясе принимаются

$$N_{\text{ш}}^{\text{т}} = -N_{\text{ж}}^{\text{т}} = \alpha t_{max} E_{\text{с}} \frac{S_{\text{т}}}{H},$$

если эпюра разности температур в стали жесткого пояса криволинейна, и

$$N_{\text{ш}}^{\text{т}} = -N_{\text{ж}}^{\text{т}} = \alpha t_{\text{ф}} E_{\text{с}} \frac{S_{\text{с,стб}}}{H}$$

в случае постоянной разности температур в стали жесткого пояса.

Изгибающий момент в жестком поясе $M_{\text{ж}}^{\text{т}} = N_{\text{ш}}^{\text{т}} H$.

Обозначения здесь соответствуют пп. 91, 98, 99 и 101.

Направления $N_{\text{ш}}^{\text{т}}$, $N_{\text{ж}}^{\text{т}}$ и $M_{\text{к}}^{\text{т}}$ при положительной t_{max} или $t_{\text{ф}}$ таковы же, что и направления $N_{\text{ш}}^{\text{п}}$, $N_{\text{ж}}^{\text{п}}$ и $M_{\text{к}}^{\text{п}}$ согласно п. 91.

Усилия в элементах решетки определяются из условий равновесия их с усилиями в элементах шарнирного пояса, сходящихся в соответствующих узлах.

При внешней статической неопределимости решетчатой комбинированной фермы внешние для всей фермы неизвестные от колебаний температуры и соответствующие приращения осевых усилий в элементах фермы определяются аналогично изложенному в п. 91.

105. Для определения температурных перемещений в подвижных опорных частях балочных сталежелезобетонных пролетных строений и температурных напряжений от внешних силовых факторов в распорных статически неопределимых сталежелезобетонных пролетных строениях (в том числе консольно-рамной системы) должен быть выполнен обычный расчет на равномерные колебания температуры всей конструкции (и стали, и бетона) в соответствии с требованиями п. 132 СН 200-62. При этом для типовых пролетных строений нормативные колебания температуры принимаются $\pm 40°$, а для индивидуальных пролетных строений—по разности июльских и январских изотерм. Температурные напряжения от разности температур стали и железобетона и от равномерных колебаний температуры не суммируются.

Сдвигающие и отрывающие усилия между железобетоном и сталью

106. При вычислении сдвигающих усилий между железобетонной и стальной частями сталежелезобетонного элемента в общем случае должны учитываться следующие факторы:

внешние поперечные силы;

внешние продольные силы от приращения осевого усилия в узле пояса сквозной фермы, натяжения высокопрочной арматуры, передаваемого на объединенную конструкцию, и т. д.;

перераспределение продольных усилий между железобетоном и сталью при переменной высоте или изменении состава сечения элемента;

крутящие моменты—в пролетных строениях, рассчитываемых с учетом сопротивления кручению согласно п. 60;

внутренние напряжения, возникающие от усадки бетона, колебаний температуры и других аналогичных явлений.

107. При определении сдвигающих усилий между железобетоном и сталью бетон, независимо от величины и знака напряжений в нем, вводится в состав сечений как упругий материал. В соответствующих случаях модули упругости бетона принимаются согласно специальным указаниям пп. 86, 92 и 125. Однако сдвигающие усилия, определенные в предположении упругости бетона и вызывающие растяжение и раскрытие трещин в железобетонной плите, допускается уменьшать, учитывая, что растягивающее усилие в железобетонной плите не может быть больше $R^{н}_{р}F_{Б}$, где $R^{н}_{р}$—нормативное сопротивление бетона растяжению согласно приложению 3 к СН 200-62.

108. В сталежелезобетонных элементах со сплошной стенкой сдвигающее усилие на единицу длины, возникающее между железобетонной плитой и стальным поясом, определяется применительно к расчетам на прочность (или трещиностойкость) с учетом ползучести бетона по формуле

$$t = \frac{Q^{\text{д,п}} S^{\text{э}}_{\text{ба, стб}}}{I^{\text{э}}_{\text{стб}}} + \frac{Q^{q} S_{\text{ба, стб}}}{I_{\text{стб}}} + \frac{Q^{\text{у}} S^{\text{у}}_{\text{ба, стб}}}{I^{\text{у}}_{\text{стб}}} + \frac{Q^{\text{т}} S_{\text{ба, стб}}}{I_{\text{стб}}} + t',$$

где t'—сдвигающее усилие на единицу длины, не зависящее от внешней поперечной силы и принимаемое согласно пп. 106, 110 и 111.

Остальные обозначения пояснены в пп. 46, 52, 70, 84 и 93.

Если в сечении имеются высокопрочная арматура, бетон, преимущественно растягиваемый временной нагрузкой, и другие особенности, в индексы формулы вносятся изменения согласно п. 52.

Третий и четвертый члены формулы, подчеркнутые точками, учитываются только в дополнительном сочетании нагрузок и воздействий и лишь в статически неопределимых системах.

В случае переменной высоты сечения сталежелезобетонного элемента, а также при изменении состава сечения его стальной конструкции среднее погонное сдвигающее усилие $t_{\text{ср}}$, действующее на длине a между произвольными сечениями 1—1 и 2—2, может быть определено по формуле

$$t_{\text{ср}} = \frac{F_{\text{б}}}{a}(\sigma_{\text{б},2} - \sigma_{\text{б},1}) + \frac{F_{\text{а}}}{a}(\sigma_{\text{а},2} - \sigma_{\text{а},1}),$$

где $\sigma_{\text{а},1}$, $\sigma_{\text{а},2}$, $\sigma_{\text{б},1}$, $\sigma_{\text{б},2}$—соответствующие напряжения в бетоне или арматуре от учитываемых нагрузок и воздействий в сечениях 1—1 и 2—2 на высоте центра тяжести сечения бетона.

Сдвигающее усилие, действующее на каком-либо участке, вычисляется по соответствующей площади эпюры t, построенной при загружении конструкции временной нагрузкой, невыгодном для середины этого участка.

Для упрощения расчета допускается определять сдвигающие усилия с некоторым запасом по огибающей эпюре максимальных значений t.

109. В сквозных комбинированных фермах для расчета средств объединения железобетона и стали суммируются сдвигающие усилия от разности осевых усилий в смежных панелях сталежелезобетонного пояса и от поперечной силы,

возникающей при изгибе сталежелезобетонного пояса. При этом сдвигающие усилия от разности осевых усилий определяют как в сквозной ферме, а от поперечной силы—как в элементе со сплошной стенкой.

110. Сосредоточенные сдвигающие усилия допускается распределять по длине шва объединения железобетона и стали согласно следующим указаниям:

а) для сдвигающего усилия от предварительного напряжения, осуществляемого способами натяжения высокопрочной арматуры и обжатия плиты горизонтальными домкратами, а также для сдвигающего усилия в месте изменения состава сечения элемента—по прямоугольной эпюре с длиной a или по треугольной эпюре с длиной $1{,}5\,a$ (за величину a принимается бо́льшая из следующих трех величин: $a_1=H$ в случае сплошной балки или $a_1=H_{ж}$ при сквозной ферме, $a_2=b$ и $a_3=c$);

б) для сдвигающего усилия от перераспределения осевой силы в узле пояса сквозной фермы—по прямоугольной эпюре с длиной a или по треугольной эпюре с длиной $1{,}5\,a$ (в этом случае за величину a принимается бо́льшая из следующих трех величин: $a_1 = a_{ф} + H_{ж}$; $a_2 = b$ и $a_3 = c$);

в) для концевого сдвигающего усилия, вызываемого внутренними напряжениями (в частности, от усадки бетона и колебаний температуры),—по треугольной эпюре (рис. 31) с длиной $\bar{a}$, равной большей из трех следующих величин: $\bar{a}_1=0{,}7\,H$ в случае сплошной балки или $\bar{a}_1=0{,}7\,H_{ж}$ при сквозной ферме, $\bar{a}_2=b$ и $\bar{a}_3=c$, где H и $H_{ж}$—полная высота соответственно сталежелезобетонной балки и сталежелезобетонного пояса сквозной фермы; $a_{ф}$—длина узловой фасонки; b и c—расчетные свесы плиты согласно п. 53.

Треугольная эпюра в случае расположения ее на концевом участке элемента имеет наибольшую ординату на конце, а при расположении на промежуточном участке—в середине длины.

111. Величины концевых сдвигающих усилий между железобетоном и сталью принимаются равными:

от усадки бетона

$$T^{\bar{У}} = \sigma^{\bar{У}}_{б,стб} F_{б} - \sigma^{\bar{У}}_{а,стб} F_{а},$$

от колебаний температуры

$$T^{\bar{Т}} = \sigma^{\bar{Т}}_{б,стб} F_{б} + \sigma^{\bar{Т}}_{а,стб} F_{а}.$$

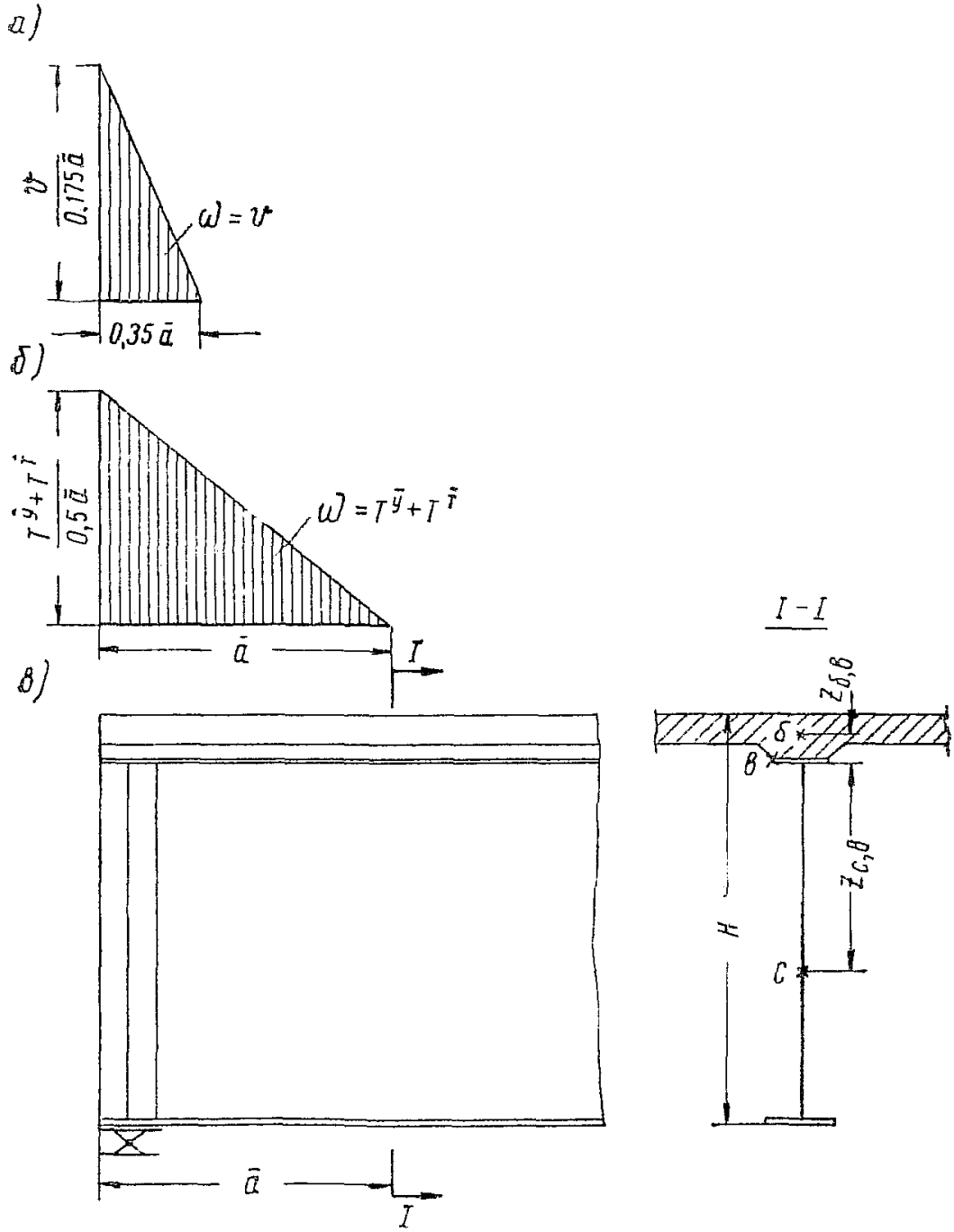


Рис. 31. Схема и эпюры к определению концевых сдвигающих и отрывающих усилий между железобетонной плитой и стальной конструкцией:

а—отрывающие усилия; *б*—сдвигающие усилия; *в*—концевая часть балки

Обозначения в этих формулах соответствуют пп. 46 и 52, причем площади $F_б$ и $F_а$ принимаются для сечения 1—1 по началу эпюры концевых сдвигающих усилий (см. рис. 31). Индекс «а» при высокопрочной арматуре может быть заменен на «п», а индекс «б»—в соответствующих случаях на «Б».

Сдвигающие усилия от усадки бетона и колебаний температуры должны быть алгебраически просуммированы с невыгодными значениями сдвигающих усилий от вертикальных нагрузок и предварительного напряжения.

112. Величины концевых отрывающих усилий между железобетоном и сталью принимаются равными:

от усадки бетона в статически определимых балках со сплошными стенками

$$V^{\bar{У}} = \frac{2n_1 I_с z_{б,в} - I_б z_{с,в}}{2n_1 I_с + I_б} \cdot \frac{2L - \bar{a}}{\bar{a}\left(L - \frac{2}{3}\bar{a}\right)} T^{\bar{У}};$$

от колебаний температуры в статически определимых балках со сплошными стенками

$$V^{\bar{Т}} = \frac{n_1 I_с z_{б,в} - I_б z_{с,в}}{n_1 I_с + I_б} \cdot \frac{2L - \bar{a}}{\bar{a}\left(L - \frac{2}{3}\bar{a}\right)} T^{\bar{Т}};$$

от усадки бетона и колебаний температуры в различных статически неопределимых системах, когда отсутствуют высокие железобетонные ребра,

$$V^{\bar{У},\bar{Т}} = 2\frac{z_{б,в}}{\bar{a}} T^{\bar{У}\bar{Т}},$$

где L—длина балки и железобетонной плиты, а остальные обозначения пояснены в пп. 52, 110 и 111.

Концевые отрывающие усилия от усадки бетона и колебаний температуры распределяются по треугольной эпюре длиной 0,35 $\bar{a}$ (см. рис. 31). Если $\bar{a}$=0,7H, длина эпюры принимается 0,25 H.

Отрывающие усилия от усадки бетона и колебаний температуры должны быть алгебраически просуммированы с невыгодными значениями прижимающих и отрывающих усилий от вертикальных нагрузок и предварительного напряжения.

113. Сдвигающее или отрывающее усилие, приходящееся на одну объединительную деталь (упор, группа анкеров и т. д.), принимается по площади соответствующей эпюры

на длине, равной шагу объединительных деталей. При равномерном размещении объединительных деталей по длине рассматриваемой зоны конструкции расчет должен быть выполнен для детали, находящейся в наиболее невыгодных условиях. Равномерное распределение сдвигающих и отрывающих усилий по длине всей зоны не допускается.

Раздел V

РАСЧЕТНЫЕ ПРОВЕРКИ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ И ИХ ЭЛЕМЕНТОВ

Общие указания

114. При вычислении напряжений от внешних силовых факторов, необходимых для расчетных проверок прочности и устойчивости, работа бетона в составе поперечного сечения сталежелезобетонного элемента учитывается в соответствии со следующими указаниями.

Пластическая работа бетона (действие в бетоне предельных сжимающих напряжений, равных расчетному сопротивлению) принимается, если сжимающие напряжения в бетоне, вычисленные согласно п. 118 в предположении его упругой работы, превышают расчетное сопротивление сжатию $R_б$.

Работа на растяжение не учитывается (бетон выключается из состава сечения), когда фибровые растягивающие напряжения в бетоне, вычисленные согласно п. 122 в предположении его упругой работы от невыгодных загружения и комбинации нагрузок и воздействий (в том числе и от предварительного напряжения, если оно имеется), превышают критическое сопротивление растяжению $\sigma_{кр}$.

В остальных случаях при вычислении напряжений от внешних силовых факторов сохраняется предпосылка об упругой работе бетона.

При проверке сечения на данное загружение работа бетона на сжатие в составе сталежелезобетонного поперечного сечения учитывается независимо от появления растягивающих напряжений (в бетоне этого сечения) от иных загружений или других нагрузок и воздействий.

Работа продольной арматуры железобетона в составе сталежелезобетонного сечения учитывается независимо от учета работы бетона.

115. Необходимые для расчетных проверок нормальные напряжения от внешних силовых факторов M^k и N^k в сечении сталежелезобетонного элемента, состоящем из совокупности j упруго и совместно работающих частей, вычисляются по следующим формулам:

для фибры i стальной конструкции и обычной продольной арматуры

$$\sigma^k_{i,j} = \pm \frac{M^k}{W_{i,j}} \pm \frac{N^k}{F_j};$$

для бетона (с модулем упругости $E_б$)

$$\sigma^k_{б,j} = \frac{1}{n_1}\left(\pm \frac{M^k}{W_{б,j}} \pm \frac{N^k}{F_j}\right);$$

для высокопрочной продольной арматуры

$$\sigma^k_{п,j} = \frac{1}{n_п}\left(\pm \frac{M^k}{W_{п,j}} \pm \frac{N^k}{F_j}\right).$$

Если в расчете согласно пп. 84, 92 и 125 принимается модуль упругости бетона, отличный от $E_б$, соответственно изменяются приведенные геометрические характеристики W и F и величина n_1.

Обозначения пояснены в пп. 46 и 52.

116. Растянутую железобетонную плиту рассчитывают на прочность и на раскрытие трещин с учетом воздействий усадки бетона и колебаний температуры как растянутый железобетонный стержень. При этом на продольную арматуру передается усилие в бетоне, определенное по внутреннему растягивающему напряжению в центре тяжести сечения бетона от его усадки и колебаний температуры. Напряжение в арматуре от указанного усилия суммируется с напряжением арматуры, вычисленным непосредственно для сечения сталежелезобетонного элемента.

117. При расчете стенки на местную устойчивость внутренние напряжения от усадки бетона и колебаний температуры не учитываются.

Расчет на прочность сталежелезобетонных элементов в период эксплуатации

118. Расчеты на прочность сталежелезобетонных элементов, в которых временная нагрузка главным образом сжимает бетон, выполняются по одному из трех основных расчет-

ных случаев в зависимости от величины напряжения в бетоне, подсчитанного в предположении его упругой работы (рис. 32).

Случай А имеется при $\sigma_{б\phi} < R_б$ и соответствует упругой работе как стальной части конструкции, так и железобетона.

Случай Б имеется при наличии расчетной продольной арматуры и если $R_б < \sigma_б < \frac{R_а}{n_1}$. Случай Б соответствует упругой работе стальной части конструкции и арматуры, но пластической работе бетона.

Случай В имеется, если $\sigma_б > \frac{R_а}{n_1}$ при наличии расчетной продольной арматуры или когда $\sigma_б > R_б$, а расчетная продольная арматура отсутствует. Случай В соответствует упругой работе стальной части конструкции и пластической работе железобетона.

Напряжения $\sigma_{б\phi}$ и $\sigma_б$ вычисляют в общем случае с учетом ползучести бетона и обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты, а для расчета статически неопределимых систем на дополнительное сочетание нагрузок и воздействий—также с учетом влияния усадки бетона и колебаний температуры на внешние изгибающие моменты и усилия в сечении. Напряжения от горизонтальных нагрузок и внутренние напряжения от усадки бетона и колебаний температуры при вычислении $\sigma_{б\phi}$ и $\sigma_б$ не принимают во внимание.

Независимо от того, проверяется ли прочность некоторых сечений элемента по случаям Б или В, для всех сечений всегда вычисляют внешние силовые факторы и внутренние напряжения от усадки бетона и колебаний температуры в предположении упругой работы бетона. Все связанные с бетоном внутренние напряжения—от усадки бетона, колебаний температуры, ползучести бетона и обжатия поперечных швов—учитываются при проверке прочности только в тех сечениях, расчет которых выполняют по случаю А.

Расчетное сопротивление бетона $R_б$ принимается:

$$R_б = R_{и,б} \quad \text{при } \frac{\sigma_{б\phi}}{\sigma_б} > 1{,}2;$$

$$R_б = 0{,}9R_{и,б} \quad \text{„ } 1{,}2 > \frac{\sigma_{б\phi}}{\sigma_б} > 1{,}1;$$

$$R_б = R_{пр,б} \quad \text{„ } \frac{\sigma_{б\phi}}{\sigma_б} < 1{,}1.$$

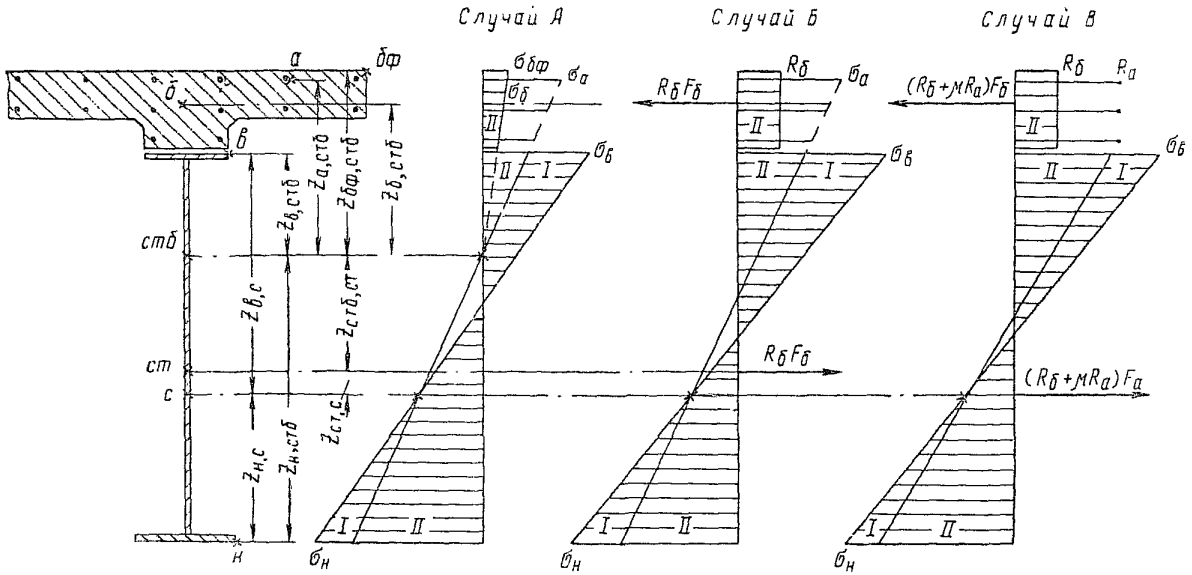


Рис. 32. Эпюры к расчету на прочность при действии положительного изгибающего момента

Здесь $R_{и,б}$ —расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе, а $R_{пр,б}$ —расчетное сопротивление бетона осевому сжатию согласно п. 149 СН 200-62[1].

Расчетное сопротивление стали для сжатого пояса, объединенного с железобетонной плитой, и для зоны стенки, примыкающей к этому поясу, берется с коэффициентом условий работы m_2, учитывающим удерживающее влияние недонапряженного бетона на развитие пластических деформаций в стали.

Коэффициент условий работы m_2 применяется:

$$m_2 = 1{,}2 \text{ при } \sigma_б < 0{,}6R_б;$$
$$m_2 = 1{,}1 \quad „ \quad 0{,}6R_б < \sigma_б < 0{,}8R_б;$$
$$m_2 = 1{,}0 \quad „ \quad \sigma_б > 0{,}8R_б.$$

Для нижнего пояса и высокопрочной арматуры за положительные принимаются растягивающие напряжения, для верхнего пояса и бетона верхней плиты положительными считаются сжимающие напряжения. Обозначения пояснены в п. 52.

119. Расчеты на прочность для сечений типов С1, С4 и С6, схемы и стадии работы которых приведены в табл. 8, выполняют по формулам, помещенным в табл. 9—11.

Напряжения $\sigma_{i,k}$ от внешних силовых факторов принимаются в этих формулах согласно п. 115, внутренние напряжения $\sigma_{i,k}$—согласно пп. 81—105. В расчетных случаях Б и В, предусматривающих развитие пластических деформаций в части сечения, напряжения $\sigma_{i,k}$ учитывают действие внешних силовых факторов только на упругоработающую часть поперечного сечения k, а напряжения от действия предельных усилий в частях сечения, перешедших в пластическую стадию работы, выражены самостоятельными членами формул (см. табл. 10 и 11).

Величины внешних силовых факторов принимаются также согласно формулам табл. 8. В расчетных случаях Б и В при наличии в сечении внешнего осевого усилия N к величине внешнего изгибающего момента должна вноситься поправка Nz, где z—смещение центра тяжести упругоработающей части сечения относительно центра тяжести всего сталежелезобетонного сечения.

---

[1] В СН 200-62 $R_{и,б}$ обозначено $R_и$, а $R_{пр,б}$—как $R_{пр}$.

Проверять прочность бетона верхней плиты не требуется, так как если вычисленные напряжения в бетоне больше величины $R_б$, это означает не переход за предельное состояние, а необходимость проверки прочности по случаю Б или по случаю В, в которых принимается действие в бетоне прямоугольной эпюры предельных напряжений $R_б$. По аналогичным причинам не нужно проверять прочность продольной арматуры верхней плиты. В случае В проверка прочности бетона верхней плиты заменяется проверкой его относительных деформаций. Проверки прочности бетона плиты, растягиваемого временной нагрузкой (в двухплитном сечении С6) для периода эксплуатации также не требуется, поскольку предотвращение чрезмерного сжатия осуществляется здесь расчетом прочности и трещиностойкости в период предварительного напряжения, а предупреждение чрезмерного растяжения—расчетом трещиностойкости в период эксплуатации.

Для сечения С6 в расчетных формулах внутри скобок используются нижние знаки (плюс или минус).

В формулах (см. табл. 9—11) применены следующие обозначения:

$R_{и,с}$—расчетное сопротивление стали стальной конструкции при изгибе;

$R_а$—расчетное сопротивление обычной ненапрягаемой арматуры согласно п. 150 СН 200-62;

$R_п$—расчетное сопротивление высокопрочной напрягаемой арматуры согласно п. 151 СН 200-62[1], а для стальных канатов—в соответствии с «Техническими указаниями по применению стальных канатов для армирования предварительно напряженных конструкций железобетонных мостов» (ВСН-71-62);

$\mu=\frac{F_а}{F_б}$—коэффициент армирования железобетона расчетной продольной арматурой;

$\varepsilon_б$—относительная деформация бетона в уровне центра тяжести его сечения, вычисленная в предположении пластической работы железобетона под вертикальными нагрузками;

$\Delta_б=0{,}0016$—расчетная предельная относительная деформация бетона на уровне центра тяжести его сечения.

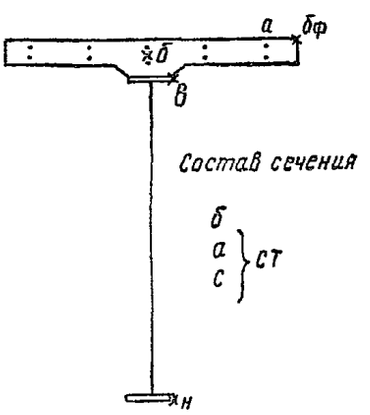
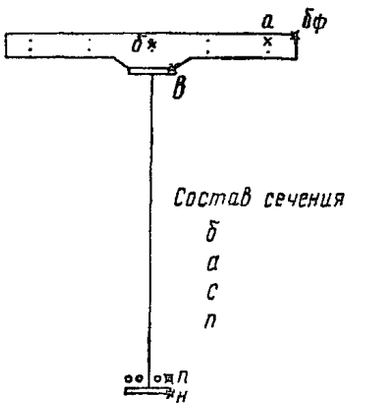
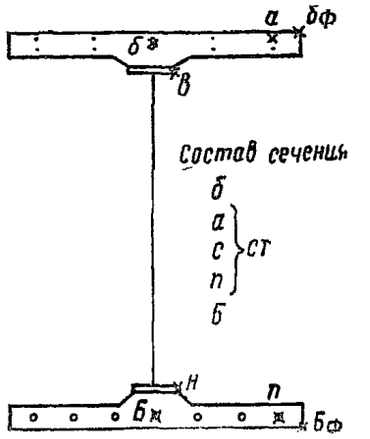
Остальные обозначения пояснены в пп. 46, 52, 115 и 118.

---

[1] В СН 200-62 $R_{и,с}$ обозначено $R_и$, а $R_п$—как $R_{и2}$.

Таблица 8

Типы сечений для восприятия положительного изгибающего момента или сжатия с изгибом и стадии их работы

Объединенное сечение без высокопрочной арматуры (С1)	Объединенное сечение с шпренгельной высокопрочной арматурой снизу (С4)	Двухплитное сечение с замоноличенной высокопрочной арматурой снизу (С6)
		

Стадии работы	Включенные компоненты конструкции	Нагрузки и воздействия, внешние силовые факторы M и N в элементах конструкции	Стадии работы	Включенные компоненты конструкции	Нагрузки и воздействия, внешние силовые факторы M и N в элементах конструкции	Стадии работы	Включенные компоненты конструкции	Нагрузки и воздействия, внешние силовые факторы M и N в элементах конструкции
I	с	Постоянные вертикальные нагрузки и разные способы предварительного напряжения (без приложения продольных усилий).	I	с	Постоянные вертикальные нагрузки. $M^{I} = M^{gI}$; $N^{I} = N^{gI}$.	I	с	Постоянные вертикальные нагрузки. $M^{I} = M^{gI}$; $N^{I} = N^{gI}$.
		M^{I} и N^{I} — согласно п. 70.						
II	стб	Вертикальные нагрузки и разные способы предварительного напряжения (без приложения продольных усилий). Ползучесть бетона, обжатие поперечных швов. $M^{II,п}$ и $N^{II,п}$ — согласно п. 70.	II	с п	Натяжение высокопрочной арматуры на стальную конструкцию. Постоянные вертикальные нагрузки. $M_{с}^{II} = -N_{п}^{r} z_{п,с} + M^{gII} - X_{п}^{gII} z_{п,с}$; $N_{с}^{II} = -N_{п}^{r} + N^{gII} - X_{п}^{gII}$; $N_{п}^{II} = N_{п}^{r} + X_{п}^{gII}$.	II	с п	Первая ступень натяжения высокопрочной арматуры на стальную конструкцию. Постоянные вертикальные нагрузки. $M_{с}^{II} = -N_{п}^{rII} z_{п,с} + M^{gII} - X_{п}^{gII} z_{п,с}$; $N_{с}^{II} = -N_{п}^{rII} + N^{gII} - X_{п}^{gII}$; $N_{п}^{II} = N_{п}^{rII} + X_{п}^{gII}$.
Примечание. Изгибающие моменты M и осевые усилия N и X подставляются во все формулы для всех сечений со своими знаками.			III	саб п	Вертикальные нагрузки. Ползучесть бетона, обжатие поперечных швов. $M_{саб}^{III,п} = M^{gIII} + M^{п} + M^{q} - X_{п}^{III,п} z_{п,саб}$; $N_{саб}^{III,п} = N^{gIII} + N^{п} + N^{q} - X_{п}^{III,п}$; $M_{п}^{III,п} = X_{п}^{III,п} = X_{п}^{gIII} + X_{п}^{п} + X_{п}^{q}$.	III	сВ п	Вторая ступень натяжения высокопрочной арматуры на объединенную конструкцию. Постоянные вертикальные нагрузки. $M_{к}^{III} = -N_{п(к)}^{rIII} z_{п,сБ} + M^{gIII} - X_{п}^{gIII} z_{п,сБ}$; $N_{к}^{III} = -N_{п(к)}^{rIII} + N^{gIII} - X_{п}^{gIII}$; $N_{п}^{III} = N_{п(к)}^{rII} + X_{п}^{gIII}$ (в случае Г к=сБ, а в случае Д к=с).
						IV	стББ	Вертикальные нагрузки. Ползучесть бетона, обжатие поперечных швов. $M^{IV,п} = M^{gIV} + M^{п} + M^{q}$; $N^{IV,п} = N^{gIV} + N^{п} + N^{q}$.

Таблица 9

Формулы расчета на прочность в случае А

Тип сечения	Проверка нижнего пояса	Проверка верхнего пояса	Проверка высокопрочной арматуры
Объединенное без высокопрочной арматуры (С1)	$\sigma_{\text{п}} = \sigma^{\text{I}}_{\text{н,с}} + \sigma^{\text{II,п}}_{\text{н,стб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{н,стб}} \leqslant R_{\text{н,с}}$	$\sigma_{\text{в}} = \sigma^{\text{I}}_{\text{в,с}} + \sigma^{\text{II,п}}_{\text{в,стб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{в,стб}} \leqslant m_2 R_{\text{н,с}}$	—
Объединенное с шпренгельной высокопрочной арматурой снизу (С4)	$\sigma_{\text{н}} = \sigma^{\text{I,II}}_{\text{н,с}} + \sigma^{\text{III,п}}_{\text{н,саб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{н,саб}} \leqslant R_{\text{н,с}}$	$\sigma_{\text{в}} = \sigma^{\text{I,II}}_{\text{в,с}} + \sigma^{\text{III,п}}_{\text{в,саб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{в,саб}} \leqslant m_2 R_{\text{н,с}}$	$\sigma_{\text{п}} = \sigma^{\text{II,III,п}}_{\text{п,п}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{п,п}} \leqslant R_{\text{п}}$
Двухплитное с замоноличенной высокопрочной арматурой снизу (С6) или сверху (С5) для случая А—Г, когда $\sigma_{\text{Бф}} < 0$ (растяжения нет)	$\sigma_{\text{н}} = \sigma^{\text{I,II}}_{\text{н,с}} + \sigma^{\text{III}}_{\text{н,сБ}} + \sigma^{\text{IV,п}}_{\text{н,стБб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{н,стБб}} \leqslant m_2 R_{\text{н,с}}$	$\sigma_{\text{в}} = \sigma^{\text{I,II}}_{\text{в,с}} + \sigma^{\text{III}}_{\text{в,сБ}} + \sigma^{\text{IV,п}}_{\text{в,стБб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{в,стБб}} \leqslant m_2 R_{\text{н,с}}$	$\sigma_{\text{п}} = \sigma^{\text{II,III}}_{\text{п,п}} + \sigma^{\text{IV,п}}_{\text{п,стБб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{п,стБб}} \leqslant R_{\text{п}}$
То же для случая А—Д, когда $\sigma_{\text{Бф}} > 0$ (растяжение есть)	$\sigma_{\text{н}} = \sigma^{\text{I,II,III}}_{\text{н,с}} + \sigma^{\text{IV,п}}_{\text{н,стб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{н,стб}} + \sigma^{\overline{\text{У,Т}}}_{\text{н,стБб}} \leqslant m_2 R_{\text{н,с}}$	$\sigma_{\text{в}} = \sigma^{\text{I,II,III}}_{\text{в,с}} + \sigma^{\text{IV,п}}_{\text{в,стб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{в,стб}} + \sigma^{\overline{\text{У,Т}}}_{\text{в,стБб}} \leqslant m_2 R_{\text{н,с}}$	$\sigma_{\text{п}} = \sigma^{\text{II,III}}_{\text{п,п}} + \sigma^{\text{IV,п}}_{\text{п,стб}} + \sigma^{\text{У,Т}}_{\text{п,стб}} + \sigma^{\overline{\text{У,Т}}}_{\text{п,стБб}} + \frac{F_{\text{Б}}}{F_{\text{п}}} \sigma^{\overline{\text{У,Т}}}_{\text{Б,стБб}} \leqslant R_{\text{п}}$

Таблица 10

Формулы расчета на прочность в случае Б

Тип сечения	Проверка нижнего пояса	Проверка верхнего пояса	Проверка высокопрочной арматуры
Объединенное без высокопрочной арматуры (С1)	$\sigma_{н}=\sigma^{I}_{н,с}+\sigma^{II,п}_{н,ст}+\sigma^{У,Т}_{н,ст}-\left(\frac{S_{б,ст}}{W_{н,ст}}-\frac{F_б}{F_{ст}}\right)R_б\leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в}=\sigma^{I}_{в,с}+\sigma^{II,п}_{в,ст}+\sigma^{У,Т}_{в,ст}-\left(\frac{S_{б,ст}}{W_{в,ст}}+\frac{F_б}{F_{ст}}\right)R_б\leqslant R_{и,с}$	—
Объединенное с шпренгельной высокопрочной арматурой снизу (С4)	$\sigma_{н}=\sigma^{I,II}_{н,с}+\sigma^{III,п}_{н,са}+\sigma^{У,Т}_{н,са}-\left(\frac{S_{б,са}}{W_{н,са}}-\frac{F_б}{F_{са}}\right)R_б\leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в}=\sigma^{I,II}_{в,с}+\sigma^{III,п}_{в,са}+\sigma^{У,Т}_{в,са}-\left(\frac{S_{б,са}}{W_{в,са}}+\frac{F_б}{F_{са}}\right)R_б\leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{п}=\sigma^{II,III,п}_{п,п}+\sigma^{У,Т}_{п,п}\leqslant R_{п}$
Двухплитное с замоноличенной высокопрочной арматурой снизу (С6) или сверху (С5) для случая Б—Г, когда $\sigma_{Бф}<0$ (растяжения нет)	$\sigma_{н}=\sigma^{I,II}_{н,с}+\sigma^{III}_{н,сБ}+\sigma^{IV,п}_{н,стБ}+\sigma^{У,Т}_{н,стБ}-\left(\frac{S_{б,стБ}}{W_{н,стБ}}\pm\frac{F_б}{F_{стБ}}\right)\times R_б\leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в}=\sigma^{I,II}_{в,с}+\sigma^{III}_{в,сБ}+\sigma^{IV,п}_{в,стБ}+\sigma^{У,Т}_{в,стБ}-\left(\frac{S_{б,стБ}}{W_{в,стБ}}\mp\frac{F_б}{F_{стБ}}\right)\times R_б\leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{п}=\sigma^{II,III}_{п,п}+\sigma^{IV,п}_{п,стБ}+\sigma^{У,Т}_{п,стБ}-\left(\frac{S_{б,стБ}}{W_{п,стБ}}-\frac{F_б}{F_{стБ}}\right)R_б\leqslant R_{п}$
То же для случая Б—Д, когда $\sigma_{Бф}>0$ (растяжение есть)	$\sigma_{н}=\sigma^{I,II,III}_{н,с}+\sigma^{IV,п}_{н,ст}+\sigma^{У,Т}_{н,ст}+\sigma^{\overline{У,Т}}_{н,стБ}-\left(\frac{S_{б,ст}}{W_{н,ст}}\pm\frac{F_б}{F_{ст}}\right)\times R_б\leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в}=\sigma^{I,II,III}_{в,с}+\sigma^{IV,п}_{в,ст}+\sigma^{У,Т}_{в,ст}+\sigma^{\overline{У,Т}}_{в,стБ}-\left(\frac{S_{б,ст}}{W_{в,ст}}\mp\frac{F_б}{F_{ст}}\right)\times R_б\leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{п}=\sigma^{II,III}_{п,п}+\sigma^{IV,п}_{п,ст}+\sigma^{У,Т}_{п,ст}+\sigma^{\overline{У,Т}}_{п,стБ}+\frac{F_Б}{F_п}\sigma^{\overline{У,Т}}_{Б,стБ}-\left(\frac{S_{б,ст}}{W_{п,ст}}-\frac{F_б}{F_{ст}}\right)R_б\leqslant R_{п}$

Таблица 11

Формулы расчета на прочность в случае В

Тип сечения	Проверка нижнего пояса	Проверка верхнего пояса	Проверка бетона плиты, не имеющей высокопрочной арматуры	Проверка высокопрочной арматуры
Объединенное без высокопрочной арматуры (С1)	$\sigma_{н} = \sigma^{I,II,п}_{н,с} + \sigma^{У,Т}_{н,с} - \left(\frac{S_{б,с}}{W_{н,с}} - \frac{F_б}{F_с}\right)\left(R_б + \mu R_а\right) \leqslant R_{н,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I,II,п}_{в,с} + \sigma^{У,Т}_{в,с} - \left(\frac{S_{б,с}}{W_{в,с}} + \frac{F_б}{F_с}\right)\left(R_б + \mu R_а\right) \leqslant R_{н,с}$	$\varepsilon_б = \frac{1}{E_с}\left(\sigma^{II,п}_{б,с} + \sigma^{У,Т}_{б,с}\right) - \frac{1}{E_с}\left(\frac{S_{б,с}}{W_{б,с}} + \frac{F_б}{F_с}\right) \times (R_б + \mu R_а) \leqslant \Delta_б$	—
Объединенное с шпренгельной высокопрочной арматурой снизу (С4)	$\sigma_{н} = \sigma^{I,II,III,п}_{н,с} + \sigma^{У,Т}_{н,с} - \left(\frac{S_{б,с}}{W_{н,с}} - \frac{F_б}{F_с}\right)\left(R_б + \mu R_а\right) \leqslant R_{н,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I,II,III,п}_{в,с} + \sigma^{У,Т}_{в,с} - \left(\frac{S_{б,с}}{W_{в,с}} + \frac{F_б}{F_с}\right)\left(R_б + \mu R_а\right) \leqslant R_{н,с}$	$\varepsilon_б = \frac{1}{E_с}\left(\sigma^{III,п}_{б,с} + \sigma^{У,Т}_{б,с}\right) - \frac{1}{E_с}\left(\frac{S_{б,с}}{W_{б,с}} + \frac{F_б}{F_с}\right) \times (R_б + \mu R_а) \leqslant \Delta_б$	$\sigma_{п} = \sigma^{II,III,п}_{п,п} + \sigma^{У,Т}_{п,п} \leqslant R_п$
Двухплитное с замоноличенной высокопрочной арматурой снизу (С6) или сверху (С5) для случая В – Г, когда $\sigma_{Бф} < 0$ (растяжения нет)	$\sigma_{н} = \sigma^{I,II}_{н,с} + \sigma^{III}_{н,сБ} + \sigma^{IV,п}_{н,спБ} + \sigma^{У,Т}_{н,спБ} - \left(\frac{S_{б,спБ}}{W_{н,спБ}} \pm \frac{F_б}{F_{спБ}}\right) \times (R_б + \mu R_а) \leqslant R_{н,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I,II}_{в,с} + \sigma^{III}_{в,сБ} + \sigma^{IV,п}_{в,спБ} + \sigma^{У,Т}_{в,спБ} - \left(\frac{S_{б,спБ}}{W_{в,спБ}} \mp \frac{F_б}{F_{спБ}}\right) \times (R_б + \mu R_а) \leqslant R_{н,с}$	$\varepsilon_б = \frac{1}{E_с}\left(\sigma^{IV,п}_{б,спБ} + \sigma^{У,Т}_{б,спБ}\right) - \frac{1}{E_с}\left(\frac{S_{б,спБ}}{W_{б,спБ}} + \frac{F_б}{F_{спБ}}\right) \times (R_б + \mu R_а) \leqslant \Delta_б$	$\sigma_{п} = \sigma^{II,III}_{п,п} + \sigma^{IV,п}_{п,спБ} + \sigma^{У,Т}_{п,спБ} - \left(\frac{S_{б,спБ}}{W_{п,спБ}} - \frac{F_б}{F_{спБ}}\right)\left(R_б + \mu R_а\right) \leqslant R_п$
То же для случая В—Д, когда $\sigma_{Бф} > 0$ (растяжение есть)	$\sigma_{н} = \sigma^{I,II,III}_{н,с} + \sigma^{IV,п}_{н,сп} + \sigma^{У,Т}_{н,сп} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{н,спБ} - \left(\frac{S_{б,сп}}{W_{н,сп}} \pm \frac{F_б}{F_{сп}}\right) \times \left(R_б + \mu R_а\right) \leqslant R_{н,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I,II,III}_{в,с} + \sigma^{IV,п}_{в,сп} + \sigma^{У,Т}_{в,сп} + \sigma^{\overline{УТ}}_{в,спБ} - \left(\frac{S_{б,сп}}{W_{в,сп}} \mp \frac{F_б}{F_{сп}}\right) \times \left(R_б + \mu R_а\right) \leqslant R_{н,с}$	$\varepsilon_б = \frac{1}{E_с}\left(\sigma^{IV,п}_{б,сп} + \sigma^{У,Т}_{б,сп}\right) - \frac{1}{E_с}\left(\frac{S_{б,сп}}{W_{б,сп}} + \frac{F_б}{F_{сп}}\right) \times (R_б + \mu R_а) \leqslant \Delta_б$	$\sigma_{п} = \sigma^{II,III}_{п,п} + \sigma^{IV,п}_{п,сп} + \sigma^{У,Т}_{п,сп} - \left(\frac{S_{б,сп}}{W_{п,сп}} - \frac{F_б}{F_{сп}}\right)\left(R_б + \mu R_а\right) \leqslant R_п$

Расчетное сопротивление $R_{и,с}$ принимается согласно п. 383 СН-200-62. При преобладании напряжений от осевых сил над напряжениями от изгиба в формулах величину $R_{и,с}$ следует заменять на R_0 или R' согласно пп. 383 и 417 СН 200-62.

120. Если при вычислении $\sigma_{бф}$, $\sigma_б$ и $R_б$ согласно п. 118 оказывается, что $\sigma_{бф} > R_б$, а $\sigma_б < R_б$, расчет на прочность ведут по измененным формулам случая А (см. табл. 8). К напряжениям в стальной конструкции $\sigma_н$ и $\sigma_в$ прибавляют приращения $\Delta\sigma_н$ и $\Delta\sigma_в$, учитывающие развитие пластических деформаций в бетоне на той высоте, на которой напряжения в бетоне, вычисленные в предположении его упругости, превышают расчетное сопротивление $R_б$ (рис. 33).

Приращение напряжения в нижнем поясе составляет

$$\Delta\sigma_н = \frac{N_\Delta z_{\Delta,ст}}{W_{н,ст}} - \frac{N_\Delta}{F_{ст}} \text{ (растяжение)},$$

а в верхнем поясе

$$\Delta\sigma_в = \frac{N_\Delta z_{\Delta,ст}}{W_{в,ст}} + \frac{N_\Delta}{F_{ст}} \text{ (сжатие)},$$

где

$$N_\Delta = \frac{(\sigma_{бф} - R_б)(z_{бф,б} - z_{R,б})}{2} b_{пл};$$

$$z_{\Delta,ст} = z_{бф,ст} - \frac{1}{3}\left(z_{бф,б} - z_{R,б}\right);$$

$$z_{R,б} = z_{бф,б}\frac{R_б - \sigma_б}{\sigma_{бф} - \sigma_б};$$

$b_{пл}$—ширина плиты, равная $b+c$ для крайнего элемента и $2b$ для среднего элемента.

Остальные обозначения пояснены в пп. 52, 53 и 118.

121. Когда нейтральная ось сталежелезобетонного сечения оказывается в пределах железобетонной его части, в состав сечения включается только сжатый бетон; растянутый бетон, находящийся между нейтральной осью и стальной частью сечения, исключается из состава сечения. Если напряжения в верхней крайней фибре бетона при этом больше $R_б$, учет развития пластических деформаций в бетоне осуществляется аналогично п. 120.

122. Расчеты на прочность сталежелезобетонных элементов, в которых временная нагрузка главным образом растя-

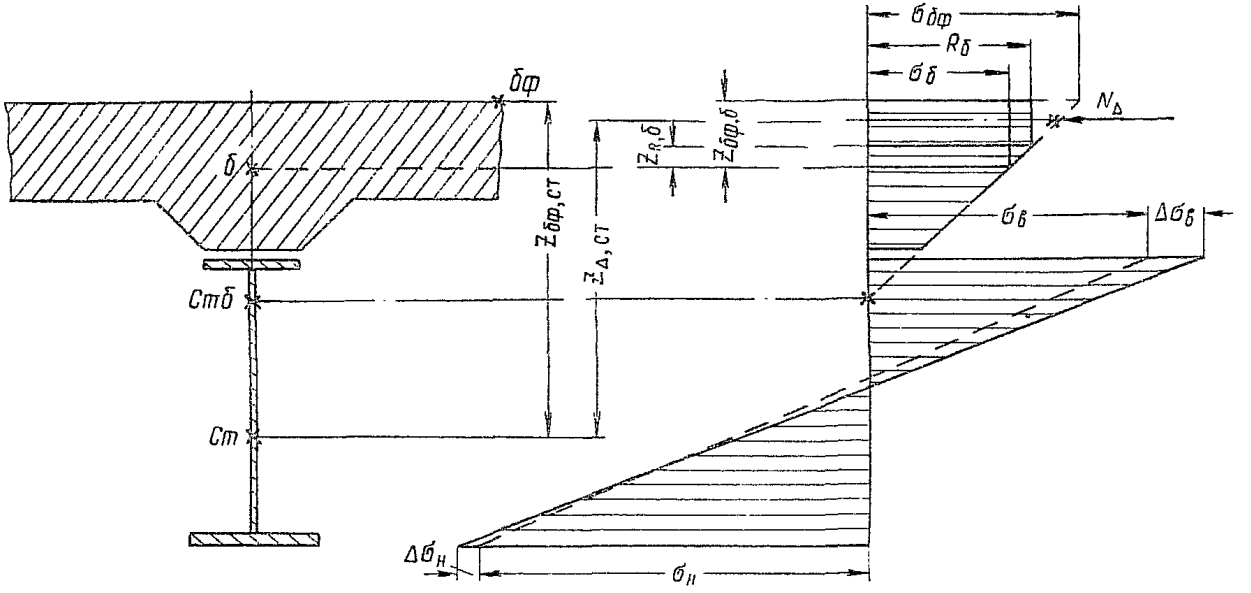


Рис. 33. Эпюра к расчету на прочность при учете развития пластических деформаций на части высоты сечения железобетонной плиты

гивает бетон, выполняют по одному из двух основных расчетных случаев в зависимости от величины фибровых напряжений в бетоне $\sigma_{бф}$, вычисленных в предположении упругой работы всего бетона сталежелезобетонного элемента полным сечением (рис. 34).

Случай Г имеется, если при наиболее невыгодных для растяжения в бетоне в данном поперечном сечении загружении и сочетании нагрузок и воздействий растягивающее напряжение $\sigma_{Бф} < \sigma_{кр}$, а также независимо от этого, когда в рассматриваемом загружении напряжение $\sigma_{Бф} < 0$, т. е. является сжимающим. Случай Г предполагает работу бетона полным сечением в составе сталежелезобетонного сечения.

Случай Д имеется, если при наиболее невыгодных для растяжения в бетоне в данном поперечном сечении загружении и сочетании нагрузок и воздействий растягивающее напряжение $\sigma_{Бф} > \sigma_{кр}$ и, кроме того, когда в рассматриваемом загружении растягивающее напряжение $\sigma_{Бф} > 0$. Случай Д предполагает распространение поперечных трещин в бетоне на всю высоту рассматриваемой железобетонной части сечения и полное выключение этого бетона из работы данного сталежелезобетонного сечения.

В расчетах принимаются:

$\sigma_{кр} = 0$—в железнодорожных мостах независимо от вида арматуры, а также и в автодорожных и городских мостах, имеющих в бетоне арматуру из высокопрочной проволоки;

$\sigma_{кр} = R_{рп}$—в автодорожных и городских мостах, не имеющих в бетоне арматуры из высокопрочной проволоки. Здесь $R_{рп}$—расчетное сопротивление бетона растяжению согласно п. 149 СН 200-62, назначаемое как для предварительно напряженных конструкций независимо от наличия натяжения в действительности.

Напряжения $\sigma_{Бф}$ вычисляются в необходимых случаях с учетом ползучести бетона и обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты, а в дополнительном сочетании нагрузок и воздействий—также с учетом усадки бетона и колебаний температуры. Напряжения от горизонтальных нагрузок при вычислении $\sigma_{Бф}$ не принимаются во внимание.

Независимо от того, проверяется ли прочность некоторых сечений элемента по случаю Д, все внешние силовые факторы, а также внутренние напряжения от усадки бетона и колебаний температуры вычисляют в предположении упру-

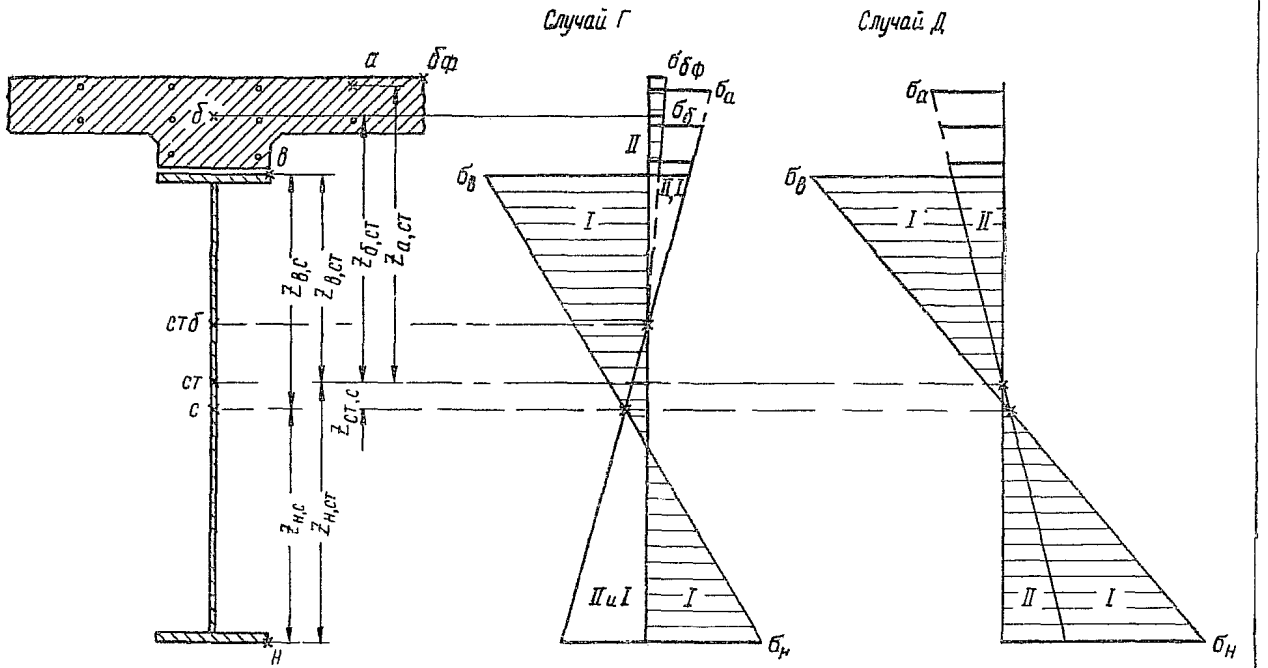


Рис. 34. Эпюры к расчету на прочность при действии отрицательного изгибающего момента с перераспределением его при предварительном напряжении

гой работы всего бетона сталежелезобетонного элемента полным сечением по всей его длине. Указанные внутренние напряжения учитывают при проверке прочности стальной конструкции и арматуры в дополнительном сочетании нагрузок и воздействий как по случаю Г, так и по случаю Д. При проверке прочности по случаю Д для продольной арматуры, замоноличенной в бетоне, внутренние напряжения от усадки бетона и колебаний температуры суммируют с напряжениями в арматуре от передачи на нее соответствующего усилия в бетоне согласно п. 116.

Внутренние напряжения от ползучести бетона и от обжатия поперечных швов сборной железобетонной плиты учитывают в расчетах по случаю Г и не принимают во внимание в расчетах по случаю Д.

Для верхнего пояса, высокопрочной арматуры и обычной арматуры верхней плиты за положительные принимаются растягивающие напряжения; в нижнем поясе и бетоне нижней плиты положительными считаются сжимающие напряжения.

123. Расчеты на прочность для сечений, схемы и стадии работы которых приведены в табл. 12, выполняют по формулам, помещенным в табл. 13 и 14 (С1, С2 и С3) и в табл. 9—11 (С5). Напряжения $\sigma_{i,k}$ от внешних силовых факторов принимаются в этих формулах согласно п. 115, внутренние напряжения $\sigma_{,k}$ — в соответствии с пп. 81—105. Величины внешних силовых факторов вычисляются по формулам табл. 12. В расчетном случае Д при осевом усилии N в сечении к величине внешнего изгибающего момента следует вносить поправку Nz, где z—смещение центра тяжести упругоработающей части сечения (за вычетом выключившегося бетона, а также бетона и арматуры, перешедших в пластическую стадию работы) относительно центра тяжести всего сталежелезобетонного сечения.

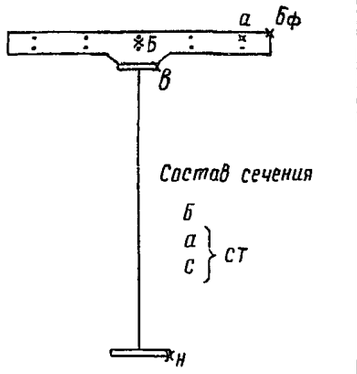
Если по расчетному случаю Д проверяется прочность поперечного сечения, в котором натяжение высокопрочной арматуры частично или полностью передано на бетон, выключающийся из работы в предельном состоянии, при расчете прочности в период эксплуатации усилие натяжения передается на упругоработающую часть поперечного сечения.

Проверять прочность бетона верхней плиты для периода эксплуатации не требуется, так как превышение вычисленными напряжениями соответствующего предела сопротивле-

Таблица 12

Типы сечений для восприятия отрицательного изгибающего момента или растяжения с изгибом и стадии их работы

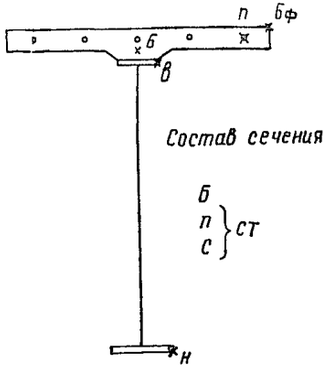
Объединенное сечение без высокопрочной арматуры (С1)



Стадии работы	Включенные компоненты конструкции	Нагрузки и воздействия, внешние силовые факторы M и N в элементах конструкции
I	с	Постоянные вертикальные нагрузки и разные способы предварительного напряжения (без приложения продольных усилий). M^{I} и N^{I} — согласно п. 70.
II	ст Б	Вертикальные нагрузки и разные способы предварительного напряжения (без приложения продольных усилий). Ползучесть бетона, обжатие поперечных швов. $M^{II,п}$ и $N^{II,п}$ — согласно п. 70.

Примечание. Изгибающие моменты M и осевые усилия N и X подставляются во все формулы для всех сечений со своими знаками.

Объединенное сечение с замоноличенной высокопрочной арматурой (С2)



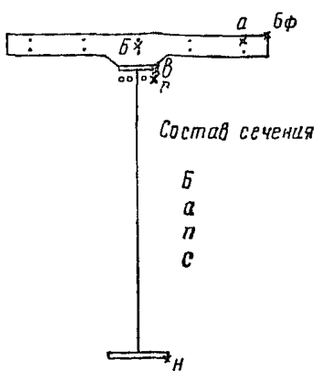
Натяжение на сталь и сталежелезобетон

Стадии работы	Включенные компоненты конструкции	Нагрузки и воздействия, внешние силовые факторы M и N в элементах конструкции
I	с	Постоянные вертикальные нагрузки. $M^{I} = M^{gI}$; $N^{I} = N^{gI}$.
II	с п	Первая ступень натяжения высокопрочной арматуры на стальную конструкцию. Постоянные вертикальные нагрузки. $M_{с}^{II} = N_{п}^{rII} z_{п,с} + M^{gII} + X^{gII} z_{пс}$; $N_{с}^{II} = -N^{rII} + N^{gII} - X_{п}^{gII}$; $N_{п}^{II} = N_{п}^{rII} + X_{п}^{gII}$.
IIIa	сБ п	Вторая ступень натяжения высокопрочной арматуры на объединенную конструкцию. $M_{к}^{IIIa} = N_{п(к)}^{rIII} z_{п(к)}$; $N_{к}^{IIIa} = -N_{п(к)}^{rIII}$; $N_{п}^{IIIa} = N_{п(к)}^{rIII}$ (в случае Г к=сБ, а в случае Д к=с)
IIIb	стБ	Вертикальные нагрузки. Ползучесть бетона, обжатие поперечных швов. $M^{IIIb,п} = M^{gIII} + M^{п} + M^{q}$; $N^{IIIb,п} = N^{gIII} + N^{п} + N^{q}$.

Натяжение на железобетонную плиту

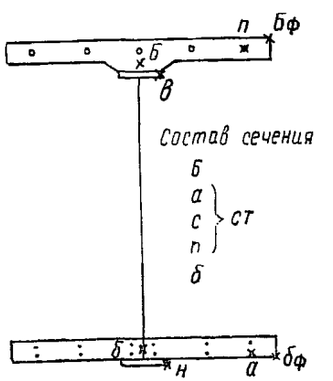
Стадии работы	Включенные компоненты конструкции	Нагрузки и воздействия, внешние силовые факторы M и N в элементах конструкции
I	с	Постоянные вертикальные нагрузки. $M^{I} = M^{gI}$; $N^{I} = N^{gI}$.
II	Б п	Натяжение высокопрочной арматуры на железобетонную плиту при отсутствии трения между плитой и верхним поясом: а) в случае Г $N_{Б}^{II} = -N_{п}^{r}$; $N_{п}^{II} = N_{п}^{r}$ б) в случае Д $N_{ст}^{II} = -N_{п}^{2}$; $N_{п}^{II} = N_{п}^{2}$
III	стБ	Вертикальные нагрузки. Ползучесть бетона, обжатие поперечных швов. $M^{III,п} = M^{gIII} + M^{п} + M^{q}$; $N^{III,п} = N^{gIII} + N^{п} + N^{q}$.

Объединенное сечение с шпренгельной высокопрочной арматурой сверху (С3)



Стадии работы	Включенные компоненты конструкции	Нагрузки и воздействия, внешние силовые факторы M и N в элементах конструкции
I	с	Постоянные вертикальные нагрузки. $M^{I} = M^{gI}$; $N^{I} = N^{gI}$.
II	с п	Первая ступень натяжения высокопрочной арматуры на стальную конструкцию. Постоянные вертикальные нагрузки. $M_{с}^{II} = N^{rII} z_{п,с} + M^{gII} + X_{п}^{gII} z_{п,с}$; $N_{с}^{II} = -N_{п}^{rII} + N^{gII} - X_{п}^{gII}$; $N_{п}^{II} = N_{п}^{rII} + X_{п}^{gII}$.
III	саБ п	Вторая ступень натяжения высокопрочной арматуры на объединенную конструкцию. Вертикальные нагрузки. Ползучесть бетона, обжатие поперечных швов. $M_{к}^{III,п} = N_{п(к)}^{rIII} z_{п,к} + M^{gIII} + M^{п} + M^{q} + X_{п}^{III,п} z_{п,саБ}$; $N_{к}^{III,п} = -N_{п(к)}^{rIII} + N_{п}^{gIII} + N^{п} + N^{q} - X^{III,п}$; $N_{п}^{III,п} = N_{п(к)}^{rIII} + X_{п}^{III,п} = N_{п}^{rIII} + X_{п}^{gIII} + X_{п}^{п} + X_{п}^{q}$ (в случае Г к=саБ, а в случае Д к=са)

Двухплитное сечение с замоноличенной высокопрочной арматурой сверху (С5)



Стадии работы	Включенные компоненты конструкции	Нагрузки и воздействия, внешние силовые факторы M и N в элементах конструкции
I	с	Постоянные вертикальные нагрузки. $M^{I} = M^{gI}$; $N^{I} = N^{gI}$.
II	с п	Первая ступень натяжения высокопрочной арматуры на стальную конструкцию. Постоянные вертикальные нагрузки $M_{с}^{II} = N_{п}^{rIII} z_{п,с} + M^{gII} + X^{gII} z_{п,с}$; $N_{с}^{II} = -N_{п}^{rII} + N^{gII} - X_{п}^{gII}$; $N_{с}^{II} = N_{п}^{rII} + X_{п}^{gII}$.
III	сБ п	Вторая ступень натяжения высокопрочной арматуры на объединенную конструкцию. Постоянные вертикальные нагрузки $M_{к}^{III} = N_{п(к)}^{rIII} z_{п,сБ} + M^{gIII} + X^{gIII} z_{пс}$; $N_{к}^{III} = -N_{п(к)}^{rIII} + N^{gIII} - X_{п}^{gIII}$; $N_{п}^{III} = N_{п(к)}^{rIII} + X_{п}^{gIII}$ (в случае Г к=сБ, а в случае Д к=с)
IV	стБб	Вертикальные нагрузки. Ползучесть бетона, обжатие поперечных швов $M^{IV,п} = M^{gIV} + M^{п} + M^{q}$; $N^{IV,п} = N^{gIV} + N^{п} + N^{q}$.

Таблица 13

Формулы расчета на прочность в случае Г

Тип сечения	Проверка нижнего пояса	Проверка верхнего пояса	Проверка высокопрочной арматуры
Объединенное без высокопрочной арматуры (С1)	$\sigma_{н} = \sigma^{I}_{н,с} + \sigma^{II,п}_{н,стБ} + \sigma^{У,Т}_{н,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I}_{в,с} + \sigma^{II,п}_{в,стБ} + \sigma^{У,Т}_{в,стБ} \leqslant R_{и,с}$	—
Объединенное с замоноличенной высокопрочной арматурой (С2) при передаче натяжения на сталь или сталежелезобетон	$\sigma_{н} = \sigma^{I,II}_{н,с} + \sigma^{IIIa}_{н,сБ} + \sigma^{IIIb}_{и,стБ} + \sigma^{У,Т}_{н,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I,II}_{в,с} + \sigma^{IIIa}_{в,сБ} + \sigma^{IIIb}_{в,стБ} + \sigma^{У,Т}_{в,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{п} = \sigma^{II,IIIa}_{п,п} + \sigma^{IIIb,п}_{п,стБ} + \sigma^{У,Т}_{п,стБ} \leqslant R_{п}$
То же при передаче натяжения на железобетонную плиту	$\sigma_{н} = \sigma^{I}_{н,с} + \sigma^{III,п}_{н,стБ} + \sigma^{У,Т}_{н,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I}_{в,с} + \sigma^{III,п}_{в,стБ} + \sigma^{У,Т}_{в,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{п} = \sigma^{II}_{п,п} + \sigma^{III,п}_{п,стБ} + \sigma^{У,Г}_{п,стБ} \leqslant R_{п}$
Объединенное с шпренгельной высокопрочной арматурой сверху (С3)	$\sigma_{н} = \sigma^{I,II}_{н,с} + \sigma^{III,п}_{н,саБ} + \sigma^{У,Т}_{н,саБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I,II}_{в,с} + \sigma^{III,п}_{в,саБ} + \sigma^{У,Т}_{в,саБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{п} = \sigma^{II,III,п}_{п,п} + \sigma^{У,Т}_{п,п} \leqslant R_{п}$

Таблица 14

Формулы расчета на прочность в случае Д

Тип сечения	Проверка нижнего пояса	Проверка верхнего пояса	Проверка арматуры
Объединенное без высокопрочной арматуры (С1)	$\sigma_{н} = \sigma^{I}_{н,с} + \sigma^{II,п}_{н,ст} + \sigma^{У,Т}_{н,ст} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{н,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I}_{в,с} + \sigma^{II,п}_{в,ст} + \sigma^{У,Т}_{в,ст} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{в,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{а} = \sigma^{II,п}_{а,ст} + \sigma^{У,Т}_{а,ст} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{а,стБ} + \frac{F_{Б}}{F_{а}} \sigma^{\overline{У,Т}}_{Б,стБ} \leqslant R_{а}$
Объединенное с замоноличенной высокопрочной арматурой (С2) при передаче натяжения на сталь или сталежелезобетон	$\sigma_{н} = \sigma^{I,II}_{н,с} + \sigma^{IIIa,IIIb,п}_{н,ст} + \sigma^{У,Т}_{н,ст} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{н,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I,II}_{в,с} + \sigma^{IIIa,IIIb,п}_{в,ст} + \sigma^{У,Т}_{в,ст} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{в,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{п} = \sigma^{II}_{п,п} + \sigma^{IIIa,IIIb,п}_{п,ст} + \sigma^{У,Т}_{п,ст} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{п,стБ} + \frac{F_{Б}}{F_{п}} \sigma^{\overline{У,Т}}_{Б,стБ} \leqslant R_{п}$
То же при передаче натяжения на железобетонную плиту	$\sigma_{н} = \sigma^{I}_{н,с} + \sigma^{II,III,п}_{н,ст} + \sigma^{У,Т}_{н,ст} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{н,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I}_{в,с} + \sigma^{II,III,п}_{в,ст} + \sigma^{У,Т}_{в,ст} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{в,стБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{п} = \sigma^{II,III,п}_{п,ст} + \sigma^{У,Т}_{п,ст} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{п,стБ} + \frac{F_{Б}}{F_{п}} \sigma^{\overline{У,Т}}_{Б,стБ} \leqslant R_{п}$
Объединенное с шпренгельной высокопрочной арматурой сверху (С3)	$\sigma_{н} = \sigma^{I,II}_{н,с} + \sigma^{III,п}_{н,са} + \sigma^{У,Т}_{н,са} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{н,саБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{в} = \sigma^{I,II}_{в,с} + \sigma^{III,п}_{в,са} + \sigma^{У,Т}_{в,са} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{в,саБ} \leqslant R_{и,с}$	$\sigma_{а} = \sigma^{III,п}_{а,са} + \sigma^{У,Т}_{а,са} + \sigma^{\overline{У,Т}}_{а,саБ} + \frac{F_{Б}}{F_{а}} \sigma^{\overline{У,Т}}_{Б,саБ} \leqslant R_{а}$ $\sigma_{п} = \sigma^{II,III,п}_{п,п} + \sigma^{У,Т}_{п,п} \leqslant R_{п}$

ния бетона растяжению означает не переход за предельное состояние, а необходимость проверки прочности по случаю Д, в котором растяжение в бетоне ограничивается расчетом трещиностойкости. Проверять прочность обычной продольной арматуры верхней плиты в случае Г также не нужно, так как растягивающие напряжения в ней заведомо не могут достигнуть расчетного сопротивления. При наличии нижней железобетонной плиты, сжимаемой временной нагрузкой (в двухплитном сечении С5), расчетные случаи А, Б или В по бетону нижней плиты определяются согласно п. 118, причем в случае Д—в предположении полного выключения бетона верхней плиты из работы сечения.

Для сечения С5 в расчетных формулах (см. табл. 9 и 10) внутри скобок используются верхние знаки (плюс или минус).

Расчеты сталежелезобетонных элементов на выносливость, длительную прочность и трещиностойкость в период эксплуатации

124. Выносливость проверяют в железнодорожных мостах для стальной и железобетонной частей конструкции, а также деталей объединения железобетона со сталью, а в автодорожных и городских мостах—только для стальной части конструкции и сварных прикреплений деталей объединения железобетона со сталью. Замоноличенная высокопрочная арматура относится при этом к железобетонной части конструкции, а шпренгельная высокопрочная арматура—к стальной.

Проверку выносливости выполняют только для основного сочетания нагрузок и воздействий; воздействия усадки бетона, колебаний температуры и горизонтальных нагрузок дополнительных сочетаний при проверке выносливости не учитывают. Усилия предварительного напряжения принимают с учетом потерь (кроме потерь от усадки бетона). При определении потерь от ползучести бетона и обжатия поперечных швов учитываются указания п. 125. Все нагрузки и воздействия, в том числе постоянные нагрузки и усилия предварительного напряжения, используются в расчетах на выносливость в своих нормативных значениях (без учета коэффициентов перегрузки). Однако временная вертикальная нагрузка учитывается с динамическим коэффициентом, уменьшенным в необходимых случаях согласно п. 126 СН 200-62,

а в железнодорожных мостах—также с коэффициентом ε согласно п. 116 СН 200-62.

125. Расчеты на выносливость выполняют в предположении упругой работы бетона на сжатие независимо от того, по какому расчетному случаю проверяют прочность. В состав сталежелезобетонного сечения при проверке выносливости и вычислении σ_{max} и σ_{min} для определения $\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ включается тот бетон, в котором во время данного загружения не появляется растягивающих фибровых напряжений. Если фибровое напряжение в бетоне σ_{min} получается растягивающим, для нахождения ρ принимается $\sigma_{min} = 0$. При высоких железобетонных ребрах границы растянутого и выключенного из работы бетона допускается определять методами, аналогичными применяемым в расчетах железобетонных мостовых конструкций.

При проверке выносливости принимаются следующие отношения модулей упругости стали и бетона:

а) в автодорожных и городских мостах во всех случаях и в железнодорожных мостах в тех зонах, в которых временная нагрузка уменьшает сжимающие напряжения в бетоне,—n_1 (согласно табл. 1);

б) в поперечных сечениях в железнодорожных мостах в тех зонах, в которых временная нагрузка увеличивает сжимающие напряжения в бетоне,—n' (согласно табл. 22 СН 200-62);

в) в железнодорожных мостах в указанных в предыдущем подпункте зонах для проверки выносливости продольных сечений под действием сдвигающих усилий, в частности для проверки выносливости конструкций объединения железобетона и стали,—$\frac{n_1 + n'}{2}$.

Внешние изгибающие моменты и усилия в элементах для расчетов на выносливость определяют, используя те же линии влияния, что и для расчетов на прочность, т. е. принимая весь бетон упругим при отношении модулей упругости n_1. В необходимых случаях указанные внешние силовые факторы определяют с учетом влияния ползучести бетона и обжатия поперечных швов под постоянными нагрузками и воздействиями.

Внутренние напряжения от ползучести бетона и обжатия поперечных швов учитывают только в тех случаях, когда проверка выносливости производится при отношении модулей упругости n_1.

126. При проверке выносливости стали сталежелезобетонной конструкции фибровые напряжения в стали, вычисленные согласно пп. 124 и 125, сравниваются с величиной $\gamma R_{\text{п,с}}$ (если напряжения изгиба превышают напряжения от осевых сил).

При проверке выносливости бетона сталежелезобетоннои конструкции железнодорожного моста фибровые напряжения в бетоне, вычисленные согласно пп. 124 и 125, сравнивают с величиной $k_\rho R'_{\text{и,б}}$, где $R'_{\text{и,б}}$—расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе на выносливость согласно п. 156 СН 200-62.

Коэффициенты изменения расчетных сопротивлений γ и k_ρ принимаются согласно пп. 385 и 157 СН 200-62, расчетные сопротивления $R_{\text{и, с}}$ —согласно п. 383 СН 200-62. В необходимых случаях проверяют также выносливость высокопрочной арматуры.

Когда выносливость проверяют при отношении модулей упругости стали и бетона n' и выносливость бетона оказывается существенно недоиспользованной ($\sigma_{\text{бф}} < k_\rho R'_{\text{и.б}}$), разрешается учитывать снижение напряжений в стали вследствие неполной величины деформаций обжатия бетона многократно повторными воздействиями. В частности, для изгибаемой объединенной балки с двумя стадиями работы выносливость проверяют по следующим формулам:

$$\sigma_{\text{бф}} = \frac{M^{\text{II,п}}}{n' W_{\text{бф,стб}}} < k_\rho R'_{\text{и,с}};$$

$$\sigma_{\text{в}} = \frac{M^{\text{I}}}{W_{\text{в,с}}} + \frac{M^{\text{II,п}}}{m'_{\text{в}} W'_{\text{в,стб}}} \leqslant \gamma_{\text{в}} R_{\text{и,с}};$$

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{M^{\text{I}}}{W_{\text{н,с}}} + \frac{M^{\text{II,п}}}{m'_{\text{н}} W'_{\text{н,стб}}} \leqslant \gamma_{\text{н}} R_{\text{и,с}},$$

где $m'_i = 1 + 2\left(1 - \frac{\sigma_{\text{бф}}}{k_\rho R'_{\text{и,б}}}\right)\left(\frac{W_{i,\text{стб}}}{W'_{i,\text{стб}}} - 1\right)$ при $\sigma_{\text{бф}} > 0{,}8 k_\rho R'_{\text{и,б}}$;

$m'_i = 1 + \left(1 - 0{,}75\frac{\sigma_{\text{бф}}}{k_\rho R'_{\text{и,б}}}\right)\left(\frac{W_{i,\text{стб}}}{W'_{i,\text{стб}}} - 1\right)$ при $\sigma_{\text{бф}} < 0{,}8 k_\rho R'_{\text{и,б}}$;

$W'_{i.\,\text{стб}}$—момент сопротивления (или аналогичная геометрическая характеристика), определенный при отношении модулей упругости стали и бетона, равном n'.

Остальные обозначения пояснены в пп. 46 и 52.

127. Элементы сталежелезобетонных конструкций, работающие преимущественно на внешние вертикальные постоянные нагрузки, требуется проверять на длительную прочность в соответствии с п. 47 СН 200-62. Этот расчет производят только на постоянные нагрузки и воздействия (с коэффициентами перегрузки), включая усадку бетона. Усадка бетона учитывается в данном случае независимо от того, увеличивает или уменьшает она суммарное воздействие, однако должны соблюдаться указания пп. 118 и 122. В остальном проверку выполняют в соответствии с изложенными в пп. 114, 118 и 122 общими принципами расчетов на прочность в части учета пластических деформаций бетона, его ползучести, обжатия поперечных швов и т. д., но принимая все расчетные сопротивления стали и бетона равными 80% от соответствующих расчетных сопротивлений для обычных расчетов на прочность.

Для элементов сталежелезобетонных конструкций, работающих преимущественно на внутренние (взаимно уравновешенные) постоянные воздействия, например, от предварительного напряжения способами натяжения высокопрочной арматуры, обжатия железобетонной плиты горизонтальными домкратами и др., проверять длительную прочность со снижением расчетных сопротивлений не требуется.

128. Проверка трещиностойкости сталежелезобетонных элементов в период эксплуатации (стойкости против появления или недопустимого раскрытия трещин в бетоне) выполняется только, когда расчетом на прочность выявлена возможность возникновения в бетоне продольных растягивающих напряжений. Все нагрузки и воздействия для расчетов трещиностойкости берутся в своих нормативных значениях (без коэффициентов перегрузки, а временная вертикальная нагрузка—также и без динамического коэффициента). Усилия предварительного напряжения принимаются с учетом потерь. Расчеты на трещиностойкость выполняют в необходимых случаях как для основного, так и для дополнительного сочетания нагрузок и воздействий, учитывая указания п. 47. Горизонтальные нагрузки в расчетах трещиностойкости не принимаются во внимание.

129. Если в расчетах на трещиностойкость работа бетона согласно пп. 130 или 131 учитывается, она всегда принимается упругой.

Отношение модулей упругости стали и бетона равняется n_1 (см. табл. 1) независимо от того, по какому расчетному случаю проверяют прочность. Влияние ползучести бетона и

обжатия поперечных швов должно учитываться в расчетах на трещиностойкость в соответствии с пп. 81, 82 и 122.

130. При наличии арматуры из высокопрочной проволоки проверка трещиностойкости заключается в вычислении в соответствии с пп. 128 и 129 фибровых напряжений в бетоне $\sigma_{Бф}$. Напряжения $\sigma_{Бф}$ должны быть сжимающими как для железнодорожных, так и для автодорожных и городских мостов; растягивающие напряжения $\sigma_{Бф}$ не допускаются.

131. При отсутствии арматуры из высокопрочной проволоки проверка трещиностойкости заключается в вычислении раскрытия поперечных трещин в бетоне. Такая проверка необходима только в том случае, если вычисленное согласно пп. 128 и 129 напряжение $\sigma_Б$ в центре тяжести бетона получается растягивающим и превосходит величину $\sigma_{кр}$, найденную по п. 122.

Величина раскрытия отдельных трещин не должна превышать 0,02 *см* как в основном, так и в дополнительном сочетаниях нагрузок и воздействий.

Если арматура гладкая, проверка выполняется по формуле:

$$a_m = 0{,}5\frac{\sigma_а}{E_а}\psi_1 R_r \leqslant 0{,}02 \text{ см},$$

а при арматуре периодического профиля

$$a_m = 3{,}0\frac{\sigma_а}{E_а}\psi_2\sqrt{R_r} \leqslant 0{,}02 \text{ см},$$

где $\sigma_а$—напряжение в продольной арматуре;

$E_а$—модуль упругости продольной арматуры;

ψ_1 и ψ_2—коэффициенты, учитывающие влияние работы бетона между трещинами на полные деформации (при отсутствии дополнительных данных разрешается принимать $\psi_1=1$ и $\psi_2=0{,}9$);

R_r—радиус армирования, определяющий расстояние между трещинами.

Напряжение в продольной арматуре $\sigma_а$ вычисляется с учетом пп. 128 и 129 аналогично тому, как при проверке прочности по случаю Д (см. табл. 14), по формулам типа

$$\sigma_а = -\frac{M^{II,п}}{W_{а,ст}} + \frac{N^{II,п}}{F_{ст}} - \frac{M^{У,Т}}{W_{а,ст}} + \frac{N^{У,Т}}{F_{ст}} + \overline{\sigma^{У,Т}_{а,стБ}} + \frac{F_Б}{F_а}\overline{\sigma^{У,Т}_{Б,стБ}}$$

(применительно к сечению С1 по табл. 12 в статически неопределимой системе).

Радиус армирования R_r для железобетонной плиты (без высоких ребер), равномерно армированной одиночными продольными стержнями диаметром d_a, при расстояниях между стержнями, не превышающих $12\,d_a$, вычисляют по формуле

$$R_r = \frac{F_Б}{n d_a},$$

где n—число продольных стержней на площади железобетонной плиты $F_Б$.

При определении радиуса армирования влияние стального пояса не принимается во внимание, а наклонные анкеры, попадающие в расчетное сечение, допускается учитывать.

Расчеты сталежелезобетонных конструкций применительно к периодам монтажа, предварительного напряжения и временной эксплуатации

132. Сталежелезобетонные пролетные строения на различных этапах их возведения (монтажа, предварительного напряжения и т. п.), а также и временной эксплуатации, если она предусматривается проектом, должны проверяться в невыгодных условиях на устойчивость положения, прочность стали и железобетона, устойчивость формы в стальных конструкциях и трещиностойкость железобетона. Для проверки прочности и устойчивости формы расчетные сопротивления стали и бетона увеличиваются на 10% по отношению к расчетным сопротивлениям, соответствующим периоду постоянной эксплуатации, а нормативы для проверки трещиностойкости предварительно напряженного железобетона принимаются согласно п. 291 СН 200-62.

133. В расчетах на условия возведения наряду с нагрузками от собственного веса конструкций и воздействиями предварительного напряжения учитываются строительные нагрузки (вес монтажных кранов, аванбеков, опалубки, подмостей, тепляков и других устройств, предусмотренных проектом организации работ), а также, в необходимых случаях, ветровая нагрузка интенсивностью 50 *кг* на 1 $м^2$ поверхности. Воздействия от усадки бетона и, как правило, от колебаний температуры не учитываются.

В расчетах по первому предельному состоянию нагрузки от собственного веса конструкций и воздействия предварительного напряжения принимаются с невыгодными значениями коэффициентов перегрузки, строительные же нагрузки (кро-

ме крановой) и ветровая берутся в своих нормативных значениях, без коэффициентов перегрузки и сочетаний.

Нагрузки от монтажных кранов принимаются с коэффициентами перегрузки и динамическими коэффициентами.

Коэффициенты перегрузки вертикальных воздействий монтажного крана на несущие конструкции определяют расчетом, исходя из превышения проектного веса монтируемого элемента на 10% и возможных поперечных смещений крана относительно проектного положения. Величина поперечного смещения принимается равной:

для кранов на автомобильном и гусеничном ходу . 1 *м*
для кранов на рельсовом ходу . . . . . 10 *см*.

Динамические коэффициенты применяются согласно п. 135 СН 200-62.

При использовании крана на гусеничном ходу для укладки сборных железобетонных плит сталежелезобетонное пролетное строение должно быть проверено на восприятие сосредоточенного момента, действующего в горизонтальной плоскости от разворота крана на сборной плите (до объединения ее со стальной конструкцией).

Указанный момент может быть приложен в любом поперечном сечении пролетного строения и принимается равным

$$M=0{,}1GS,$$

где G—вес крана (без груза);

S—длина опирания гусениц крана.

134. При установке в пролет стальных частей пролетных строений без железобетонных плит должно быть уделено особое внимание обеспечению устойчивости формы стальной конструкции. Расчетом должны быть проверены:

общая устойчивость монтируемой в навес или надвигаемой консоли пролетного строения (двух или более балок или ферм, соединенных связями)—на скручивание консоли, опасное при большом ее вылете и неблагоприятном отношении ширины поперечного сечения консоли к высоте;

общая устойчивость отдельных (или нескольких сразу) сплошных главных балок и балок проезжей части—согласно пп. 135—138;

общая устойчивость сжатых и сжато-изогнутых в процессе строительства элементов сквозных ферм и связей—согласно пп. 420 и 421 СН 200-62;

местная устойчивость сплошных стенок при надвижке—согласно приложению 18 к СН 200-62.

Проверять общую устойчивость балок несимметричного сечения согласно п. 422 СН 200-62 не допускается, за исключением случая совместного действия на балку моментов в вертикальной и горизонтальной плоскостях, при котором пояс балки рассматривается как сжато-изогнутый стержень.

135. При определении гибкости λ_y свободную длину l_y для проверки устойчивости (из плоскости балки или фермы) пояса сплошной балки или сквозной фермы, сжатого в процессе строительства, принимают равной расстоянию между точками закрепления его от поперечных смещений. Таким образом, свободная длина равна расстоянию между узлами неизменяемой фермы продольных связей, расположенных в уровне этого пояса, или между жесткими поперечными связями, препятствующими повороту сечения балки и закрепленными от поперечных смещений продольными связями или жесткостью растянутого пояса.

При определении свободной длины распорки между сжатыми поясами не учитываются, если они не являются элементами неизменяемых поперечных или продольных связей.

Конструкции (и их прикрепления), обеспечивающие устойчивость сжатого пояса в условиях возведения, должны быть проверены на передачу усилия отпора из каждой точки закрепления пояса. Усилие отпора принимается равным 2% от сжимающего усилия в поясе (по 1% в каждую соседнюю точку закрепления пояса). При этой проверке усилия от отпора сжатого пояса не суммируются с другими усилиями.

Если применяются сварные балки, в сечение пояса включаются горизонтальные поясные листы, а при клепаных балках—горизонтальные поясные листы, поясные уголки и часть ветрикальной стенки в пределах уголков.

Влияние трения от собственного веса сборных железобетонных плит, уложенных на пояс, но не объединенных с ним, а также влияние временной расклинки этих плит не допускается учитывать при определении свободной длины сжатого пояса.

При наличии объединенной со сжатым поясом монолитной или сборной железобетонной плиты общая устойчивость в плоскости плиты не проверяется.

В случае, когда железобетонная плита или неизменяемая ферма горизонтальных связей прикрепляется к стенке балки, допускается заменять проверку общей устойчивости балки проверкой устойчивости сжатого пояса из плоскости балки, рассматриваемого как центральносжатый стержень. При этом

свободная длина сжатого пояса определяется согласно п. 410 СН 200-62 как в «открытых» пролетных строениях.

136. Общую устойчивость стальных балок проверяют по формуле

$$\frac{M}{\varphi_б W_x} \leqslant R,$$

где M—наибольший расчетный изгибающий момент в пределах средней трети свободной длины сжатого пояса балки;

W_x—момент сопротивления сечения балки для крайней фибры сжатого пояса;

R—расчетное сопротивление стали $\varphi_б = \frac{\sigma_{кр}}{R^н k_с}$;

$\sigma_{кр}$—критическое напряжение (при котором балка теряет общую устойчивость), определяемое по указаниям пп. 137 и 138;

$R^н$—нормативное сопротивление стали;

$k_с$—специальный коэффициент запаса, учитывающий влияние неизбежных неточностей и дефектов (эксцентричности приложения усилий, начальной кривизны балки, отступлений от правильной геометрии сечения, неоднородности материала и др.).

Если величина $\varphi_б > 0{,}87$, вместо нее в формулу проверки общей устойчивости стальных балок подставляется $\varphi'_б \leqslant 1$, определяемая для низколегированной стали по формуле

$$\varphi_б' = 1{,}11 - \frac{0{,}21}{\sqrt{\varphi_б}},$$

а для углеродистой стали

$$\varphi_б' = 1{,}2 - \frac{0{,}32}{\sqrt{\varphi_б}}.$$

Коэффициент $k_с$ принимается по табл. 15 в зависимости от гибкости λ_y сжатого пояса балки (из плоскости балки).

137. Для балок симметричного сечения, а также балок с более развитым растянутым поясом (приближенно) критическое напряжение определяется по формуле

$$\sigma_{кр} = \frac{P_y h}{2W_x}\sqrt{1 + \frac{0{,}156\, l_y^2 I_к}{h^2 I_y}},$$

где $P_y = \frac{\pi^2 E_с I_y}{l^2}$—эйлерова сила для плоскости наименьшей жесткости балки;

Таблица 15

Значения коэффициента k_c в зависимости от гибкости λ_y

λ_y	k_c	λ_y	k_c
20	1,10	80	1,39
30	1,14	90	1,45
40	1,17	100	1,50
50	1,22	120	1,40
60	1,28	150	1,20
70	1,33		

$I_к = 0{,}43\Sigma a\delta^3$—момент инерции сечения балки при кручении;

h—расстояние между осями поясных листов;

I_y—момент инерции сечения балки относительно вертикальной оси;

a и δ—соответственно ширина и толщина элементарных прямоугольников, образующих сечение балки.

Остальные обозначения пояснены в пп. 52, 135 и 136.

138. Для балок с более развитым сжатым поясом критическое напряжение определяется по формуле

$$\sigma_{кр} = \frac{P_y}{W_x}\left(\beta_y + \sqrt{\beta_y + \frac{D_1}{P_y}}\right),$$

где

$$\beta_y = \frac{1}{4I_x}\left(h_2^2 - h_1^2\right)\left(F_1h_1 + F_2h_2\right) - \frac{I_2h_2 - I_1h_1}{I_1 + I_2}\left(1 - \frac{I_y}{2I_x}\right);$$

$$D_1 = \frac{\pi^2 E_c}{l_y^2}\left(I_\omega + \frac{I_к l_y^2}{2{,}6\pi^2}\right);$$

$I_\omega = \frac{I_1I_2h^2}{I_y}$—секториальный момент инерции;

I_x—момент инерции сечения балки относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести;

h_1 и h_2—расстояния от центра тяжести соответственно большего и меньшего сечений поясов до центра тяжести сечения балки;

F_1 и F_2—площади соответственно большего и меньшего сечений поясов;

I_1 и I_2—моменты инерции соответственно большего и меньшего сечений поясов относительно вертикальной оси.

Остальные обозначения пояснены в пп. 52 и 135—137.

139. Прочность и трещиностойкость сталежелезобетонной конструкции в период предварительного напряжения проверяют всегда в предположении упругой работы как стали, так и бетона, включенного в работу к моменту предварительного напряжения. Проверку осуществляют при отношении модулей упругости стали и бетона, равном n_1 согласно п. 51, без учета ползучести бетона и обжатия поперечных швов, но с учетом потерь предварительного напряжения согласно п. 77 для элементов, в которых эти потери увеличивают суммарное воздействие.

Прочность бетона на сжатие в период предварительного напряжения проверяют путем сравнения наибольших фибровых напряжений с величиной $1{,}1R_б$, где $R_б$—расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое согласно п. 118 в зависимости от отношения $\frac{\sigma_{Бф}}{\sigma_Б}$.

140. Если проектом предусматривается временная эксплуатация сталежелезобетонного пролетного строения с пропуском по нему ограниченной временной вертикальной нагрузки до замоноличивания всех или части соединений (либо вообще ранее включения в работу железобетона) или до завершения предварительного напряжения, в задании на проектирование должна быть установлена схема и величина ограниченной временной вертикальной нагрузки для временной эксплуатации, а в необходимых случаях—также ее динамический коэффициент, соответствующий ограниченной скорости. Расчет пролетного строения ведут на эту ограниченную временную нагрузку с коэффициентом перегрузки, равным 1,1. В остальном на расчеты применительно к периоду временной эксплуатации распространяются указания пп. 132 и 133.

141. При расчете сталежелезобетонных пролетных строений с незамоноличенными соединениями в сборной железобетонной части конструкции на условия временной эксплуатации или на пропуск монтажного крана учитываются следующие указания:

а) если сборная железобетонная плита не объединена со

стальной частью конструкции, работа плиты совместно с главными фермами не учитывается и силы трения не принимаются во внимание;

б) если сборная железобетонная плита объединена со стальной частью конструкции и продольная арматура ее имеет стыки, образованные сваркой арматурных выпусков или соединением закладных деталей, но поперечные швы плиты не замоноличены, в работе главных ферм учитывается разгружающее влияние продольной арматуры железобетона. При этом усилие, действующее в арматуре, принимается равным $R_a F_a$ или $\varphi R_a F_a$, где φ—коэффициент продольного изгиба для арматурного стержня на свободной длине, равной ширине шва.

Проверка жесткости и расчет на горизонтальные нагрузки

142. Вертикальную жесткость сталежелезобетонных пролетных строений проверяют на действие нормативной временной вертикальной нагрузки (без коэффициента перегрузки и без динамического коэффициента), установленной в невыгодное положение как вдоль, так и поперек моста. При этом жесткость проверяют в плоскости одной из главных ферм, получающей наибольший прогиб. Местные прогибы проезжей части и балок жесткости, находящихся вне плоскостей главных ферм, не учитываются при расчете жесткости всего пролетного строения и могут быть проверены отдельно по отношению к длине панели.

Нормы жесткости принимаются согласно пп. 52 и 53 СН 200-62. Прогибы пролетных строений постоянных мостов измеряются относительно оси, соответствующей строительному подъему полотна проезда. Обратный выгиб, полученный путем предварительного напряжения, не увеличивает допускаемого прогиба от временной нагрузки.

Прогибы вычисляют в предположении упругой работы (модуль $E_б$) всего бетона, имеющегося в пролетном строении, независимо от величины и знака напряжений в бетоне. Бетон замоноличивания открытых каналов также может быть полностью учтен в составе сечения при проверке жесткости.

Прогибы определяют по геометрическим характеристикам принятых в конструкции поперечных сечений, обычно отличающихся от первоначальных геометрических характеристик, использовавшихся для решения статически неопределимой задачи. Изменения геометрических характеристик отдельных

элементов или на отдельных участках длины балки менее чем на 30% допускается при вычислении прогибов не учитывать, если влияние этих элементов или участков на общие прогибы незначительно.

При расчете автодорожных, городских и пешеходных сталежелезобетонных пролетных строений требуется проверять величины периода их свободных вертикальных колебаний в соответствии с п. 54 СН 200-62.

143. Проверка горизонтальной жесткости сталежелезобетонных пролетных строений заменяется проверкой величины периода их свободных горизонтальных колебаний в соответствии с требованиями п. 54 СН 200-62. Период свободных горизонтальных колебаний сталежелезобетонных пролетных строений разрезной системы рекомендуется определять по приложению 4 к СН 200-62 с учетом следующих дополнительных указаний.

Упругий горизонтальный прогиб железобетонной плиты от единичной силы, приложенной в середине пролета, допускается вычислять с введением в состав сечения не только стальных поясов и продольной арматуры, но и подготовки под изоляцию, а также бортов балластного корыта и железобетонных тротуаров, если расстояние между зазорами в тротуарах превышает утроенную ширину тротуара. Горизонтальный прогиб стальной продольной связевой фермы от единичной силы, приложенной в середине пролета, разрешается вычислять без учета податливости ее решетки.

144. В сталежелезобетонных пролетных строениях с ездой поверху и понизу при наличии железобетонной плиты в проезжей части и продольной связевой фермы вдоль противоположных поясов горизонтальные нагрузки распределяются согласно табл. 16.

145. В железнодорожных мостах железобетонная плита проезжей части должна быть проверена на прочность в горизонтальной плоскости как сжато-изогнутый или растянуто-изогнутый железобетонный элемент, находящийся под действием осевого усилия от вертикальных нагрузок, предварительного напряжения (если оно имеется) и изгибающего момента от горизонтальных нагрузок.

Осевое усилие вычисляется в предположении упругой работы бетона с модулем $E_б$, а в необходимых случаях— с учетом ползучести бетона и обжатия поперечных швов.

В состав проверяемого сечения включаются стальные пояса и продольная арматура железобетона. При проверке

Таблица 16

Распределение горизонтальных нагрузок в %

Наименование нагрузок	На железобетонную плиту и пояса в уровне проезда	На продольную связевую ферму в уровне противоположных поясов
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, поперечные удары подвижной нагрузки, нагрузка от центробежной силы	100	20

прочности принимают в бетоне прямоугольную эпюру сжимающих напряжений, равных $R_б$.

Допускается выполнять этот расчет по предельному равновесию, т. е. проверять железобетонную плиту и стальные пояса раздельно, передавая на стальные пояса ту часть горизонтального изгибающего момента, которая может быть ими воспринята, исходя из действующих в поясах напряжений от расчетных вертикальных нагрузок (в рассматриваемом сочетании) и предварительного напряжения. Остальная часть горизонтального изгибающего момента передается на железобетонную плиту.

Если бетон плиты под действующими в рассматриваемом сочетании расчетными вертикальными нагрузками (и усилиями предварительного напряжения) оказывается в пластическом состоянии, соответствующем случаям Б или В, и, следовательно, не может участвовать в восприятии горизонтального изгибающего момента, то весь горизонтальный изгибающий момент должен быть передан на стальные пояса.

Напряжения от усадки бетона и колебаний температуры при расчете на горизонтальные нагрузки не учитывают.

Проверку трещиностойкости железобетона под действием горизонтальных нагрузок не производят.

В автодорожных и городских мостах допускается (при соответствующем обосновании) не проверять прочность железобетонной плиты проезжей части на восприятие горизонтальных нагрузок.

Раздел VI

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТЫ ДЕТАЛЕЙ КОНСТРУКЦИИ

Общие указания

146. Железобетонную часть сталежелезобетонных пролетных строений рекомендуется проектировать, как правило, сборной конструкции с широким использованием унифицированных и однотипных элементов. Монолитная железобетонная часть может применяться при специальном обосновании.

147. Мостовое полотно по железобетонной плите в железнодорожных сталежелезобетонных пролетных строениях устраивается на балласте или безбалластное. Безбалластное мостовое полотно, отличающееся креплением рельсовых нитей к железобетону и использованием упругих прокладок, применяется по специальным указаниям.

148. Полотно проезда по железобетонной плите в автодорожных и городских сталежелезобетонных пролетных строениях выполняется:

с оклеечной изоляцией и с цементно-бетонным или асфальтобетонным покрытием;

без оклеечной изоляции и с цементно-бетонным или асфальтобетонным покрытием.

Полотно проезда без оклеечной изоляции применяется с учетом указаний п. 181 при специальном согласовании. При этом растягивающие напряжения в бетоне (в продольном и в поперечном направлениях) на расчетной верхней поверхности железобетонной плиты от нагрузок и воздействий, учитываемых в расчетах на трещиностойкость, ограничиваются величиной $\sigma_{кр}$ согласно п. 122. Учитываются также «Технические указания по проектированию и сооружению пролетных строений автодорожных и городских мостов с железобетонной плитой проезжей части без оклеечной изоляции» (ВСН 85-63). При расположении арматуры из высокопрочной проволоки в открытых каналах верхней зоны железобетонной плиты устраивать полотно проезда без гидроизоляции не допускается.

149. Заводские соединения в стальной части конструкции рекомендуется устраивать сварными. Монтажные соединения рекомендуется выполнять на высокопрочных болтах. Впредь до широкого внедрения высокопрочных болтов в практику мостостроения допускается применять заклепочные монтажные соединения. В железобетонной части конструкции можно

использовать монтажные соединения, устроенные способом замоноличивания, на сварке, на высокопрочных или обычных чистых болтах.

Объединение железобетона со сталью

150. Для объединения железобетона со сталью, т. е. для передачи сдвигающих усилий, возникающих между железобетоном и стальными элементами (поясами балок и ферм, закладными деталями и т. д.), могут применяться следующие конструктивные детали и приемы.

А. Жесткие упоры (рис. 35)—укрепленные на стальном элементе детали, работающие в железобетоне наподобие шпонки и вызывающие на высоте площадки упирания их в бетон достаточно равномерные деформации смятия. Возникающие при передаче сдвигающего усилия отрывающие вертикальные силы должны быть восприняты анкерующими деталями.

Б. Гибкие упоры и вертикальные анкеры (рис. 36)—детали, укрепленные на стальном элементе, работающие в железобетоне преимущественно на изгиб (наподобие нагеля) и вызывающие по высоте площадки упирания в бетон неравномерные деформации смятия, как правило, разных знаков. При наличии в железобетоне значительных главных растягивающих напряжений, способных привести к образованию в нем косых трещин (когда имеются высокие и относительно узкие железобетонные ребра над стальным поясом), вертикальные анкеры работают преимущественно на растяжение наподобие хомутов обычного железобетона.

В. Наклонные анкеры (рис. 37)—укрепленные на стальном элементе детали в виде петли или прямолинейного стержня с крюком либо в виде отгиба продольной арматуры, работающие на осевую силу (преимущественно на растяжение) от продольной наклонной составляющей сдвигающего усилия и на изгиб (наподобие нагеля) от поперечной наклонной составляющей сдвигающего усилия, передаваемой напряжениями смятия бетона у корня анкера. Продольная составляющая сдвигающего усилия на бетон передается сцеплением бетона с анкером, а при наличии петли—также смятием бетона под петлей.

Г. Непосредственная приварка продольной арматуры железобетона к элементам стальной конструкции или к закладным деталям. В этом конструктивном приеме продольная арматура может работать под действием сдвигающего усилия равноценно как на растяжение, так и на сжатие.

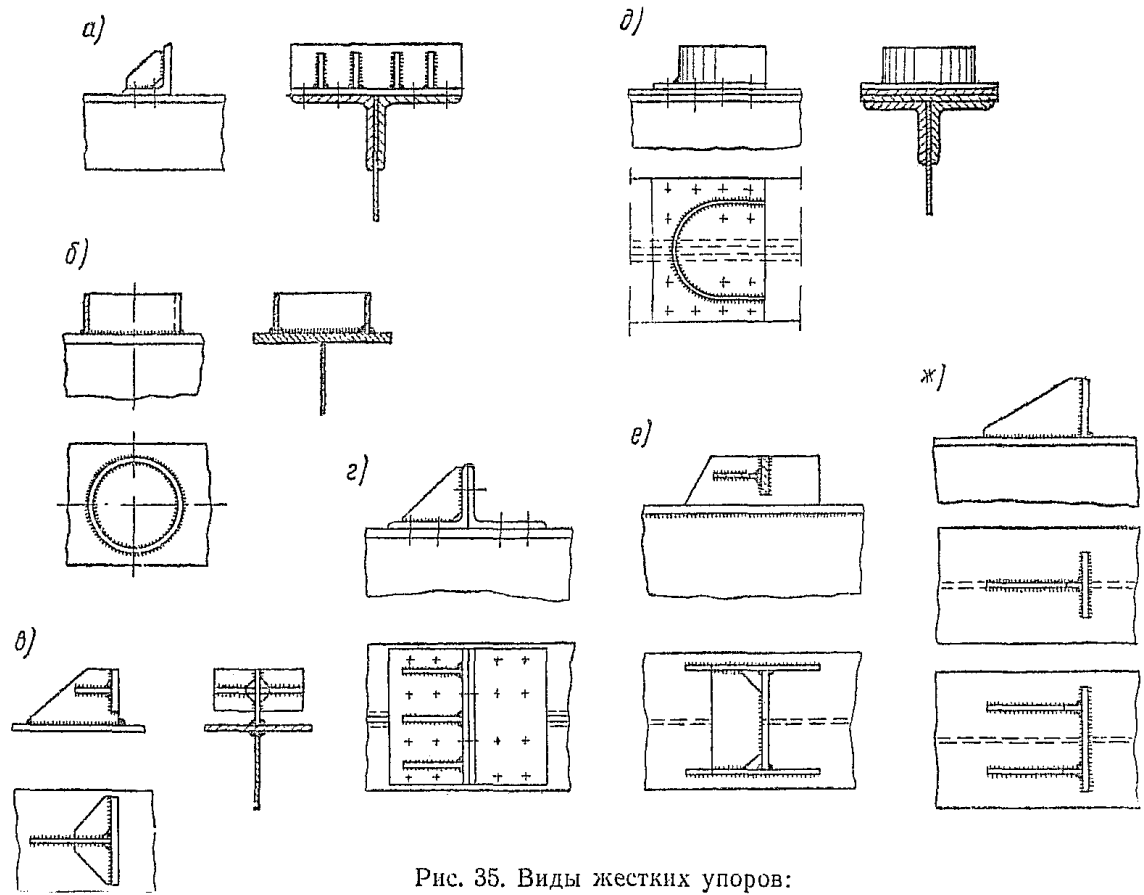


Рис. 35. Виды жестких упоров:

а—уголковый; *б*—цилиндрический; *в*—одностенчатый; *г*—двухуголковый; *д*—дугообразный; *е*—двустенчатый; *ж*—упрощенный одностенчатый или двустенчатый

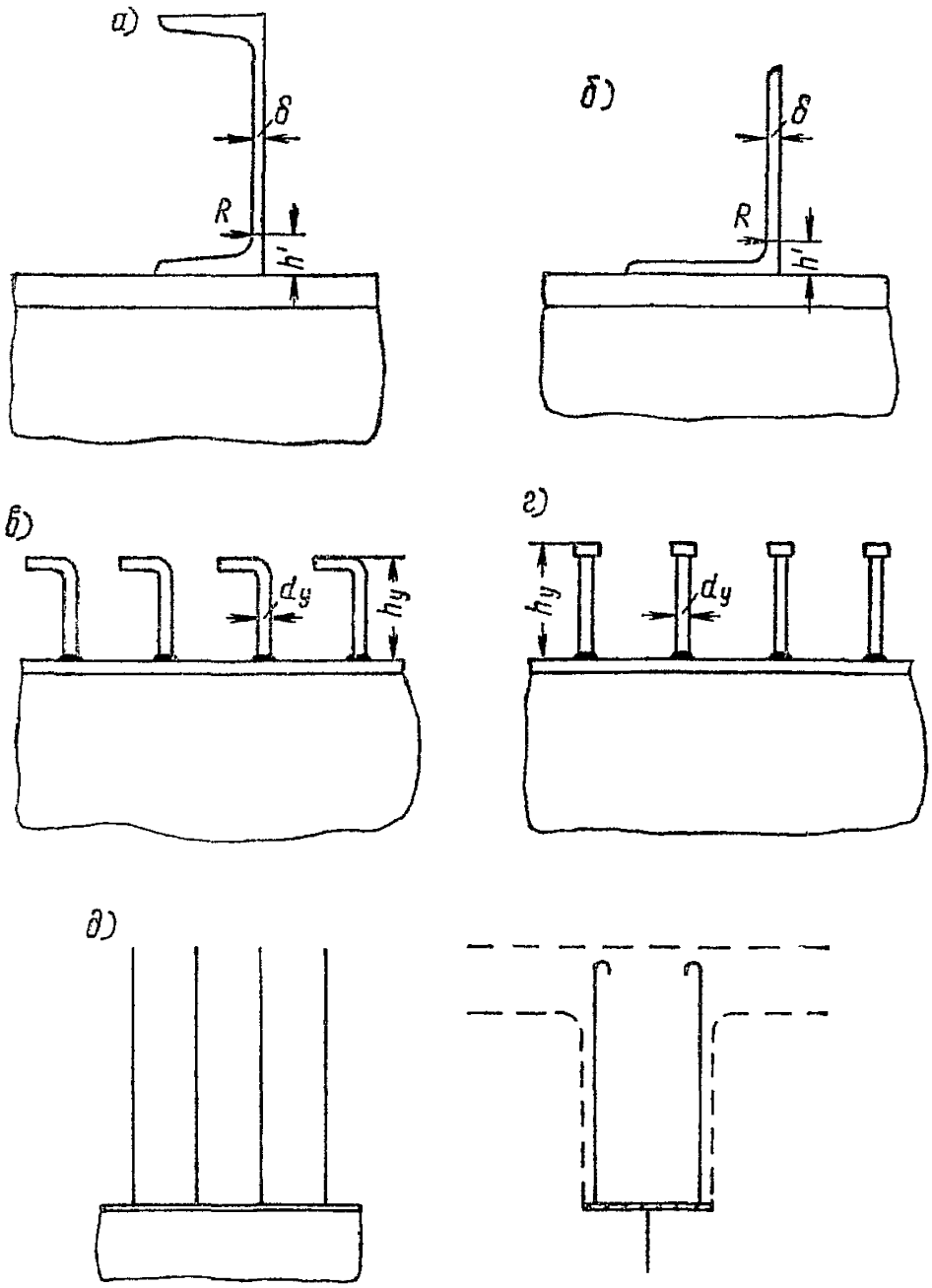


Рис. 36. Гибкие упоры и вертикальные анкеры:
а—швеллер; *б*—уголок; *в*—круглые стержни с крюками; *г*—круглые стержни с головками; *д*—вертикальные хомуты

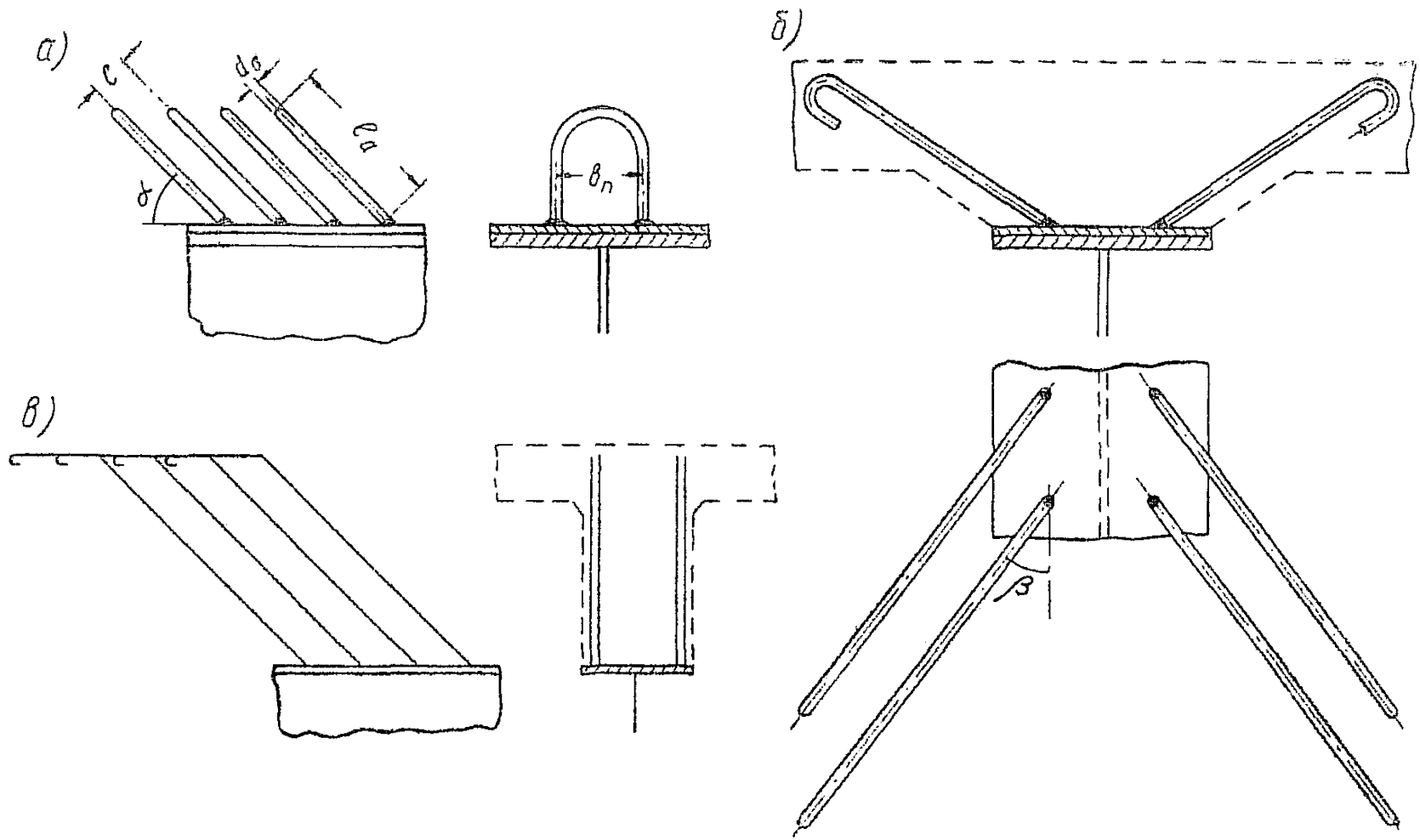


Рис. 37. Наклонные анкеры:

а—петлевые наклонные; *б*—одиночные наклонные разведенные в плане; *в*—отгибы

Д. Увеличение трения и сцепления между железобетоном и стальным элементом путем поперечного обжатия железобетона и стали натяжением болтов (в частности, высокопрочных) или элементов высокопрочной арматуры, а также склеиванием.

151. С точки зрения работы конструкции под нагрузкой, особенно в железнодорожных мостах, предпочтительно объединять железобетон и сталь посредством наклонных анкеров (преимущественно петлевых арматурных согласно рис. 37, *а*) с углом наклона 45° в сочетании с небольшими жесткими упорами. Петлевые наклонные арматурные анкеры рекомендуются прежде всего в сборных железобетонных блоках конструкций индустриального типа для объединения с бетоном закладных деталей, в свою очередь соединяемых со стальной конструкцией (высокопрочными болтами, сваркой и т. д.). Торец закладной детали при этом желательно использовать в качестве небольшого жесткого упора.

Жесткие упоры в качестве основного конструктивного приема целесообразно использовать при объединении сборной железобетонной плиты со стальной конструкцией путем замоноличивания окон и швов плиты, а также в случаях применения монолитной железобетонной плиты.

Объединение железобетона и стали посредством гибких упоров или вертикальных анкеров менее предпочтительно, чем объединение наклонными анкерами или посредством сочетания жестких упоров с анкерами, и допускается при специальных обоснованиях.

152. Объединение железобетона со сталью на жестких упорах рассчитывается в железнодорожных мостах по местному смятию бетона на сдвигающие усилия T и $T_в$, приходящиеся на один упор.

Сдвигающее усилие в расчете прочности проверяется по формуле

$$T \leqslant 2R_{пр}F_{см},$$

в расчете выносливости

$$T_в \leqslant 1{,}5k_ρR'_{пр}F_{см},$$

где $F_{см}$ —площадь поверхности смятия рабочего бетона упором (при цилиндрических упорах и дугообразных упорах—площадь их диаметрального сечения);

$R'_{пр}$ —расчетное сопротивление бетона на выносливость при осевом сжатии согласно п. 156 СН 200-62.

Остальные обозначения пояснены в пп. 118 и 126.

При сборной железобетонной плите и расположении упоров в окнах и поперечных швах толщина подливки не включается в площадь смятия, а расчетные сопротивления $R_{пр}$ и $R'_{пр}$ принимаются по марке бетона блоков. При расположении упоров в продольных швах плиты площадь смятия учитывается полностью, а расчетные сопротивления берутся по марке бетона замоноличивания швов.

В автодорожных и городских мостах в связи с отсутствием расчета объединения по местному смятию бетона на выносливость проверка объединения на прочность выполняется по формуле

$$T \leqslant 1{,}6R_{пр}F_{см}.$$

Если жесткие упоры расположены в железобетонном ребре или вуте и $b_р < 1{,}5b_у$, а сминаемый бетон не заключен между боковыми стенками упора, то предельные величины T и $T_в$ умножаются на коэффициент 0,9 при $1{,}5b_у \geqslant b_р > 1{,}3b_у$ и на коэффициент 0,7 при $b_р \leqslant 1{,}3b_у$, где $b_у$ —ширина площади смятия бетона упором; $b_р$—ширина ребра или вута на уровне центра тяжести расчетной площади смятия бетона упором.

153. Расстояние в свету между жесткими упорами на уровне площадки смятия бетона должно быть не менее 3,5-кратной расчетной высоты этой площадки. Тыльные вертикальные продольные ребра упоров при определении расстояния в свету не учитываются.

Проверки бетона на срез по ломаному сечению, проведенному по периметрам жестких упоров, не требуется. Однако прочность железобетона под действием касательных и главных растягивающих напряжений должна быть обеспечена в соответствии с п. 179 в любых плоских продольных сечениях железобетона, не пересекающих конструкций жестких упоров.

154. Конструкции жестких упоров могут применяться различных видов, но площадка смятия бетона упором не должна иметь выступов, способствующих раскалыванию бетона. Наряду с другими могут использоваться конструкции жестких упоров, представленные на рис. 35.

Уголковые упоры, наиболее простые по конструкции, могут применяться для передачи относительно небольших сдвигающих усилий. Цилиндрические упоры рекомендуются в тех случаях, когда необходимо непосредственно приваривать их к стальному поясу и желательно получить в нем минимальные концентрации напряжений. В связи с неблагоприятным

характером напряженного состояния в бетоне при выпуклой форме сминающей поверхности зоны местного сжатия бетона перед цилиндрическими упорами (а также перед упорами других видов с выпуклыми сминающими поверхностями) должны быть дополнительно армированы. Работа тыльной сминающей поверхности круглого цилиндрического упора при $d_y < 3{,}5h_y$ и сопротивление срезу бетонного ядра такого упора в запас прочности не учитываются. В сварных конструкциях автодорожных и городских мостов могут применяться одностенчатые и двустенчатые сварные упоры различных конструкций.

Дугообразные и двустенчатые упоры характеризуются благоприятными условиями работы сминаемого бетона, заключенного между боковыми стенками упора. Такие упоры целесообразны для передачи относительно больших сдвигающих усилий. Двустенчатые упоры могут применяться в качестве закладных деталей, соединяемых со стальным поясом монтажной сваркой без наложения потолочных и полупотолочных швов.

Для передачи относительно больших сдвигающих усилий при клепаном стальном поясе наряду с дугообразными упорами целесообразны также двухуголковые.

155. Расчеты на прочность и выносливость прикрепления жесткого упора к стальной конструкции в общем случае производятся на сдвигающую силу и момент этой силы. Равнодействующая сдвигающей силы прикладывается в центре тяжести расчетной площади смятия бетона упором.

Если жесткий упор так защемлен или заанкерен в теле бетона, что после развития пластических деформаций сжатия по расчетной площади смятия бетона и пластических деформаций растяжения в прикреплении упора к стальной конструкции поворот упора внутри бетона невозможен, то прикрепление упора допускается проверять только на действие сдвигающей силы. К полученным максимальным напряжениям вводится коэффициент неравномерности, равный 1,2. При этом прочность деталей, защемляющих или заанкеривающих упор в бетоне, должна быть проверена на восприятие полного момента от сдвигающей силы, равного Te_c (рис. 38).

В качестве защемляющих или заанкеривающих деталей допускается учитывать:

специальные арматурные анкеры и приварку упора к арматуре железобетона;

верхнюю часть основной площадки смятия бетона, если последняя имеет избыточную площадь;

горизонтальные элементы конструкции упора, способные передавать на бетон вертикальные усилия соответствующего направления.

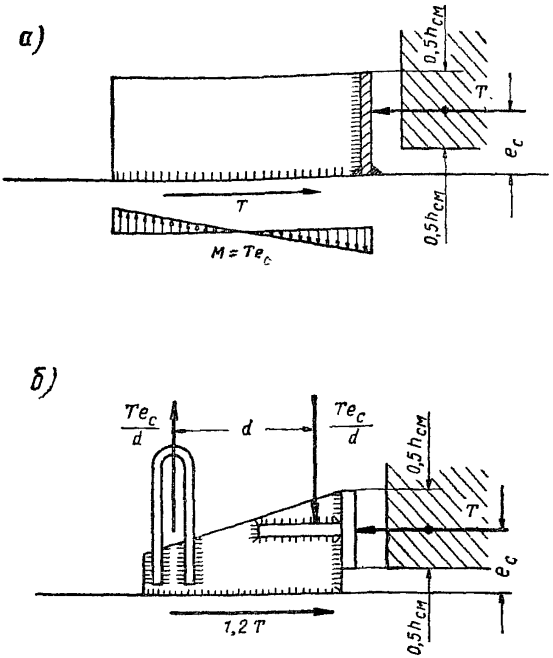


Рис. 38. Схемы для расчета прикреплений жесткого упора:
а—незащемленный упор; *б*—защемленный (заанкеренный) упор

156. Прочность конструкции жесткого упора следует в необходимых случаях проверять на передачу стальной конструкции усилий, определенных по пп. 152 и 155. При этом давления бетона на стальные поверхности допускается принимать равномерно распределенными, а стальную конструкцию рассматривать в предельном равновесии с учетом в необходимых случаях отпорных и защемляющих воздействий бетона, окружающего упор.

157. При применении жестких упоров по всей длине объединения железобетона и стали должно быть обеспечено заанкеривание железобетона против отрыва его от стальной конструкции. Если конструкции жестких упоров самостоятельно не обеспечивают такого заанкеривания, необходимо поставить арматурные анкеры или осуществить другие мероприятия, например, приварить продольную арматуру железобетона к упорам (при монолитной конструкции или в случае использования упоров в качестве закладных деталей). Для уменьшения усилий, отрывающих железобетон от стали, целесообразно назначать возможно меньшим вертикальный эксцентриситет $e_б$ между центром площадки смятия и осью железобетонной плиты.

На концевых участках достаточность заанкеривания железобетона проверяется особым расчетом (см. п. 112).

158. Гибкие упоры предпочтительны в виде круглых стержней с крюками или головками на концах либо в виде прокатных швеллеров или двутавров.

Объединение железобетона со сталью на гибких упорах рассчитывается на прочность, для чего проверяют сдвигающее усилие T, приходящееся на один упор, по следующим эмпирическим формулам:

для гибких упоров в виде прокатных швеллеров, двутавров или уголков

$$T \leqslant 55\,(h' + 0{,}5\,\delta) b_у \sqrt{R_{пр}}\ кг;$$

для гибких упоров в виде круглых стержней при $\frac{h_у}{d_у} < 4{,}2$

$$T \leqslant 24 h_у d_у \sqrt{R_{пр}}\ кг;$$

для гибких упоров в виде круглых стержней при $\frac{h_у}{d_у} > 4{,}2$

$$T \leqslant 100 d_у^2 \sqrt{R_{пр}}\ кг,$$

где h'—сумма радиуса закругления и толщины полки прокатного профиля в *см*;

δ—толщина стенки прокатного профиля в *см*;

$R_{пр}$—расчетное сопротивление бетона сжатию при действии осевых сил в *кг/см*^{2};

$h_у$—длина круглого стержня гибкого упора в *см*;

$d_у$—диаметр стержня гибкого упора в *см*.

Для гибких упоров в виде круглых стержней должно быть, кроме того, выполнено условие

$$T \leqslant 0{,}63 d_{\text{у}}^2 R_{\text{о}},$$

где $R_{\text{о}}$—расчетное сопротивление стали упора при действии осевых сил.

159. Объединение железобетона со сталью на наклонных анкерах рассчитывают на прочность, проверяя сдвигающее усилие T, приходящееся на один анкер или на одну ветвь петлевого анкера, по формуле

$$T \leqslant F_{\text{а}} R_{\text{а}} \cos\alpha + 100 d_{\text{а}}^2 \sqrt{R_{\text{пр}}} \sin\alpha \ \text{кг},$$

где $d_{\text{а}}$—диаметр стержня анкера в *см*;

$R_{\text{пр}}$—расчетное сопротивление бетона сжатию при действии осевых сил в *кг/см*^{2};

$F_{\text{а}}$—площадь поперечного сечения стержня анкера или ветви анкера в *см*^{2};

$R_{\text{а}}$—расчетное сопротивление стали анкера при действии осевых сил в *кг/см*^{2};

α—угол наклона анкера к поверхности стальной конструкции, измеренный в плоскости, перпендикулярной к поверхности стали и проведенной по направлению сдвигающей силы.

Для усилия T, кроме того, должно быть выполнено условие

$$T \leqslant F_{\text{а}} R_{\text{а}} (\cos\alpha + 0{,}8 \sin\alpha).$$

Для анкеров, разведенных в плане, в формулы вместо $\cos\alpha$ подставляется произведение $\cos\alpha \cos\beta$, где β—угол между горизонтальной проекцией анкера и направлением действия сдвигающей силы.

160. Расчетная длина $l_{\text{а}}$ должна быть не менее $7 d_{\text{а}}$ и 12 *см* для петлевого наклонного анкера и $25 d_{\text{а}}$ для одиночного наклонного анкера.

За расчетную длину наклонного анкера $l_{\text{а}}$ принимается длина проекции анкера на плоскость направления сдвигающей силы, перпендикулярную к поверхности стали, причем длина $l_{\text{а}}$ измеряется от конца шва прикрепления стержня (рис. 39).

Одиночные наклонные анкеры, не являющиеся отгибами основной продольной арматуры железобетона, рекомендуется разводить в плане и снабжать крюками на концах. При выполнении анкеров из гладкой арматурной стали устройство крюков является обязательным.

Анкеры можно заканчивать в железобетонном ребре, если передача сдвигающих сил и прочность косых сечений в ребре обеспечена при отсутствии анкеров. В этом случае должна учитываться неравномерность распределения сдвигающей силы по длине, соответствующая неравномерности размещения анкеров. В противном случае анкеры следует заканчивать в железобетонной плите.

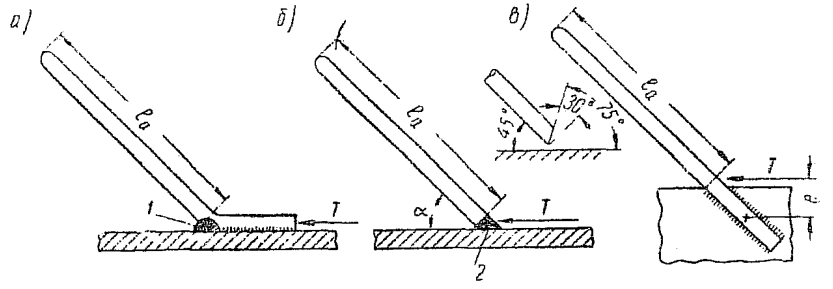


Рис. 39. Прикрепления наклонных анкеров:
а—фланговыми швами с отгибом и усиленной обваркой; *б*—в торец; *в*—фланговыми швами;
1—усиленная обварка; *2*—сварной шов

Расстояние в свету между ветвями петлевого анкера (ширина петли) при минимальной возможной расчетной длине петлевого анкера l_a определяется условием

$$b_п \geqslant \frac{2R_a F_a}{3{,}5 R_{пр} d_a}.$$

При расчетной длине петлевого анкера $l_a \geqslant 25\,d_a$ ширина петли $b_п$ должна быть не менее $3\,d_a$. При промежуточной расчетной длине петлевого анкера минимальная ширина петли $b_п$ определяется по линейной интерполяции.

В случае, если петлевые анкеры, имеющие расчетную длину $l_a < 25\,d_a$, заканчиваются в железобетонном ребре, ширина петли не должна быть больше $^1/_3$ ширины ребра на высоте концов анкеров.

Расстояние в свету между анкерами должно быть не менее $3\,d_a$. При шахматном размещении анкеров это расстояние в свету вдоль направления сдвигающей силы должно быть не менее $2\,d_a$.

Обозначения пояснены в п. 159.

161. Во избежание отрыва железобетона от стали при возникновении в объединении железобетона со сталью, осу-

ществленном наклонными анкерами, сдвигающей силы переменного направления необходима постановка наклонных анкеров встречных направлений или сочетание наклонных анкеров, работающих преимущественно на растяжение, с вертикальными анкерами.

При расчете объединения железобетона со сталью разрешается учитывать наклонные анкеры, работающие на сжатие. Однако суммарная величина сдвигающего усилия, воспринимаемого сжатыми анкерами, не должна превышать 25% полного сдвигающего усилия, действующего на рассчитываемом участке. Для сжатых анкеров при угле наклона их $\alpha \geqslant 45°$ сдвигающее усилие на каждый стержень определяется по формулам п. 159 в предположении $\alpha=90°$, а при угле $\alpha<45°$—линейной интерполяцией по величине α между усилием, принимаемым для $\alpha=45°$, и величиной $F_a R_a$, соответствующей $\alpha=0$.

162. Если наклонные или вертикальные анкеры находятся в высоком железобетонном ребре и используются для восприятия в нем главных растягивающих напряжений, растягивающие усилия в наклонных анкерах определяются как в арматурных отгибах обычного железобетона, а в вертикальных анкерах—аналогично усилиям в хомутах обычного железобетона. Достаточность сечения анкера для восприятия этого растягивающего усилия и сдвигающей силы между железобетоном и сталью проверяют независимо друг от друга и усилия не суммируют.

163. Наклонные анкеры прикрепляют к стальным элементам сваркой. Предпочтительно устраивать прикрепление согласно рис. 39, *б*, предусматривающее обработку торца анкера под углом $(75°-\alpha)$ и приварку его многослойным швом (при $\alpha>30°$).

При перегибе стержня анкера в конце прикрепления (рис. 39, *а*) необходима усиленная обварка у места перегиба. При приварке наклонных анкеров фланговыми швами к вертикальным элементам (согласно рис. 39, *в*) эти сварные швы рассчитываются на прочность (на передачу сдвигающей силы T) и на выносливость (на передачу соответствующей сдвигающей силы $T_н$). При этом сдвигающая сила считается приложенной в конце прикрепления. Соответственно при расчете сварных швов учитывается эксцентриситет этой силы относительно центра тяжести прикрепления.

Прикрепления согласно рис. 39, *а, б* выполняются конструктивно равнопрочными сечению стержня и особому расчету не подлежат.

Вертикальные анкеры привариваются в торец кольцевым швом с полным проваром, как правило, без предварительной обработки конца анкера, а в случае прикрепления к вертикальным элементам—фланговыми швами.

Допускается также приваривать вертикальные или наклонные анкеры в торец контактным способом.

164. Коэффициент трения между железобетоном и сталью при объединении их путем поперечного обжатия железобетона и стали (натяжением болтов или элементов высокопрочной арматуры) в случае отсутствия специальных обоснований допускается принимать равным 0,45, если поверхность стали зачищена. Такой коэффициент трения допускается как при непосредственной укладке бетона на сталь, так и в случае устройства подливки из раствора.

Для поперечного обжатия высокопрочные болты (например, согласно п. 194) предпочтительнее обычных болтов или коротких пучков высокопрочной проволоки. При расчете объединения железобетона со сталью необходимо учитывать ползучесть бетона под действием обжатия.

165. Если для объединения железобетона со сталью одновременно применяются различные конструктивные приемы (наклонные и вертикальные анкеры, жесткие упоры и вертикальные анкеры, жесткие упоры и наклонные анкеры), допускается, как правило, учитывать совместную работу различных средств объединения при передаче сдвигающих сил. Сдвигающее усилие, приходящееся на рассчитываемый участок, не должно превышать при этом суммарного сопротивления всех принимаемых средств объединения.

В случае, когда наклонные, вертикальные анкеры или упоры прикреплены к планке, приклепанной, приболченной или приваренной к поясу и находящейся в рабочем бетоне, сопротивление бетона смятию торцом планки (как жестким упором) суммируется с сопротивлением основных средств объединения.

166. Расстояние в свету между объединяющими элементами не должно превосходить 8-кратной средней толщины железобетонной плиты. Средняя толщина железобетонной плиты определяется делением площади плиты, включенной в работу, на ее расчетную ширину (см. табл. 1 и рис. 20). Площадь плиты принимается с учетом площади ребра или вута.

167. При проверке объединения железобетона со сталью применительно к периодам монтажа, предварительного напряжения и временной эксплуатации допускается учиты-

вать непосредственное (без посредства подливки) сцепление железобетона со сталью, если ко времени нагружения обеспечено достижение бетоном проектной прочности.

Расчетное предельное сопротивление сцепления для указанных условий принимается равным 15 *кг/см*^{2}.

Сопротивление сцепления не суммируется с сопротивлением объединительных деталей сдвигу и силами трения, развиваемыми путем обжатия шва железобетона и стали. Применительно к условиям постоянной эксплуатации принимать в расчет непосредственное сцепление между железобетоном и сталью не допускается.

Особенности стальных конструкций

168. В зонах действия положительных изгибающих моментов изгибаемые стальные балки, объединенные с одной железобетонной плитой, целесообразны несимметричного сечения с облегченным верхним поясом. Рациональная степень облегчения верхнего пояса определяется из условий расчета по стадиям работы на прочность в период эксплуатации (и в необходимых случаях на выносливость) и полного использования напряжений в обоих поясах.

169. Толщина полки (одного листа или пакета листов) стального верхнего пояса объединенной балки должна составлять не менее $^1/_{10}$ от величины свеса полки по контакту с бетоном или раствором. Для сжатого пояса отношение этой толщины полки к величине ее полного свеса должно составлять не менее $^1/_{12}$ в конструкциях из низколегированной стали и не менее $^1/_{15}$ в конструкциях из углеродистой стали.

170. Ширина верхнего пояса объединенной балки должна быть не менее 200 *мм*. При опирании на верхний пояс сборных железобетонных плит и размещении жестких упоров в продольных швах этих плит ширина верхнего пояса должна быть не менее b_y+160 *мм* (где b_y — ширина упора).

Сечения поясов, испытывающих сжимающие усилия в период возведения пролетного строения, должны быть проверены на устойчивость согласно пп. 135—138.

Гибкость пояса, сжатого в период возведения, должна быть не более 100.

171. При сборной железобетонной проезжей части рекомендуется, по возможности, сохранять в одном уровне поверхность верхнего пояса. Толщина выступающих сверху

стыковых накладок верхнего пояса должна быть минимальной, постановку их необходимо увязывать с размещением закладных деталей или упоров. Если невозможно выдержать верхнюю поверхность верхнего пояса в одном уровне, следует устраивать минимальное количество уступов и увязывать расположение их с размещением блоков проезжей части.

172. Стыки сварных балок по условиям удобства монтажа целесообразно делать на высокопрочных болтах или клепаными.

Стыки поясов для уменьшения ослабления их отверстиями следует начинать с двух заклепок (рис. 40).

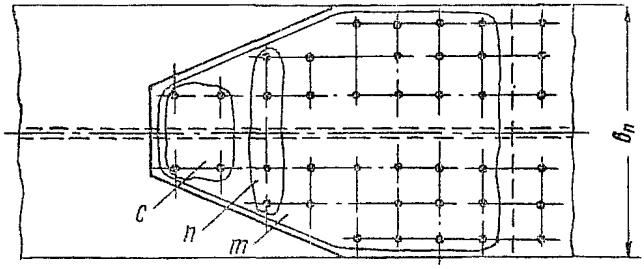


Рис. 40. Схема к учету ослаблений в стыках поясов сварных балок

Напряжение в поясе с учетом ослабления определяют по формуле

$$\sigma_{нт} = \sigma_{бр} \frac{b_п \left(1 - \frac{c}{m}\right)}{b_п - nd},$$

где $b_п$—ширина пояса;

c—количество заклепок, стоящих перед рассматриваемым рядом;

m—общее количество заклепок, прикрепляющих половину накладки;

n—количество заклепок в ряду, в котором определяется напряжение;

d—диаметр заклепки.

В случае устройства сварных монтажных стыков под каждым стыком во время сварки должна располагаться временная опора.

173. Для всех однопролетных мостов и железнодорожных многопролетных мостов строительный подъем должен быть задан по результирующей кривой, обратной суммарной эпюре прогиба от действия всей постоянной и половины временной нагрузок.

Для многопролетных автодорожных и городских мостов строительный подъем допускается назначать без учета временной нагрузки, чтобы не создавать неровной линии очертания карниза.

При назначении строительного подъема принимаются нормативные значения нагрузок. Под постоянными нагрузками при этом имеют в виду действие собственного веса и предварительного напряжения и регулирования на всех этапах. Прогибы на каждом этапе возведения пролетного строения должны быть учтены при назначении строительного подъема.

Строительный подъем, как правило, следует осуществлять путем соответствующего размещения болтовых или заклепочных отверстий в стыках (накладках). Получать строительный подъем железнодорожных сталежелезобетонных пролетных строений назначением переменной толщины балластного слоя не допускается.

174. В объединенных пролетных строениях с ездой поверху продольные горизонтальные связи рекомендуется устраивать в плоскости нижнего пояса. В плоскости верхнего пояса целесообразно располагать распорки поперечных связей. Поперечные связи следует размещать не реже чем через 5—6 *м*.

Продольные связи следует рассчитывать на монтажные условия, когда верхние пояса не связаны железобетонной плитой и ветровая нагрузка передается только на связи. Кроме того, продольные связи необходимо проверять на обеспечение устойчивости стальной конструкции (во время возведения согласно пп. 134 и 135, а при эксплуатации—по п. 393 СН 200-62).

Поперечные связи в автодорожных и городских мостах должны быть рассчитаны на распределение между главными балками усилий от временной нагрузки.

При опирании продольных балок на поперечные связи последние рассчитываются на передачу реакций продольных балок. Согласно п. 135 поперечные связи проверяются также на усилия, связанные с обеспечением устойчивости верхнего пояса при возведении пролетного строения. Если во время надвижки накаточные пути располагаются не под всеми балками, поперечные связи должны быть проверены на передачу

усилий другим балкам. При этом работу всех балок нужно принимать равномерной.

175. Домкратные балки (или иные аналогичные приспособления) и их прикрепления должны позволять поднимать сталежелезобетонное пролетное строение в период эксплуатации, поэтому их необходимо рассчитывать на полный вес пролетного строения, включая железобетонные конструкции и мостовое полотно.

Железобетонная проезжая часть

176. Толщина железобетонной плиты проезжей части должна определяться результатами расчетов конструкции в поперечном и продольном направлениях. В автодорожных и городских мостах толщина железобетонной плиты не должна быть меньше $^1/_{25}$ расстояния между балками. Применение железобетонной плиты проезжей части толщиной менее 12 *см* не допускается. Толщина железобетонной плиты тротуарной консоли, учитываемой в составе сечения, должна быть не менее 8 *см*.

Сточный треугольник в автодорожных и городских мостах рекомендуется устраивать:

при опирании железобетонной плиты на две балки или фермы—увеличением рабочей толщины плиты к середине пролета;

при опирании железобетонной плиты на большее количество балок или ферм—укладкой железобетонных плит с поперечным уклоном, получаемым назначением неодинаковой высоты ребер или вут.

177. Над главными фермами в железобетонной плите проезжей части устраивают, как правило, железобетонные вуты или ребра небольшой высоты, определяющейся из условий размещения объединительных деталей, воспринятия отрицательных изгибающих моментов, возникающих в плите над главными фермами, и т. д. Применение высоких железобетонных ребер может быть целесообразным при особой необходимости уменьшить высоту стальной конструкции, например, исходя из габаритных условий транспортировки.

178. Армировать железобетонную плиту проезжей части рекомендуется продольной и поперечной арматурой.

В автодорожных и городских мостах армирование плиты рекомендуется выполнять сварными сетками в плане и сварными пространственными каркасами. В железнодорожных мостах армировать плиту целесообразно плоскими сварными

каркасами, состоящими из продольной (сжатой) арматуры и вертикальных стержней. Поперечная арматура укладывается при этом отдельными стержнями. Допускается также применять пространственные арматурные каркасы, однако соединения в зонах значительных переменных растягивающих напряжений должны быть вязаными.

Для предупреждения появления трещин от местной нагрузки и экономии арматурной стали можно осуществлять предварительное напряжение плит проезжей части высокопрочной арматурой (поперечной при работе на изгиб в поперечном направлении).

В узких мостах при необходимости увеличения изгибающего момента, воспринимаемого железобетонной плитой в горизонтальной плоскости, рекомендуется усиливать продольное армирование боковых (консольных) участков железобетонной плиты.

179. Железобетонная плита проезжей части должна быть рассчитана:

на работу совместно с главными фермами (или балками проезжей части) в горизонтальной плоскости—в соответствии с разделами IV и V;

на местный изгиб, а также на передачу сдвигающих усилий от совместной работы со стальными конструкциями—в соответствии с методами расчета железобетонных мостовых конструкций.

Основные расчеты железобетонной плиты проезжей части в продольном и в поперечном направлениях допускается выполнять независимо друг от друга (без геометрического суммирования соответствующих напряжений).

180. Тротуары проезжей части сталежелезобетонных пролетных строений рекомендуется проектировать, как правило, железобетонными. При сборной конструкции элементы тротуарных консолей желательно предусматривать в составе основных блоков проезжей части.

В тротуарных консолях, возвышающихся над основной железобетонной плитой проезжей части, а также в бортах балластного корыта необходимо не реже чем через 5—6 *м* устраивать зазоры шириной 2—3 *см*, обеспечивающие выключение этой части конструкции из работы в продольном направлении. Одновременно должны предусматриваться специальные конструктивные мероприятия для исключения протекания воды через эти зазоры.

При езде понизу, а также безбалластном мостовом полотне могут быть целесообразны тротуары на стальных кон-

солях, прикрепляемых к стальной конструкции. Укреплять стальные консоли на железобетонной конструкции не рекомендуется.

181. Полотно проезда автодорожных и городских пролетных строений без оклеечной изоляции осуществляется согласно «Техническим указаниям» ВСН 85-63 в виде армированного сеткой выравнивающего слоя цементобетона или асфальтобетона поверх сборной железобетонной плиты. Толщина выравнивающего слоя из цементобетона должна быть не менее 6 *см*, а из асфальтобетона—5 *см*. Получение поперечного уклона путем увеличения толщины слоя асфальтобетона не допускается. Верхняя поверхность сборной железобетонной плиты не должна быть гладкой. Если эта поверхность после распалубливания получается гладкой, необходимо применять цементный или эпоксидный клей, обеспечивающий сцепление железобетона с выравнивающим слоем.

Выравнивающий слой из цементобетона включается в состав расчетного сечения железобетонной плиты за вычетом толщины слоя износа, принимаемой 20 *мм*.

При монолитной железобетонной плите полотно проезда может быть устроено путем заглаживания верхней поверхности плиты. В этом случае толщина плиты должна быть увеличена на величину слоя износа, равную 20 *мм*. Защитный слой для расположения арматуры в железобетонной плите увеличивается на величину слоя износа.

К качеству цемента и составу цементобетона и железобетона предъявляются специальные требования согласно Техническим указаниям ВСН 85-63.

182. Членение сборной проезжей части на блоки рекомендуется либо только поперечными швами, либо и поперечными, и продольными швами.

Железобетонные блоки проезжей части применяются следующих видов:

блоки простой плиты, опирающиеся на главные балки или балки проезжей части, имеющие плоскую форму или ребра над указанными балками;

блоки П-образной или тавровой формы, включающие в свой состав поперечные ребра проезжей части;

блоки ортотропной плиты, включающие в свой состав и поперечные, и продольные ребра проезжей части;

отдельные железобетонные (или сталежелезобетонные с железобетонным верхним поясом) поперечные балки, объединяемые после монтажа с железобетонной плитой.

Габариты и вес блоков сборной проезжей части должны

быть максимальными по условиям транспортировки и монтажа, соответственно количество швов в проезжей части должно быть минимальным.

Количество типов блоков проезжей части, отличающихся друг от друга опалубочными размерами, необходимо принимать минимальным.

183. Конструкция сборной проезжей части должна быть в возможно большей степени индустриальна. Объем бетона или раствора замоноличивания должен быть минимальным. Предпочтительны, особенно если необходимо возводить пролетное строение в зимних условиях при отрицательной температуре, такие конструкции монтажных соединений в проезжей части, которые либо приобретают работоспособность ранее их замоноличивания и позволяют производить замоноличивание после начала временной эксплуатации в теплое время года, либо допускают простую организацию прогрева после замоноличивания, либо вообще не требуют замоноличивания.

Гидроизоляцию и соответствующие покрытия при расстояниях между швами свыше 2—2,5 *м* и отсутствии окон для упоров желательно выполнять заранее на каждом блоке, чтобы на монтаже осуществлять только перекрытие швов.

Изготовлять железобетонные блоки рекомендуется в жесткой инвентарной опалубке (стальной или из других материалов), проектируемой одновременно с пролетным строением. Если в конструкциях проезжей части для осуществления соединений применяются закладные детали или сухие либо клеевые швы, изготовлять блоки в жесткой инвентарной опалубке—кондукторе, фиксирующей положение закладных деталей и поверхностей швов с необходимой точностью, обязательно.

184. Заполнять швы в сборной проезжей части можно:

бетоном на мелком заполнителе—при толщине швов свыше 4—6 *см*;

цементно-песчаным раствором—при толщине швов 1—3 *см*;

текучим цементным раствором или пластораствором—при толщине швов около 1 *см*;

цементным или эпоксидным клеем—при толщине швов 1 *мм* и менее.

При проектировании рекомендуется предусматривать следующие специальные мероприятия для повышения сцепления бетона блоков с бетоном (или раствором): замоноличивание швов применением цементных или эпоксидных

клеев, пескоструйную обработку, использование сульфитно-спиртовой барды в процессе изготовления блоков или другие мероприятия. При наличии в шве фибровых растягивающих напряжений от расчетных нагрузок и воздействий в невыгодном сочетании применение таких мероприятий обязательно.

185. Между нижней поверхностью бетона блоков сборной проезжей части и стальным верхним поясом следует предусматривать либо зазор величиной не менее 5 *см*, обеспечивающий возможность покраски пояса, либо подливку, предохраняющую верхний пояс от коррозии и сглаживающую его неровности. Для осуществления подливки может быть предусмотрен один из следующих способов:

укладка бетона на мелком заполнителе через окна и швы в железобетонной плите;

заблаговременная укладка по стальным верхним поясам выравнивающего слоя из бетона на мелком заполнителе (блоки укладываются на затвердевший выравнивающий слой с применением при этом цементного или иного клея, цементного раствора или сухого цемента);

инъецирование, заливка с затрамбовкой или зачеканка раствора в зазор между железобетонными блоками и стальной конструкцией после их объединения;

укладка по стальным верхним поясам слоя раствора (или иного материала) непосредственно перед установкой блока.

Предпочтительно оставлять открытый зазор либо устраивать подливку, заполняя зазор (инъецированием или другими способами) после объединения железобетонных блоков со стальной конструкцией. При толщине подливки 5 *см* и более рекомендуется армировать ее сетками из проволоки диаметром 3—5 *мм* с ячейками 70—100 *мм*.

Если подливка осуществляется способом укладки бетона на мелком заполнителе, расстояния между окнами и швами в железобетонной плите следует назначать с учетом возможности качественного заполнения бетоном шва подливки принятой толщины.

186. Окна для замоноличивания упоров в сборной железобетонной плите должны быть открыты сверху. Рекомендуется устраивать окна, расширяющимися кверху. Количество горизонтальных арматурных стержней, пропускаемых через окна, должно быть минимальным. Замоноличивание упоров в закрытых сверху пазах в железобетонных блоках не допускается. Зазор между сминающей поверхностью упора и

стенкой окна или шва необходимо делать не менее 5 *см*; остальные зазоры между упорами с анкерами и конструкцией блока (в том числе арматурой, пропущенной через окно)— не менее 3 *см* (рис. 41). Замоноличивать окна следует бетоном на мелком заполнителе, замоноличивание раствором не допускается.

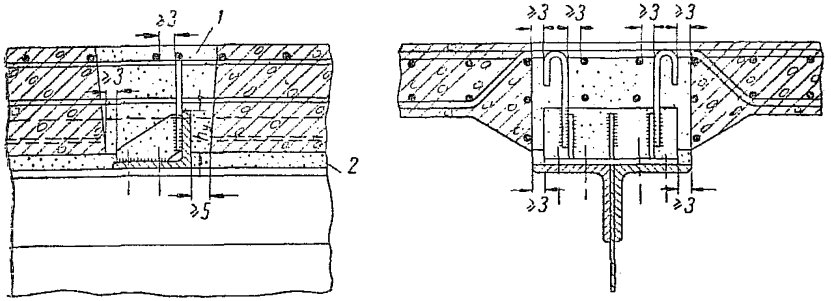


Рис. 41. Конструкция окна для замоноличивания жесткого упора в сборной железобетонной плите:
1—бетон на мелком заполнителе; *2*—бетон на мелком заполнителе или раствор

187. Стыки железобетонной плиты должны быть проверены на передачу осевых усилий, изгибающих моментов, поперечных сил и горизонтальных сдвигающих усилий в соответствии с условиями работы. Стыки над главными фермами и над продольными балками следует проверять на передачу отрицательных изгибающих моментов, стыки над поперечными балками—на передачу осевого усилия и отрицательного изгибающего момента.

Сдвигающее усилие в швах, расположенных над балками, должно быть передано либо на выпуски арматуры, работающей в бетоне, либо на соответствующие закладные детали, либо на выступы бетона в случае, если его поверхности придают соответствующую форму. Выпуски арматуры на передачу сдвигающих сил рассчитывают согласно п. 158 как гибкие упоры независимо от расчета арматуры на восприятие изгибающего момента и осевого усилия в плите.

Стыкование арматурных выпусков или стыкование закладных деталей в швах между блоками сборной железобетонной плиты проезжей части следует предусматривать:

в железнодорожных мостах—во всех швах (независимо от величины и знака напряжения в шве), кроме обжатых при предварительном напряжении;

в автодорожных и городских мостах, имеющих полотно проезда без оклеечной изоляции,—при наличии в сечении шва расчетных фибровых растягивающих напряжений от нагрузок и воздействий, учитываемых в расчетах на трещиностойкость;

в автодорожных и городских мостах, имеющих полотно проезда с оклеечной изоляцией,—при максимальном раскрытии трещины в шве, превышающем при непростыкованном шве величину 0,02 *см*, от нагрузок и воздействий, учитываемых в расчетах на трещиностойкость.

В автодорожных и городских мостах, имеющих полотно проезда с оклеечной изоляцией, при условии полного отсутствия в шве арматуры и других стальных деталей величина допустимого раскрытия трещины в шве может быть специально обоснована в зависимости от конструкции шва и изоляции.

Максимальное раскрытие трещины в непростыкованном шве определяется из условий деформаций стальной конструкции в предположении, что в каждом шве раскрывается одна трещина, а бетон блоков между ближайшими к шву объединительными деталями не деформируется.

В швах между железобетонными блоками проезжей части автодорожных и городских мостов, в которых арматура не стыкуется, для восприятия поперечной силы рекомендуется предусматривать бетонную шпонку, армированную спиралью согласно рис. 42.

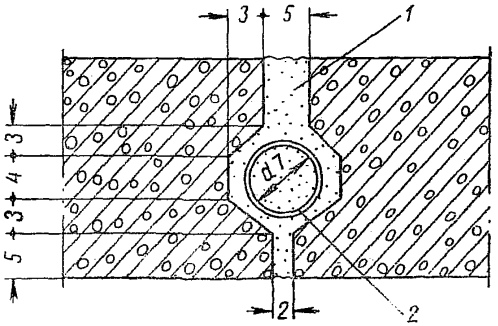


Рис. 42. Замоноличивание шва железобетонной плиты без стыкования арматуры:
1—бетон на мелком заполнителе; *2*—спираль из проволоки диам. 2 *мм* с шагом 20 *мм*

Для непосредственного стыкования арматурных выпусков в швах между блоками железобетонной плиты рекомендуется сваривать стержни внахлестку в вертикальной плоскости парными фланговыми швами согласно рис. 43. Для арматурных стержней значительных диаметров (преимущественно стыков поперечной арматуры в продольных швах) можно применять сварку ванным способом.

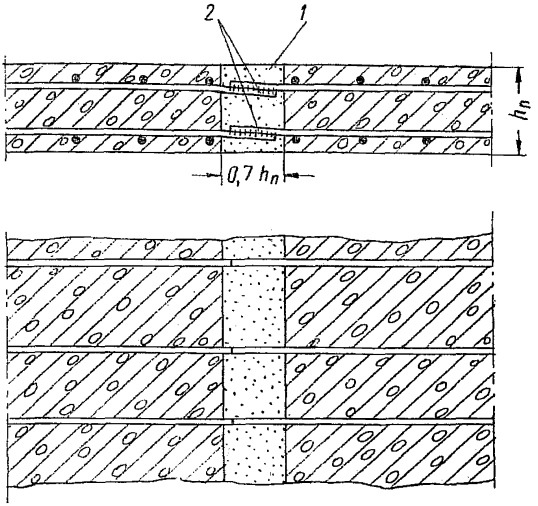


Рис. 43. Стык железобетонной плиты со сваркой арматурных выпусков внахлестку:
1—бетон на мелком заполнителе; *2*—фланговые швы

Использовать петлевые стыки с цилиндрическим ядром в швах между блоками сборной железобетонной плиты не рекомендуется. Петлевые стыки с прямой вставкой менее предпочтительны, чем стыки со сваркой арматурных выпусков или с соединением закладных деталей.

188. Монтажные соединения стыковых или объединительных закладных деталей между собой и со стальной конструкцией можно проектировать сварными, на высокопрочных болтах и на обычных чистых болтах.

Стыковые закладные детали рассчитывают либо на передачу растягивающего усилия, возникающего в арматуре, либо на передачу той части сжимающего усилия в железобе-

тонной плите, которая соответствует условиям временной эксплуатации согласно пп. 140 и 141.

Объединительные закладные детали рассчитывают на передачу полного сдвигающего усилия между железобетоном и сталью. Кроме того, если проектом предусмотрена временная эксплуатация пролетного строения, железобетонная плита, закладные детали и соответствующие элементы стальной конструкции (например, полки поясов) должны быть рассчитаны на усилия и моменты, возникающие в условиях временной эксплуатации при отсутствии подливки.

При проверке прочности и выносливости прикрепления к стальному верхнему поясу закладной детали, заанкеренной в железобетоне наклонными анкерами, рассчитанными на передачу полной сдвигающей силы, равнодействующую сдвигающей силы принимают приложенной в уровне нижней поверхности железобетона (ребра, вута или плиты).

189. При использовании монтажной сварки в соединениях с закладными деталями предпочтительно применять такие конструкции, в которых сварные швы накладываются вне непосредственного контакта свариваемой стали с бетоном, на расстоянии не менее 25 *мм* от поверхности бетона. В случае необходимости наложения сварных швов в непосредственном контакте с бетоном или на расстоянии менее 25 *мм* от поверхности бетона сталь должна иметь толщину не менее 10 *мм*, высота сварного шва должна быть не более 10 *мм*, длина каждого шва—не более 300 *мм*. Закладные детали, подвергнутые монтажной сварке в контакте с бетоном, необходимо после сварки закрывать защитным слоем бетона или раствора.

Сварка в контакте с бетоном не допускается, если бетон работает на смятие под давлением закладной детали, подвергнутой такой сварке.

Конструкции закладных деталей должны обеспечивать возможность совмещения свариваемых кромок и удобство наложения сварных швов надлежащего качества в случаях отступлений от проектных геометрических размеров на 5—10 *мм*. Для указанной цели допускается стягивать свариваемые листы болтами или струбцинами, подрезать автогеном выпуски листов закладных деталей, переходные детали и т. д. Притягиваемые элементы следует конструировать достаточно гибкими. Отсутствие повреждений от принудительного совмещения кромок надлежит проверять расчетом.

Возможная конструкция сварного соединения с использованием двустенчатой объединительной закладной детали

представлена на рис. 44. Высоту железобетонного ребра в такой конструкции, исходя из удобства наложения монтажных сварных швов, следует назначать не менее 300 *мм*.

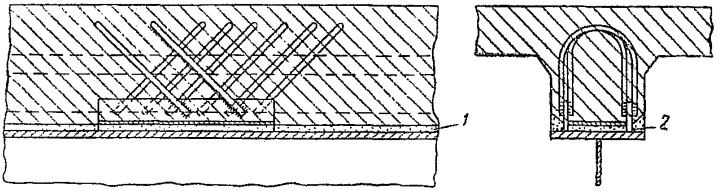


Рис. 44. Присоединение железобетонных блоков к стальному поясу сваркой с использованием двустенчатых закладных деталей:
1—инъектированный раствор; *2*—фланговый шов

190. В случае использования высокопрочных болтов для соединений в сборной железобетонной проезжей части рекомендуется проектировать такие конструкции, в которых обеспечен доступ и к головкам, и к гайкам болтов при их затягивании. Допускается применять болты-глухари с гайками, укрепленными на внутренней стороне закладной детали и забетонированными при ввернутом болте. Устраивать в железобетонной плите специальные окна, обеспечивающие доступ к гайкам или головкам высокопрочных болтов, не рекомендуется.

Разность диаметров между отверстием и стержнем высокопрочного болта рекомендуется принимать от 4 до 10 *мм*. Конструкция соединения должна обеспечивать возможность плотного прижатия стягиваемых поверхностей в пределах допусков изготовления. Для указанной цели рекомендуется иметь в соединении достаточно гибкий стальной элемент или применять другие мероприятия. Возможная конструкция соединения на высокопрочных болтах с использованием плоской закладной детали представлена на рис. 45.

191. Сборные железобетонные плиты допускается объединять со стальными балками при помощи высокопрочных болтов. Эти болты притягивают плиту к поясам через слой подливки из армированного цементно-песчаного раствора (рис. 46). Железобетонные плиты для такой конструкции должны изготовляться с необходимыми отверстиями и закладными деталями в инвентарных металлических формах. Отверстия для болтов делаются диаметром 70—75 *мм*.

При укладке плиты опираются на податливые прокладки, уложенные на стальные пояса через 0,5 *м* по длине. Пространство между железобетонной плитой и стальным поясом армируется сеткой. В отверстия для болтов заливают и затрамбовывают раствор, заполняющий это пространство (включая отверстия для болтов), а также закрывающий

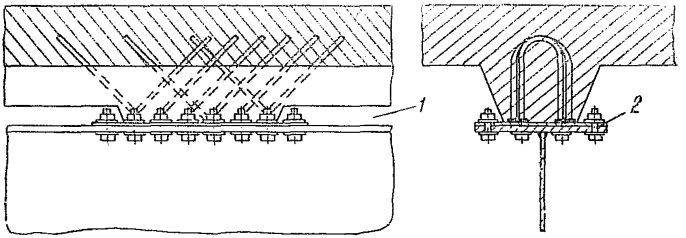


Рис. 45. Присоединение железобетонных блоков к стальному поясу высокопрочными болтами с использованием плоских закладных деталей:
1—открытый зазор; 2—плоская закладная деталь

прокладки снаружи. Через отверстия, заполненные незатвердевшим раствором, пропускаются высокопрочные болты-шпильки. Стержни болтов-шпилек предварительно покрывают веществом, предохраняющим от сцепления с раствором. После окончания твердения раствора болты затягивают на проектное усилие. Толщина опирающихся на бетон стальных прокладок под гайки высокопрочных болтов должна составлять 20 *мм*.

Если плиты необходимо монтировать при отрицательных температурах воздуха или если требуется открыть временную эксплуатацию раньше чем затвердеет раствор подливки, высокопрочные болты устанавливают ранее укладки раствора, но затягивают первоначально только на усилия, превосходящие в сумме на 10—20% давление на плиту от подвижной нагрузки временной эксплуатации. Раствор укладывают в последующем в период с положительной температурой воздуха, причем без перерыва временной эксплуатации. После окончания твердения раствора высокопрочные болты затягивают на полное проектное усилие.

192. Отверстия для обычных чистых болтов в соединениях с закладными деталями рекомендуется рассверливать

на месте монтажа. Для предупреждения раскручивания гаек обычных болтов при эксплуатации необходимо предусматривать специальные мероприятия (например, применение контргаек, особых шайб и др.).

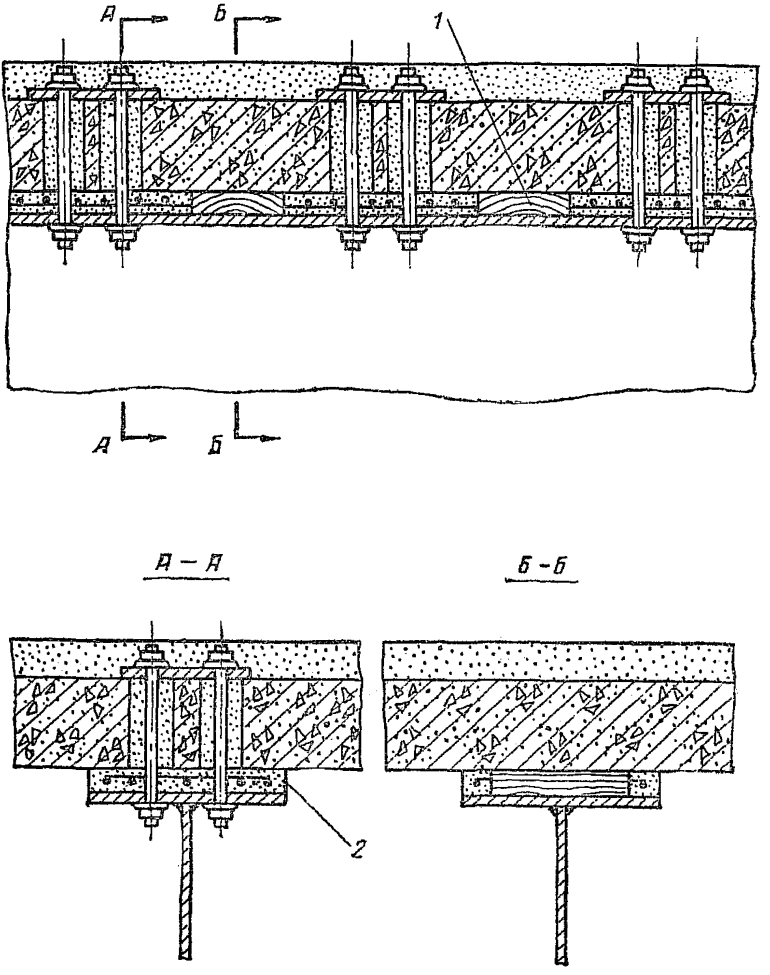


Рис. 46. Объединение железобетонной плиты со стальным поясом прижатием ее через слой подливки высокопрочными болтами с использованием податливых прокладок:
1—податливая прокладка; *2*—затрамбованный раствор

Особые элементы и узлы

193. Линейные железобетонные элементы сквозных сталежелезобетонных пролетных строений могут выполняться:

сборными железобетонными с узловыми соединениями, работоспособными ранее их замоноличивания;

сборными железобетонными с узловыми соединениями, работоспособными только после их замоноличивания;

сборными железобетонными с жесткой арматурой и с замоноличиваемыми узловыми соединениями;

в виде элементов жесткой арматуры, усиляемых сборным или монолитным железобетоном после завершения монтажа;

трубобетонными.

Предпочтительно применять элементы, работоспособные ранее чем выполнят замоноличивание.

194. Узловые соединения преимущественно сжатых сборных железобетонных элементов, работоспособные ранее замоноличивания, рекомендуется проектировать с применением закладных деталей, стальных фасонок-накладок и высокопрочных болтов. Изготовлять такие железобетонные элементы необходимо в жесткой инвентарной опалубке, служащей кондуктором для размещения закладных деталей.

Узловое соединение до его замоноличивания должно передавать часть полного сжимающего усилия в поясе (соответствующую постоянной нагрузке или условиям временной эксплуатации), монтажное растягивающее усилие и усилия от стальных раскосов или подвесок, прикрепленных к фасонкам.

Высокопрочные болты, соединяющие стальные фасонки-накладки с железобетонными элементами, могут применяться в следующих вариантах:

а) обычные высокопрочные, если закладные детали имеют выносной характер и доступ к их листам при постановке болтов обеспечивается и снаружи, и изнутри;

б) длинные высокопрочные, пропускаемые насквозь через железобетонный элемент;

в) высокопрочные болты-глухари, ввинчиваемые в гайки, укрепленные в железобетонном элементе на внутренних поверхностях закладных деталей.

195. Трубобетонные элементы могут использоваться в сжатых поясах, подпругах и арках.

Бетон в этих элементах целесообразно применять марки 400 или 500. Толщина стальной оболочки принимается в пределах от $^1/_{150}$ до $^1/_{80}$ диаметра элемента.

Расчет трубобетонных элементов выполняется согласно п. 213 СН 200-62.

Для трубобетонных элементов применяются фланцевые болтовые соединения. В узлах используются короткие патрубки с фланцами. Против фасонок, приваренных к патрубкам, необходимо ставить диафрагмы. Торцы фланцев после приварки их к трубам и патрубкам должны быть отфрезерованы. Монтажные прикрепления стальных элементов к узлам трубобетонных элементов рекомендуется осуществлять высокопрочными болтами.

Толщина стыковых фланцев трубобетонных элементов должна быть не менее 2,5 толщины оболочки. Соединительные болты рассчитываются на усилия, возникающие во время монтажа. Расстояние между болтами не должно быть больше 10 диаметров болта.

Каждый конец трубы необходимо оставлять не заполненным бетоном на высоту 2,5 *см*. В пределах этой высоты должно быть расположено отверстие диаметром 16 *мм* для штуцера. После сборки зазор между бетоном в трубах следует заинъецировать раствором, имеющим прочность, превышающую на 20% прочность бетона, заполняющего трубу. Последовательность твердения раствора в стыках и передачи нагрузки на элемент должна быть специально установлена проектом и обоснована расчетом.

196. Стальные канаты, используемые в качестве открыто расположенной высокопрочной арматуры и самостоятельных элементов висячих и вантовых мостов, должны быть надежно защищены от коррозии.

При наличии специальных обоснований допускается применять стальные канаты также и для высокопрочной арматуры, замоноличиваемой в железобетоне. Открытое размещение пучков высокопрочной проволоки не допускается.

Стальные канаты для сталежелезобетонных конструкций должны быть обтянуты в течение 30 *мин* усилием, превышающим на 10% расчетное усилие, соответствующее наиболее невыгодным условиям работы каната в конструкции по расчету на прочность, или не менее чем трехкратным натяжением до указанного усилия с последующим спуском натяжения. Пучки параллельных высокопрочных проволок, применяемые в сталежелезобетонных конструкциях, должны быть обтянуты усилием, равным расчетному, одним из вышеуказанных способов.

Концы стальных канатов закрепляют согласно «Техни-

ческим указаниям» ВСН 71-62. Закрепление концов пучков высокопрочной проволоки рекомендуется производить методами, используемыми в предварительно напряженных железобетонных мостовых конструкциях.

При конструировании анкерных закреплений особое внимание надлежит уделять захватным приспособлениям и возможности установки домкратов для выполнения натяжения.

При размещении высокопрочной арматуры на стальных верхних поясах неразрезных объединенных балок (в зонах действия отрицательных моментов) пучки следует делать прямыми и располагать их возможно ближе к верхней плоскости пояса балки.

ПРИЛОЖЕНИЯ

РАСЧЕТЫ АВТОДОРОЖНОГО РАЗРЕЗНОГО ОБЪЕДИНЕННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ СО СПЛОШНЫМИ СТЕНКАМИ

Исходные данные

Длина пролета—63 *м*.

Схема пролетного строения приведена на рис. 1, схема поперечного сечения в середине пролета—на рис. 2, состав сечения на одну ферму—в табл. 1, а его геометрические характеристики в табл. 2.

Материал главных балок—сталь 15ХСНD; $R_{н.с} = 2800$ *кг/см²*.

Материал продольной балки—Ст. 3м; $R_{н.с} = 2000$ *кг/см²*.

Модуль упругости стали $E_с = 2100000$ *кг/см²*.

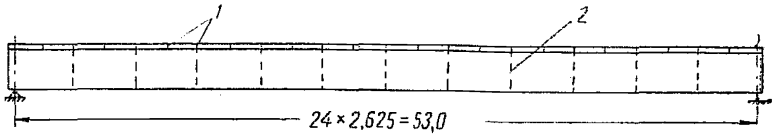


Рис. 1. Схема пролетного строения:
1—поперечные швы железобетонной плиты; *2*—фермы поперечных связей

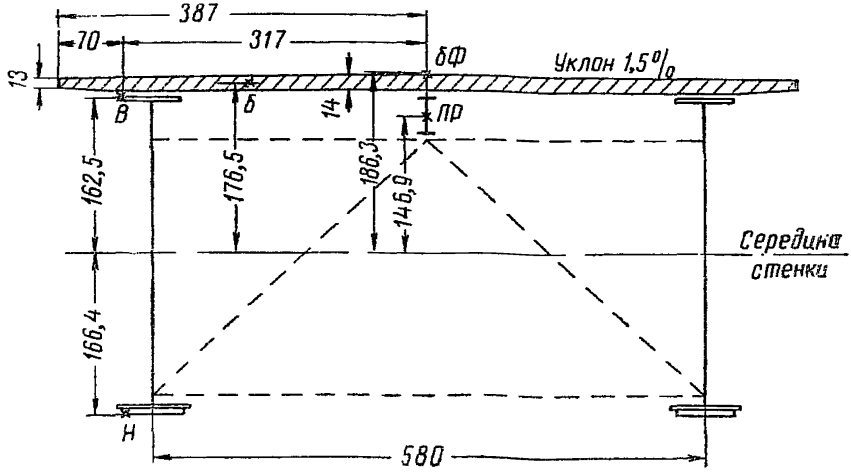


Рис. 2. Схема поперечного сечения в середине пролета

Таблица 1

Обозначение элемента поперечного сечения	Сечение, *мм*×*мм*	Площадь, *см*²
В. г. л.	580 × 25	145
В. л.	3200 × 12	385
Н. г. л.	750 × 32	240
Н. г. л.	580 × 32	186
Железобетонная плита	3870×140—350 × 10	$F_б = 5380$
Продольная балка	I № 36 на две балки	$\frac{62}{2}$

Бетон железобетонной плиты марки 400; $R_{пр,Б} = 165$ *кг/см*²; $R_{и,Б} = 205$ *кг/см*²; $E_б = 350000$ *кг/см*²; $n_1 = 6$.

В стыках железобетонных плит продольная арматура не простыкована. Продольную арматуру железобетонной плиты в расчете не учитываем.

Состав сечения	Назначение характеристик	Площадь, приведенная к стали, *см*²	Смещение центра тяжести сечения относительно середины стенки, *см*	Момент инерции, *см*⁴
Сталь без учета продольной балки	Расчеты в I стадии работы	$F_с = 955$	вниз 48,2	$I_с = 1606 \cdot 10^4$
То же с учетом продольной балки	Учет ползучести бетона	$F_{ст} = 983$	вниз 42,6	$I_{ст} = 1710 \cdot 10^4$
Сталь и железобетон без учета двутавра продольной балки	Расчеты на колебания температуры	$F_{сб} = 1852$	вверх 60,6	$I_{сб} = 3953 \cdot 10^4$
То же с учетом продольной балки	Расчеты во II стадии работы	$F_{стб} = 1880$	вверх 61,9	$I_{стб} = 3973 \cdot 10^4$
То же с учетом продольной балки, но с модулем упругости бетона $E_у = 0{,}5E_б$	Расчеты на усадку бетона	$F^{у}_{стб} = 1431$	вверх 26,0	$I^{у}_{стб} = 3186 \cdot 10^4$

Коэффициент податливости соединений при включении продольной балки в работу в соответствии с п. 67 — $k_{под} = 0{,}9$.

Интенсивность постоянных нагрузок (*т/м*) на пролетное строение составляет:

Стальные конструкции	1,80
Железобетонная плита	3,11
Тротуарные плиты, бордюры и перила	1,01
Покрытия проезжей части	1,99

Временная вертикальная автомобильная нагрузка—две колонны Н-30. Ее коэффициент поперечной установки для одной фермы равен 1,09. Коэффициент 0,9 по п. 117 СН 200-62 условно не учитываем.

Временная вертикальная нагрузка от толпы для тротуаров составляет 400 *кг/м*².

Интенсивность нормативной нагрузки от толпы на одну ферму (загружаются оба тротуара) равна

$$\frac{2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}4}{2} = 0{,}6 \ т/м.$$

Таблица 2

Характеристики				
для крайней фибры нижнего пояса	для крайней фибры верхнего пояса	для центра тяжести бетона	для крайней фибры бетона	для центра тяжести двугавра продольной балки
$z_{н,с} = 118{,}2$ $W_{н,с} = 136600$	$z_{в,с} = 210{,}7$ $W_{в,с} = 76500$	—	—	—
$z_{н,ст} = 123{,}8$ $W_{н,ст} = 138000$	$z_{в,ст} = 205{,}1$ $W_{в,ст} = 83400$	$z_{б,ст} = 219{,}1$ —	— —	$z_{пр,ст} = 189{,}5$ $W_{пр,ст} = 90300$
$z_{н,сб} = 227{,}0$ —	$z_{в,сб} = 101{,}9$ —	$z_{б,сб} = 115{,}9$ —	$z_{бф,сб} = 125{,}7$ —	—
$z_{н,стб} = 228{,}3$ $W_{н,стб} = 174000$	$z_{в,стб} = 100{,}6$ $W_{в,стб} = 395000$	$z_{б,стб} = 114{,}6$ $W_{б,стб} = 346000$	$z_{бф,стб} = 124{,}4$ $W_{бф,стб} = 319000$	$z_{пр,стб} = 85{,}0$ $W_{пр,стб} = 468000$
$z^{у}_{н,стб} = 192{,}4$ —	$z^{у}_{в,стб} = 136{,}5$ —	$z^{у}_{б,стб} = 150{,}5$ —	$z^{у}_{бф,стб} = 160{,}3$ —	—

Интенсивность суммарной нормативной временной нагрузки на одну ферму для середины пролета составляет

$$2{,}19 + 0{,}6 = 2{,}79 \ т/м,$$

для конца пролета равна

$$2{,}58 + 0{,}6 = 3{,}18 \ т/м.$$

Изгибающий момент от равномерно распределенной нагрузки q составляет

$$M = \frac{63^2 q}{8} = 496q \ тм.$$

Вычисление расчетных изгибающих моментов в середине пролета сведено в табл. 3.

Таблица 3

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, $т/м$	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, $т/м$	Изгибающий момент, $тм$
Постоянная I стадии	2,45	1,1	2,70	1339
От тротуаров, бордюров и перил	0,50	1,1	0,55	—
От покрытий	1,00	1,5	1,50	—
Постоянная II стадии	1,50	—	2,05	1016
Временная в основном сочетании	2,79	1,4	3,90	1932
То же в дополнительном сочетании	2,79	0,8·1,4	3,12	1546
Полная II стадии в основном сочетании	4,29	—	5,95	2948
То же в дополнительном сочетании	—	—	5,17	2562

Учет ползучести бетона и обжатия поперечных швов под постоянными вертикальными нагрузками

Для установления необходимости учета ползучести бетона определяем в соответствии с п. 81 напряжение в крайней фибре бетона в середине пролета от постоянных нагрузок:

$$\sigma^{Д}_{бф,стб} = \frac{101600000}{6 \cdot 319000} = 53{,}0 \ кг/см^2$$

Поскольку $53 > 0{,}2 \cdot 205 = 41 \ кг/см^2$, учет ползучести бетона необходим. Учет ползучести бетона и обжатия поперечных швов произведен в соответствии с п. 84-А. При этом использован коэффициент по п. 86:

$$\alpha = \frac{2\varphi \delta_{б,б}}{(2+\varphi)\delta_{б,б} + 2\delta_{ст,б}},$$

где

$$\varphi = 1{,}5 + \frac{\Sigma\Delta_{ш}E_{б}}{LR_{пр,б}};$$

$$\delta_{б,б} = \frac{L}{E_{б}F_{б}};$$

$L = 1050$ — протяженность среднего участка постоянного сечения, *см*;
$\Delta_{ш} = 0{,}05$ — величина податливости одного шва, *см*.

Расстояние между швами равняется 2,625 *м*, тогда

$$\Sigma\Delta_{ш} = 0{,}05\,\frac{10{,}5}{2{,}625} = 0{,}2\ см;$$

$$\varphi = 1{,}5 + \frac{0{,}2\cdot 350000}{1050\cdot 165} = 1{,}905;$$

$$\delta_{б,б} = \frac{1050}{350000\cdot 5380} = 5{,}38\cdot 10^{-7};$$

$$\delta_{ст,б} = \frac{L}{E_{с}F_{ст}} + \frac{Lz^{2}_{б,ст}}{E_{с}I_{ст}} = \frac{10500}{2100000\cdot 983} + \frac{10500\cdot 219{,}1^{2}}{2100000\cdot 17100000} = 19{,}13\cdot 10^{-7};$$

$$\alpha = \frac{2\cdot 1{,}905\cdot 5{,}38}{(2+1{,}905)\cdot 5{,}38 + 2\cdot 19{,}13} = 0{,}353.$$

Изменения напряжений в бетоне от ползучести бетона и обжатия швов равняются:

$$\bar{\sigma}^{п}_{б} = -0{,}353\cdot\frac{101600000}{6\cdot 346000} = -17{,}3\ кг/см^{2}\ \text{(растяжение)};$$

$$\bar{\sigma}^{п}_{бф} = -0{,}353\cdot\frac{101600000}{6\cdot 319000} = -18{,}7\ кг/см^{2}\ \text{(растяжение)}.$$

Изменения напряжений в стали от ползучести бетона и обжатия швов вычисляются по формуле:

$$\sigma^{п}_{i} = \sigma^{п}_{б}F_{б}\left(\pm\frac{1}{F_{с}} \pm \frac{z_{б,с}}{W_{i,ст}}\right).$$

Произведение $\sigma^{п}_{б}F_{б} = 17{,}3\cdot 5380 = 93000\ кг$, тогда

$$\bar{\sigma}^{п}_{в} = 93000\left(\frac{1}{983} + \frac{219{,}1}{83400}\right) = 339\ кг/см^{2}\ \text{(сжатие)};$$

$$\bar{\sigma}^{п}_{и} = 93000\left(-\frac{1}{983} + \frac{219{,}1}{138000}\right) = 53\ кг/см^{2}\ \text{(растяжение)}.$$

Приращение осевого усилия в продольной балке от ползучести бетона и обжатия поперечных швов составляет:

$$N^{п}_{пр} = 93000\left(\frac{1}{983} + \frac{219{,}1}{90300}\right)0{,}9\cdot 62 = 17{,}9\ т\ \text{(сжатие)}.$$

Проверка прочности главной балки в основном сочетании нагрузок

Напряжения в бетоне в предположении его упругой работы, но с учетом ползучести и обжатия поперечных швов равняются:

$$\sigma_б = \sigma^{II}_{б,стб} + \sigma^{\bar{п}}_б = \frac{294800000}{6 \cdot 346000} - 17{,}3 = 125 \ кг/см^2,$$

$$\sigma_{бф} = \sigma^{II}_{бф,стб} + \sigma^{\bar{п}}_{бф} = \frac{294800000}{6 \cdot 319000} - 18{,}7 = 135 \ кг/см^2.$$

Согласно п. 118 определяем расчетные сопротивления и устанавливаем расчетный случай. Отношение

$$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б} = \frac{135}{125} = 1{,}08 < 1{,}1,$$

следовательно,

$$R_б = R_{пр,б} = 165 \ кг/см^2.$$

Поскольку $\sigma_б < \sigma_{бф} < R_б$, имеем расчетный случай А. В связи с тем что $0{,}6R_б = 99 < \sigma_б = 125 < 0{,}8R_б = 132 \ кг/см^2$, коэффициент $m_2 = 1{,}1$.

Таким образом, расчетные сопротивления стали равны:

для нижнего пояса $R_{и,с} = 2800 \ кг/см^2$;

для верхнего пояса $1{,}1R_{и,с} = 3080 \ кг/см^2$.

Проверяем нижний пояс:

$$\sigma_н = \sigma^{I}_{н,с} + \sigma^{II}_{н,стб} + \sigma^{\bar{п}}_н = \frac{133900000}{136600} + \frac{294800000}{174000} + 53 =$$

$$= 2726 < 2800 \ кг/см^2 \text{ (растяжение)}.$$

Проверяем верхний пояс:

$$\sigma_в = \sigma^{I}_{в,с} + \sigma^{II}_{в,стб} + \sigma^{\bar{п}}_в = \frac{133900000}{76500} + \frac{294800000}{395000} + 339 =$$

$$= 2836 < 3080 \ кг/см^2 \text{ (сжатие)}.$$

Расчет на прочность объединенной продольной балки проезжей части в основном сочетании нагрузок

Площадь участка железобетонной плиты, вводимого в состав объединенного сечения продольной балки, согласно п. 67 и рис. 3 равняется:

$$F_б = n_1 F_с \frac{z_{с,бн}}{z_{б,бн}} = 6 \cdot 62 \frac{27}{7} = 1430 \ см^2.$$

Ширина этого участка железобетонной плиты:

$$b_{пл} = \frac{1430}{14} = 102\ см.$$

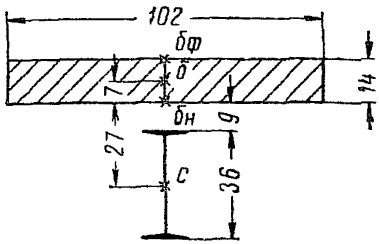


Рис. 3. Схема объединенного сечения продольной балки

Геометрические характеристики сечения продольной балки приведены в табл. 4.

Таблица 4

Характеристика	I стадия работы	II стадия работы
Площадь, приведенная к стали, $см^2$	$F_с = 62$	$F_{сб} = 301$
Момент инерции, приведенный к стали, $см^3$	$I_с = 13400$	$I_{сб} = 70300$
Расстояние $z_{бф}$, $см$	—	$z_{бф,сб} = 14{,}0$
„ $z_б$, $см$	—	$z_{б,сб} = 7{,}0$
„ $z_в$, $см$	$z_{в,с} = 18{,}0$	$z_{в,сб} = -9{,}0$
„ $z_н$, $см$	$z_{н,с} = 18{,}0$	$z_{н,сб} = 45{,}0$
Момент сопротивления для крайней фибры бетона, приведенный к стали, $см^3$	—	$W_{бф,сб} = 5020$
Момент сопротивления для центра тяжести бетона, приведенный к стали, $см^3$	—	$W_{б,сб} = 10040$
Момент сопротивления для верхней фибры стали, $см^3$	$W_{в,с} = 745$	$W_{в,сб} = 7800$
Момент сопротивления для нижней фибры стали, $см^3$	$W_{н,с} = 745$	$W_{н,сб} = 1560$

Податливость середины пролета поперечной фермы (опоры продольной балки) относительно главных ферм согласно рис. 4 равна

$$\delta = \sum \frac{S_1^2 l}{E_c F} = 0{,}00904 \text{ см/т}.$$

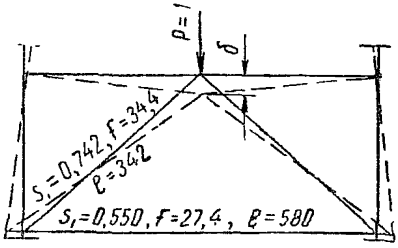


Рис. 4. Схема поперечной фермы

Определяем интенсивность нагрузок в *т/м* на продольную балку:

Вес стальной балки с упорами	0,07
Давление железобетонной плиты, разрезанной над балкой	0,97
Интенсивность нормативной нагрузки I стадии работы	1,04
Интенсивность расчетной нагрузки I стадии	$1{,}04 \cdot 1{,}1 = 1{,}145$
Интенсивность нормативной постоянной нагрузки II стадии, определенная с учетом неразрезности плиты и податливости ее средней опоры	0,618
Интенсивность расчетной постоянной нагрузки II стадии	$0{,}618 \cdot 1{,}5 = 0{,}927$
Интенсивность расчетной временной нагрузки II стадии, определенная с учетом неразрезности плиты и податливости ее средней опоры	$0{,}965\,(1+\mu)\,1{,}4q$

Здесь q—эквивалентная нагрузка от одной колонны Н-30 для загружения соответствующей линии влияния.

Динамические коэффициенты для сечений:

в середине панели

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37{,}5 + 5{,}25} = 1{,}35;$$

над поперечной фермой

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37{,}5 + 2 \cdot 5{,}25} = 1{,}31.$$

Изгибающие моменты в продольной балке определены как для средних пролетов и опоры четырехпролетной неразрезной балки пролетами 5,25 *м* с упругосмещающимися опорами. В середине пролета (панели) изгибающий момент $M^{I} = 1{,}13$ *тм*, а $M^{II} = 30{,}03$ *тм*. Над опорой (поперечной фермой) изгибающий момент

$$M^{I} = -2{,}25 \text{ тм}, \text{ а } M^{II} = -16{,}63 \text{ тм}.$$

Осевое усилие в продольной балке в I стадии работы принимаем равным нулю, поскольку продольные связи в плоскости верхних поясов отсутствуют, а во II стадии работы—равным сумме осевых усилий в железобетоне и в стали продольной балки, определенных с учетом ползучести бетона и обжатия поперечных швов:

$$N_{б}^{II,\bar{п}} = 125 \cdot 1430 = 178800 \text{ кг};$$

$$N_{с}^{II,\bar{п}} = \frac{294800000}{468000} 0{,}9 \cdot 62 + 17900 = 53100 \text{ кг};$$

$$N^{II,\bar{п}} = 178800 + 53100 = 231900 \text{ кг}.$$

Напряжения в бетоне продольной балки в предположении его упругой работы (но с учетом влияния ползучести бетона и обжатия поперечных швов на осевое усилие) в середине пролета (панели) равны:

$$\sigma_{б} = \frac{1}{6}\left(\frac{3003000}{10040} + \frac{231900}{301}\right) = 177 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{бф} = \frac{1}{6}\left(\frac{3003000}{5020} + \frac{231900}{301}\right) = 227 \text{ кг/см}^2,$$

а над опорой (поперечной фермой)

$$\sigma_{б} = \frac{1}{6}\left(-\frac{1663000}{10040} + \frac{231900}{301}\right) = 99 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma_{бф} = \frac{1}{6}\left(-\frac{1663000}{5020} + \frac{231900}{301}\right) = 72 \text{ кг/см}^2.$$

Согласно п. 118 определяем расчетные сопротивления и устанавливаем расчетный случай:

в середине пролета

$$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_{б}} = \frac{227}{177} = 1{,}28 > 1{,}2,$$

над опорой

$$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_{б}} = \frac{72}{99} = 0{,}73 < 1{,}1.$$

Следовательно, расчетные сопротивления бетона равны:
в середине пролета

$$R_б = R_{п,б} = 205 \ кг/см^2,$$

над опорой

$$R_б = R_{пр,б} = 165 \ кг/см^2.$$

Напряжения в середине пролета составляют:

$$\sigma_{бф} = 227 \ кг/см^2 > R_б = 205 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_б = 177 \ кг/см^2 < R_б = 205 \ кг/см^2.$$

Таким образом, проверка прочности продольной балки в середине пролета должна быть сделана по случаю А, но с добавлением к напряжениям в стали приращений, учитывающих согласно п. 120 развитие пластических деформаций в бетоне.

Поскольку $0{,}8R_б = 164 < \sigma_б = 177 \ кг/см^2$, то $m_2 = 1$.

Для обоих стальных поясов продольной балки (Ст. 3м) расчетное сопротивление составляет

$$R_{п,с} = 2000 \ кг/см^2.$$

Определяем приращения напряжений в стальных поясах:

$$z_{R,б} = z_{бф,б} \frac{R_б - \sigma_б}{\sigma_{бф} - \sigma_б} = 7 \frac{205 - 177}{227 - 177} = 3{,}92 \ см;$$

$$z_{\Delta,с} = z_{бф,с} \frac{1}{3}\left(z_{бф,б} - z_{R,б} \right) = 41 - \frac{1}{3}\left(7 - 3{,}92 \right) = 39{,}97 \ см;$$

$$N_\Delta = \frac{\left(\sigma_{бф} - R_б \right)\left(z_{бф,б} - z_{R,б} \right)}{2} b_{пл} = \frac{(227 - 205)(7 - 3{,}92)}{2} 102 =$$
$$= 3460 \ кг;$$

$$\Delta\sigma_н = \frac{N_\Delta \cdot z_{\Delta,с}}{W_{н,с}} - \frac{N_\Delta}{F_с} = \frac{3460 \cdot 39{,}97}{745} - \frac{3460}{62} = 130 \ кг/см^2;$$

$$\Delta\sigma_в = \frac{N_\Delta \cdot z_{\Delta,с}}{W_{в,с}} + \frac{N_\Delta}{F_с} = \frac{3460 \cdot 39{,}97}{745} + \frac{3590}{62} = 242 \ кг/см^2.$$

Проверяем нижний пояс в середине пролета:

$$\sigma_н = \frac{M^I}{W_{н,с}} + \frac{M^{II}}{W_{п,сб}} - \frac{N^{II,п}}{F_{сб}} + \Delta\sigma_н = \frac{113000}{745} + \frac{3003000}{1560} - \frac{231900}{301} +$$
$$+ 130 = 1437 < 2000 \ кг/см^2 \text{ (растяжение)}.$$

Проверяем верхний пояс в середине пролета:

$$\sigma_в = \frac{M^I}{W_{в,с}} + \frac{M^{II}}{W_{в,сб}} + \frac{N^{II,п}}{F_{сб}} + \Delta\sigma_в = \frac{113000}{745} + \frac{3003000}{7800} + \frac{231900}{301} +$$
$$+ 242 = 1549 < 2000 \ кг/см^2 \text{ (сжатие)}.$$

Над опорой (поперечной фермой)

$$\sigma_б = 99 < R_б = 165 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_{бф} = 72 < R_б = 165 \ кг/см^2.$$

Следовательно, проверка прочности продольной балки над опорой должна быть сделана по случаю А.

Поскольку в данном случае $0{,}6R_б = \sigma_б = 99$ *кг/см*², то $m_2 = 1{,}2$.

Следовательно, расчетные сопротивления стали равны:

для нижнего пояса $R_{н,с} = 2000$ *кг/см*²;

для верхнего пояса $1{,}2R_{н,с} = 2400$ *кг/см*².

Проверяем нижний пояс над опорой:

$$\sigma_н = \frac{M^I}{W_{н,с}} + \frac{M^{II}}{W_{н,сб}} + \frac{N^{II\bar{п}}}{F_{сб}} = \frac{225000}{745} + \frac{1663000}{1560} + \frac{231900}{301} \approx 2000 \text{ кг/см}^2 \text{ (сжатие).}$$

Проверяем верхний пояс над опорой:

$$\sigma_в = \frac{M^I}{W_{в,с}} + \frac{M^{II}}{W_{в,сб}} - \frac{N^{II,\bar{п}}}{F_{сб}} = \frac{225000}{745} + \frac{1663000}{7800} - \frac{231900}{301} = -255 < 2400 \text{ кг/см}^2 \text{ (сжатие).}$$

Определение напряжений от усадки бетона в главной балке

Для сборной железобетонной плиты в соответствии с п. 92 $\varepsilon_у = 0{,}0001$.

Эффективный модуль упругости бетона для расчета на усадку с учетом ползучести $E_у = 0{,}5E_б = 175000$ *кг/см*².

Статический момент стальной части сечения относительно центра тяжести объединенного сталежелезобетонного сечения при модуле упругости бетона, равном $E_у$, составляет

$$S^у_{ст,стб} = F_{ст} z^у_{ст,стб} = 983 \cdot 68{,}6 = 67400 \text{ см}^3.$$

Напряжения от усадки равняются:

$$\sigma^{\bar{у}}_{бф} = \varepsilon_у E_у \left(\frac{F_{ст}}{F^у_{стб}} - \frac{S^у_{ст,стб}}{I^у_{стб}} z^у_{бф,стб} \right) =$$

$$= 0{,}0001 \cdot 175000 \left(\frac{983}{1431} - \frac{67400}{31860000} \cdot 160{,}3 \right) = 6{,}0 \text{ кг/см}^2 \text{ (растяжение);}$$

$$\sigma^{\bar{у}}_{б} = \varepsilon_у E_у \left(\frac{F_{ст}}{F^у_{стб}} - \frac{S^у_{ст,стб}}{I^у_{стб}} z^у_{б,стб} \right) =$$

$$= 0{,}0001 \cdot 175000 \left(\frac{983}{1431} - \frac{67400}{31860000} \cdot 150{,}5 \right) = 6{,}2 \text{ кг/см}^2 \text{ (растяжение);}$$

$$\sigma_{в}^{\overline{у}} = \varepsilon_{у} E_{у}\left(\frac{F_{ст}}{F_{стб}^{у}} - \frac{S_{ст.стб}^{у}}{I_{стб}^{у}} z_{в,стб}^{у} - 1\right) =$$

$$= 0{,}0001 \cdot 2100000\left(\frac{983}{1431} - \frac{67400}{31860000} \cdot 136{,}5 - 1\right) = -127 \text{ кг/см}^2 \text{ (сжатие);}$$

$$\sigma_{н}^{\overline{у}} = \varepsilon_{у} E_{у}\left(\frac{F_{ст}}{F_{стб}^{у}} + \frac{S_{ст,стб}^{у}}{I_{стб}^{у}} z_{н,стб}^{у} - 1\right) =$$

$$= 0{,}0001 \cdot 2100000\left(\frac{983}{1431} + \frac{67400}{31860000} \cdot 192{,}4 - 1\right) = 19 \text{ кг/см}^2 \text{ (растяжение).}$$

Определение расчетных напряжений от колебаний температуры в главной балке

В соответствии с п. 98 расчетная наибольшая разность температур в случае, когда температура стали выше, чем железобетона, равняется

$$t_{max} = 1{,}1 \cdot 30 = 33°,$$

если температура стали ниже, чем железобетона,

$$t_{max} = -1{,}1 \cdot 15 = -16{,}5°.$$

В расчете принимается поперечное сечение без учета стального двутавра продольной балки.

Вычисляем характеристики расчетного сечения.

Площадь стенки $F_v = 384$ *см*^{2}.

Площадь нижнего пояса $F_н = 426$ *см*^{2}.

Высота стенки $h = 320$ *см*.

Расстояние от центра тяжести сталежелезобетонного сечения до верха стенки $z_{сб,вн} = 160 - 60{,}6 = 99{,}4$ *см*.

Расстояние от центра тяжести сталежелезобетонного сечения до центра тяжести нижнего пояса

$$z_{сб,н} = 160 + 60{,}6 + 3{,}0 = 223{,}6 \text{ см}.$$

$$F_{т} = 0{,}8F_v + 0{,}3F_н = 0{,}8 \cdot 384 + 0{,}3 \cdot 426 = 435 \text{ см}^2;$$

$$S_{т} = (0{,}4h - 0{,}8z_{сб,вн})F_v + 0{,}3F_н \cdot z_{сб,н} =$$

$$= (0{,}4 \cdot 320 - 0{,}8 \cdot 99{,}4)\,384 + 0{,}3 \cdot 426 \cdot 223{,}6 = 47300 \text{ см}^3.$$

В случае, когда температура стали выше, чем железобетона, напряжения от колебаний температуры составляют:

$$\sigma_{бф}^{\overline{т}} = \alpha t_{max} E_{б}\left(\frac{F_{т}}{F_{сб}} - \frac{S_{т}}{I_{сб}} z_{бф,сб}\right) =$$

$$= 0{,}00001 \cdot 33 \cdot 350000\left(\frac{435}{1852} - \frac{47300}{39530000} \cdot 125{,}7\right) = 9{,}8 \text{ кг/см}^2 \text{ (растяжение);}$$

$$\sigma_{б}^{\overline{T}} = \alpha\, t_{max} E_{б} \left(\frac{F_{T}}{F_{сб}} - \frac{S_{T}}{I_{сб}}\, z_{б,сб} \right) =$$

$$= 0{,}00001 \cdot 33 \cdot 350000 \left(\frac{435}{1852} - \frac{47300}{39530000} \cdot 115{,}9 \right) = 11{,}1 \ кг/см^2 \text{ (растяжение);}$$

$$\sigma_{в}^{\overline{T}} = \alpha\, t_{max} E_{с} \left(\frac{F_{T}}{F_{сб}} - \frac{S_{T}}{I_{сб}}\, z_{в,сб} \right) =$$

$$= 0{,}00001 \cdot 33 \cdot 2100000 \left(\frac{435}{1852} - \frac{47300}{39530000} \cdot 101{,}9 \right) = 78 \ кг/см^2 \text{ (растяжение);}$$

$$\sigma_{н}^{\overline{T}} = \alpha\, t_{max} E_{с} \left(\frac{F_{T}}{F_{сб}} + \frac{S_{T}}{I_{сб}}\, z_{п,сб} - 0{,}3 \right) =$$

$$= 0{,}00001 \cdot 33 \cdot 2100000 \left(\frac{435}{1852} + \frac{47300}{39530000} \cdot 227{,}0 - 0{,}3 \right) =$$

$$= 143 \ кг/см^2 \text{ (растяжение).}$$

Когда температура стали ниже, чем железобетона, напряжения от колебаний температуры

$$\sigma^{-\overline{T}} = -0{,}5\, \sigma^{\overline{T}}.$$

В нашем случае:

$$\sigma_{бф}^{-\overline{T}} = -4{,}9 \ кг/см^2;$$

$$\sigma_{б}^{\overline{T}} = -5{,}6 \ кг/см^2;$$

$$\sigma_{в}^{-\overline{T}} = -39 \ кг/см^2;$$

$$\sigma_{н}^{-\overline{T}} = -72 \ кг/см^2 \text{ (везде сжатие).}$$

Проверка прочности главной балки в дополнительном сочетании нагрузок и воздействий

Напряжения в бетоне в предположении его упругой работы, но с учетом ползучести и обжатия поперечных швов, равняются:

$$\sigma_{б} = \sigma_{б,стб}^{II} + \sigma_{б}^{\overline{п}} = \frac{256200000}{6 \cdot 346000} - 17{,}3 = 106 \ кг/см^2;$$

$$\sigma_{бф} = \sigma_{бф,стб}^{II} + \sigma_{бф}^{\overline{п}} = \frac{256200000}{6 \cdot 319000} - 18{,}7 = 115 \ кг/см^2.$$

Согласно п. 118 определяем расчетные сопротивления и устанавливаем расчетный случай.

Отношение $\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_{б}} = \frac{115}{106} = 1{,}09 < 1{,}1$, следовательно, $R_{б} = R_{пр,б} = 165 \ кг/см^2$.

В связи с тем, что $\sigma_б < \sigma_{бф} < R_б$, имеем расчетный случай А. Поскольку $0{,}6R_б = 99 < \sigma_б = 106 < 0{,}8R_б = 132$ *кг/см²*, то $m_з = 1{,}1$.

Таким образом, расчетные сопротивления стали равны:

для нижнего пояса $R_{н,с} = 2800$ *кг/см²*;

для верхнего пояса $1{,}1R_{н,с} = 3080$ *кг/см²*.

Проверяем нижний пояс:

$$\sigma_н = \sigma^{I}_{н,с} + \sigma^{II}_{н,стб} + \sigma^{\overline{п}}_{н} + \sigma^{\overline{у}}_{н} + \sigma^{\overline{т}}_{н} = \frac{133900000}{136600} + \frac{256200000}{174000} +$$

$$+ 53 + 19 + 143 = 2667 < 2800 \text{ кг/см}^2 \text{ (растяжение).}$$

Проверяем верхний пояс:

$$\sigma_в = \sigma^{I}_{в,с} + \sigma^{II}_{в,стб} + \sigma^{\overline{п}}_{в} + \sigma^{\overline{у}}_{в} + \sigma^{\overline{т}}_{в} = \frac{133900000}{76500} + \frac{256200000}{395000} +$$

$$+ 339 + 127 + 39 = 2898 < 3080 \text{ кг/см}^2 \text{ (сжатие).}$$

Приложение 2

РАСЧЕТЫ АВТОДОРОЖНОГО НЕРАЗРЕЗНОГО ОБЪЕДИНЕННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ СО СПЛОШНЫМИ СТЕНКАМИ

Исходные данные

Длины пролетов составляют $63 + 84 + 63$ *м*.

Схема пролетного строения приведена на рис. 1.

Принимается, что пролетное строение состоит из пяти участков постоянного поперечного сечения, причем сечения расположены следующим образом:

№ участков	№ сечения
0—4 и 4′—0′	3
4—8 и 8′—4′	6
8—8′	10

Схемы поперечных сечений главных балок приведены на рис. 2, а состав их—в табл. 1. Ширина плиты $b + c = 387$ *см*, площадь $F_б = 5380$ *см*^{2}, уклон $i = 0{,}015$.

Геометрические характеристики сечений для одной фермы даны в табл. 2.

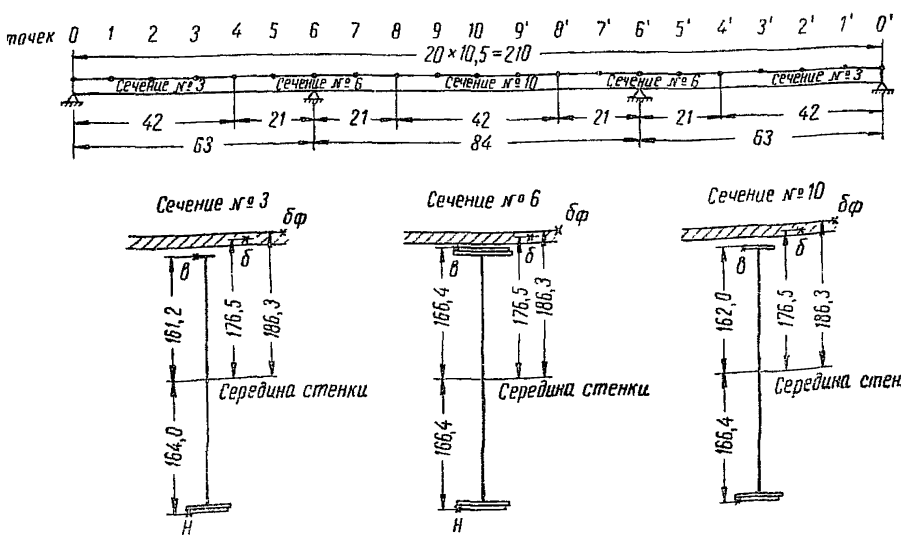


Рис. 1. Схемы пролетного строения и поперечных сечений

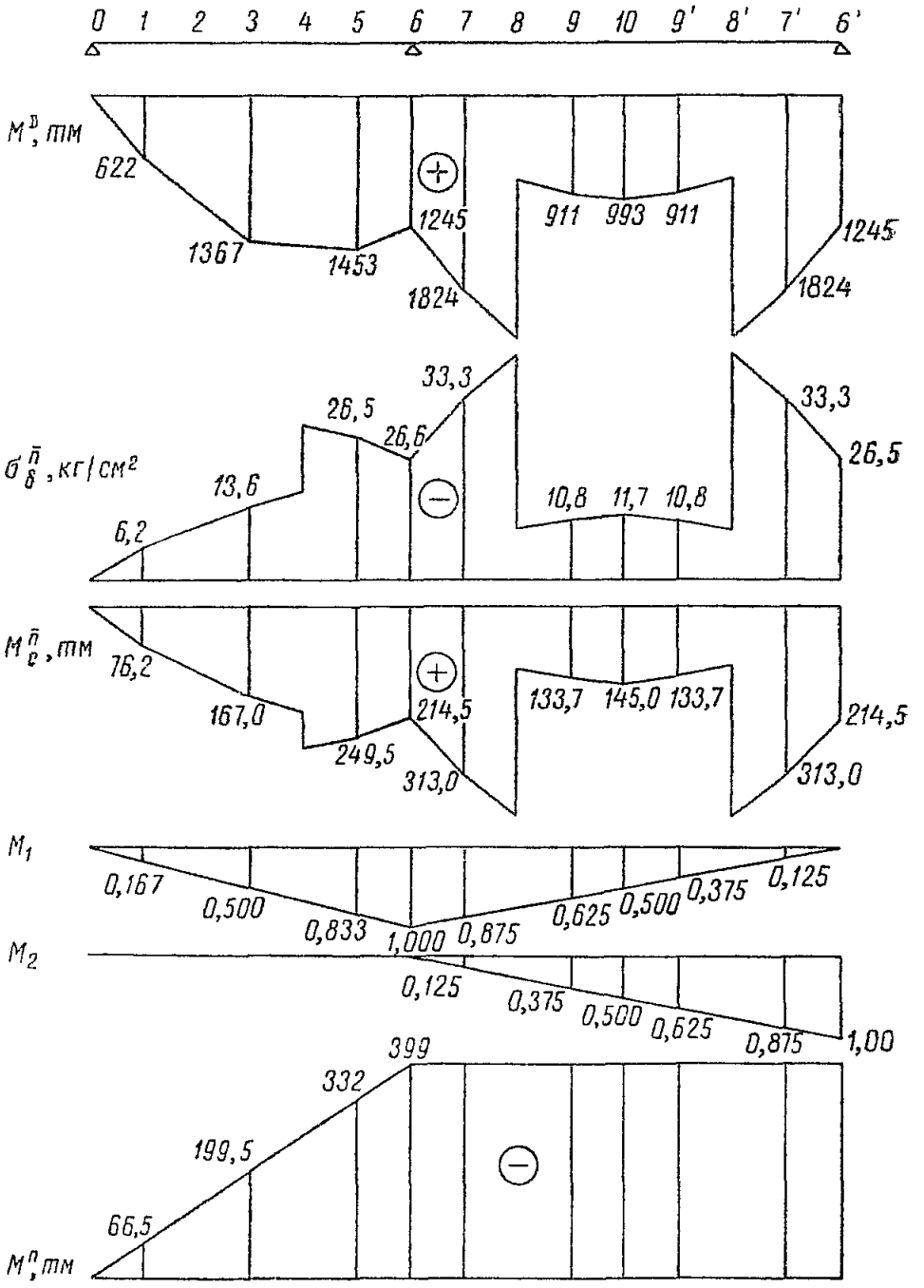


Рис. 2. Эпюры к учету ползучести бетона под постоянными нагрузками и воздействиями

Таблица 1

Обозначение элемента поперечного сечения	Сечение № 1		Сечение № 2		Сечение № 3	
	Состав сечения, *мм*×*мм*	Площадь, $см^2$	Состав сечения, *мм*×*мм*	Площадь, $см^2$	Состав сечения, *мм*×*мм*	Площадь, $см^2$
В. г. л.	300×12	36	640×32	205	420×20	84
В. г. л.	—	—	700×32	224	—	—
В. л.	3200×12	384	3200×16	512	3200×12	384
Н. г. л.	600×20	120	700×32	224	600×32	192
Н. г. л.	560×20	112	640×32	205	560×32	179

Расчет выполняется в предположении, что продольная балка в пролетном строении отсутствует.

Материал главных балок—сталь 15ХСНД; $R_{и,с} = 2800$ *кг/см*^{2}; $E_с = 2100000$ *кг/см*^{2}.

Бетон железобетонной плиты имеет марку 400; $R_{пр,б} = 165$ *кг/см*^{2}; $R_{и,б} = 205$ *кг/см*^{2}; $E_б = 350000$ *кг/см*^{2}; $n_1 = 6$; $R_{рп} = 16$ *кг/см*^{2}.

Продольную арматуру железобетонной плиты периодического профиля из Ст. 5 первоначально не учитываем и вводим в расчет только при проверке трещиностойкости железобетона. Продольная арматура в швах состыкована сваркой, соответственно обжатие поперечных швов также не учитывается.

В пролетном строении осуществляется следующее предварительное напряжение и регулирование:

а) неразрезная стальная конструкция выгибается вверх поддомкрачиванием на промежуточных опорах так, чтобы реакция каждой из этих опор увеличилась на 25 *т*;

б) на участках 0—8 и 8′—0′ железобетонная плита объединяется со стальной конструкцией;

в) пролетное строение опускается на промежуточных опорах так, чтобы реакция каждой из этих опор уменьшилась на 25 *т*;

г) на оставшемся участке 8—8′ в среднем пролете железобетонная плита объединяется со стальной конструкцией;

д) пролетное строение дополнительно опускается на промежуточных опорах так, чтобы реакция каждой из этих опор уменьшилась еще на 8 *т*.

Интенсивность постоянных нагрузок (*т/м*) на пролетное строение следующая:

Стальные конструкции 1,40

Железобетонная плита 3,12

Покрытия проезжей части и тротуаров . . 3,00

Таблица 2

Состав сечения	Назначение характеристики	Площадь, приведенная к стали, $см^2$	Смещение центра тяжести сечения относительно середины стенки, $см$	Момент инерции, $см^4$	Характеристики: для крайней фибры нижнего пояса	Характеристики: для крайней фибры верхнего пояса	Характеристики: для центра тяжести бетона	Характеристики: для крайней фибры бетона
Сечение № 3								
Сталь	Расчеты в I стадии работы	$F_с = 652$	вниз 48,8	$I_с = 8760 \cdot 10^3$	$z_{н,с} = 115{,}2$ $см$ $W_{п,с} = 76000$ $см^3$	$z_{вс} = 210{,}0$ $W_{в,с} = 41700$ $см^3$	$z_{б,с} = 225{,}3$ $см$	$z_{бф,с} = 235{,}1$ $см$
Сталь и железобетон при модуле упругости бетона:								
$E_б$	Расчеты во II стадии работы	$F_{сб} = 1549$	вверх 81,8	$I_{сб} = 27920 \cdot 10^3$	$z_{н,сб} = 245{,}8$ $см$ $W_{п,сб} = 113400$ $см^3$	$z_{в,сб} = 79{,}4$ $см$ $W_{в,сб} = 352000$ $см^3$	$z_{б,сб} = 94{,}7$ $см$ $W_{б,сб} = 294000$ $см^3$	$z_{бф,сб} = 104{,}5$ $см$ $W_{бф,сб} = 267000$ $см^3$
$E_э$	Учет ползучести бетона	$E_э = 0{,}375 E_б$ $F^э_{сб} = 988$	„ 27,8	$I^э_{сб} = 19910 \cdot 10^3$	$z^э_{п,сб} = 191{,}8$ $см$ $W^э_{н,сб} = 103800$ $см^3$	$z^э_{в,сб} = 133{,}4$ $см$ $W^э_{в,сб} = 149200$ $см^3$	$z^э_{б,сб} = 148{,}7$ $см$ $W^э_{б,сб} = 134000$ $см^3$	$z^э_{бф,сб} = 158{,}5$ $см$ $W^э_{бф,сб} = 125700$ $см^3$
$Eу = 0{,}5\, E_б$	Расчеты на усадку бетона	$F^у_{сб} = 1100$	„ 43,1	$I^у_{сб} = 22150 \cdot 10^3$	—	—	$z^у_{б,сб} = 133{,}4$ $см$	$z^у_{бф,сб} = 143{,}2$ $см$
Сечение № 6								
Сталь	Расчеты в I стадии работы	$F_с = 1470$	0	$I_с = 27200 \cdot 10^3$	$z_{н,с} = 166{,}4$ $см$ $W_{н,с} = 163300$ $см^3$	$z_{в,с} = 166{,}4$ $см$ $W_{в,с} = 163300$ $см^3$	$z_{б,с} = 176{,}5$ $см$	$z_{бф,с} = 186{,}3$ $см$
Сталь и железобетон при модуле упругости бетона:								
$E_б$	Расчеты во II стадии работы	$F_{сб} = 2367$	вверх 66,9	$I_{сб} = 44550 \cdot 10^3$	—	—	$z_{б,сб} = 109{,}6$ $см$ $W_{б,сб} = 407000$ $см^3$	$z_{бф,сб} = 119{,}4$ $см$ $W_{бф,сб} = 373000$ $см^3$
$E_э$	Учет ползучести бетона	$E_э = 0{,}323 E_б$ $F^э_{сб} = 1760$	„ 29,1	$I^э_{сб} = 34750 \cdot 10^3$	—	—	$z^э_{б,сб} = 147{,}4$ $см$ $W^э_{б,сб} = 236000$ $см^3$	$z^э_{бф,сб} = 157{,}2$ $см$ $W^э_{бф,сб} = 221000$ $см^3$
$Eу = 0{,}5\, E_б$	Расчеты на усадку бетона	$F^у_{сб} = 1918$	„ 41,3	$I^у_{сб} = 37918 \cdot 10^3$	—	—	$z^у_{б,сб} = 135{,}2$ $см$	$z^у_{бф,сб} = 145{,}0$ $см$

Состав сечения	Назначение характеристики	Площадь, приведенная к стали, $см^2$	Смещение центра тяжести сечения относительно середины стенки, $см$	Момент инерции, $см^4$
				Сече
Сталь	Расчеты в I стадии работы	$F_с = 839$	вниз 56,0	$I_с = 12700 \cdot 10^3$
Сталь и железобетон при модуле упругости бетона:				
$E_б$	Расчеты во II стадии работы	$F_{сб} = 1736$	вверх 64,1	$I_{сб} = 36150 \cdot 10^3$
$E_э$	Учет ползучести бетона	$E_э = 0{,}368E_б$; $F^э_{сб} = 1169$	„ 9,7	$I^э_{сб} = 25510 \cdot 10^3$
$Eу = 0{,}5E_б$	Расчеты на усадку бетона	$F^у_{сб} = 1287$	„ 25,1	$I^у_{сб} = 28490 \cdot 10^3$

Временная вертикальная автомобильная нагрузка—две колонны Н-30, ее коэффициент поперечной установки для одной фермы—1,09. Коэффициент 0,9 по п. 117 СН 200-62 условно не учитываем.

Временная вертикальная нагрузка для тротуаров—400 $кг/м^2$.

Определение нормативных и расчетных изгибающих моментов от постоянных нагрузок и воздействий

Постоянные нагрузки и воздействия на одну ферму и их коэффициенты перегрузки даны в табл. 3.

Изгибающие моменты от вертикальной нагрузки g вычисляются по формуле

$$Mg = g\Sigma\omega,$$

где $\Sigma\omega$—сумма площадей участков линии влияния момента неразрезной балки для данной точки, определенная по таблицам Грио.

Изгибающие моменты от предварительного напряжения и регулирования вычисляются по формулам:

для крайних пролетов $M^r = -xR^r_б$;

для среднего пролета $M^r = -63R^r_б$,

где x - расстояние от точки до крайней опоры;

$R^r_б$ - приращение опорной реакции промежуточной опоры.

Вычисление изгибающих моментов от постоянных нагрузок и воздействий дано в табл. 4.

Продолжение табл. 2

Характеристики			
для крайней фибры нижнего пояса	для крайней фибры верхнего пояса	для центра тяжести бетона	для крайней фибры бетона
ние № 10			
$z_{н,с} = 110{,}4\ см$; $W_{н,с} = 115000\ см^3$	$z_{в,с} = 218{,}0\ см$; $W_{в,с} = 58200\ см^3$	$z_{б,с} = 232{,}5\ см$	—
$z_{н,сб} = 230{,}5\ см$; $W_{н,сб} = 156600\ см^3$	$z_{в,сб} = 97{,}9\ см$; $W_{в,сб} = 369000\ см^3$	$z_{б,сб} = 112{,}4\ см$; $W_{б,сб} = 321500\ см^3$	$z_{бф,сб} = 122{,}2\ см$; $W_{бф,сб} = 295500\ см^3$
$z^э_{н,сб} = 176{,}1\ см$; $W^э_{н,сб} = 144700\ см^3$	$z^э_{в,сб} = 152{,}3\ см$; $W^э_{в,сб} = 167300\ см^3$	$z^э_{б,сб} = 166{,}8\ см$; $W^э_{б,сб} = 153000\ см^3$	$z^э_{бф,сб} = 176{,}6\ см$; $W^э_{бф,сб} = 144500\ см^3$
—	—	$z^у_{б,сб} = 151{,}4\ см$	$z^у_{бф,сб} = 161{,}2\ см$

Таблица 3

Наименование нагрузок и воздействий	Обозначения участков	Нормативные нагрузки и воздействия: Интенсивность, $т/м$	Нормативные нагрузки и воздействия: Приращение опорных реакций $R_б$ и $R_б'$, $т$	Коэффициент перегрузки	Расчетные нагрузки и воздействия: Интенсивность, $т/м$	Расчетные нагрузки и воздействия: Приращение опорных реакций $R_б$ и $R_б'$, $т$
Вертикальная I стадии работы	0—0′	2,26	—	1,1	2,49	—
Регулирование и предварительное напряжение в I стадии работы . .	0—8 и 8′—0′	—	+25	1,1 0,9	— —	+27,5 +22,5
То же	8—8′	—	0	—	—	—
Вертикальная постоянная II стадии работы . . .	0—0′	1,50	—	1,5	2,25	—
Регулирование и предварительное напряжение во II стадии работы . .	0-8 и 8′—0′	—	−33	1,1 0,9	— —	−36,3 −29,7
То же	8—8′	—	−8	1,1 0,9	— —	−8,8 −7,2

Таблица 4

№ точки	x или $l_{кр}$, *м*	$\Sigma\omega$	Нормативные изгибающие моменты, *тм*: от вертикальной нагрузки I стадии работы $(2{,}26\Sigma\omega)$	от регулирования в I стадии работы	полные I стадии работы M^{I}	от вертикальной постоянной нагрузки II стадии работы $(1{,}5\Sigma\omega)$	от регулирования во II стадии работы	полные постоянные II стадии работы $M^{Д}$	Расчетные изгибающие моменты, *тм*: от вертикальной нагрузки I стадии работы $(2{,}49\Sigma\omega)$	от вертикальной постоянной нагрузки II стадии работы $(2{,}25\Sigma\omega)$
1	10,5	183	413	—288	125	275	347	622	456	412
3	31,5	218	493	—788	—195	327	1040	1367	543	490
5	52,5	—187	—423	—1312	—1735	—281	1734	1453	—466	—421
6	63	—558	—1257	—1575	—2832	—834	2079	1245	—1383	—1250
7	63	—170	—384	—1575	—1959	—255	2079	1824	—423	—382
9	63	271	612	0	612	407	504	911	674	610
10	63	322	728	0	728	489	504	993	801	724

Расчетные изгибающие моменты, *тм*:

при коэффициенте перегрузки $n_r=1{,}1$: от предварительного напряжения и регулирования в I стадии работы	полные стадии работы M^{I}	от предварительного напряжения и регулирования во II стадии работы	полные постоянные II стадии работы $M^{Д}$	при коэффициенте перегрузки $n_r=0{,}9$: от предварительного напряжения и регулирования в I стадии работы	полные I стадии работы M^{I}	от предварительного напряжения и регулирования во II стадии работы	полные постоянные II стадии работы $M^{Д}$	Приведенные коэффициенты перегрузки полных постоянных нагрузок II стадии работы (нагрузок Д): при коэффициенте перегрузки $n_r=1{,}1$	при коэффициенте перегрузки $n_r=0{,}9$
—317	139	382	794	—259	197	312	724	1,28	1,16
—867	—324	1144	1634	—709	—166	936	1426	1,20	1,04
—1444	—1910	1910	1489	—1180	—1646	1560	1139	1,02	0,78
—1733	—3116	2288	1038	—1417	—2800	1870	620	0,84	0,50
—1733	—2156	2288	1906	—1417	1840	1870	1488	1,04	0,82
0	674	554	1164	0	674	453	1063	1,28	1,17
0	801	554	1278	0	801	453	1177	1,29	1,19

Учет ползучести бетона под постоянными нагрузками и воздействиями

Напряжение в крайней фибре бетона в середине крайнего пролета (точка 3, сечение № 3) от расчетных постоянных нагрузок и воздействий равняется:

$$\sigma^{II}_{бф,сб} = \frac{163400000}{6\cdot 267000} = 102 \ кг/см^2 > 0{,}2\cdot 205 = 41 \ кг/см^2.$$

Следовательно, согласно п. 81 учет ползучести бетона необходим.

Ползучесть бетона учтена по п. 84-Б с использованием эффективных модулей упругости

$$E_э = \frac{2\delta_{ст,б} + (2-\varphi)\,\delta_{б,б}}{2(1+\varphi)\delta_{ст,б} + (2+\varphi)\delta_{б,б}} E_б.$$

В этой формуле:

$$\varphi = 1{,}5;$$

$$\delta_{б,б} = \frac{L}{E_б F_б} = \frac{L}{350000\cdot 6\cdot 897} = 53{,}1\cdot 10^{-10};$$

$$\delta_{ст,б} = \frac{L}{E_c F_c} + \frac{L z^2_{б,с}}{E_c I_c}.$$

Определение $\delta_{ст,б}$ и $E_э$ дано в табл. 5.

Геометрические характеристики сталежелезобетонных поперечных сечений при модуле упругости бетона $E_э$ были приведены выше (см. табл. 1).

Учет ползучести бетона в соответствии с п. 87 первоначально выполним применительно к нормативным значениям постоянных нагрузок и воздействий. В последующем в расчеты на прочность введем соответствующие коэффициенты перегрузки к силовым факторам от ползучести бетона.

Таблица 5

№ сечения	F_c, *см*^{2}	$\frac{L}{E_c F_c}$	I_c, *см*^{4}	$z_{б,с}$, *см*	$\frac{L z^2_{б,с}}{E_c I_c}$	$\delta_{ст,б}$	$E_э$
3	652	$73\cdot 10^{-10}L$	8760000	225,3	$276{,}3\cdot 10^{-10}L$	$349{,}3\cdot 10^{-10}L$	$0{,}375E_б$
6	1470	$32{,}8\cdot 10^{-10}L$	27200000	176,5	$54{,}4\cdot 10^{-10}L$	$87{,}2\cdot 10^{-10}L$	$0{,}323E_б$
10	839	$56{,}7\cdot 10^{-10}L$	12700000	232,5	$201{,}3\cdot 10^{-10}L$	$258\cdot 10^{-10}L$	$0{,}368E_б$

Определим изменения внутренних напряжений в центре тяжести бетона и внутренние изгибающие моменты в стали от ползучести бетона по формулам:

$$\sigma_{б}^{\overline{п}} = \sigma_{б(э)}^{Д} - \sigma_{б(0)}^{Д} = \frac{M^{Д}}{W_{б,сб}^{э}} - \frac{M^{Д}}{W_{б,сб}};$$

$$M_{с}^{\overline{п}} = \left|\sigma_{б}^{\overline{п}}\right| F_{б}\, z_{б,с} = 5380 \left|\sigma_{б}^{\overline{п}}\right| z_{б,с}.$$

Эпюры построены на рис. 2, а вычисления приведены в табл. 6.

Моменты инерции и изгибающие моменты в основной системе даны в табл. 7.

Таблица 6

№ сечения	$W_{б,сб}^{э}$, $см^3$	$W_{б,сб}$, $см^3$	$z_{б,с}$, $см$	№ точки	$M^{Д}$, $тм$	$\sigma_{б,э}^{Д} = \frac{M^{Д}}{W_{б,сб}^{э}}$	$\sigma_{б,0}^{Д} = \frac{M^{Д}}{W_{б,сб}}$	$\sigma_{б}^{\overline{п}}$	$M_{с}^{\overline{п}}$, $тм$
3	134000	294000	225,3	1	622	29,0	35,2	—6,2	76,2
				3	1367	63,8	77,4	—13,6	167,0
6	236000	416000	176,5	5	1453	33,1	59,6	—26,5	249,5
				6	1245	28,4	51,0	—22,6	214,5
				7	1824	41,5	74,8	—33,3	313,0
10	153000	321500	232,5	9	911	36,5	47,3	—10,8	133,7
				10	993	39,8	51,5	—11,7	145,0

Таблица 7

Обозначение участка*	$I_{с}$, $м^4$	$I_{сб}^{э}$, $м^4$	№ точки	$M_{с}^{\overline{п}}$, $тм$	M_1 (от $x_1 = M_{б}^{п} = 1$)	M_2 (от $x_2 = M_{б'}^{п} = 1$)
0—2	0,0876	0,1991	1	76,2	0,167	0
2—4	0,0876	0,1991	3	167,0	0,500	0
4—6	0,2720	0,3475	5	249,5	0,833	0
6—8	0,2720	0,3475	7	313,0	0,875	0,125
8—10	0,1270	0,2551	9	133,7	0,625	0,375
10—8′	0,1270	0,2551	9′	133,7	0,375	0,625
8′—6′	0,2720	0,3475	7′	313,0	0,125	0,875

* Каждый участок имеет длину 21 *м*.

Перемещения вычисляем по формулам:

$$E_c\Delta_{1п} = E_c\Delta_{2п} = \sum\int \frac{M_1 M_c^п\, d_x}{I_c} = 85330;$$

$$E_c\delta_{11} = E_c\delta_{22} = \sum\int \frac{M_1^2 dx}{I_{сб}^э} = 161{,}9;$$

$$E_c\delta_{12} = \sum\int \frac{M_1 M_2 dx}{I_{сб}^э} = 51{,}8.$$

По условию симметрии $X_1 = X_2$.

Составляем каноническое уравнение

$$161{,}9X_1 + 51{,}8X_1 + 85330 = 0.$$

Находим

$$X_1 = M_б^п = -\frac{85330}{161{,}9 + 51{,}8} = -399\ тм$$

и

$$M_з^п = \frac{M_б^п}{2}.$$

Среднее значение коэффициента перегрузки для влияния ползучести бетона при коэффициенте перегрузки $n_г$=1,1 составляет

$$n_{1,1}^п = \frac{1{,}28 + 1{,}20 + 1{,}02 + 1{,}04 + 1{,}28}{5} = 1{,}16,$$

а при коэффициенте перегрузки $n_г$=0,9 равняется

$$n_{0,9}^п = \frac{1{,}16 + 1{,}04 + 0{,}78 + 0{,}82 + 1{,}17}{5} = 0{,}99.$$

Внешние изгибающие моменты от ползучести бетона $M^п$ приведены в табл. 8.

Таблица 8

№ точки	Нормативные моменты $M^п$, *тм*	Расчетные моменты $M^п$ (*тм*) при	
		$n_{1,1}^п = 1{,}16$	$n_{0,9}^п = 0{,}99$
1	—66,5	—77	—66
3	—199,5	—231,5	—197,5
5	—332	—385	—329
6—10	—399	—463	—395

За исключением ранее найденных величин $\sigma_6^{\text{п}}$ (см. табл. 5) изменения внутренних напряжений от ползучести бетона в различных точках i объединенных сечений непосредственно не вычисляем, поскольку при соответствующих проверках определяются полные напряжения от постоянных нагрузок и воздействий II стадии работы (нагрузок Д) с учетом изменений внутренних напряжений от ползучести бетона $\sigma_i^{\text{Д,п}} = \frac{M_{\text{Д}}}{W_{i,\text{сб}}^{\text{э}}}$.

Проверка прочности сечений в серединах пролетов и над промежуточными опорами в основном сочетании нагрузок

Расчетные изгибающие моменты от временных нагрузок приведены в табл. 9. Площади ω участков линий влияния определены по таблицам Грио. Динамический коэффициент автомобильной нагрузки равен

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

Коэффициент перегрузки временной нагрузки $n_q=1{,}4$. Интенсивность расчетной нагрузки от толпы на одну ферму составляет

$$1{,}4\,\frac{2\cdot 1{,}5\cdot 0{,}4}{2} = 0{,}84\ т/м.$$

Таблица 9

Обозначение изгибающего момента	Элементы линии влияния: ω, $м^2$	λ, $м$	Очертание и положение вершины	Эквивалентная автомобильная нагрузка $k_{\text{НЗ0}}$	$1+\mu$	$q_{\text{авт}} = 1{,}4(1+\mu)\times 1{,}09\,k_{\text{НЗ0}}$, $т/м$	$q = q_{\text{авт}} + 0{,}84$, $т/м$	M^q, $тм$
M_3	380	63	0,5	1,8	1,149	3,16	4,00	1687
	33,2	63	Выпуклая кривая	1,7	1,149	2,98	3,82	
M_6	—622	147	Две выпуклые кривые	1,7	1,081	2,80	3,64	—2263
M_{10}	492	84	0,5	1,8	1,123	3,09	3,93	1933

Сечение № 6 работает на отрицательный изгибающий момент, а регулирование этот момент уменьшает, поэтому невыгодное значение коэффициентов перегрузки n_r равняется 0,9 как для бетона, так и для стали.

Фибровое напряжение в бетоне в предположении его упругой работы, но с учетом ползучести составляет

$$\sigma_{бф} = -\frac{M^{Д}+M^{п}}{n_{э}W_{бф,сб}}+\frac{M^{q}}{n_{1}W_{бф,сб}}=-\frac{620-395}{\frac{6}{0{,}323}\cdot 221000}-\frac{-2263}{6\cdot 373000}=$$

$$=97\ кг/см^{2}>R_{рп}=16\ кг/см^{2}\ \text{(растяжение)}.$$

Следовательно, имеем расчетный случай Д.

Проверяем нижний и верхний пояса (сечение симметрично):

$$\sigma_{н}=\sigma_{в}=\frac{M^{I}+M^{II}}{W_{п,с}}\leqslant R_{и,с};$$

$$M^{II}=M^{Д}+M^{п}+M^{q}=+620-395-2263=-2038\ тм;$$

$$\sigma_{н}=\sigma_{в}=\frac{280000000+203800000}{163300}=2950>2800\ кг/см^{2}.$$

Перенапряжение составляет 5%.

Если ввести к автомобильной нагрузке коэффициент 0,9 по п. 117 СН 200-62 и учесть, что в железобетонной плите имеется продольная арматура из 48 стержней диаметром 16 *мм* на каждую ферму, перенапряжения практически не получается.

Сечение № 3 работает на положительный изгибающий момент, а предварительное напряжение и регулирование дает отрицательный момент в I стадии работы и положительный момент во II стадии работы, поэтому невыгодные значения коэффициента перегрузки n_r равны:

для бетона, работающего только во II стадии,— 1,1;

для стали, реагирующей на изменения момента в I стадии больше, чем во II стадии,— 0,9.

Напряжения в бетоне в предположении его упругой работы, но с учетом ползучести равняются

$$\sigma_{б}=\sigma^{II}_{б,сб}+\sigma^{\bar{п}}_{б}=\frac{M^{Д}+M^{п}}{n_{э}W^{э}_{б,сб}}+\frac{M^{q}}{n_{1}W_{б,сб}}=\frac{163400000-23150000}{\frac{6}{0{,}375}\cdot 134000}+$$

$$+\frac{168700000}{6\cdot 294000}=161\ кг/см^{2};$$

$$\sigma_{бф}=\sigma^{II}_{бф,сб}+\sigma^{\bar{п}}_{бф}=\frac{M^{Д}+M^{п}}{n_{э}W^{э}_{бф,сб}}+\frac{M^{q}}{n_{1}W_{бф,сб}}=\frac{163400000-23150000}{\frac{6}{0{,}375}\cdot 125700}+$$

$$+\frac{168700000}{6\cdot 267000}=175\ кг/см^{2}.$$

Определяем расчетные сопротивления и устанавливаем расчетный случай согласно п. 118:

$$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_{б}}=\frac{175}{161}=1{,}09<1{,}1.$$

Таким образом, $R_б = R_{пр,б} = 165$ *кг/см*^{2};

$\sigma_{бф} = 175$ *кг/см*$^2 > R_б$;

$\sigma_б = 161 < R_б$ *кг/см*^{2}.

Следовательно, проверка прочности сечения № 3 должна быть сделана по случаю А, но с добавлением к напряжениям в стали приращений напряжений, учитывающих развитие пластических деформаций в бетоне согласно п. 120.

Поскольку $0{,}8R_б = 132 < \sigma_б$, то $m_2 = 1$ и для обоих стальных поясов расчетное сопротивление равняется

$$R_{н,с} = 2800 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем приращение напряжений в стальных поясах*:

$$z_{R,б} = z_{бф,б}\frac{R_б - \sigma_б}{\sigma_{бф} - \sigma_б} = 9{,}8 \cdot \frac{165 - 161}{175 - 161} = 2{,}8 \text{ см};$$

$$z_{\Delta,с} = z_{бф,с} - \frac{1}{3}(z_{бф,б} - z_{R,б}) = 235{,}1 - \frac{1}{3}(9{,}8 - 2{,}8) = 232{,}8 \text{ см};$$

$$N_\Delta = \frac{(\sigma_{бф} - R_б)(z_{бф,б} - z_{R,б})}{2} k(b + c) = \frac{(175 - 165)(9{,}8 - 2{,}8)}{2} \times$$

$$\times 0{,}59 \cdot 387 = 7960 \text{ кг};$$

$$\Delta\sigma_н = \frac{N_\Delta z_{\Delta,с}}{W_{н,с}} - \frac{N_\Delta}{F_с} = \frac{7960 \cdot 232{,}8}{76000} - \frac{7960}{652} = 12 \text{ кг/см}^2;$$

$$\Delta\sigma_в = \frac{N_\Delta z_{\Delta,с}}{W_{в,с}} + \frac{N_\Delta}{F_с} = \frac{7960 \cdot 232{,}8}{41700} + \frac{7960}{652} = 57 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем нижний пояс:

$$\sigma_н = \overset{I}{\sigma}_{н,с} + \sigma^{II}_{н,сб} + \sigma^{\bar{п}}_н + \Delta\sigma_н = \frac{M^I}{W_{н,с}} + \frac{M^Д + M^п}{W^э_{н,сб}} + \frac{M^q}{W_{н,сб}} + \Delta\sigma_н =$$

$$= \frac{-16600000}{76000} + \frac{142600000 - 19750000}{103800} + \frac{168700000}{113400} + 12 =$$

$$= 2466 < 2800 \text{ кг/см}^2.$$

Проверяем верхний пояс:

$$\sigma_н = \overset{I}{\sigma}_{в,с} + \overset{II}{\sigma}_{в,сб} + \sigma^{\bar{п}}_в + \Delta\sigma_в = \frac{M^I}{W_{в,с}} + \frac{M^Д + M^п}{W^э_{в,сб}} + \frac{M^q}{W_{в,сб}} + \Delta\sigma_в =$$

$$= \frac{-16600000}{41700} + \frac{142600000 - 19750000}{149200} + \frac{168700000}{352000} + 57 =$$

$$= 961 < 2800 \text{ кг/см}^2.$$

---

* Коэффициент $k = 0{,}59$ к величине $b + c$ вычислен и введен в связи с тем, что поверхность плиты имеет поперечный уклон 0,015.

Сечение № 10 работает на положительный изгибающий момент, а предварительное напряжение и регулирование увеличивают этот положительный момент. Поэтому невыгодное значение коэффициента перегрузки n_r в сечении № 10 равняется 1,1 как для бетона, так и для стали.

Напряжения в бетоне в предположении его упругой работы, но с учетом ползучести составляют:

$$\sigma_б = \sigma^{II}_{б,сб} + \sigma^{\bar{п}} = \frac{M_Д + M^{п}}{n_э W^{э}_{б,сб}} + \frac{M^{q}}{n_1 W_{б,сб}} = \frac{1278000000 - 46300000}{\frac{6}{0{,}368} \cdot 153000} +$$

$$+ \frac{193300000}{6 \cdot 321500} = 133 \ кг/см^2;$$

$$\sigma_{бф} = \sigma^{II}_{бф,сб} + \sigma^{\bar{п}}_{бф} = \frac{M_Д + M^{п}}{n^{э} W^{э}_{бф,сб}} + \frac{M^{q}}{n_1 W_{бф,сб}} = \frac{127800000 - 46300000}{\frac{6}{0{,}368} \cdot 144500} +$$

$$+ \frac{193300000}{6 \cdot 295500} = 144 \ кг/см^2.$$

Определяем расчетные сопротивления и устанавливаем расчетный случай согласно п. 118:

$$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б} = \frac{144}{133} = 1{,}09 < 1{,}1.$$

Таким образом, $R_б = R_{пр,б} = 165 \ кг/см^2$. В связи с тем, что $\sigma_б < \sigma_{бф} < R_б$, имеем расчетный случай А. Поскольку $0{,}8 R_б = 132 < \sigma_б = 133$, то $m_2 = 1$ и для обоих стальных поясов расчетное сопротивление $R_{н,с} = 2800 \ кг/см^2$.

Проверяем нижний пояс:

$$\sigma_н = \sigma^{I}_{н,с} + \sigma^{II}_{н,сб} + \sigma^{\bar{п}}_{н} = \frac{M^{I}}{W_{н,сб}} + \frac{M_Д + M^{п}}{W^{э}_{н,сб}} + \frac{M^{q}}{W_{п,сб}} =$$

$$= \frac{80100000}{115000} + \frac{127800000 - 46300000}{144700} + \frac{193300000}{156600} = 2495 < 2800 \ кг/см^2.$$

Проверяем верхний пояс:

$$\sigma_в = \sigma^{I}_{в,с} + \sigma^{II}_{в,сб} + \sigma^{\bar{п}}_{в} = \frac{M^{I}}{W_{в,с}} + \frac{M_Д + M^{п}}{W^{э}_{в,сб}} + \frac{M^{q}}{W_{в,сб}} =$$

$$= \frac{80100000}{58200} + \frac{127800000 - 46300000}{167300} + \frac{193300000}{369000} = 2385 < 2800 \ кг/см^2.$$

Проверка трещиностойкости железобетонной плиты над промежуточными опорами в основном сочетании нагрузок

Определяем (см. табл. 4, 8 и 9) изгибающие моменты в сечении № 6 от нормативных нагрузок и воздействий (без динамического коэффициента), воспринимаемых при включенной железобетонной плите:

$$M^{Д} = 1245 \ тм;$$

$$M^{п} = -399 \ тм;$$

$$M^{q} = -(1{,}09 \cdot 1{,}7 + 1{,}5 \cdot 0{,}4) \cdot 622 = -1523 \ тм.$$

Растягивающее напряжение от этих изгибающих моментов в центре тяжести сечения бетона с учетом его ползучести равняется:

$$\sigma_{Б} = -\left(\sigma^{II}_{Б,сБ} + \sigma^{п}_{Б}\right) = -\frac{M^{q}}{n_1 W_{Б,сБ}} \cdot \frac{M^{Д} + M^{п}}{n_э W^{э}_{Б,сБ}} = \frac{152300000}{6 \cdot 407000} -$$

$$- \frac{1245 - 399}{\frac{6}{0{,}323} \cdot 236000} = 43 \ кг/см^2 > R_{рп} = 16 \ кг/см^2.$$

Таким образом, согласно п. 131 проверка трещиностойкости железобетонной плиты необходима.

Момент сопротивления для крайнего ряда продольной арматуры железобетонной плиты без учета работы бетона на растяжение составляет

$$W_{а,с} = \frac{I_с}{z_{Бф,с} - 5} = \frac{27200000}{186{,}3 - 5} = 150000 \ см^3.$$

Суммарный изгибающий момент II стадии работы

$$M^{II} = M^{Д} + M^{п} + M^{q} = 1245 - 399 - 1523 = -677 \ тм.$$

Растягивающее напряжение в арматуре

$$\sigma_а = -\frac{M^{II}}{W_{а,с}} = \frac{67700000}{150000} = 451 \ кг/см^2.$$

Железобетонная плита, приходящаяся на одну ферму ($F_б = 5380 \ см^2$), армирована 48 стержнями периодического профиля из Ст. 5 диаметром 16 *мм*. Площадь арматуры

$$F_а = 48 \cdot 2{,}01 = 96{,}5 \ см^2.$$

Проверяем трещиностойкость согласно п. 131:
радиус армирования

$$R_r = \frac{F_Б}{n \cdot d_а} = \frac{5380}{48 \cdot 1{,}6} = 70{,}0 \ см;$$

раскрытие трещин в железобетонной плите

$$a_m = 3{,}0 \frac{\sigma_а}{E_а} \psi_2 \sqrt{R_r} = 3{,}0 \frac{451}{2100000} \, 0{,}9 \sqrt{70} = 0{,}0049 < 0{,}02 \ см.$$

Определение нормативных изгибающих моментов и напряжений от усадки бетона и колебаний температуры

Дополнительные геометрические характеристики для расчета сечений в соответствии с пп. 93 и 99 на усадку бетона и колебания температуры даны в табл. 10.

Таблица 10

№ сечения	$z^{у}_{с,сб}$, *см*	$S^{у}_{с,сб} = F_с z^{у}_{с,сб}$, $см^3$	$z^{у}_{а,сб} = z^{у}_{бф,сб} - 5$, *см*	F_v, $см^2$	$F_и$, $см^2$	$F_т = 0{,}8F_v + 0{,}3F_у$, $см^2$	$z_{сб,вн}$, *см*	$z_{сб,и}$, *см*	$S_1 = (0{,}4h - 0{,}8z_{сб,вн})F_v + 0{,}3F_и z_{сб,и}$, $см^3$	$z_{а,сб} = z_{бф,сб} - 5$, *см*
3	91,9	59900	138,2	384	232	377	78,2	243,8	42230	99,5
6	41,3	60600	140,0	512	429	538	93,1	230,1	57160	114,4
10	81,1	68000	156,2	384	371	418	95,9	227,3	45010	117,2

Для вычисления усадочных, температурных, основных и побочных перемещений в основной системе в табл. 11 приведены ординаты эпюр моментов, а в табл. 12—другие необходимые данные.

Таблица 11

№ точки	M_1 (от $X_1 = M_б = 1$)	M_2 (от $X_2 = M_б' = 1$)	№ точки	M_1 (от $X_1 = M_б = 1$)	M_2 (от $X_2 = M_б' = 1$)
0	0	—	8	0,75	0,25
4	0,667	—	8′	0,25	0,75
6	1,00	0	6′	0	1,00

Таблица 12

Обозначение участка	Длина, $м$	$S^{у}_{с,сб}$, $м^3$	$I^{у}_{сб}$, $м^4$	$S_{т}$, $м^3$	$I_{сб}$, $м^4$
0—4	42	0,0599	0,2215	0,04233	0,2782
4—6	21	0,0606	0,3792	0,05716	0,4455
6—8	21	0,0606	0,3792	0,05716	0,4455
8—8′	42	0,0680	0,2849	0,04501	0,3615
8′—6′	21	0,0606	0,3792	0,05716	0,4455

Подсчитываем в соответствии с п. 96 величины перемещений для определения моментов над промежуточными опорами, возникающих от усадки бетона:

$$\varepsilon_{у} = 0{,}0001;$$

$$E_{с}\,\Delta_{1,у} = E_{с}\,\Delta_{2,у} = E_{с}\,\varepsilon_{у}\sum\int\frac{S^{у}_{с,\,сб}}{I^{у}_{сб}}M_1dx = 32030;$$

$$E_{с}\,\delta^{у}_{1,1} = E_{с}\,\delta^{у}_{2,2} = \sum\int\frac{M_1^2dx}{I^{у}_{сб}} = 149{,}0;$$

$$E_{с}\,\delta^{у}_{1,2} = \sum\int\frac{M_1M_2dx}{I^{у}_{сб}} = 46{,}7.$$

Находим в соответствии с п. 103 величины перемещений для определения основных неизвестных (моментов над промежуточными опорами) возникающих от колебаний температуры:

$$t_{max} = 30°;\quad \alpha\,t_{max} = 0{,}0003;$$

$$E_{с}\,\Delta_{1,т} = E_{с}\,\Delta_{2,т} = E_{с}\,\alpha\,t_{max}\sum\int\frac{S_{т}}{I_{сб}}M_1dx = 61000;$$

$$E_{с}\,\delta^{т}_{1,1} = E_{с}\,\delta^{т}_{2,2} = \sum\int\frac{M_1^2dx}{I_{сб}} = 126{,}0;$$

$$E_{с}\,\delta^{т}_{1,2} = \sum\int\frac{M_1M_2dx}{I_{сб}} = 36{,}2.$$

По условию симметрии $X_1 = X_2$.

Составляем каноническое уравнение для расчета на усадку бетона:

$$149{,}0X_1 + 46{,}7X_1 + 32030 = 0;$$

$$X_1 = M^{у}_{б} = -\frac{32030}{149{,}0 + 46{,}7} = -164\ тм$$

и каноническое уравнение для расчета на колебания температуры:

$$126{,}0X_1 + 36{,}2X_1 + 61000 = 0;$$

$$X_1 = M_6^{\text{т}} = -\frac{61000}{126{,}0 + 36{,}2} = -376 \ тм.$$

Определяем в соответствии с п. 93 внутренние напряжения от усадки бетона в центре тяжести сечения бетона и в крайнем ряду арматуры в сечении № 6:

$$\sigma_{\text{б}}^{\overline{\text{у}}} = \varepsilon_{\text{у}} E_{\text{у}} \left(\frac{F_{\text{с}}}{F_{\text{сб}}^{\text{у}}} - \frac{S_{\text{с, сб}}^{\text{у}}}{I_{\text{сб}}^{\text{у}}} z_{\text{б, сб}}^{\text{у}} \right) =$$

$$= 0{,}0001 \cdot 175000 \left(\frac{1470}{1918} - \frac{60600}{37918000} \cdot 135{,}2 \right) = 9{,}65 \ кг/см^2 \text{ (растяжение);}$$

$$\sigma_{\text{а}}^{\overline{\text{у}}} = \varepsilon_{\text{у}} E_{\text{с}} \left(\frac{F_{\text{с}}}{F_{\text{сб}}^{\text{у}}} - \frac{S_{\text{с.сб}}^{\text{у}}}{I_{\text{сб}}^{\text{у}}} z_{\text{а, сб}}^{\text{у}} - 1 \right) =$$

$$= 0{,}0001 \cdot 2100000 \left(\frac{1470}{1918} - \frac{60600}{37918000} \cdot 140{,}0 - 1 \right) = -96{,}0 \ кг/см^2 \text{ (сжатие).}$$

Определяем в соответствии с п. 99 внутренние напряжения от колебаний температуры в центре тяжести сечения бетона и в крайнем ряду арматуры в сечении № 6:

$$\sigma_{\text{б}}^{\overline{\text{т}}} = \alpha t_{max} E_{\text{б}} \left(\frac{F_{\text{т}}}{F_{\text{сб}}} - \frac{S_{\text{т}}}{I_{\text{сб}}} z_{\text{б, сб}} \right) =$$

$$= 0{,}0003 \cdot 350000 \left(\frac{538}{2367} - \frac{57160}{44550000} \cdot 109{,}6 \right) = 9{,}04 \ кг/см^2 \text{ (растяжение):}$$

$$\sigma_{\text{а}}^{\overline{\text{т}}} = \alpha t_{max} E_{\text{с}} \left(\frac{F_{\text{т}}}{F_{\text{сб}}} - \frac{S_{\text{т}}}{I_{\text{сб}}} z_{\text{а, сб}} \right) =$$

$$= 0{,}0003 \cdot 2100000 \left(\frac{538}{2367} - \frac{57160}{44550000} \cdot 114{,}4 \right) = 50{,}4 \ кг/см^2 \text{ (растяжение).}$$

Суммарные внутренние напряжения от усадки бетона и колебаний температуры в центре тяжести сечения бетона и в крайнем ряду арматуры в сечении № 6 составляют:

$$\sigma_{\text{б}}^{\overline{\text{у, т}}} = 9{,}65 + 9{,}04 = 18{,}69 \ кг/см^2 \text{ (растяжение);}$$

$$\sigma_{\text{а}}^{\overline{\text{у, т}}} = -96{,}0 + 50{,}4 = -45{,}6 \ кг/см^2 \text{ (сжатие).}$$

Проверка трещиностойкости железобетонной плиты над промежуточными опорами в дополнительном сочетании нагрузок и воздействий

Определяем и выписываем ранее вычисленные моменты в сечении № 6 от нормативных нагрузок и воздействий (без динамического коэффициента) дополнительного сочетания, воспринимаемых при включенной в работу железобетонной плите:

$$M^{Д} = 1245 \ тм;$$

$$M^{п} = -399 \ тм;$$

$$M^{q} = -0{,}8\,(1{,}09 \cdot 1{,}7 + 1{,}5 \cdot 0{,}4)\,6{,}22 = -1219 \ тм;$$

$$M^{У} = -164 \ тм;$$

$$M^{Т} = -376 \ тм.$$

Суммарные изгибающие моменты в сечении № 6 равняются:

$$M^{II} = M^{Д} + M^{п} + M^{q} = 1245 - 399 - 1219 = -373 \ тм;$$

$$M^{У,Т} = M^{У} + M^{Т} = -164 - 376 = -540 \ тм.$$

Железобетонная плита, приходящаяся на одну ферму, армирована 48 стержнями периодического профиля из Ст. 5 диаметром 16 *мм*.

Площади бетона и арматуры равны

$$F_б = 5380 \ см^2 \text{ и } F_а = 96{,}5 \ см^2.$$

Напряжение в продольной арматуре в сечении № 6 с учетом передачи на нее растягивающего усилия с бетона после появления трещин согласно п. 131 равняется:

$$\sigma_а = \frac{M^{II}}{W_{а,с}} + \frac{M^{У,Т}}{W_{а,с}} + \sigma_а^{У,Т} + \frac{F_Б}{F_а}\sigma_Б^{У,Т} =$$

$$= \frac{37300000}{150000} + \frac{54000000}{150000} - 45{,}6 + \frac{5380}{96{,}5}\,18{,}69 = 1605 \ кг/см^2.$$

Радиус армирования $R_r = 70{,}0$ *см*.

Раскрытие трещин в железобетонной плите

$$a_т = 3{,}0\,\frac{\sigma_а}{E_а}\,\psi_2\sqrt{R_r} = 3{,}0\,\frac{1605}{2100000} \cdot 0{,}9\sqrt{70} = 0{,}0172 < 0{,}02 \ см.$$

ПРОВЕРКА ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ГЛАВНОЙ БАЛКИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО РАЗРЕЗНОГО ОБЪЕДИНЕННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ СО СПЛОШНЫМИ СТЕНКАМИ

Исходные данные

Длина пролета—55 *м*. Временная вертикальная нагрузка—С14.

Схема поперечного сечения в середине пролета приведена на рисунке, состав сечения—в табл. 1, а его геометрические характеристики—в табл. 2.

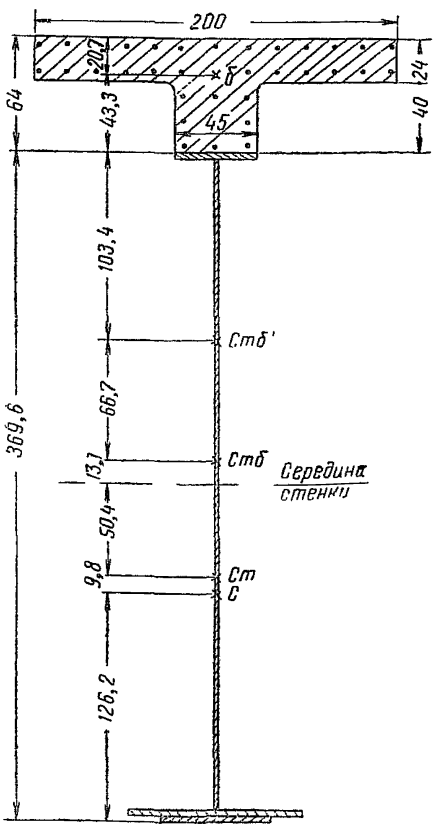


Схема поперечного сечения в середине пролета

Материал стальной части балки—сталь 15ХСНД; $R_{н,с} = 2800$ *кг/см²*;
Бетон железобетонной плиты имеет марку 300; $R_{пр,б} = 115$ *кг/см²*; $R_{н,б} = 140$ *кг/см²*; $R_{н}{}',_{б} = 105$ *кг/см²*.
Материал продольной арматуры—сталь ВСт. 3; $R_{а} = 1900$ *кг/см²*.
Отношения модулей упругости стали и бетона $n_1 = 6{,}7$; $n' = 20$.

Таблица 1

Обозначение элемента поперечного сечения	Сечение, *мм*	Площадь, *см²*
В. г. л.	450×32	144
В. л.	3600×12	432
Н. г. л.	950×32	304
Н. г. л.	600×32	192
Арматура	34 ст. ∅12	38
Бетон	2000×240+450×400	6600

Состав сечения	Назначение характеристик	Площадь, приведенная к стали, *см²*	Смещение центра тяжести сечения относительно середины стенки, *см*	Момент инерции, *см⁴*
Стальная конструкция без железобетона	Расчеты в I стадии работы	$F_{с}=1072$	вниз 60,2	$I_{с}=22090000$
Стальная конструкция с продольной арматурой	Расчеты на прочность во II стадии работы	$F_{ст}=1110$	вниз 50,4	$I_{ст}=25162000$
Вся сталь и бетон с модулем упругости $E_{б}=\frac{E_{с}}{n_1}$	То же	$F_{стб}=2095$	вверх 79,8	$I_{стб}=64230000$
Вся сталь и бетон с модулем деформаций $E_{б}'=\frac{E_{с}}{n'}$	Расчеты на выносливость во II стадии работы	$F'_{стб}=1440$	вверх 13,1	$I'_{стб}=42850000$

Интенсивности постоянных нагрузок на пролетное строение в *т/м*:

стальные конструкции	1,80
железобетонная плита	3,70
мостовое полотно	3,70
перила и смотровые приспособления	0,08

Нормативная постоянная нагрузка I стадии работы на одну балку

$$g^{I,н}= 0{,}5(1{,}80 + 3{,}70) = 2{,}75 \ т/м.$$

Расчетная постоянная нагрузка I стадии работы на одну балку

$$g^{I} = 2{,}75 \cdot 1{,}1 = 3{,}02 \ т/м.$$

Нормативная постоянная нагрузка II стадии работы на одну балку

$$g^{II,н}= 0{,}5(3{,}70 + 0{,}08)=1{,}89 \ т/м.$$

Расчетная постоянная нагрузка II стадии работы на одну балку

$$g^{II}= 0{,}5(3{,}70 \cdot 1{,}3 + 0{,}08 \cdot 1{,}1) = 2{,}44 \ т/м.$$

Таблица 2

Характеристики			
для крайней фибры нижнего пояса	для крайней фибры верхнего пояса	для центра тяжести бетона	для крайней фибры бетона
$z_{н,с}=126{,}2$ *см* $W_{н,с}=175100$ *см³*	$z_{в,с}=243{,}4$ *см* $W_{в,с}=90900$ *см³*	—	—
$z_{н,ст}=136{,}0$ *см* $W_{н,ст}=185000$ *см³*	$z_{в,ст}=233{,}6$ *см* $W_{в,ст}=107700$ *см³*	—	—
$z_{н,стб}=266{,}2$ *см* $W_{н,стб}=242000$ *см³*	$z_{в,стб}=103{,}4$ *см* $W_{в,стб}=621000$ *см³*	$z_{б,стб}=146{,}7$ *см* $W_{б,стб}=438000$ *см³*	$z_{бф,стб}=167{,}4$ *см* $W_{бф,стб}=384000$ *см³*
$z_{н,стб}=199{,}5$ *см* $W_{н,стб}=215000$ *см³*	$z'_{в,стб}=170{,}1$ *см* $W'_{в,стб}=252000$ *см³*	—	$z'_{бф,стб}=234{,}1$ *см* $W'_{бф,стб}=183100$ *см³*

Динамический коэффициент

$$1+\mu=1+\frac{18}{30+55}=1{,}212.$$

Нормативная временная вертикальная нагрузка на одну балку

$$q^{н}=0{,}5\cdot 14{,}05\cdot 1{,}212=8{,}51\ т/м.$$

Расчетная временная вертикальная нагрузка на одну балку при коэффициенте перегрузки $n=1{,}148$

$$q=8{,}51\cdot 1{,}148=9{,}77\ т/м.$$

Площадь линии влияния изгибающего момента в середине пролета

$$\Omega=\frac{55^2}{8}=378\ м^2.$$

Величины изгибающих моментов в середине пролета сведены в табл. 3.

Таблица 3

Вид расчета	M^{I}, тм	M^{gII}, тм	M^{qII}, тм	M^{II}, тм
На прочность (по расчетным нагрузкам	1141	922	3698	4620
На выносливость (по нормативным нагрузкам)	1038	715	3215	3930

Проверка прочности

Напряжения в бетоне в предположении его упругой работы

$$\sigma_{б}=\frac{462000000}{6{,}7\cdot 438000}=157\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{бф}=\frac{462000000}{6{,}7\cdot 384000}=184\ кг/см^2.$$

Согласно п. 118 определяем расчетные сопротивления и устанавливаем расчетный случай

$$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_{б}}=\frac{184}{157}=1{,}17;\quad 1{,}2>1{,}17>1{,}1,$$

следовательно, $R_б = 0{,}9R_{и,б} = 126$ *кг/см²*;

$$\frac{R_a}{n_1} = \frac{1900}{6{,}7} = 284 \text{ кг/см}^2.$$

Поскольку $R_б < \sigma_б < \frac{R_a}{n_1}$, имеется случай Б.

$$S_{б,ст} = F_б \cdot z_{б;ст} = 6600 \cdot 276{,}9 = 1828000 \text{ см}^3.$$

Проверяем напряжения в стальных поясах по формулам п. 119 (табл. 10 раздела V)

$$\sigma_н = \frac{M^I}{W_{н,с}} + \frac{M^{II}}{W_{н,ст}} - \left(\frac{S_{б,ст}}{W_{н,ст}} - \frac{F_б}{F_{ст}}\right) R_б =$$

$$= \frac{114100000}{175100} + \frac{462000000}{185000} - \left(\frac{1828000}{185000} + \frac{6600}{1110}\right) \cdot 126 =$$

$$= 2654 < 2800 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_в = \frac{M^I}{W_{в,с}} + \frac{M^{II}}{W_{в,ст}} - \left(\frac{S_{б,ст}}{W_{в,ст}} + \frac{F_б}{F_{ст}}\right) R_б =$$

$$= \frac{114100000}{90900} + \frac{462000000}{107700} - \left(\frac{1828000}{107700} + \frac{6600}{1110}\right) \cdot 126 =$$

$$= 2675 < 2800 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка выносливости

Характеристика цикла для железобетона

$$\rho = \frac{M^{gII}}{M^{II}} = \frac{715}{3930} = 0{,}18.$$

$$k_\rho = 1{,}04; \quad k_\rho \cdot R'_{и,б} = 1{,}04 \cdot 105 = 109{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Выносливость проверяем по формулам п. 126.
Для крайней фибры бетона

$$\sigma_{бф} = \frac{M^{II}}{n' W'_{бф,стб}} = \frac{393000000}{20 \cdot 183100} = 107{,}3 < 109{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

Коэффициенты условий работы

$$m_{н}' = 1 + 2\left(1 - \frac{107{,}3}{109{,}2}\right)\left(\frac{242000}{215000} - 1\right) = 1{,}004;$$

$$m_{в}' = 1 + 2\left(1 - \frac{107{,}3}{109{,}2}\right)\left(\frac{621000}{252000} - 1\right) = 1{,}05.$$

Для крайних фибр стальных поясов

$$\sigma_{н} = \frac{M^{I}}{W_{н,с}} + \frac{M^{II}}{m_{н}' W_{н,стб}'} = \frac{103800000}{175100} + \frac{393000000}{1{,}004 \cdot 215000} =$$

$$= 2413 < \gamma_{н} \cdot 2800 \ кг/см^2;$$

$$\sigma_{в} = \frac{M^{I}}{W_{в,с}} + \frac{M^{II}}{m_{в}' W_{в,стб}'} = \frac{103800000}{90900} + \frac{393000000}{1{,}05 \cdot 252000} =$$

$$= 2628 < \gamma_{в} \cdot 2800 \ кг/см^2.$$

При $\beta = 1{,}4$ и действующих в стали $\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$, $\gamma_{н} = \gamma_{в} = 1$.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

Раздел I. Общие положения 5

Раздел II. Виды и схемы пролетных строений . . . 7

Объединенные пролетные строения со сплошными стенками 7

Двухплитные пролетные строения со сплошными стенками 15

Объединенные решетчатые пролетные строения . . 18

Подпружные пролетные строения 19

Консольно-рамные пролетные строения 21

Пролетные строения с ездой понизу и балочными сквозными фермами 23

Пролетные строения с решетчатыми арками и с затяжками 26

Висячие и вантовые сталежелезобетонные мосты . 28

Раздел III. Материалы 31

Раздел IV. Определение силовых факторов в элементах пролетных строений 33

Основные положения и расчетная схема 33

Учет предварительного напряжения и регулирования 49

Учет ползучести бетона и обжатия поперечных швов 56

Силовые факторы от усадки бетона 69

Силовые факторы от колебаний температуры . . . 73

Сдвигающие и отрывающие усилия между железобетоном и сталью 81

Раздел V. Расчетные проверки пролетных строений и их элементов 86

Общие указания 86

Расчет на прочность сталежелезобетонных элементов в период эксплуатации 87

Расчеты сталежелезобетонных элементов на выносливость, длительную прочность и трещиностойкость в период эксплуатации 105

Расчеты сталежелезобетонных конструкций применительно к периодам монтажа, предварительного напряжения и временной эксплуатации 110
Проверка жесткости и расчет на горизонтальные нагрузки 116

Раздел VI. Конструирование и расчеты деталей конструкций 119
Общие указания 119
Объединение железобетона со сталью 120
Особенности стальных конструкций 133
Железобетонная проезжая часть 136
Особые элементы и узлы 148

Приложения:
1. Расчеты автодорожного разрезного объединенного пролетного строения со сплошными стенками 153
2. Расчеты автодорожного неразрезного объединенного пролетного строения со сплошными стенками 167
3. Проверка поперечного сечения главной балки железнодорожного разрезного объединенного пролетного строения со сплошными стенками . 187

Технический редактор *Н. В. Нейгуз*

Подписано к печати 2 декабря 1963 г. Объем 12,125 печ. л.+1 вклейка 11,54 авт. л. 12 уч.-изд. л. Зак. 604. Тир. 1500. Бесплатно.

Типолитография Оргтрансстроя Государственного производственного комитета по транспортному строительству, г. Вельск Арх. обл.

ОПЕЧАТКИ

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
34	9 сверху	$\sigma^{IV,\text{п}}$	$\sigma^{IV,\text{п}}$
52	7 сверху	$N_c^{II} = -N^{rII} - X^{\text{дII}} - -X^{\text{оп}};$	$N_c^{II} = -N^{rII} - X^{gII} - -X^{\text{оп}};$
88	10 сверху	$\sigma_б < \frac{R_a}{n_1}$	$\sigma_б > \frac{R_a}{n_1}$
98	17 сверху	$\Delta\sigma_в = \frac{N_c Z_{\Delta,ст}}{W_{в,ст}} + \frac{N_\Delta}{F_{ст}}$	$\Delta\sigma_в = \frac{N_\Delta Z_{\Delta,ст}}{W_{в,ст}} + \frac{N_\Delta}{F_{ст}}$
100	16 сверху	$\sigma_{Бф} < \sigma_{кр}$	$\sigma_{Бф} > \sigma_{кр}$
114	6 снизу	$\frac{I_1 I_2 h^2}{I_y}$	$I_\omega = \frac{I_1 I_2 h^2}{I_y}$
160	3 сверху	$\sigma = \Sigma \frac{S_1^2 l}{E_c F}$	$\vartheta = \Sigma \frac{S_1^2 l}{E_c F}$

Зак. 604. Тир. 1500.

В тексте документа опечатки исправлены

gost.e-ecolog.ru