



ДЕПАРТАМЕНТ ОБРАЗОВАНИЯ ГОРОДА МОСКВЫ
Центральный административный округ
Государственное бюджетное профессиональное
образовательное учреждение города Москвы «Московский
автомобильно-дорожный колледж имени А.А. Николаева»

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

КУРС ЛЕКЦИЙ

ПМ.01

Участие в разработке разделов проектной документации
инженерных сооружений

по дисциплине: МДК 01.02
Проектирование инженерных сооружений

Часть 2

Москва – 2019 г.

УДК 624(075.8)
ББК 38я73 И622

Курс лекций по МДК. 01.02 Проектирование инженерных сооружений.

Курс лекций составлен для студентов Государственного бюджетного профессионального образовательного учреждения города Москвы «Московский автомобильно-дорожный колледж имени А.А. Николаева» на основе учебника для студентов высших учебных заведений «Инженерные сооружения в транспортном строительстве»/ [П.М. Саламахин, Л.В. Маковский, В.И. Попов и др.]; под ред. П.М. Саламахина. - М. :Издательский центр «Академия», 2007. - 352 с.

В курсе лекций приведены основные сведения об инженерных сооружениях на автомобильных дорогах: мостах, трубах, тоннелях.

Рассмотрены основные системы, конструкции этих сооружений, особенности их конструирования.

Курс лекций составлен для студентов средних профессиональных учебных заведений.

Составитель: Куделко Н.М., кандидат технических наук, доцент, преподаватель 1 категории.

УДК 624(075.8)
ББК 38я73

© Саламахин П.М., Маковский Л.В., Попов В.И. и др., 2007

СОДЕРЖАНИЕ

Наименование раздела (темы)	Стр.
Предисловие	4
Раздел 6 Конструкции пролетных строений балочных железобетонных мостов	6
Раздел 7 Опорные части железобетонных мостов. Изготовление и перевозка железобетонных элементов сборных конструкций мостов	30
Раздел 8 Основы расчета пролетных строений балочных железобетонных мостов	39
Раздел 9 Железобетонные рамные, арочные и вантовые мосты	44
Раздел 10 Металлические мосты	70
Раздел 11 Конструкции пролетных строений со сплошными главными балками	84
Раздел 12 Определение усилий в элементах проезжей части и главных балках пролетных строений, требуемых размеров их поперечных сечений	100

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проектирование, строительство и эксплуатация искусственных сооружений — сложный и взаимосвязанный процесс, руководство которым должно производиться высококвалифицированными специалистами.

Соответствующую подготовку в этой области необходимо иметь и специалистам среднего звена, так как многим из них в практической работе приходится решать вопросы строительства и эксплуатации мостов, труб и тоннелей.

Проектирование инженерных сооружений для транспортного строительства в современных условиях совершенствуется путем разработки их эффективных конструктивных форм из различных материалов, совершенствования методов их расчета, использования персональных компьютеров для их расчета и конструирования и выдачи рабочих чертежей.

Строительство инженерных сооружений для транспортного строительства в современных условиях совершенствуется за счет применения комплексной механизации, организации поточного производства элементов сооружений и их ритмичного монтажа. В последние годы наряду со сборным железобетоном используется монолитный железобетон, что обеспечивает большую надежность.

Для специалиста мостовика особое значение приобретают вопросы содержания этих сооружений. Значительный рост подвижных нагрузок, возрастание интенсивности их движения, низкое качество строительства отдельных сооружений, неудовлетворительные их содержание и ремонт приводят к сокращению срока их службы. Это вызывает возрастающие объемы работ по приведению этих сооружений в удовлетворительное состояние, в выполнении которых принимают активное участие мостовики среднего звена.

Значительная часть мостов на автомобильных дорогах России была построена в 1950—1960-е годы. В настоящее время значительная их часть не удовлетворяет современным нормативам по грузоподъемности и габаритам, требует усиления или уширения. Эти работы должны выполняться с применением новых материалов и методов, обеспечивающих высокое качество работ при минимальном ограничении движения по автомобильной дороге и обеспечении его безопасности.

Государственная служба дорожного хозяйства России в 1996 г. наметила смещение финансирования в сторону ремонта и реконструкции взамен прежнего подхода с приоритетным финансированием нового строительства. Увеличение долговечности сооружений стало одним из главных направлений деятельности дорожной службы на период до 2010 г.

Важной задачей эксплуатации сооружений является обеспечение бесперебойного и безопасного движения по ним транспортных средств с установленными скоростями, обеспечение пропуска по ним различных сверхнормативных транспортных средств с учетом фактического состояния сооружений. При решении этих задач возникает необходимость в

обследовании и испытании сооружений, оценке их грузоподъемности и надежности. Сложна проблема их диагностики на основе использования современной теории надежности технических систем, современных средств измерения и анализа данных измерений с помощью персональных компьютеров.

Курс лекций соответствует программе обучения студентов автодорожных колледжей по дисциплине «Проектирование инженерных сооружений».

В соответствии с требованиями Государственного образовательного стандарта специалисты среднего звена должны иметь представление о проектировании искусственных сооружений на автомобильных дорогах, знать их конструкции, уметь их строить и эксплуатировать.

В курсе лекций отражены новые достижения в области проектирования, строительства и эксплуатации искусственных сооружений на автомобильных дорогах.

Курс лекций включает в себя разделы: «Общие сведения о мостовых сооружениях и трубах на автомобильных и городских дорогах и их проектировании», «Деревянные мосты», «Железобетонные мосты», «Металлические мосты», «Транспортные сооружения в городах и на пересечениях автомагистралей», «Опоры автодорожных мостов и водопропускные трубы на автомобильных дорогах», «Автодорожные и городские тоннели».

Курс лекций составлен на основе учебника написанного: д-р техн. наук, проф. **П. М. Саламахин**; канд. техн. наук, проф. **Л.В.Маковский**; канд. техн. наук, доц. **В.И.Попов**; д-р техн. наук, проф. **А.И.Васильев**; канд. техн. наук, доц. **Ш.Н.Валиев**; доц. **В.Н.Кухтин**.

РАЗДЕЛ VI

ЛЕКЦИИ 15-16

Конструкции пролетных строений балочных железобетонных мостов

6.1. Виды балочных мостов и области их применения

По принятой в мостах классификации балочные железобетонные пролетные строения различают по статической схеме, типу поперечного сечения пролетного строения, способу армирования и производства работ.

По *статической схеме* различают балочные железобетонные строения:

- разрезные;
- температурно-неразрезные;
- неразрезные;
- консольные.

Разрезные пролетные строения отделены одно от другого деформационными швами. Эти швы усложняют защиту опор от влаги и приводит к неровностям мостового полотна, нарушению плавности движения транспортных средств. В каждом разрезном пролетном строении на смежных опорах имеются неподвижные и подвижные опорные части.

Температурно-неразрезные пролетные строения образуются из разрезных пролетных строений путем их объединения в уровне проезжей части над промежуточными опорами. Это позволяет исключить на них деформационные швы, что улучшает эксплуатационные качества моста. В цепи температурно-неразрезных пролетных строений одна опорная часть неподвижная, остальные подвижные.

Неразрезные пролетные строения наиболее благоприятны с эксплуатационной точки зрения: они могут иметь только один деформационный шов. На каждой опоре имеют только одну опорную часть, одна из них неподвижная.

Консольные пролетные строения по характеру работы под временными нагрузками при одинаковой схеме пролетов аналогичны неразрезным пролетным строениям. Их ранее применяли для исключения неблагоприятных последствий просадок промежуточных опор. Современные конструкции опор не допускают их просадок, поэтому консольные пролетные строения перестали применять в связи со сложностью присоединения подвесной части.

По *типу поперечного сечения* различают балочные железобетонные пролетные строения:

- плитные при пролетах от 3...6 до 12... 18 м (рис. 7.1, а);
- ребристые при пролетах 18.42 м (рис. 7.1, б);

- плитно-ребристые при пролетах 27.63 м (рис. 7.1, в);
- коробчатые при пролетах более 63 м (рис. 7.1, г).

По способу армирования различают балочные железобетонные строения:

- с ненапрягаемой арматурой;
- с предварительно-напрягаемой арматурой.

По способу производства работ различают балочные железобетонные строения:

- монолитные (наиболее надежные);
- сборно-монолитные;
- сборные (менее надежные).

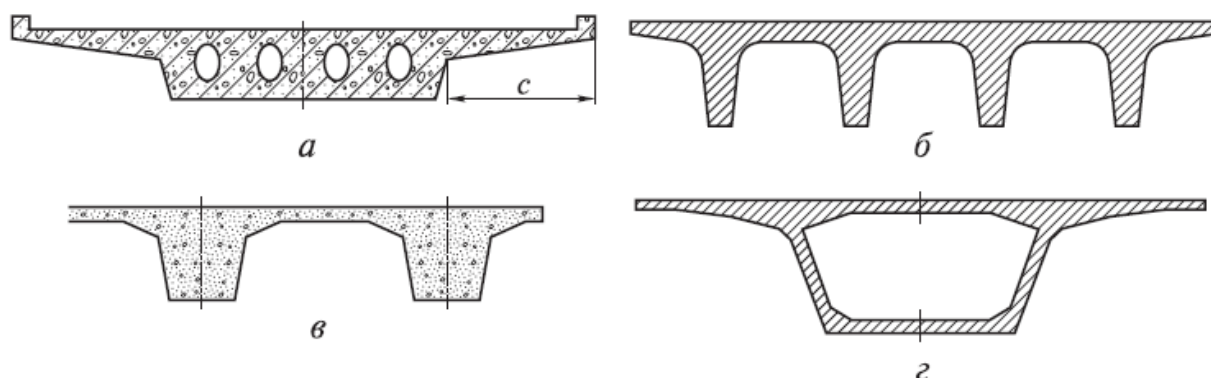


Рис. 7.1. Типы поперечных сечений балочных железобетонных пролетных строений:

a — плитное; *б* — ребристое; *в* — плитно-ребристое; *г* — коробчатое

6.2. Конструкции плитных и ребристых разрезных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой

Плитные пролетные строения с ненапрягаемой арматурой представляют собой сплошную плиту постоянной толщины (рис. 7.2). Применяются при длине пролетов в пределах 3.6 м. Отличаются четкостью статической схемы при работе на изгиб и срез, малой строительной высотой (отношение толщины плиты к пролету составляет 1/12.1/16), простотой конструкции и малой трудоемкостью, что определяется распределением арматуры по всей ширине плиты в одном ярусе, простотой арматурных, опалубочных и бетонных работ. Их поперечный уклон принимается не менее 15 ‰ и обеспечивается наклонным расположением плиты.

Одежда мостового полотна и тротуаров в монолитных плитных пролетных строениях применяется обычная: асфальтобетон толщиной 7 см, защитный слой бетона 3.4 см, гидроизоляция 1 см, выравнивающий слой бетона 3.4 см.

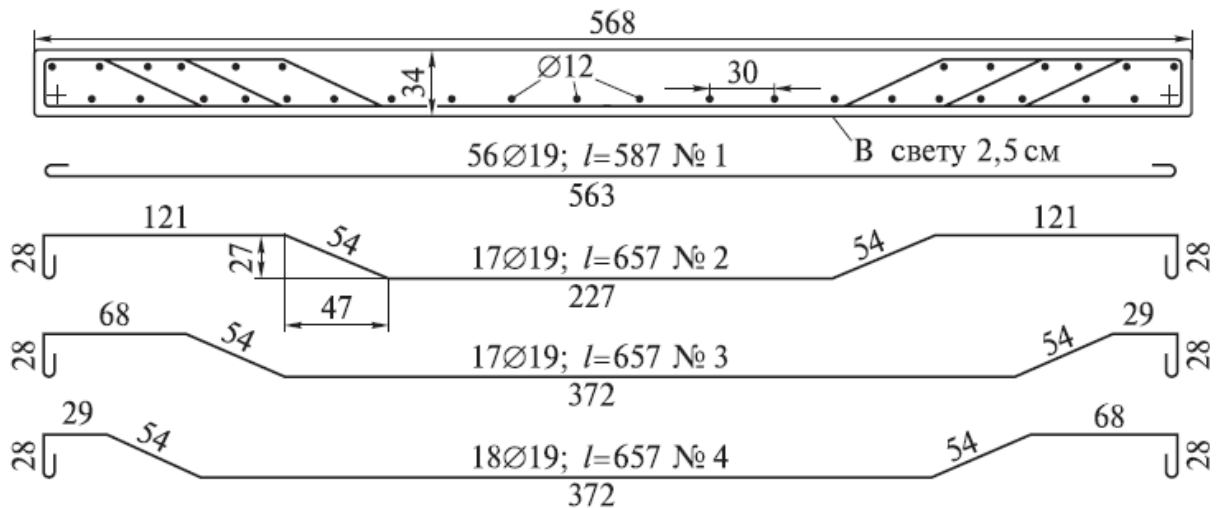


Рис. 7.2. Схема продольного армирования монолитного пролетного строения длиной 6 м

Их продольное и поперечное армирование выполняется из стержней гладкой или периодического профиля арматуры или сварных сеток с соблюдением конструктивных требований, установленных в СНиП 2.05.03-84*. Армирование пролетного строения вдоль пролета определяется с учетом огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил и имеет вид, представленный на рис. 7.2. К опорам половина рабочей арматуры, требуемой в середине пролета, отгибается кверху в три приема с углами наклона стержней 30...45°. Это позволяет обходиться без хомутов, так как отогнутые стержни надежно перекрывают наклонные и вертикальные сечения плиты в приопорных зонах, где имеет место значительная поперечная сила.

Рёбристые пролетные строения с ненапрягаемой арматурой применяются при длине пролетов 12.21 м. Они состоят из главных балок, диафрагм и плиты проезжей части (рис. 7.3).

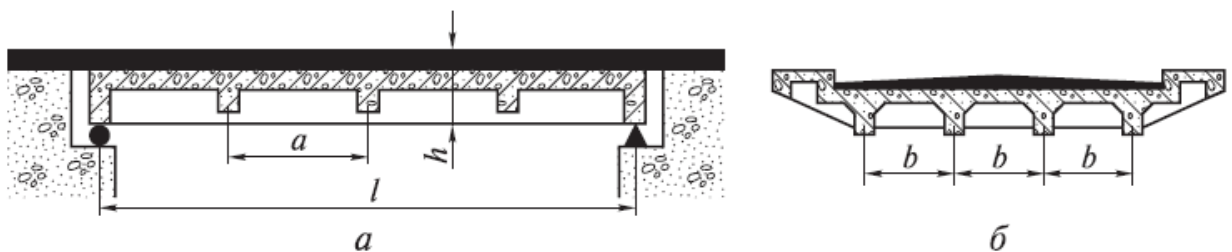


Рис. 7.3. Фасад (а) и поперечное сечение (б) рёбристого монолитного железобетонного пролетного строения

Главные балки являются основными несущими элементами пролетного строения при его работе на общее действие нагрузки. Они

обычно объединяются между собой диафрагмами, которые устанавливают в опорных сечениях, в середине и четвертях пролета, если расстояние между ними не меньше 4.6 м. Диафрагмы обеспечивают пространственную работу элементов пролетного строения. Плита проезжей части в них работает на местное действие нагрузки, участвует в распределении временной нагрузки между главными балками и работает в качестве сжатой зоны пролетного строения при его работе на общее действие нагрузки.

В поперечном сечении монолитных ребристых пролетных строений представляется возможным применять наиболее целесообразное количество главных балок в зависимости от величины пролета по условию минимальных расходов бетона. Оно обычно уменьшается с увеличением пролета. При малых пролетах оно стремится к бесконечности, что и определяет применение плитных пролетных строений при малых пролетах.

Расстояние b между главными балками при их пролетах 12...27 м составляет 1,5.2,5 м. Иногда расстояние между главными балками увеличивают до 4.6 м, в этом случае между главными балками устанавливаются второстепенные продольные балки, уменьшающие пролет плиты проезжей части.

Практическое применение нашли два вида этих пролетных строений:

- диафрагменные с Т-образными поперечными сечениями главных балок;
- бездиафрагменные с Т-образными поперечными сечениями главных балок.

Арматуру в элементах монолитных хребристых пролетных строений размещают так, чтобы она имела хорошую связь с окружающим бетоном, не мешала укладке бетона при изготовлении конструкции и была надежно защищена от воздействия влаги и воздуха.

Арматуру выполняют из стержней периодического профиля или из гладкой проволоки. Все рабочие стержни растянутой арматуры гладкой проволоки для обеспечения их анкеровки в бетоне должны иметь на концах полукруглые крюки с внутренним диаметром не менее 2,5 диаметра стержня (рис. 7.4, а).

Концы сжатых стержней из круглой проволоки, а также концы стержней периодического профиля в растянутой зоне заканчиваются прямыми крюками.

Отдельные стержни арматуры для обеспечения необходимой длины стыкуют электросваркой встык. При этом в месте стыка получается небольшое утолщение (рис. 7.4, б). Имеет перспективу объединение стержней периодического профиля в монтажных условиях путем обжатия на концах стержней металлических трубок (рис. 7.4, в).

Сварные сетки (рис. 7.4, г) изготавливаются из пересекающихся стержней контактной сваркой и в готовом виде устанавливаются в конструкцию. В местах стыкования соседние сетки укладывают внахлестку

одна на другую с перекрытием на длину не менее 30 диаметров стержней сетки и не менее 25 см.

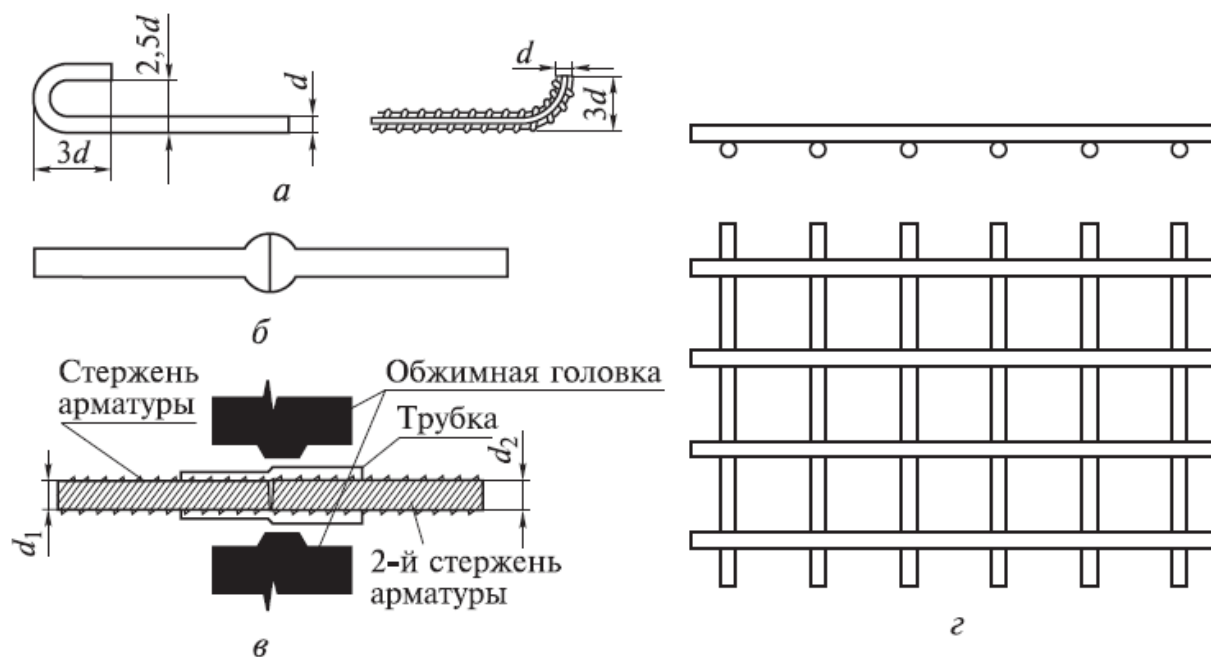


Рис. 7.4. Отдельные стержни арматуры (а), арматурные сетки (б) и способы стыковки стержней (в, г)

Плита проезжей части упруго защемлена в поддерживающих ее главных балках и поперечных диафрагмах. От временной нагрузки в середине пролета плиты проезжей части монолитных и сборных бездиафрагменных пролетных строений возникают положительные изгибающие моменты, а на опорах отрицательные. В связи с этим на опорах плиты арматуру следует располагать в ее верхней зоне, а в середине пролета — в нижней (рис. 7.5).

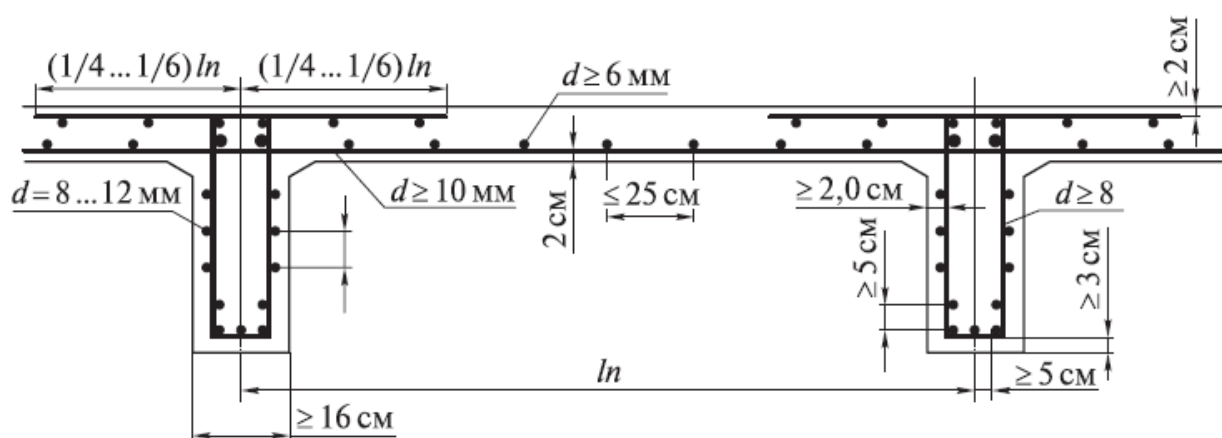


Рис. 7.5. Расположение ненапрягаемой арматуры в плите проезжей части и главных балках пролетного строения

Стержни рабочей арматуры плиты следует располагать с учетом требований СНиП 2.05.03-84* к толщине защитного слоя. Кроме того, необходимо удовлетворять требованиям СНиП 2.05.0384* к минимальным диаметрам арматуры и расстояниям между ними. На участках действия отрицательных изгибающих моментов рабочую арматуру вверху плиты устанавливают на длине $1/4 \dots 1/6$

пролета плиты, а нижнюю рабочую арматуру доводят до опоры в количестве не менее трех стержней на 1 м ширины плиты или $1/4$ (по площади сечения) нижней арматуры в середине пролета.

Стержни распределительной арматуры, располагаемой перпендикулярно к рабочей арматуре, должны иметь диаметр не менее четверти диаметра продольных стержней и устанавливаться в количестве не менее четырех на 1 м ширины плиты. Кроме того, распределительную арматуру устанавливают во всех местах перегиба рабочей арматуры.

Толщина плиты на конце консоли должна быть не менее 10 см, в средней части между ребрами — не менее 15 см. В бездиафрагменных пролетных строениях плита проезжей части работает как неразрезная балка на упругом основании. Ее армируют сварными сетками в верхней и нижней зонах.

Главные балки пролетных строений армируют (см. рис. 7.5) отдельными стержнями или сварными каркасами. Диаметр рабочей арматуры принимают не менее 12 мм, а защитный слой бетона для нее — не менее 3 см. По условиям укладки бетона расстояния между отдельными стержнями должны быть не менее 5 см в вертикальных и горизонтальных направлениях.

Диаметр хомутов в стыках балок по всей длине, кроме концевых участков балок, принимают не менее 8 мм, а на концевых участках — не менее 10 мм.

Защитный слой бетона между хомутами и боковой или нижней поверхностями балок должен быть не менее 2 см. Каждый хомут должен охватывать в одном ряду не более пяти растянутых и не более трех сжатых стержней. Расстояние между соседними хомутами вдоль балки устанавливают с шагом, не превышающим 10 см на концевых участках балки, 15 см на при опорных участках балки, простирающихся от границ концевых участков до четвертей пролета, 20 см на среднем участке балки длиной, равной $1/2$ пролета. Концевые участки балки простираются от ее торца в сторону пролета на длину, равную высоте балки.

Наибольшее распространение ненапрягаемая арматура в сборных балках получила в виде многорядных сварных каркасов (рис. 7.6, а). Они индустриальны в изготовлении и удобны в монтаже. Сварной каркас состоит из ряда стержней продольной рабочей арматуры, уложенных один на другой без промежутков и сваренных между собой продольными швами толщиной не менее 4 мм. Если в одном вертикальном ряду поставлено более трех-четырёх стержней, то над ними устанавливают прокладки того же диаметра и длиной не менее шести диаметров, а далее вновь ставят три-четыре стержня

без разрыва. Просветы, образованные прокладками, обеспечивают лучшее сцепление с окружающим бетоном. Расстояние между соседними вертикальными каркасами должно быть не менее 5 см или двух диаметров рабочей арматуры. Защитный слой бетона тот же, что и для отдельных стержней. Рабочие стержни продольной арматуры каркаса отгибают под углом 30... 60°, но не менее двух стержней от всех каркасов должны быть доведены до опор. Радиус отгиба должен быть не менее 12 диаметров отгибаемого стержня периодического профиля или 10 диаметров для гладкого стержня (рис. 7.6, б, в, г).

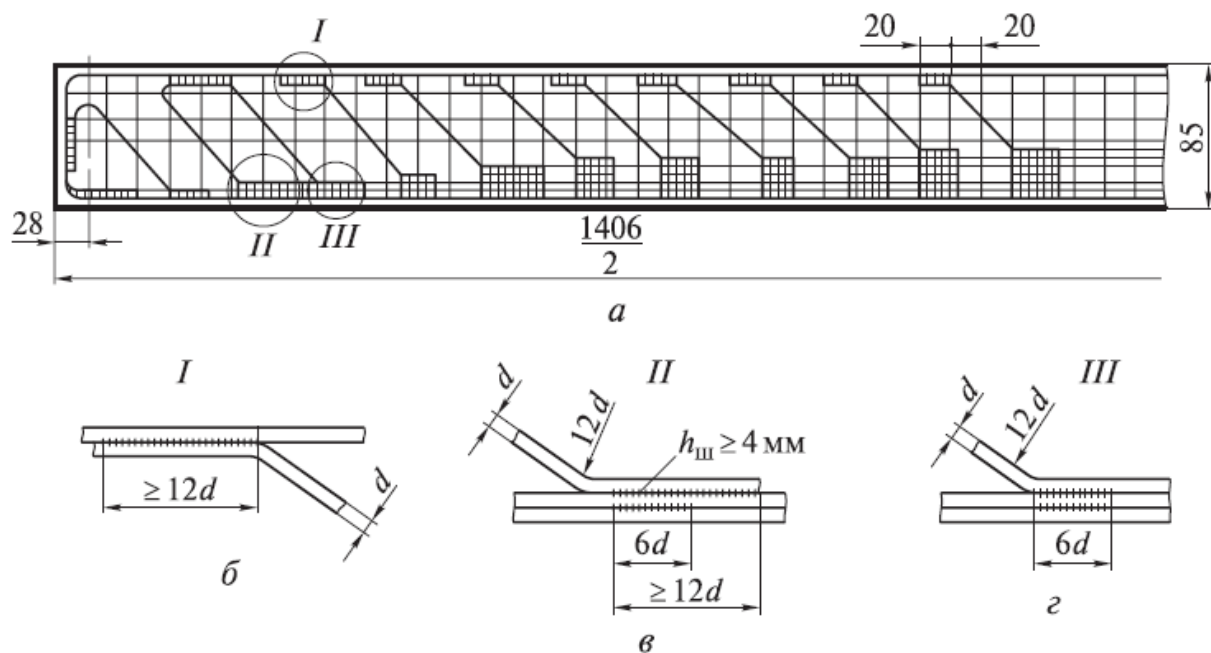


Рис. 7.6. Общий вид сварного каркаса (а) и конструкции его узлов I, II и III (б—г)

Допускается приварка дополнительных отогнутых стержней к стержням основной арматуры. В этом случае к каждому стержню рекомендуется приваривать не более двух дополнительных отгибов с диаметром, в два раза меньшим диаметра основного продольного стержня. Такие отгибы прикрепляют сварными швами длиной не менее 12 диаметров отгиба (см. рис. 7.6, б). Расположение мест отгибов определяется условием, чтобы на участке с отгибами в каждое вертикальное поперечное сечение балки должен попадать хотя бы один отгиб. Вдоль боковых стенок балки устанавливают продольную арматуру периодического профиля диаметром 8.14 мм на расстояниях по высоте 10.12 диаметров. Эта арматура предохраняет бетон от появления усадочных трещин. Арматуру ставят снаружи хомутов.

6.3. Конструкции разрезных и температурно-неразрезных пролетных строений с напрягаемой арматурой

Разрезные пролетные строения с напрягаемой арматурой выполняют сборными и сборно-монолитными с использованием плитных и ребристых исходных элементов. К ним относятся разрезные сборные пролетные строения с арматурой, напрягаемой на упоры, из пустотных плит длиной от 6 до 18 м. Они состоят из уложенных параллельно друг другу плит, объединенных в поперечном направлении бетонными шпонками для обеспечения совместной работы (рис. 7.7). Количество плит в поперечном сечении пролетного строения зависит от габарита моста.

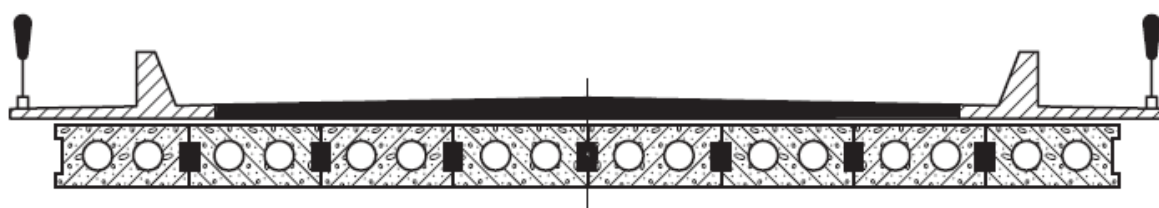


Рис. 7.7. Компонка поперечного сечения плитного пролетного строения из блоков с круглыми пустотами

При пролетах 6... 9 м плиты опираются на ригель через два слоя рубероида и цементный раствор толщиной 2,3 см, при больших пролетах — через резиновые или металлические опорные части.

Для автодорожных и городских мостов в России разработаны унифицированные пролетные строения из пустотных плит длиной 6, 9, 12, 13 и 18 м. Толщина плит принята соответственно 0,3; 0,45; 0,6; 0,75 м. Ширина плит принята 1 м. В плитах пролетом 6 и 9 м пустоты выполняют круглыми (рис. 7.8, а), а при пролетах 12.18 м — овальными (рис. 7.8, б).

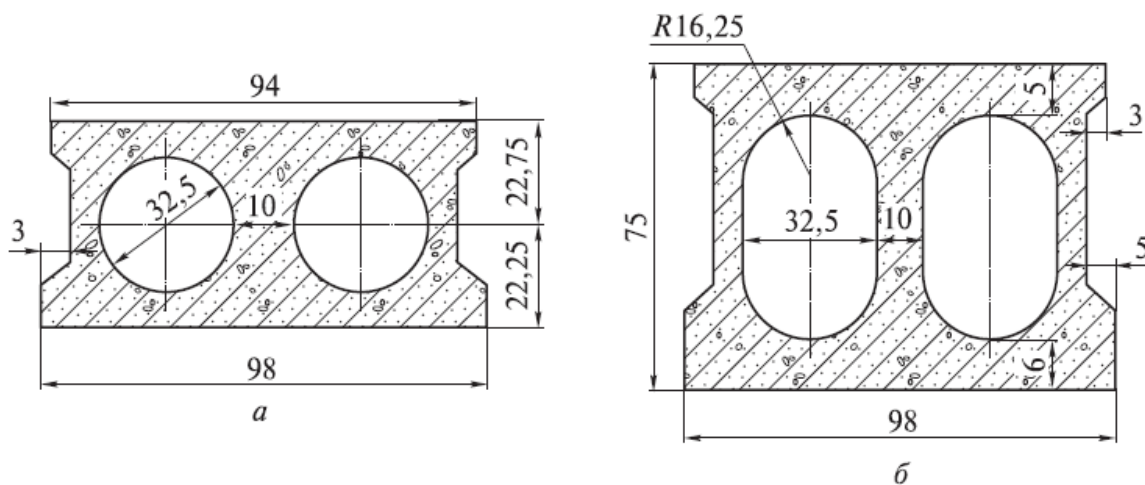


Рис. 7.8. Поперечные сечения блоков плитных пролетных строений с круглыми (а) и овальными (б) пустотами

Отверстия в плитах выполняют в виде усеченного конуса с основаниями, отличающимися диаметром на величину, обеспечивающую извлечение пуансонов из сформированной на стенде плиты без повреждения ее внутренней поверхности.

Армирование плит ненапрягаемой арматурой производится горизонтальными и вертикальными сварными сетками (рис. 7.9).

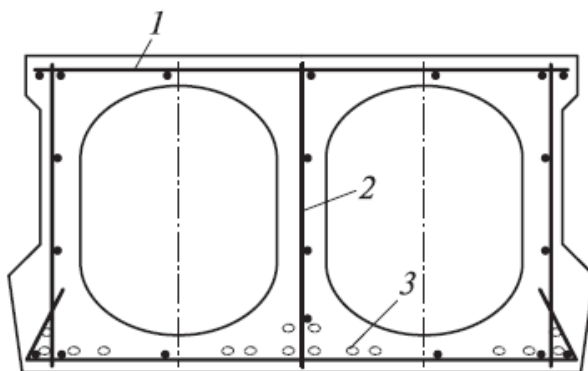


Рис. 7.9. Армирование блока ненапрягаемой и напрягаемой арматурой:
1 — горизонтальные сетки; 2 — вертикальные сетки; 3 — арматура

Горизонтальные сетки 1 плит изготавливают плоскими с шагом стержней 150 мм. Арматура в этих сетках является конструктивной, она не включается в расчет. Вертикальные сетки 2 ребер выполнены из продольных и поперечных ненапрягаемых стержней горячекатаной стали класса А-1 с диаметром стержней 8... 12 мм. В средней части пролета поперечные стержни размещаются по конструктивным соображениям с шагом 200 мм, а на концевых участках для обеспечения восприятия поперечной силы с шагом 100 мм.

Напрягаемая арматура 3 в плитах выполняется из семипроволочных прядей К-7 диаметром 15 мм или из спаренных проволок диаметром 5 мм периодического профиля. Она располагается в нижней части плиты в зонах, примыкающих к ребрам, разделяющих пустоты.

Поперечное объединение плит осуществляется при помощи бетонных шпонок (рис. 7.10). Этот узел способен воспринимать только поперечную силу между блоками, но этого достаточно для омоноличивания, так как изгибающие моменты в поперечном направлении узких пролетных строений практически не возникают.

В России для пролетов 12, 15, 18, 21, 24 и 33 м разработаны и ребристые унифицированные предварительно напряженные пролетные строения с натяжением арматуры на упоры. Они компонуются из цельноперевозимых балок таврового сечения (рис. 7.11). Изменение ширины моста достигается изменением количества балок, устанавливаемых по ширине моста на расстоянии 210...240 см. Объединение балок производится по плите проезжей части продольными швами омоноличивания. Тротуары

выполнены обычно пониженного типа с перильными и защитными ограждениями. Одежда проезжей части обычная с поперечным уклоном. У тротуаров располагаются водоотводные трубки.

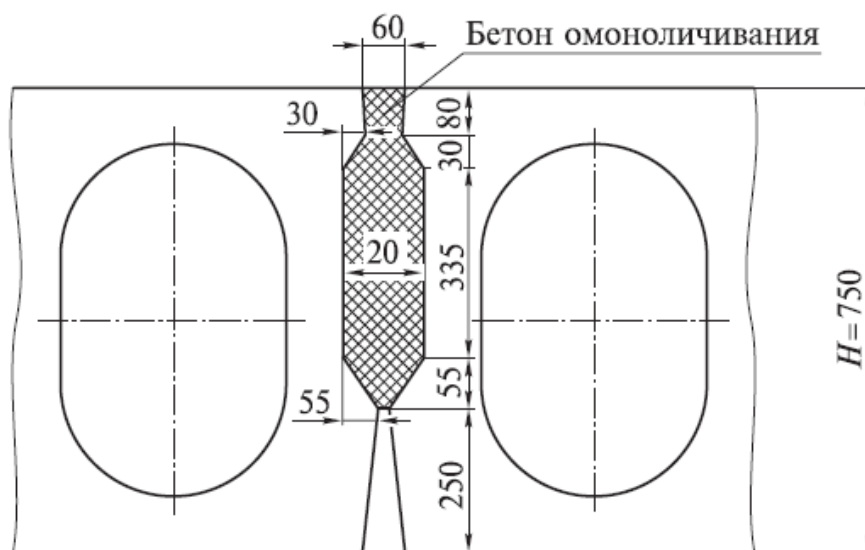


Рис. 7.10. Узел омоноличивания блоков плитного строения

Конструкция тавровых балок ребристых пролетных строений приведена на рис. 7.12. Высота тавровых балок составляет примерно $1/20$ пролета. Толщина плиты проезжей части ранее принята была 15 см, в настоящее время толщина плиты увеличивается до 18 см за счет увеличения толщины защитного слоя до 5 см по соображениям обеспечения требуемой долговечности пролетного строения. Толщина ребер в средней части пролета 16 см, в приопорных зонах увеличивается до 26 см. В нижней части ребра уширены для обеспечения размещения пучков напрягаемой арматуры.

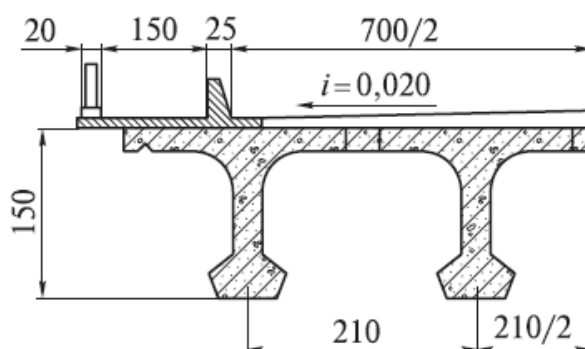


Рис. 7.11. Компонировка поперечного сечения сборных ребристых пролетных строений с напрягаемой арматурой

Крайние балки пролетных строений отличаются от промежуточных количеством пучков напрягаемой арматуры, а также наличием односторонних выпусков арматуры.

Плита этих пролетных строений армируется двумя плоскими сварными сетками, размещенными у нижней и верхней ее кромок. Стенка армируется двумя сварными сетками, размещенными у внешних поверхностей. Они имеют конструктивные продольные стержни и рабочие поперечные стержни. Продольные стержни примыкают к стенкам и играют роль противоусадочной арматуры.

Нижнее ребро балок армируется двумя сварными каркасами, охватывающими зону размещения пучков напрягаемой арматуры.

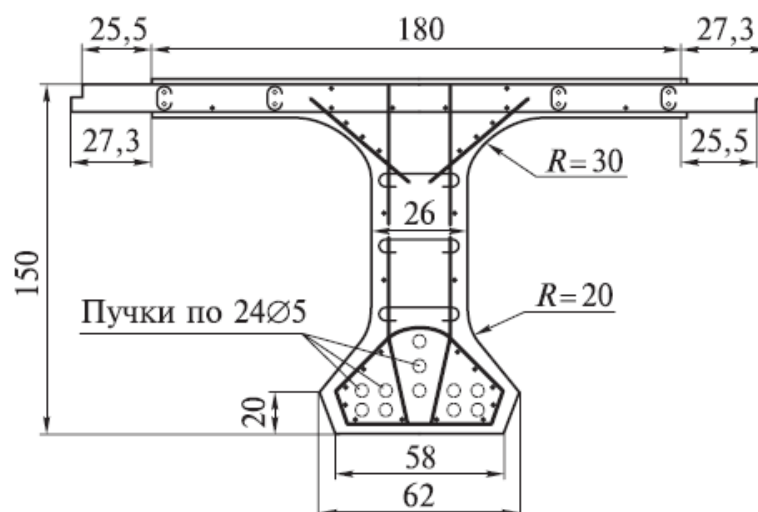


Рис. 7.12. Поперечное сечение ребристых балок в пролете и на опоре и их армирование ненапрягаемой и напрягаемой арматурой

В зоне присоединения плиты к стенкам наклонно размещены стержни противоусадочной арматуры.

Напрягаемую арматуру в этих балках выполняют из высокопрочной проволоки диаметром 3...6 мм, что позволяет экономить металл и создавать в арматуре высокие напряжения. Для удобства армирования высокопрочную проволоку диаметром 5 мм объединяют в пучки (рис. 7.13) с числом проволок от 18 до 60.

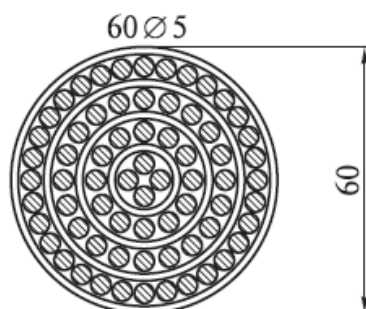


Рис. 7.13. Конструкция пучка напрягаемой арматуры

Проволоки в пучке располагаются концентрически с обмоткой каждого ряда тонкой проволокой. Пучок может быть образован из готовых семипроволочных прядей. При армировании балок используют прямолинейные и криволинейные пучки (рис. 7.14).

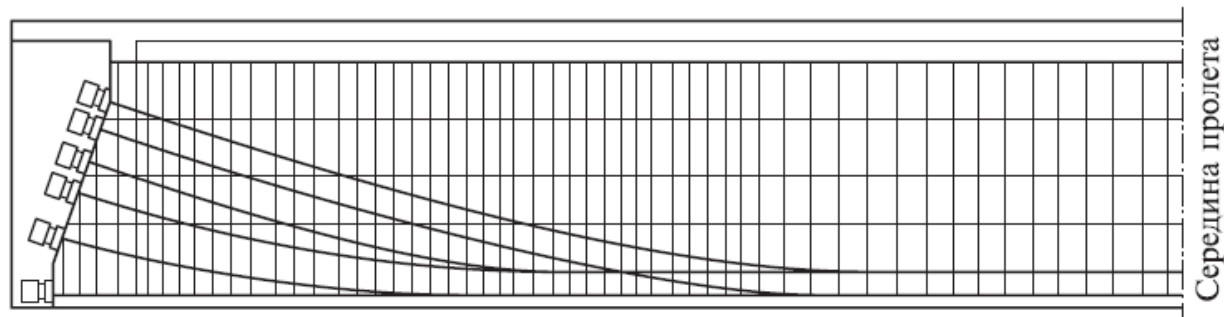


Рис. 7.14. Расположение прямолинейных и криволинейных пучков на-прягаемой арматуры по длине балки

Прямолинейные пучки по всей длине нижнего пояса балки более технологичны, чем криволинейные. Но в стадии создания предварительного натяжения в верхнем поясе балок могут возникать большие растягивающие напряжения. В этот период балка загружена только собственным весом и эксцентрично приложенной силой предварительного обжатия.

Для предотвращения трещин в этой ситуации при прямолинейном расположении пучков арматуры часть из них следует исключать из работы в приопорной зоне путем размещения в полиэтиленовых трубках или путем изоляции паклей.

Передача усилия с пучка на бетон после его твердения осуществляется с помощью специальных анкеров. На рис. 7.15 приведена конструкция каркасно-стержневого анкера МИИТа.

Он имеет стальной стержень 4, на середине длины которого закреплена диафрагма 5 с пазами, а по концам — крестообразные упоры 2.

В анкере пучок 1 напрягаемой арматуры расчленяется на четыре пряди и прихватывается по его концам у крестообразных упоров проволочными скрутками 3. В образующуюся полость между прядями пучка проникает бетон, который заклинивает пучок в бетонном массиве балки. Для усиления бетона в месте передачи усилия перед анкером устанавливают спиральную арматуру.

Натяжение пучков на упоры и передача усилия на бетон производится при 80% его прочности с соблюдением симметричности натяжения и передачи путем поочередного обрезания двух симметричных пучков.

В случае, если не представляется возможным транспортировать цельно перевозимые балки, применяют пролетные строения, образованные из составных по длине балок с натяжением арматуры на бетон. Проектом

унифицированных сборных пролетных строений в России предусмотрены составные по длине балки длиной 15, 18, 24, 33 и 42 м.

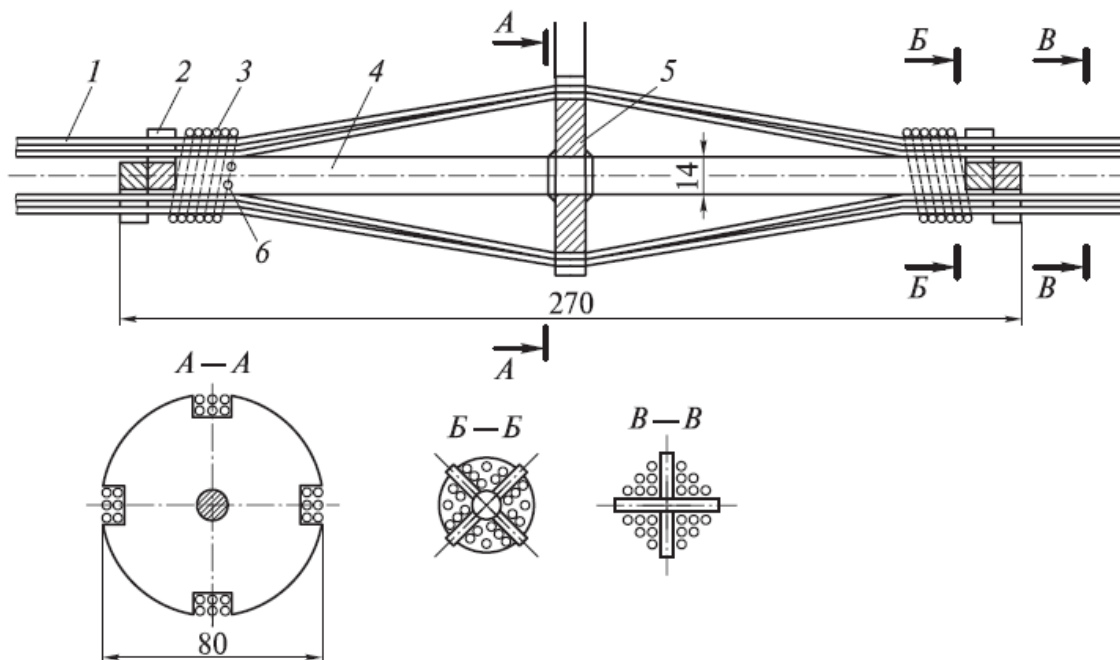


Рис. 7.15. Конструкция каркасно-стрепневого анкера:

1 — пучок; 2 — крестообразные упоры; 3 — скрутки из мягкой проволоки; 4 — стержень; 5 — диафрагма с пазами; 6 — отверстие для заводки проволоки скрутки

Пролетные строения из этих балок компонуются в поперечном направлении так же, как и из цельно-перевозимых. При этом возможно создание их как диафрагменных, так и как бездиафрагменных. Изменение ширины моста достигается изменением количества балок.

Каждая балка составляется из отдельных заранее изготовленных блоков (рис. 7.16), армированных ненапрягаемой арматурой в виде каркасов.

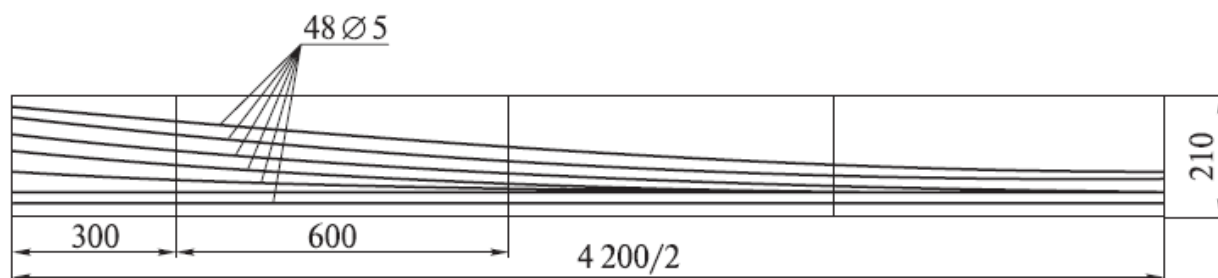


Рис. 7.16. Составные по длине балки с натяжением на бетон

Для размещения напрягаемой арматуры в блоках устраивают каналы, которые могут быть внутренними (закрытыми) или наружными (открытыми). Все промежуточные (внутренние) блоки принимаются длиной 6 м по соображениям транспортировки и такелажа, а концевые блоки принимаются

длиной 4,5 или 3 м, что определяется необходимостью обеспечения проектной длины пролетного строения.

Балки пролетного строения получают путем укрупнительной сборки из блоков на площадке у строящегося объекта. Блоки устанавливают на площадке в проектной последовательности и монолитизируют по швам цементным раствором или клеем. После этого в каналы протягивают напрягаемую арматуру и создают в ней усилие натяжения, которое сразу передается на бетон. На торцах концевых блоков предусмотрены стальные листы толщиной 20 мм, которые служат упором для анкеров при натяжении арматуры.

Ненапрягаемая арматура в этих блоках такая же, как в соответствующих цельно-перевозимых балках. Однако она не стыкуется в поперечных швах монолитизации балок, что снижает надежность работы поперечных балок на поперечную силу в поперечных швах монолитизации.

Напрягаемая арматура сборных по длине балок выполняется из пучков проволок диаметром 5 мм. Часть пучков проходит прямолинейно в закрытых каналах по всей длине балки, другая часть отгибается вверх по прямолинейным каналам.

Закрепление пучков на торцах балок обеспечивается конусными анкерами (рис. 7.17), состоящими из корпуса обоймы 2 и конусной пробки 1.

Натяжение арматуры производится в два-три приема, первое натяжение осуществляют до отверждения клея, что обеспечивает хорошее заполнение поперечных швов при минимальной их толщине.

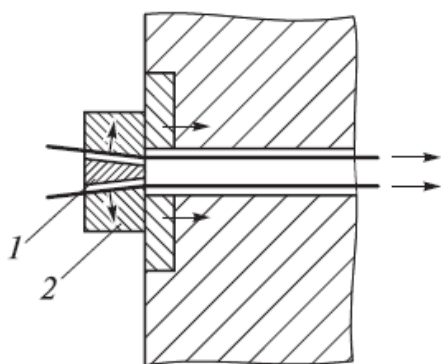


Рис. 7.17. Конструкция и схема работы конусного анкера:

1 — конусная пробка; 2 — корпус обоймы

Конструкция узлов объединения балок ребристых бездиафрагменных и диафрагменных пролетных строений с напрягаемой арматурой аналогичны соответствующим конструкциям узлов объединения балок ребристых бездиафрагменных и диафрагменных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой.

Разрезные пролетные строения на всех опорах имеют деформационные швы, которые при эксплуатации моста создают ряд проблем:

- нарушается их герметичность, вследствие чего вода проникает на торцы пролетного строения и опоры и создает условия для последующей деструкции бетона и коррозии арматуры;
- нарушается ровность проезжей части, вследствие чего усиливается

динамическое воздействие временной нагрузки и нарушается комфортность и безопасность движения.

Эти проблемы устраняются при применении температурно-неразрезных пролетных строений (рис. 7.18). Температурно-неразрезными пролетными строениями называют пролетные строения, образованные путем объединения разрезных балочных пролетных строений в уровне проезжей части таким образом, чтобы при горизонтальных и температурных воздействиях они работали как неразрезные, а при вертикальных воздействиях — как разрезные.

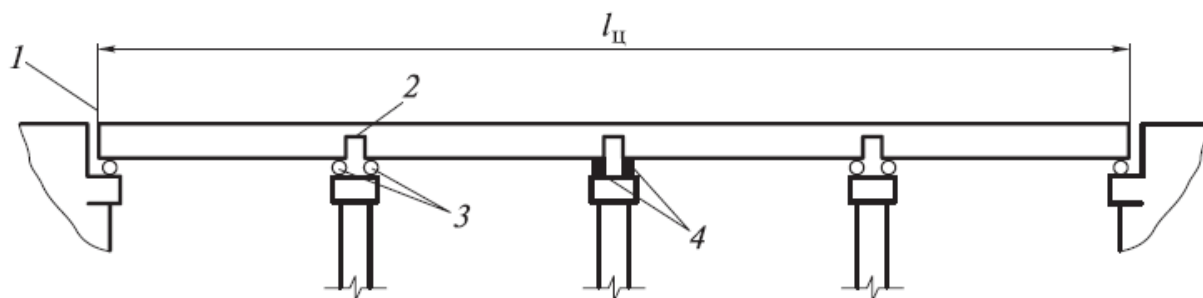


Рис. 7.18. Цепь температурно-неразрезных пролетных строений:

1 — деформационный шов; 2 — соединительная плита; 3 — подвижные опорные части; 4 — неподвижная опорная часть

Конструкция объединения пролетных строений должна обеспечивать восприятие горизонтальных усилий и не препятствовать повороту их торцов.

Группа разрезных пролетных строений объединенных таким образом создают температурно-неразрезную цепь. Необходимо стремиться к созданию возможно большей длины такой цепи. Характер деформирования этой цепи при воздействии температуры зависит от способа расстановки подвижных и неподвижных опорных частей. Смещение пролетного строения происходит от неподвижной опорной части в обе стороны.

В зависимости от типа конструктивного решения разрезные пролетные строения объединяются в температурно-неразрезные различными способами:

- ребристые пролетные строения - по плите проезжей части в пределах всей ширины пролетного строения (рис. 7.19, а);
- плитные пролетные строения - стыковыми накладками (рис. 7.19, б).

Для обеспечения объединения сборных ребристых пролетных строений по плите проезжей части исходные элементы изготавливают с недобетонированной на концах плитой с выпусками горизонтальной арматуры (см. рис. 7.19, а). Длину соединительной плиты принимают не меньше расстояния между опорными сечениями смежных пролетных строений. В пределах этой части плиты укладывается упругая прокладка между плитой и ребром балки и не допускаются вертикальные выпуски

арматуры из ребра. Упругая прокладка обеспечивает возможность распределения полной линейной деформации, возникающей в плите при повороте пролетного строения.

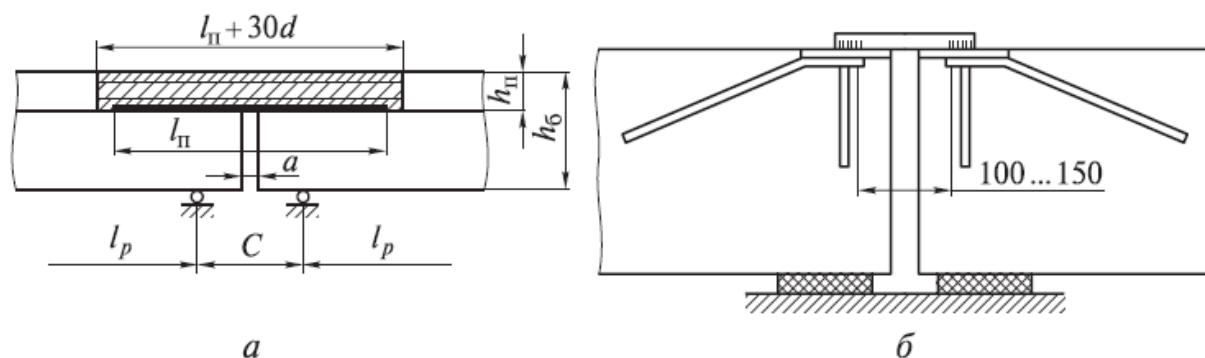


Рис. 7.19. Способы объединения ребристых (а) и плитных (б) пролетных строений в температурно-неразрезные

Объединение плитных пролетных строений в температурно-неразрезные осуществляется с помощью стыковых металлических накладок или стержней (см. рис. 7.19, б).

6.4. Конструкции неразрезных и консольных пролетных строений

Преимущества неразрезных и консольных пролетных строений по сравнению с разрезными определяются тем, что на их промежуточных опорах возникают отрицательные моменты, в значительной мере уменьшающие положительные моменты в серединах пролетов и обеспечивающие уменьшение расхода материала. В них применяется также минимальное количество деформационных швов, что повышает их эксплуатационные качества. Кроме того, их промежуточные опоры от вертикальных нагрузок работают на центральное сжатие вследствие того, что над ними находится только одна опорная часть.

Неразрезные пролетные строения широко применяются в области малых, средних и больших пролетов, при этом количество пролетов ограничивается лишь полной длиной неразрезной плиты из условий обеспечения температурных деформаций. Длительное время широкое применение неразрезных мостов сдерживалось опасностью неравномерных осадок опор, вызывающих в неразрезных пролетных строениях дополнительные и опасные усилия. После освоения строителями технологии создания надежных фундаментов, исключаящих существенные осадки опор, была открыта возможность для широкого применения неразрезных мостов.

Консольные железобетонные пролетные строения мостов в настоящее время находят применение в области средних и больших пролетов только

при особо сложных грунтовых условиях, затрудняющих предотвращение неравномерных осадок опор.

Неразрезные и консольные мосты могут быть монолитными и сборными. Многолетний опыт их эксплуатации свидетельствует о большей надежности монолитных мостов, что определяется возможностью стыковки конструктивной арматуры в поперечных швах бетонирования.

Различают следующие группы сборных и монолитных неразрезных пролетных строений:

- пролетные строения, собираемые из стандартных цельноперевозимых балок или плит длиной от 15 до 33 м с устройством монолитных стыков на промежуточных опорах. Этот стык сложен, так как находится в зоне максимального изгибающего момента (рис. 7.20, а);

- пролетные строения, собираемые из тех же стандартных цельноперевозимых балок или плит и специальных надопорных вставок длиной 6...12 м с устройством монолитных стыков в зоне минимальных изгибающих моментов (рис. 7.20, б). Таким способом достигаются неразрезные пролеты в пределах от 24 до 50 м. Однако для реализации этого способа требуется устройство подмостей, что возможно только при строительстве путепроводов или пролетных строений моста в пойменной части реки;

- пролетные строения постоянной высоты, собираемые из плитно-ребристых или коробчатых блоков или возводимые из монолитного бетона с устройством многих поперечных швов, обжатых предварительно напрягаемой арматурой (рис. 7.20, в). Применяются при пролетах от 33 до 84 м. Возводятся при небольшом количестве пролетов конвеерно-тыловой сборкой или бетонированием с последующей продольной надвижкой, а при большом количестве пролетов — методом попролетной сборки или бетонирования на перемещаемых подмостях. Большое количество поперечных швов снижает надежность сборных пролетных строений этого типа. Лучше применять монолитные пролетные строения, так как в этом случае в швах бетонирования представляется возможным объединять конструктивную арматуру;

- пролетные строения с полигональным очертанием нижнего пояса (рис. 7.20, г), собираемые из коробчатых бетонных блоков уравновешенной навесной сборкой или возводимые навесным бетонированием с устройством большого количества поперечных швов в пролете, обжатых предварительно напрягаемой арматурой.

Сборные пролетные строения этого типа применялись в России при пролетах от 84 до 126 м. Высота балок над опорами в два-три раза больше, чем в средней части пролета, что соответствует соотношению изгибающих моментов в этих сечениях. Лучше применять монолитные пролетные строения. Они более надежны по несущей способности швов, так в них представляется возможным объединять конструктивную арматуру.

Многопролетная неразрезная система превращается в консольную, если в отдельных поперечных сечениях ввести шарнирные соединения.

Введение двух шарниров в пролете приводит к тому, что в сечениях консолей возникают только отрицательные моменты, а в подвесных балках - только положительные. Это дает возможность применять в качестве подвесных балок унифицированные балочные элементы.

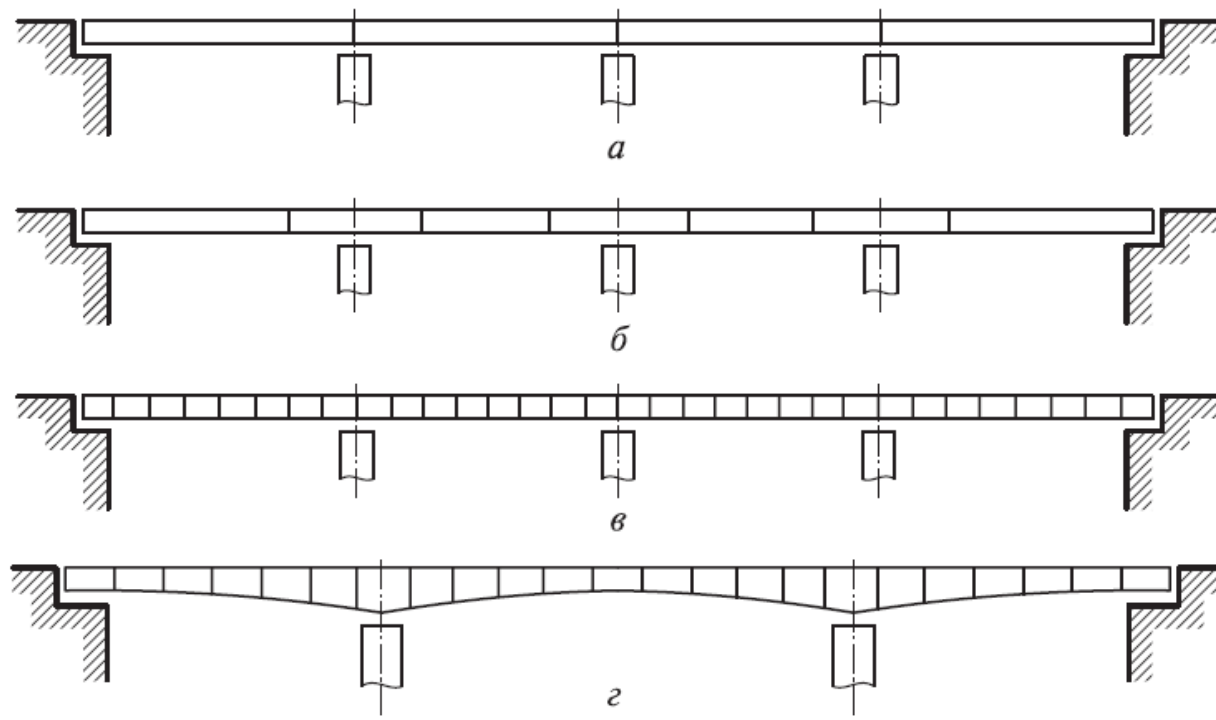


Рис. 7.20. Виды (а — г) сборных и монолитных неразрезных пролетных строений

В консольных пролетных строениях в местах шарниров возникают переломы профиля проезда, что снижает комфортность движения. В местах установки шарниров необходимы деформационные швы, что относится к недостаткам консольных пролетных строений. Их достоинство — возможность применения в условиях проявления неравномерных осадок опор.

Форма поперечного сечения неразрезных пролетных строений. В неразрезных пролетных строениях первых двух групп (см. рис. 7.20, а, б), создаваемых с использованием унифицированных элементов разрезных пролетных строений, применяются те же поперечные сечения, что и в разрезных. В пролетных строениях следующих групп (см. рис. 7.20, в, г) сохраняется в основном та же зависимость формы поперечного сечения от величины пролета, что и для разрезных пролетных строений. Имеется лишь одна особенность, связанная с тем, что в неразрезных пролетах на промежуточных опорах возникают значительные отрицательные моменты, которые в зависимости от способа производства работ по абсолютной величине могут быть намного больше положительных изгибающих моментов, возникающих в середине пролета.

В ребристых неразрезных пролетных строениях плита проезжей части в зоне положительных моментов успешно выполняет функции сжатой зоны при общем действии нагрузки. В зоне отрицательных моментов неразрезных пролетных строений возникает сжатая зона в нижней части ребер. Это вызывает необходимость развивать ширину ребер.

Развитие нижнего пояса приводит к сечению коробчатой формы, получившему широкое распространение в пролетных строениях средних и больших пролетов. Нижняя плита коробчатого сечения служит сжатой зоной на участках балках где действуют отрицательные изгибающие моменты, и позволяет удобно разместить предварительно напряженную арматуру в один-два ряда на участках с положительными моментами.

Внешние размеры коробки в пролетных строениях с постоянной высотой по длине пролета (см. рис. 7.20, в) остаются неизменными, в приопорной зоне изменяются лишь размеры внутренней полости. В пролетных строениях с переменной высотой (см. рис. 7.20, г) по длине пролета изменяется и высота поперечного сечения коробки. Это позволяет на промежуточной опоре применять плиту меньшей толщины.

Поперечное сечение плитно-ребристых сборных и монолитных пролетных строений (рис. 7.21) имеет два мощных поперечных ребра, объединенных плитой проезжей части с полной шириной от 10 до 20 м. При пролетах 24, 33 и 42 м поперечные сечения имеют постоянную по длине пролета высоту ребер, равную примерно $1/20$ пролета. При пролете 63 м в приопорной зоне промежуточных опор высота ребер изменяется по линейному закону от 320 см на опоре до 210 см на удалении 15 м от опоры.

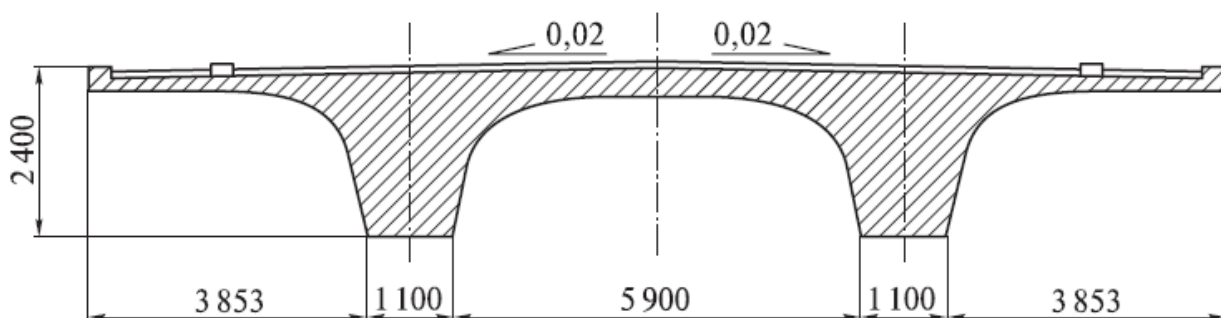


Рис. 7.21. Форма поперечного сечения плитно-ребристого пролетного строения

При средних и больших пролетах как в сборных, так и в монолитных пролетных строениях применяются коробчатые поперечные сечения. Для пролетных строений с проезжей частью шириной до 19...20 м применяется однокоробчатое поперечное сечение с развитыми консолями (рис. 7.22).

Стенки такого сечения выполняют наклонными, что позволяет уменьшить ширину и объем опор. При большей ширине моста поперечное сечение компонуют из двух или нескольких коробок или применяют уширенные коробки с промежуточными стенками. Нижняя плита коробчатого

сечения служит сжатой зоной на участках с отрицательными моментами и позволяет разместить несколько рядов напрягаемой арматуры на участке с положительными моментами. Коробчатое сечение хорошо работает при действии эксцентричной нагрузки в связи с тем, что его жесткость при работе на кручение в десятки раз больше по сравнению с жесткостью незамкнутых сечений с теми же размерами.

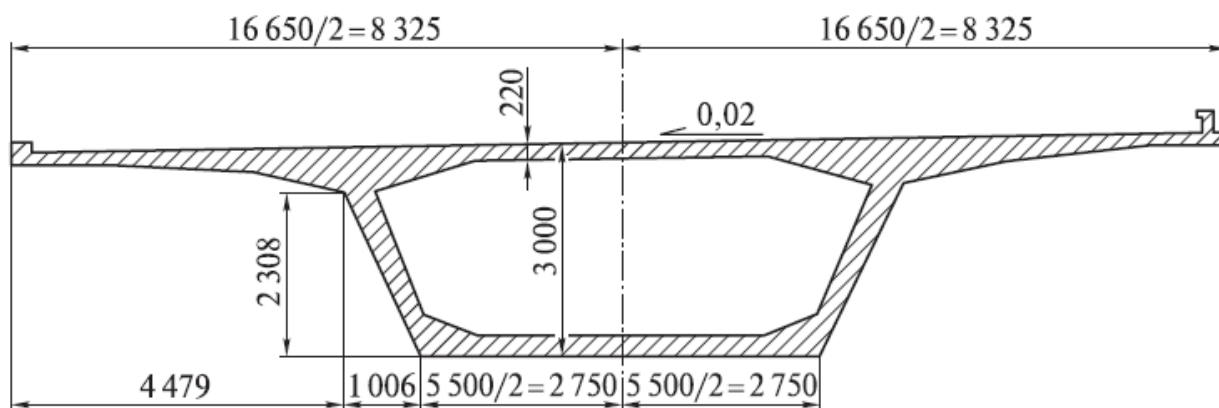


Рис. 7.22. Поперечное сечение коробчатого пролетного строения

В неразрезных и консольных пролетных строениях у промежуточных опор возникают значительные отрицательные моменты и поперечные силы. Несущую способность приопорных сечений при постоянной высоте повышают увеличением толщины ребер и толщины нижней плиты.

При больших пролетах используют несколько способов увеличения несущей способности опорных сечений: увеличивают высоту за счет придания полигонального или криволинейного очертания нижнего пояса, а также толщину нижней плиты и стенок.

Высота сечения балок у опор с пролетами более 60 м обычно составляет $1/15 \dots 1/25$ пролета.

Высота сечения в середине пролета для неразрезных балок составляет $1/25 \dots 1/40$ пролета, в консольных пролетных строения она равна высоте подвесных балок.

Стенки коробчатых сечений устанавливают на расстоянии 10...15 м. Сопряжение стенок с плитами желательно производить с помощью кривых. Верхней плите придают уклоны в поперечном направлении, необходимые для отвода воды.

Толщину плиты проезжей части определяют из условия ее работы на изгиб в поперечном направлении от местного действия транспортных средств. Получаемая при этом толщина должна быть достаточной для работы плиты в составе всего пролетного строения на общее действие всех нагрузок. Толщину стенок определяют из условий их работы на поперечные силы. На участках с небольшими поперечными силами толщину стенок назначают по технологическим соображениям.

Толщину нижней плиты на участках с положительными моментами определяют условиями размещения напрягаемой арматуры, а на участках с отрицательными моментами - работой ее на сжатие в составе всего сечения.

Поперечное членение сборных коробчатых пролетных строений производят из условия грузоподъемности монтажных кранов 40...60 т.

Поперечные швы выполняют зубчатыми для обеспечения восприятия поперечной силы, омоноличивают клеями и обжимают напрягаемой арматурой.

Консольные пролетные строения при небольших пролетах составляют из балок таврового сечения, соединяемых продольными швами. Консольные и подвесные элементы монтируют целиком и соединяют шарнирами.

При пролетах более 63 м двутавровая форма сечения оказывается неэкономичной. Участки с отрицательными моментами в этом случае выполняют коробчатыми, для подвесных участков применяют двутавровую форму балок.

Армирование неразрезных пролетных строений. Неразрезные пролетные строения армируют с применением напрягаемой арматуры. На участках с положительными моментами рабочая арматура располагается в нижней зоне балки, на участках с отрицательными моментами — в верхней зоне. В зоне небольших моментов осуществляется перевод арматуры из нижней зоны в верхнюю в соответствии с огибающей эпюрой моментов. Отгибы и хомуты используют для восприятия поперечной силы.

Предварительно напряженную арматуру располагают так, чтобы создать в бетоне предварительное обжатие в тех зонах, в которых при действии внешней нагрузки возникает растяжение.

При сооружении пролетного строения методами продольной надвигки, поперечное бетонирование и сборку напрягаемой арматуры размещают по плавным кривым:

в серединах пролетов ее размещают в нижней зоне, а над промежуточными опорами — в верхней зоне (рис. 7.23, а, б).

В шве бетонирования 2 или монолитном стыке сборных секций ее стыкуют специальными устройствами (рис. 7.23, б, в).

Возможно также размещение их внахлестку, что исключает необходимость их стыковки.

При навесном бетонировании арматурные пучки или стержни располагают в верхней зоне (рис. 7.23, г). Во время бетонирования и в начале эксплуатационного периода, пока не проявились существенно деформации ползучести, балка от собственного веса работает как консоль. Положительные моменты в ней появляются от действия временных нагрузок, а после проявления деформаций ползучести - и от собственного веса балок. Для их восприятия в серединах пролетов устанавливают в нижней зоне арматурные пучки (см. рис. 7.23, г).

Напрягаемую арматуру рекомендуется размещать в закрытых каналах. По закрытым каналам представляется возможным переводить ее в плане в

верхней плите и переводить затем в ребра конструкции для улучшения их работы на поперечные силы. Применение криволинейной в плане и профиле арматуры, размещенной в закрытых каналах, позволяет создать более надежную конструкцию. Каналы после натяжения пучков необходимо инъецировать цементным раствором.

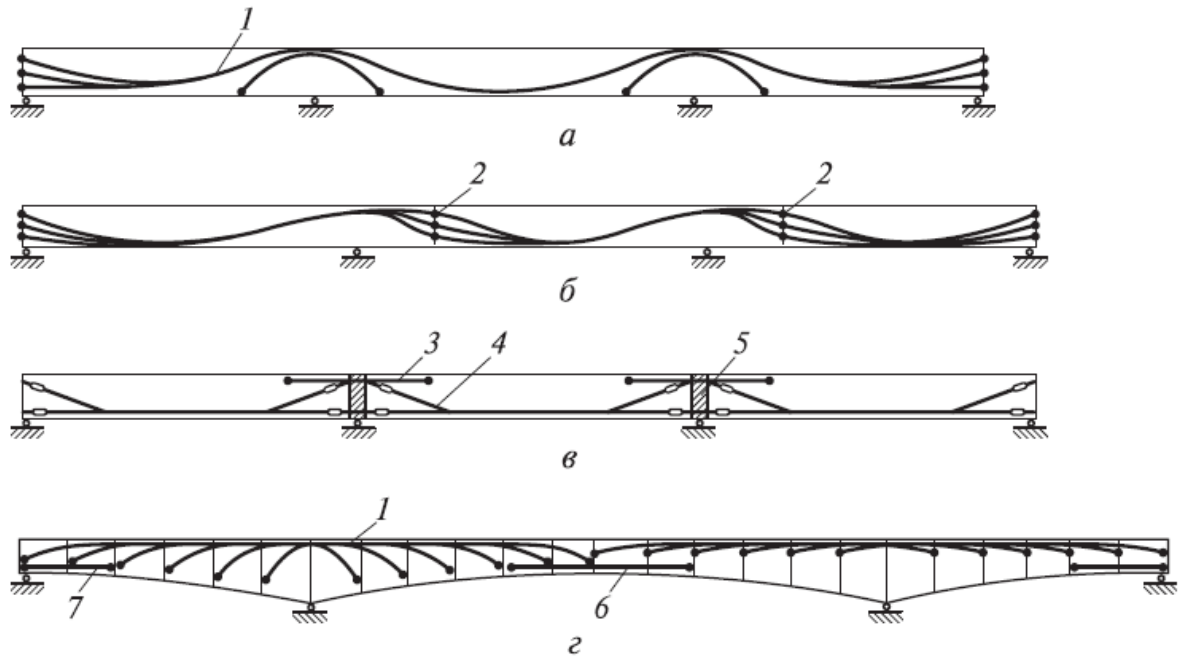


Рис. 7.23. Варианты схем (а—г) армирования напрягаемой арматурой:
 1 — пучки напрягаемой арматуры; 2 — шов бетонирования; 3 — пучки арматуры, напрягаемые для объединения сборных балок в неразрезное пролетное строение; 4 — арматура, напрягаемая до бетонирования; 5 — монолитный стык сборных балок; 6, 7 — нижняя напрягаемая арматура для восприятия положительных изгибающих моментов

Неразрезные пролетные строения армируются и конструктивной ненапрягаемой арматурой. На рис. 7.24 приведено армирование ненапрягаемой арматурой плитно-ребристых, а на рис. 7.25 — коробчатых пролетных строений.

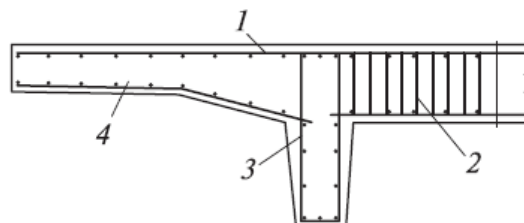


Рис. 7.24. Схема армирования плитно-ребристого поперечного сечения ненапрягаемой арматурой:

1 — верхняя сетка плиты проезжей части; 2 — продольная арматура и хомуты поперечного ребра; 3 — арматурный каркас продольной балки; 4 — нижняя сетка консолей проезжей части

Армирование плитно-ребристого пролетного строения ненапрягаемой арматурой состоит из верхней сетки плиты А-1, арматурного каркаса А-2 стенки ребра, включающего хомуты ребра, нижнюю арматуру плиты в консольной ее части, нижнюю и верхнюю арматуру и хомуты плиты посередине ребер. Арматуры плиты служат для восприятия местного действия временной нагрузки, а хомуты ребер воспринимают общее ее действие.

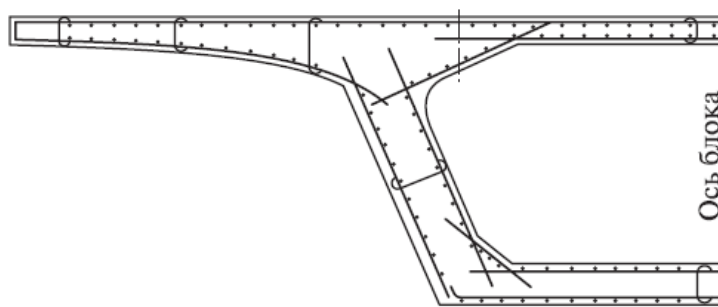


Рис. 7.25. Армирование коробчатого поперечного сечения ненапрягаемой арматурой

Армирование коробчатого поперечного сечения состоит из верхней и нижней сеток верхней плиты, двух сеток стенки и двух сеток нижней плиты. Кроме того, в узлах примыкания стенки к поясам установлены сетки противоусадочной арматуры. Рабочей арматурой является арматура стенки, а также нижняя арматуры верхней плиты между ребрами в зоне положительных моментов и верхняя арматуры в консоли плиты в зоне отрицательных моментов. Остальная арматура является конструктивной.

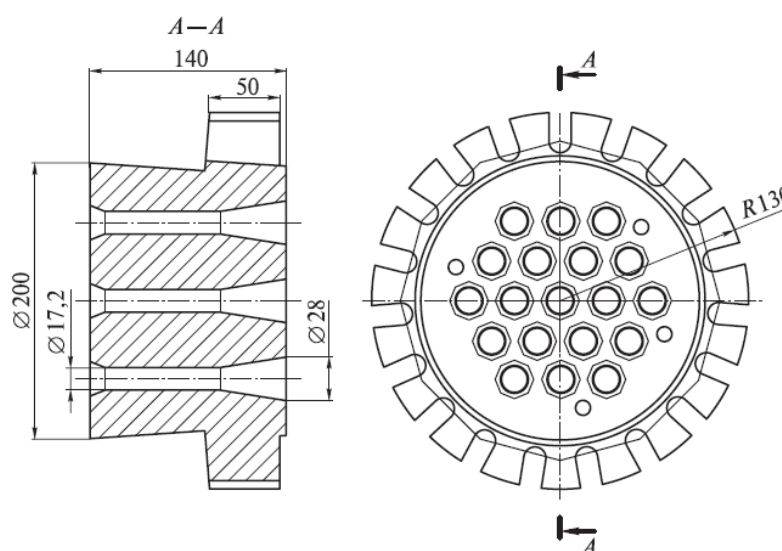


Рис. 7.26. Конструкция отечественного куплера УАСО-19 для стыкования пучков из 19 канатов

Напрягаемые элементы допускается стыковать специальными узлами, называемые куплерами (рис. 7.26).

Отечественное стыковочное устройство УАСО-19 для стыкования пучков из 19 канатов выполнено в виде единой круглой опорной плиты (рис. 7.26), в средней части которой имеются конусные отверстия под трехдольные клинья для закрепления подходящих слева пучков, а по внешнему контуру выточены продольные прорезы, в которые устанавливаются подходящие справа пучки с обжимными анкерами на концах. Концевые анкера имеют аналогичную структуру.

Контрольные вопросы:

1. Каковы области применения балочных железобетонных мостов?
2. Каковы особенности конструкции плитных и ребристых разрезных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой?
3. Каковы особенности конструкции разрезных и температурно-неразрезных пролетных строений с напрягаемой арматурой?
4. Каковы особенности конструкции неразрезных и консольных пролетных строений железобетонных мостов?

Тангенциальная опорная часть состоит из двух стальных подушек, верхняя из которых плоская, а нижняя имеет цилиндрическую поверхность, обеспечивающую поворот пролетного строения. В неподвижной опорной части устанавливается вертикальный штырь. В подвижных опорных частях штырь не ставят, что обеспечивает свободу линейных смещений за счет скольжения верхней поверхности по нижней.

В ребристых разрезных и температурно-неразрезных пролетных строениях во всем диапазоне их пролетов применяются слоистые резиновые опорные части (РОЧ). Их выполняют в виде слоистого параллелепипеда, составленного из нескольких слоев резины и металлических прокладок (рис. 7.28). Толщина прокладок 2 мм, резины - до 25 мм.

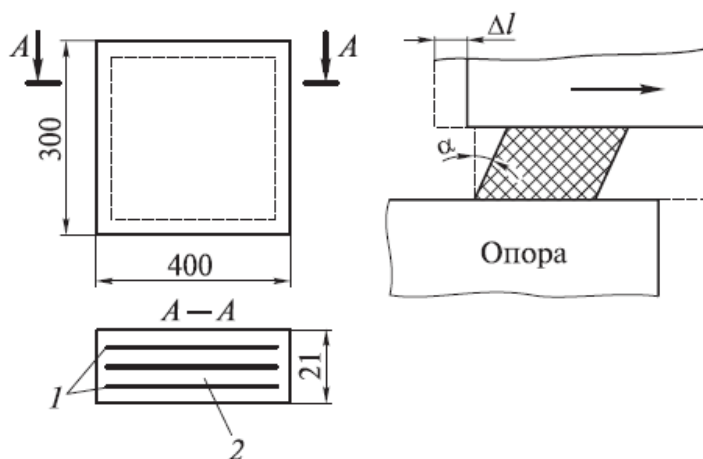


Рис. 7.28. Резиновая опорная часть:

1 — стальной лист; 2 — резина

Армирование резины листами в процессе ее вулканизации увеличивает ее несущую способность в 3-5 раз за счет сокращения поперечных и вертикальных деформаций.

В неразрезных пролетных строениях во всем диапазоне пролетов в качестве неподвижных опорных частей применяют стаканые опорные части, а в качестве подвижных - разнообразные комбинированные опорные части.

Стаканная опорная часть (рис. 7.29) состоит из круглой в плане стальной крышки 1 и стальной обоймы 2, в которой находится резиновая прокладка 3. Поперечные деформации резины в ней полностью исключаются, что позволяет увеличить ее сопротивление до 1 000 кгс/см². Резиновая прокладка, заключенная в стальную обойму, ведет себя при больших давлениях как вязкая жидкость и допускает поворот в любом направлении как сферический шарнир. Стаканные опорные части обеспечивают только угловые деформации, поэтому могут быть использованы в качестве неподвижных опорных частей. Они применяются в неразрезных пролетных строениях во всем возможном диапазоне пролетов, так как несущая их способность легко изменяется за счет изменения

диаметра стальной обоймы. По сравнению с традиционными стальными опорными частями масса стаканов меньше в 8 - 10 раз, а высота в 5 - 8 раз.

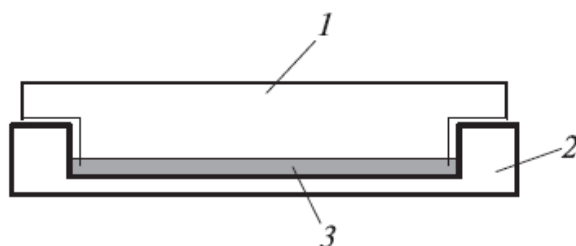


Рис. 7.29. Элементы опорной части стаканного вида:

1 — стальная крышка; 2 — стальная обойма; 3 — резиновая прокладка

В комбинированной опорной части (рис. 7.30) стаканная опорная часть обеспечивает угловые перемещения, а линейные перемещения до 100 мм обеспечиваются скольжением полированного стального листа по фторопластовым прокладкам. Фторопласт размещают в кольцевых канавках и обрабатывают долговечной смазкой.

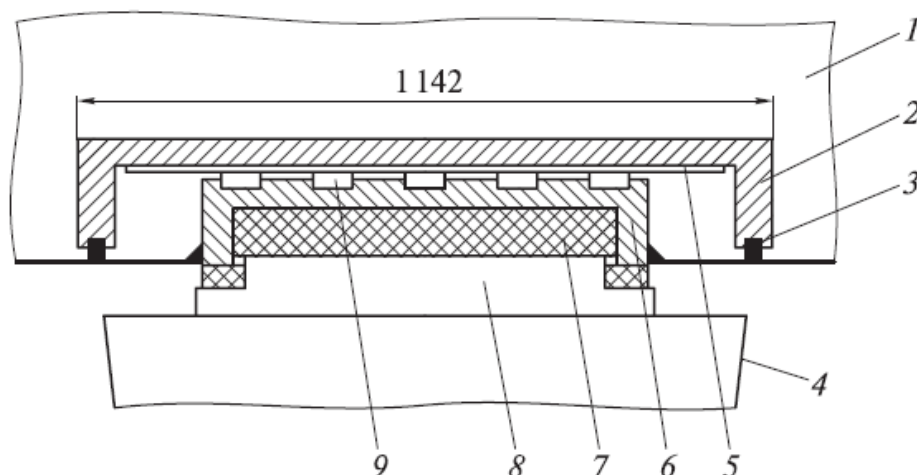


Рис. 7.30. Элементы комбинированной опорной части:

1 — пролетное строение; 2 — стальная крышка; 3 — резиновая уплотняющая прокладка; 4 — опора; 5 — полированный лист из нержавеющей стали; 6 — стальная обойма; 7 — резиновая прокладка; 8 — стальная опорная плита; 9 — фторопласт

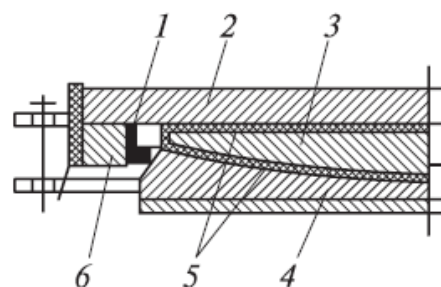
На рис. 7.31 приведена конструкция современной отечественной комбинированной опорной части, угловые деформации в которой обеспечиваются шаровым сегментом, а линейные — скользящей плитой по фторопластовому диску.

Опорные части располагаются обычно на подферменниках, представляющих собой выступы на опоре в виде параллелепипедов,

монолитно связанных с опорой и армированных сетками ненапрягаемой арматуры.

Рис. 7.31. Конструкция шаровой сферической линейно-подвижной опорной части (ШСОЧ — ЛП):

1 — пара трения; 2 — скользящая плита; 3 — верхний балансир (шаровой сегмент); 4 — нижний балансир; 5 — фторопластовый диск, ушки для транспортировки; 6 — направляющая



Сетки увеличивают прочность бетона при местном воздействии на него больших опорных воздействий. Подферменники имеют ровную поверхность для размещения опорной части, передают опорную реакцию на опору. В плане их размеры должны превышать размеры опорной части в любом направлении не менее чем на 15 см, выступающие части должны иметь уклоны для отвода влаги.

7.2. Основы изготовления и перевозки железобетонных элементов сборных конструкций мостов

Сборные мостовые железобетонные конструкции изготавливают на специализированных заводах или полигонах. На заводах изготавливают в основном элементы унифицированных и типовых конструкций, производство которых требует применения сложных видов оборудования. Полигоны создают как временные предприятия для изготовления сборных элементов конструкций строящихся участков дорог. Оснащение полигонов технологическим оборудованием проще, чем заводов, работы ведутся на открытых площадках и во временных помещениях. Производство конструкций на полигоне может быть организовано за короткий срок в непосредственной близости от строящихся сооружений. Изготовление тяжелых и крупногабаритных блоков конструкций моста на таком полигоне позволяет избежать дорогой или трудно осуществимой перевозки блоков с действующих заводов.

Технологический процесс изготовления железобетонных конструкций включает взаимосвязанные заготовительные и формовочные работы. К заготовительным работам относят изготовление элементов опалубки, изготовление арматуры и приготовление бетонной смеси. К формовочным работам относят сборку опалубки, монтаж и предварительное напряжение арматуры, транспортировку, укладку и уплотнение бетонной смеси, уход за свежеложенным бетоном, разборку опалубки.

На заводах и полигонах обычно используют стальную опалубку, которую изготавливают на заводах металлоконструкций. Для изготовления и

ремонта деревянной опалубки на заводе или полигоне организуют деревообделочный цех или опалубочный двор со складом лесоматериалов.

Изготовление арматуры и арматурных элементов производят в арматурных цехах, при которых устраивают склады исходных материалов.

Работы по изготовлению арматуры состоят из приемки и хранения исходного материала, заготовки деталей, сборки из заготовленных деталей каркасов и сеток, изготовления арматурных пучков.

Заготовку деталей арматуры осуществляют обычно на поточных технологических линиях, оборудованных необходимыми станками и механизмами. Арматурную сталь, поступающую на завод или полигон в виде бухт проволоки или стержней стандартной длины, предварительно очищают от грязи и ржавчины, а затем подвергают правке, резке на стержни требуемой длины, стыковке, если требуемая длина стержней превышает стандартную, и гнутью.

В состав поточной линии для заготовки стержней диаметром до 12 мм из проволоки, поступающей в бухтах, входят правильно-обрезной и гибочный станки. В правильно-обрезном станке устройство для выпрямления проволоки объединено с приспособлением для отрезки стержней требуемой длины. Выпрямление проволоки осуществляют посредством многократного ее изгиба в ротационной или роликовой установке. В ротационной установке проволоку протягивают через стальную трубку, изогнутую в виде дуги и вращающуюся с большой скоростью вокруг оси, которая проходит через концы дуги. В роликовой правильной установке многократный изгиб проволоки происходит вследствие протягивания ее через системы роликов, между которыми проволока движется «змейкой».

Арматура диаметром 16 мм и более правки не требует. Стержни больших диаметров заготавливают на поточных линиях, в состав которых входят сварочный агрегат для стыковки стержней контактной сваркой, станок или ножницы для резки и станок для гнутья арматуры. Для гнутья арматуры используют приводные станки с гибочным диском, при вращении которого стержень, расположенный между двумя упорами-пальцами, изгибается. Движение стержней вдоль поточных линий происходит по рольгангам. Поточные линии изготовления сеток и каркасов имеют кондукторы для их сборки из заготовленных деталей и установки для точечной сварки в местах пересечения стержней.

Пучки предварительно напрягаемой арматуры формируют из высокопрочной проволоки на установке, в состав которой входят правильный ротационный станок, вертушки для бухт высокопрочной и вязальной проволоки, тяговый механизм и механизмы для сборки и вязки прядей. Пучки формируются из семипроволочных прядей заводского изготовления.

Формовочные работы выполняют в формовочных цехах или на открытых площадках по стендовой или поточно-агрегатной технологии. При стендовой технологии формовочные работы выполняют последовательно на

стационарном стенде. Конструкция стенда определяется видом изделий и может быть довольно разнообразна.

При изготовлении предварительно напряженных конструкций с натяжением арматуры на упоры используют стенды, обеспечивающие устойчивость их положения и воспринимающих распор. Нагруженные распором элементы стенда воспринимают одновременно вертикальные нагрузки от веса опалубки, ненапрягаемой арматуры и бетона изделия. Стационарный стенд иногда совмещают с пропарочной камерой (рис. 7.32), воспринимающей распор.

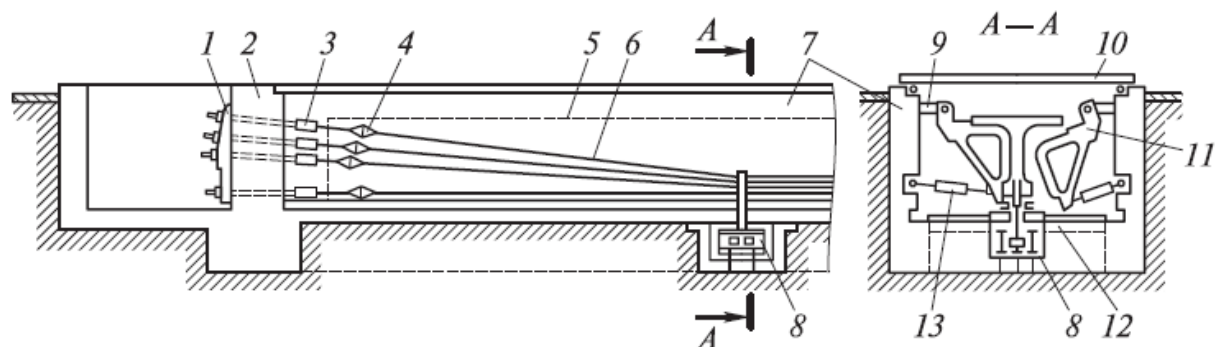


Рис. 7.32. Железобетонные стационарные стенды:

1 — плита-упор; 2 — оголовок; 3 — захват; 4 — каркасно-стержневой анкер; 5 — изготавливаемая балка; 6 — пучок; 7 — стенки; 8 — анкерное устройство; 9 — кронштейн; 10 — крышка; 11 — щит опалубки; 12 — поддон; 13 — винтовая стяжка

Стендовая технология малопроизводительна, ее применяют на полигонах. На заводах МЖБК для изготовления балок пролетных строений применяют поточно-агрегатную технологию формовочных работ. Агрегатом называют стенд, поставленный на колеса и перемещаемый по рельсовому пути от одного рабочего поста к другому (рис. 7.33). На каждом из постов выполняют определенные виды формовочных работ. Посты оснащают высокопроизводительным рабочим оборудованием.

Последовательность выполнения формовочных работ при изготовлении предварительно напряженных балок при стендовой и поточно-агрегатной технологиях практически одинакова. Смазывают раскрытую опалубку, натягивают пучки и устанавливают ненапрягаемую арматуру нижнего пояса и ребра. Затем устанавливают опалубку в проектное положение и арматуру верхней плиты, укладывают и уплотняют бетонную смесь. После 6 — 8 ч твердения уложенной смеси изделия подвергают термовлажностной обработке. После проверки прочности бетона путем испытаний контрольных образцов или ультразвуком усилия натяжения пучков передают с упоров на изготовленную конструкцию. Балку отправляют на склад готовой продукции, где выполняют отделочные работы: заделывают торцы балки с концами обрезанных пучков, сколы бетона и раковины.

Предварительное натяжение арматуры, как правило, производят гидравлическими домкратами.

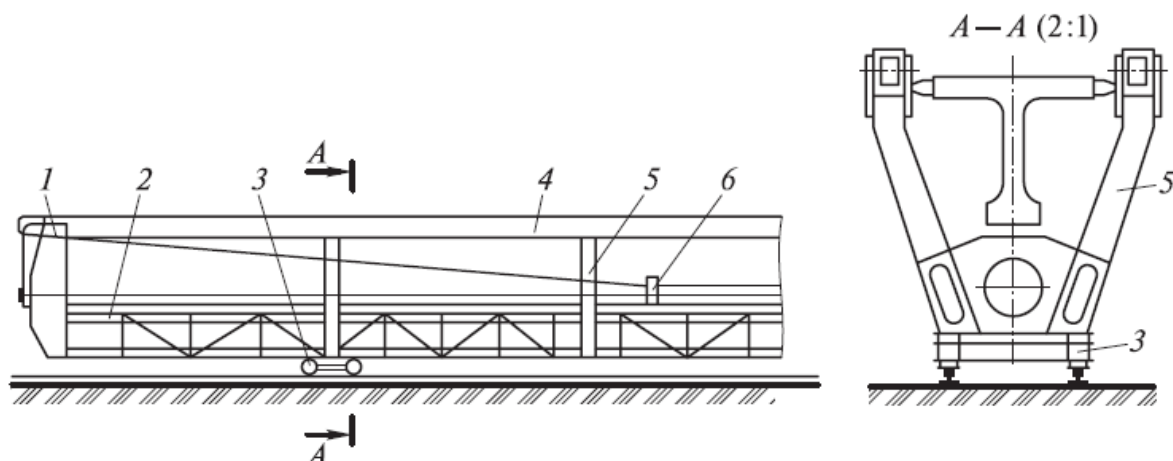


Рис. 7.33. Схема передвижного стенда для изготовления предварительно напряженных балок:

1 — оголовок; 2 — распорная балка; 3 — двухосная тележка; 4 — верхняя распорка; 5 — стойка; 6 — оттяжка

Изготовленные на заводах, полигонах или базах сборные конструкции мостов доставляют к месту строительства железнодорожным, автомобильным или водным транспортом. При перевозке необходимо обеспечивать безопасность движения на маршруте следования, сохранность используемых транспортных средств и перевозимых конструкций. Грузоподъемность используемых транспортных средств должна быть увязана с массой перевозимых конструкций, условиями их размещения, опирания и крепления последних. Под действием собственного веса и инерционных сил перевозимые конструкции при перевозке должны работать как статически определимые системы. В этом случае исключаются непредвиденные силовые воздействия как на перевозимые элементы, так и на используемые транспортные средства.

Железобетонные элементы следует опирать так, чтобы возникающие в них при перевозке усилия соответствовали их армированию. Установленные на транспортных средствах грузы должны вписываться в габарит погрузки соответствующего вида транспорта.

Устойчивость положения перевозимых конструкций на транспортных средствах должна быть обеспечена соответствующим креплением, которое рассчитывают на восприятие инерционных сил и усилий от ветровой нагрузки. Расчетом также проверяют устойчивость положения транспортного средства с грузом при движении на криволинейных участках пути.

При перевозках особенно тяжелых балок и ферм пролетных строений мостов практически всегда приходится решать задачу обеспечения погрузочно-разгрузочных работ соответствующими грузоподъемными

механизмами. Во всех случаях нужно стремиться к тому, чтобы стоимость и трудоемкость перевозки были минимальными.

При перевозке по железным дорогам (рис. 7.34, а) элементы конструкций грузят на платформы грузоподъемностью 50 или 60 т с полезной длиной 12,87 м и шириной 2,77 м.

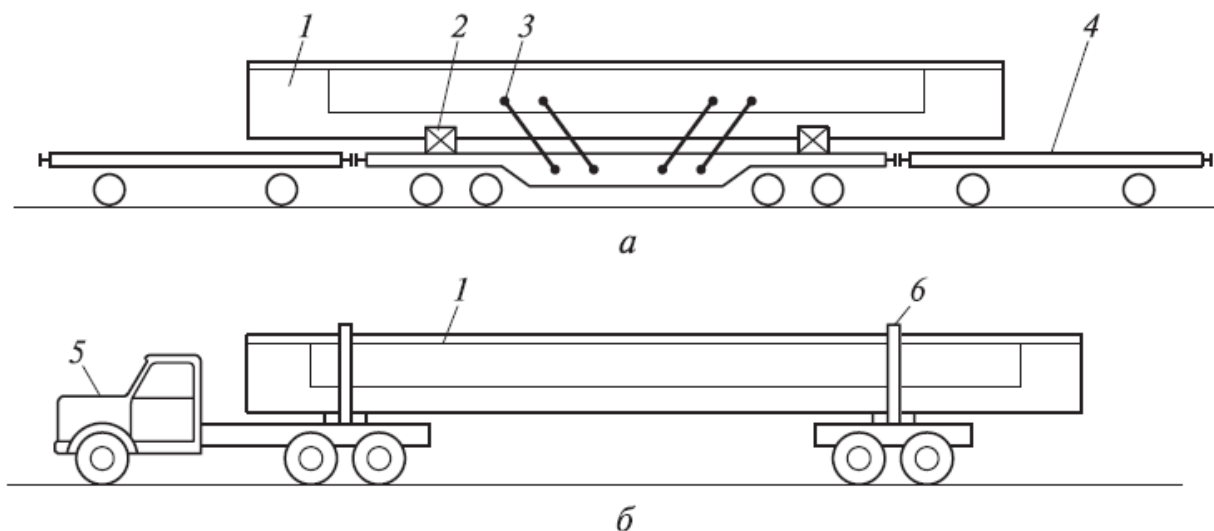


Рис. 7.34. Перевозка конструкций по железным и автомобильным дорогам:

а — на одной железнодорожной платформе; *б* — на автотягаче и полуприцепе;
1 — перевозимая балка; *2* — опорные брусья; *3* — тязи и проволочные скрутки;
4 — платформа прикрытия; *5* — автотягач; *6* — полуприцеп

Если длина перевозимых конструкций превышает длину платформы, элементы опирают на одну платформу при условии, что длина выступающих за пределы платформы свесов не более 7 м, а спереди и сзади платформы с грузом будут прицеплены платформы прикрытия. Прочность перевозимой конструкции должна быть обеспечена при работе по балочно-консольной схеме во время перевозки.

Длинные конструкции опирают на две платформы. При необходимости между нагруженными располагают требуемое количество порожних платформ. Погруженные на платформы конструкции не должны выходить за пределы очертания габарита погрузки шириной 3 250 мм на прямых и кривых радиусом 320 м участках пути.

При погрузке на две платформы балки или фермы опирают на специальные устройства — турникеты, обеспечивающие повороты опорных сечений конструкций относительно платформ на кривых, а на одной из платформ должна быть обеспечена еще и свобода продольных перемещений конца элемента.

Для перевозки конструкций по автомобильным дорогам в зависимости от размеров и массы элементов используют бортовые автомобили, полуприцепы с седельными тягачами и прицепы-ропуски. Особо тяжелые и

длинные балки и фермы перевозят на тележках или на трейлерах, буксируемых тягачами или тракторами (рис. 7.34, б).

Согласно правилам дорожного движения габариты транспортного средства с грузом или без груза не должны превышать по высоте 4,0 м от поверхности дороги, по ширине 2,5 м, по длине 20 м для автопоезда с одним прицепом, 24 м для автопоезда с двумя или более прицепами. Груз не должен выступать за заднюю точку габарита транспортного средства более чем на 2,0 м. Масса транспортного средства с грузом не должна превышать 30 т.

Контрольные вопросы:

5. Каковы области применения балочных железобетонных мостов?
6. Каковы особенности конструкции плитных и ребристых разрезных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой?
7. Каковы особенности конструкции разрезных и температурно-неразрезных пролетных строений с напрягаемой арматурой?
8. Каковы особенности конструкции неразрезных и консольных пролетных строений железобетонных мостов?
9. Какие опорные части применяют в железобетонных балочных мостах?
10. Как изготавливают и перевозят железобетонные элементы мостов?

РАЗДЕЛ 8

ОСНОВЫ РАСЧЕТА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

ЛЕКЦИЯ 19

8.1. Основные понятия о конструировании и расчете балочных пролетных строений

Целью расчета и конструирования железобетонных пролетных строений является обоснование размеров элементов пролетного строения с учетом обеспечения их прочности, трещиностойкости, жесткости и рационального использования в них бетона, напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Конструирование и расчет элементов пролетных строений состоят из следующих этапов: предварительное назначение их размеров, определение в них усилий, проверка их прочности, трещиностойкости, жесткости и корректировка их размеров.

Предварительное назначение размеров обычно производится по данным предыдущего проектирования или по рекомендациям, содержащимся в учебниках или в специальных руководствах.

Усилия в элементах определяют методами строительной механики на основе принимаемых расчетных схем с учетом конструктивного решения и особенностей монтажа. В целях упрощения расчетов допускается производить их в предположении упругой работы материала. Для статически неопределимых элементов усилия желательно определять с учетом ползучести и трещинообразования в бетоне. Весьма строго производить это возможно лишь с применением ПК, так как эти расчеты связаны с многошаговыми итерациями.

Существует много различных способов и методов, позволяющих с различной степенью точности определять усилия в элементах пролетного строения. Простейшие из них ориентированы на ручные методы или применение калькуляторов, более сложные — на применение ПК. Необходимо иметь в виду, что самые сложные из них лишь приближенно отражают истинную картину усилий в элементах конструкции; они не позволяют точно предсказать усилия в элементах в связи с тем, что многие факторы, от которых зависят усилия, статистически изменчивы. Сравнительно точно можно предсказать лишь возможный диапазон значений, в пределах которого будет находиться истинное значение усилия. В связи с этим на первоначальном этапе обучения и становления инженера целесообразно освоить простейшие способы расчета, позволяющие при небольших затратах труда определить усилия с приемлемой для практики

точностью и прочувствовать работу элементов, технологию расчета и физический смысл каждого его шага.

Далее будут приведены в основном такие способы расчета. Более строгие методы приводятся в полных курсах проектирования железобетонных мостов и в специальной литературе. С ними можно ознакомиться по мере необходимости в процессе практической работы. Проектные организации обычно имеют библиотеку программ для выполнения более строгих расчетов с применением современных ПК.

Проверку прочности нормальных сечений элементов можно производить по первому предельному состоянию в соответствии с третьей стадией напряженно-деформированного их состояния. Предельную несущую способность сечений элементов в этом случае следует определять исходя из следующих допущений:

- сопротивление бетона при растяжении принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию условно считают равным R_b и равномерно распределенным в пределах условной сжатой зоны x бетона;
- растягивающие напряжения в арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями растяжению в ненапрягаемой R_s и напрягаемой R_p арматуре;
- сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре ограничиваются расчетными сопротивлениями сжатию R_{sc} , а в напрягаемой — наибольшими сжимающими напряжениями a_{pc} , принимаемыми по условию предельного сжатия бетона не более 500 МПа.

Проверку прочности нормальных сечений и деформации в сечении, нормальном к продольной оси элемента, можно определять и на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элемента, а также следующие положения:

- распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений);
- связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимается по устанавливаемым диаграммам;
- сопротивление бетона растянутой зоны можно учитывать, если в элементах не допускаются трещины.

Реализация этих положений нелинейной деформационной модели производится с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению.

Расчеты трещиностойкости элементов предусматривают проверки образования, раскрытия и закрытия трещин. Они относятся к расчетам по второй группе предельных состояний и основаны на рассмотрении первой и второй стадий напряженно-деформированного состояния элементов. Расчеты

жесткости производят в целях предотвращения больших общих деформаций пролетных строений от проходящей временной нагрузки.

В процессе выполнения указанных проверок выявляется возможность уменьшения или необходимость увеличения предварительно принятых размеров сечения, диаметров стержней арматуры, шага их расстановки и т.д. На этом основании производят корректировку размеров на следующем шаге последовательного приближения к оптимальным размерам.

При расчете и конструировании пролетного строения с применением ПК можно определять усилия и корректировать размеры сразу для всех элементов пролетного строения и в ходе последовательного приближения быстро получать оптимальные размеры этих элементов.

При ручных расчетах традиционной является следующая последовательность рассмотрения элементов пролетного строения: плита проезжей части, балки пролетного строения, опорные части. При такой последовательности в процессе расчета и конструирования постепенно накапливаются данные, необходимые для последующих стадий расчета.

8.2. Определение усилий в плите проезжей части

Плита проезжей части ребристых пролетных строений находится в сложном напряженном состоянии: в ней имеют место силовые факторы и напряжения в продольном (вдоль оси моста) и поперечном направлениях.

В составе главных балок пролетного строения плита, являясь их сжатой зоной, работает на сжатие в продольном направлении от общего действия всех видов нагрузки. Кроме того, плита проезжей части обычно работает на изгиб в поперечном направлении при восприятии местного действия временной нагрузки. В бездиафрагменных пролетных строениях она дополнительно изгибается в поперечном направлении при работе по распределению временной нагрузки между главными балками.

Изгиб плиты в поперечном направлении определяет необходимость постановки в ней в поперечном направлении рабочей арматуры. Работа плиты в продольном направлении не требует постановки рабочей арматуры, она обеспечивается хорошей работой бетона на сжатие.

Работа плиты в поперечном направлении зависит от конструктивной схемы пролетных строений. В бездиафрагменных пролетных строениях, где плиты соседних балок омоноличены, плиту следует рассматривать как многопролетную на упруго оседающих опорах, которыми являются главные балки. В пролетных строениях с диафрагмами, где плиты соседних балок не объединены, плиты следует рассматривать как консольные или как плиты, три стороны которых заземлены по стенке главной балки и диафрагмам, а одна сторона не имеет опоры.

Плита на местное действие нагрузки чаще всего работает в поперечном направлении по отношению к оси моста. Ее рассчитывают на

действие постоянных и временных нагрузок. Постоянная нагрузка состоит из веса самой плиты и ее одежды: выравнивающего, изоляционного и защитного слоев, покрытия. В качестве временных нагрузок рассматривают нагрузки от АК и НК-80.

При выборе схемы загрузки плиты обычно исходят из того, что усилие P от колеса распределяется на поверхности покрытия проезжей части по прямоугольной площадке с условными размерами: a_2 — вдоль оси моста и b_2 — поперек оси моста, а в дальнейшем это усилие распределяется по вертикали под углом 45° одеждой проезжей части, имеющей толщину H (рис. 8.1).

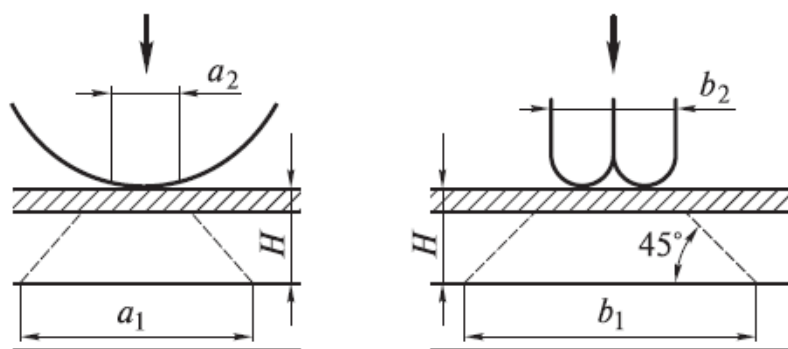


Рис. 8.1. Схема распределения усилия от колеса по площади плиты

С учетом того, что расстояние в осях между смежными полосами АК составляет 3 м, при пролете плиты более 3 м расчетным является случай загрузки ее двумя сближенными тележками (рис. 8.2, б). Рабочую ширину плиты в этом случае принимают по наружным границам распределения крайних грузов.

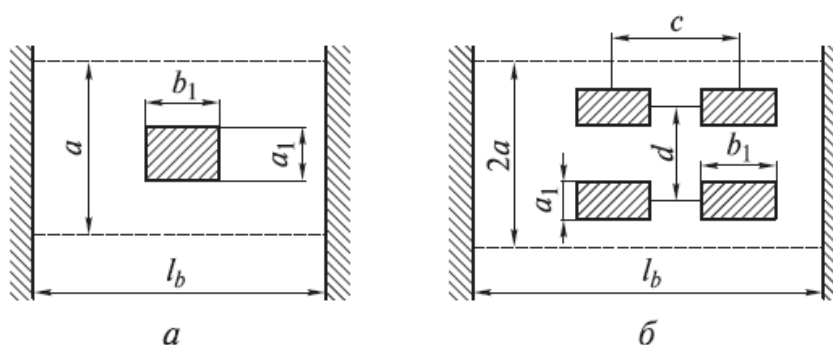


Рис. 8.2. Определение рабочей ширины плиты:
 а — от одного колеса; б — от двух сближенных колес

При расчете плиты обычно рассматривают ее полосу шириной 1 м. Эту полосу загружают нагрузкой от ее собственного веса и нагрузкой от АК или НК-60. Расчетные силовые факторы в плите следует определять с учетом упругого защемления плиты в ребрах балок или в стенках коробки. В целях

упрощения расчета изгибающие моменты допускается вычислять приближенным способом, в котором влияние упругого защемления плиты над ребрами и податливость ребер учитываются с помощью вводимых числовых коэффициентов. В соответствии с этим способом величины изгибающих моментов в середине пролета плиты и на защемленной опоре вычисляются как некоторая часть момента M в свободно опертой однопролетной плите.

8.3. Расчет плиты на прочность, трещиностойкость и выносливость

По полученным расчетным значениям подбирают арматуру для плиты и затем производят проверку ее прочности и трещиностойкости, как для железобетонного изгибаемого элемента прямоугольного сечения.

Приведем последовательность выполнения этих расчетных операций.

1. Вычисляется рабочая высота плиты.
2. Принимаются в первом приближении плечо внутренней пары.
3. Вычисляется необходимая площадь арматуры для середины пролета.
4. По таблицам сортамента арматурной стали подбирается необходимое количество стержней арматуры на 1 пог. м ширины плиты.
5. Производится расстановка стержней в нижней зоне плиты в середине пролета в соответствии с рекомендациями п. 3.121, 3.122 СНиП 2.05.03-84*.
6. При принятых количестве арматуры A_{np} и расчетных сопротивлениях бетона R_b и арматуры R_s для плиты шириной $b = 1$ м определяется высота сжатой зоны, и значение относительной высоты сжатой зоны.
7. Вычисляется по формуле (53) п. 3.61* СНиП 2.05.03-84* предельное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_y .
- Если $\xi < \xi_y$, то несущая способность сечения плиты при принятом количестве арматуры проверяется по п. 3.62 СНиП 2.05.03-84*. В противном случае необходимо увеличить толщину плиты и вернуться к п. 4. этих рекомендаций. Условие прочности должно удовлетворяться с запасом не более чем на 10 %.
8. Производится расчет плиты на прочность при действии поперечной силы по формулам (94) и (101) СНиП 2.05.03-84*.
9. Производится расчет по раскрытию трещин по формуле (124) СНиП 2.05.03-84* с учетом того, что плита армируется ненапрягаемой арматурой и относится к категории 3в требований по трещиностойкости.
10. В соответствии с п. 3.91* СНиП 2.05.03-84* производится расчет плиты на выносливость.

РАЗДЕЛ 9

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РАМНЫЕ, АРОЧНЫЕ И ВАНТОВЫЕ МОСТЫ

ЛЕКЦИИ 20-22

9.1. Виды рамных мостов, особенности их конструкции и область применения

В рамных мостах пролетные строения (ригели) жестко соединены с опорами (стойками). Над стойкой в ригеле возникает отрицательный изгибающий момент, что благоприятно для работы ригеля в середине его пролета. Ригель рамного моста в связи с этим может иметь меньшую высоту, чем у балки неразрезного пролетного строения с тем же пролетом.

Стойки рамных мостов работают более интенсивно, чем опоры в неразрезных балочных мостах. Они воспринимают не только вертикальные усилия, но и значительные изгибающие моменты. В связи с этим требуется их соответствующее армирование.

Рамные мосты возводят монолитными и сборными из ненапряженного и напряженного железобетона.

Рамные мосты малых пролетов возводят обычно монолитными из ненапрягаемого железобетона. В мостах на автомобильных дорогах нашли применение следующие виды рамных мостов малых пролетов (15...30 м):

- однопролетные двухшарнирные (рис. 9.1, а)

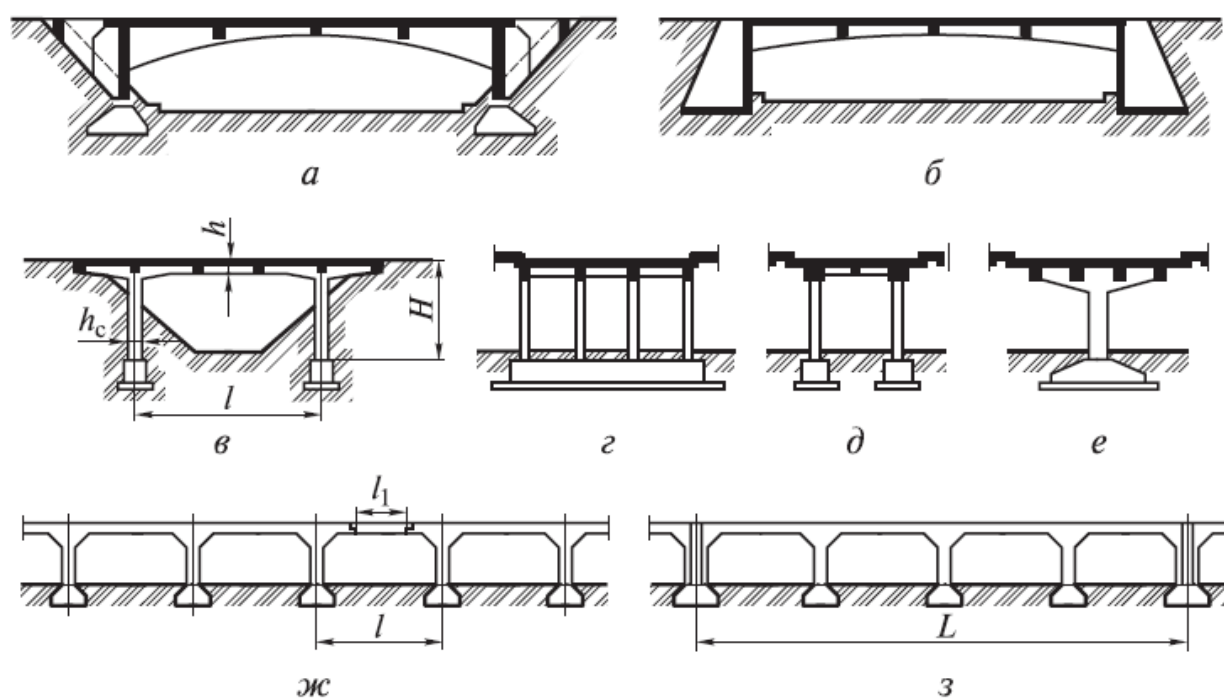


Рис. 9.1. Виды (а—з) рамных мостов малых пролетов

- однопролетные бесшарнирные с жесткими ребристыми стойками-устоями (рис. 9.1, б), пазухи которых заполняются грунтом для заделки их у фундамента;
- однопролетные консольно-рамные бесшарнирные с гибкими стойками (рис. 9.1, в) консоли в этой конструкции разгружают центральный пролет и упрощают сопряжение моста с насыпью;
- многопролетные с жестким или шарнирным креплением стоек к фундаментам (рис. 9.1, ж, з).

Для предотвращения значительных горизонтальных усилий от температурных деформаций в многопролетных рамных мостах через 50...70 м устраивают деформационные швы с применением подвесных пролетных строений между рамами длиной $l_1 = (0,3...0,5)$ пролета l (см. рис. 9.1, ж) или устройством сближенных опор между соседними пролетными строениями (см. рис. 9.1, з).

Опоры монолитных рамных мостов имеют стойки обычно под каждым ригелем (рис. 9.1, г). В монолитных рамных эстакадах опоры устраивают с двумя (рис. 9.1, д) или одной (рис. 9.1, е) стойками, чтобы не загромождать под ними пространство.

Рамные мосты средних (60.80 м) и больших пролетов (до 300 м) могут быть монолитными или сборными (рис. 9.2), возводят их навесным бетонированием или навесной сборкой. Обычно основой таких мостов служат Т-образные рамы с жесткой заделкой опоры в основание. Они позволяют создать рамно-неразрезные системы при жестком соединении консолей (рис. 9.2, а) или рамно-консольные системы при шарнирном соединении консолей, а также рамно-балочную систему при использовании подвесных пролетов (рис. 9.2, б).

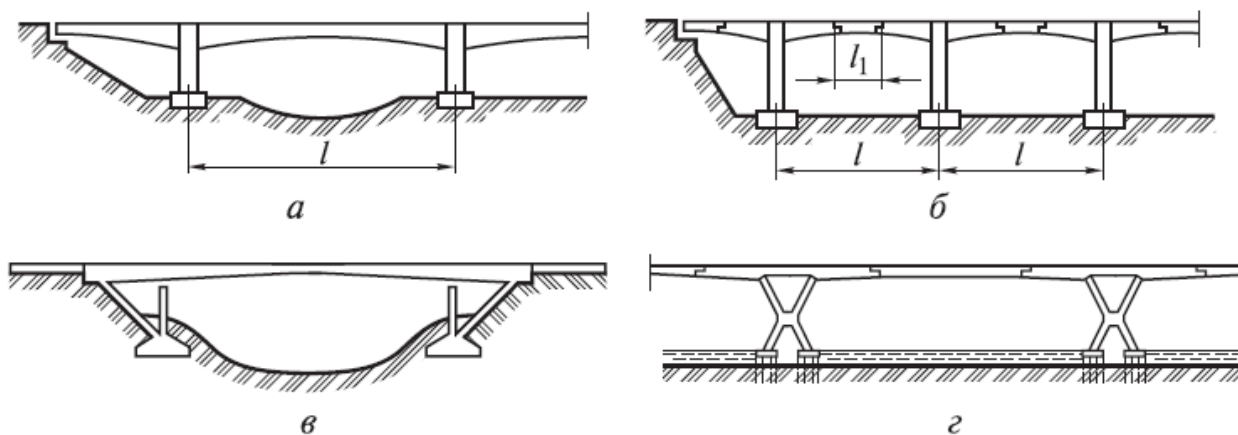


Рис. 9.2. Виды (а—г) рамных мостов средних и больших пролетов

Рамно-консольные мосты с шарнирным соединением консолей статически неопределимы. На величину усилий в сечениях их стоек и ригелей Т-образных рам оказывают влияние осадка фундаментов стоек, изменение температуры среды и усадка бетона.

Рамно-подвесная система статически определима, так как подвесные пролеты шарнирно опираются на консоли Т-образных рам.

В сечениях этих рам не возникают дополнительные усилия от осадки опор, но в пролете требуется постановка деформационных швов.

В рамных мостах больших пролетов применяют также рамную систему с наклонными стойками, получившую название «бегущая лань» (см. рис. 6.2, д).

При пролетах до 80 м используются и рамная система со стойками в виде шпренгельных треугольников (рис. 9.2, в). В этой системе вертикальный элемент стойки соединен шарнирно с пролетным строением и работает на сжатие, а наклонный элемент выполняется предварительно напряженным и работает на растяжение.

Имеются также примеры использования в рамно-подвесных мостах при пролетах до 85 м Х-образных опор (рис. 9.2, г), позволяющих применять удлиненные ригели, обеспечивать работу элементов опоры в основном на осевые усилия и выполнять опоры сборными.

Особенности конструкций рамных мостов малых пролетов. Пролетные строения рамных мостов малых пролетов по своей конструкции аналогичны монолитным неразрезным балочным пролетным строениям. Особенности конструкции определяются сопряжением ригелей (пролетных строений) со стойками (опорами).- Сопряжение ригелей со стойками (рис. 9.3, а) должно быть жестким, чтобы обеспечивать восприятие и передачу изгибающих моментов. Для этого арматуру стоек заводят в ригель на 2/3 его высоты, а арматуру ригеля соединяют с арматурой стойки. При сопряжении ригеля с крайними стойками (рис. 9.3, б) арматуру ригеля заводят в стойку по ее внешней поверхности, а арматуру стойки объединяют с арматурой ригеля.

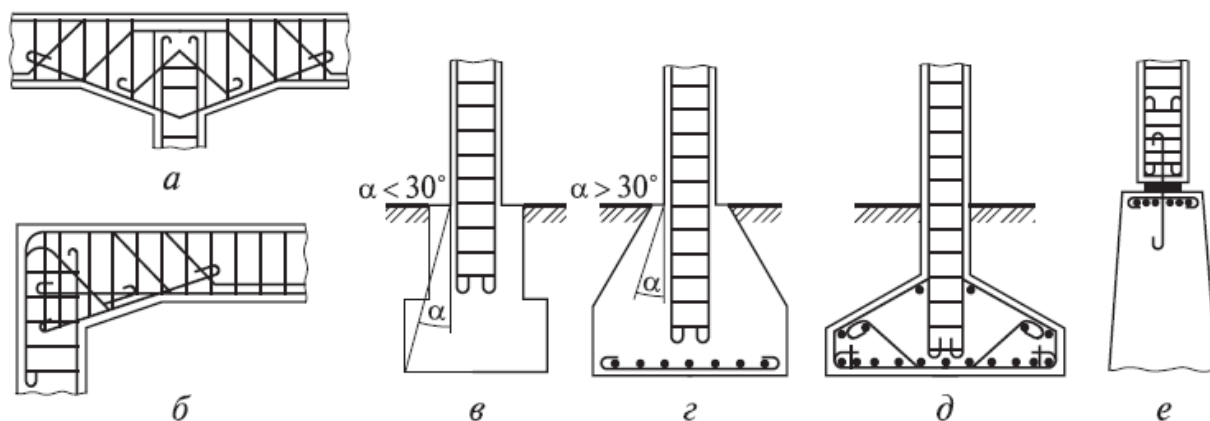


Рис. 9.3. Узлы (а—е) конструкций рамных мостов малых пролетов

Армирование ригеля по длине его пролета производится с учетом объемлющих эпюр изгибающего момента и поперечной силы: в середине пролета ригеля рабочая арматура расположена в нижней зоне для восприятия положительных моментов, а у опор — вверху для восприятия отрицательных

моментов. Вблизи опор устраиваются отгибы стержней арматуры и устанавливают более часто хомуты для восприятия значительных поперечных сил на этих участках.

Соединение стоек рамного моста с фундаментами. Фундаменты могут быть общими под все стойки опоры (см. рис. 9.1, г) или отдельными (см. рис. 9.1, д, е).

При жестком соединении стоек с фундаментами (рис. 9.3, в, г, д) арматуру стоек заводят в массив фундамента. При шарнирном сопряжении (рис. 9.3, е) с фундаментом арматуру стойки заканчивают у ее торца, где устраивают шарнир.

При весьма прочных грунтах фундаменты имеют небольшую ширину подошвы и при $a < 30^\circ$ (см. рис. 9.3, в) могут быть выполнены из неармированного бетона. При больших ширинах фундамента, когда $a > 30^\circ$, фундамент армируют внизу (см. рис. 9.3, г) сеткой, при весьма широких фундаментах и небольшой их высоте тело фундамента необходимо армировать нижней сеткой и отогнутыми стержнями для восприятия изгибающих моментов и поперечных сил (см. рис. 9.3, д).

Конструкция шарниров. Простейшая конструкция шарнира (см. рис. 9.3, е) включает в себя вертикальный арматурный стержень и металлическую прокладку из листовой стали толщиной 10 ...15 мм между торцом стойки и поверхностью фундамента. Вертикальный стержень при этом препятствует смещению стойки по горизонтали и не препятствует повороту стойки (обеспечивает шарнирное соединение), а металлическая прокладка воспринимает вертикальную опорную реакцию и не должна препятствовать повороту стойки в узле. В связи с этим хорошим материалом для прокладки является свинец.

Особенности конструкций рамных мостов средних и больших пролетов. В рамных мостах, как и в балочных, тип поперечного сечения пролетного строения зависит от величины пролета: при малых пролетах применяются сначала плитные сечения, затем по мере увеличения пролета многоребристые сечения, а при больших пролетах сечения с двумя ребрами или коробчатые.

Конструкции рамных мостов средних и больших пролетов могут быть сборными и монолитными. Ригели рамно-консольных и рамно-балочных мостов средних пролетов могут быть собраны из отдельных двутавровых балок, соединенных между собой в поперечном направлении диафрагмами, и с монолитной проезжей частью. В области средних пролетов их следует выполнять с плитно-ребристым монолитным поперечным сечением. Ригели рамных мостов больших пролетов выполняют с коробчатым сечением.

Сборные ригели рамно-консольных и рамно-подвесных мостов средних пролетов изготавливают с натяжением на упоры и армируют прямолинейной или криволинейной арматурой, располагаемой в соответствии с характером напряженного их состояния в стадии эксплуатации (рис. 9.4, а, б).

При значительных пролетах, если ригели изготавливают на заводе или площадке, то для обеспечения транспортировки ригеля к месту монтажа предусматривают монтажную арматуру 2 (см. рис. 9.4, б), а рабочую арматуру 1 натягивают на бетон, отгибают вниз для восприятия поперечных сил.

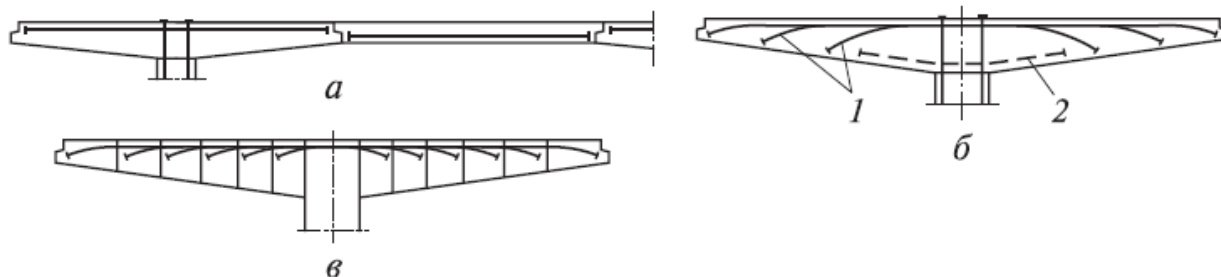


Рис. 9.4. Варианты (а—в) схем армирования ригелей:

1 — рабочая арматура; 2 — монтажная арматура

Если ригель рамного моста возводят методом навесного бетонирования или навесной сборки, то его армируют по верхнему поясу по участкам сборки или бетонирования (рис. 9.4, в). Арматура при этом устанавливается и натягивается в процессе уравновешенного монтажа или бетонирования. Следует всегда отдавать предпочтение навесному бетонированию, которое обеспечивает большую надежность работы ригеля, благодаря имеющейся возможности объединять блоки бетонирования не только напрягаемой, но и конструктивной арматурой.

В рамно-консольных и рамно-балочных мостах вся арматура консолей проходит по верхнему поясу, так как по всей длине консоли возникает только отрицательный изгибающий момент. В рамно-неразрезных мостах в середине пролета ригеля требуется постановка напрягаемой арматуры для восприятия изгибающего момента, возникающего от второй части собственного веса и временной нагрузки.

Узлы объединения ригелей и стоек в сборных рамных мостах больших пролетов. В рамных мостах больших пролетов приопорные участки бетонирования с большей высотой принимают меньшей длины из условия, чтобы масса участков была примерно одинаковой.

Опоры рамных мостов средних и больших пролетов должны иметь большую массу. При загрузке Т-образных рам несимметричной временной нагрузкой в теле их стоек возникают значительные сжимающие силы и изгибающие моменты. Прочность и трещиностойкость стоек обеспечивается постановкой ненапрягаемой и напрягаемой арматуры. В опорах из монолитного бетона устанавливают вертикальную арматуру вдоль граней опоры, заходящую в ригель. Внизу арматуру закрепляют в фундаменте опоры или несколько выше. Нормальная сила в сечениях опоры увеличивается сверху вниз от действия собственного веса опоры, при этом

растягивающие напряжения от изгибающего момента погашаются действием этой сжимающей силы, а в нижней части опоры она может оказаться ненужной.

Сечение опор рамных мостов больших пролетов чаще принимают коробчатого типа. На рис. 9.5 приведен узел сопряжения такой опоры с ригелем с помощью напрягаемой арматуры, размещаемой в полости опоры и омоноличиваемой бетоном после ее натяжения. Полости коробчатых опор заполняют обычно бетоном низкой прочности, а выше уровня воды — песком или гравием для увеличения собственного веса опоры.

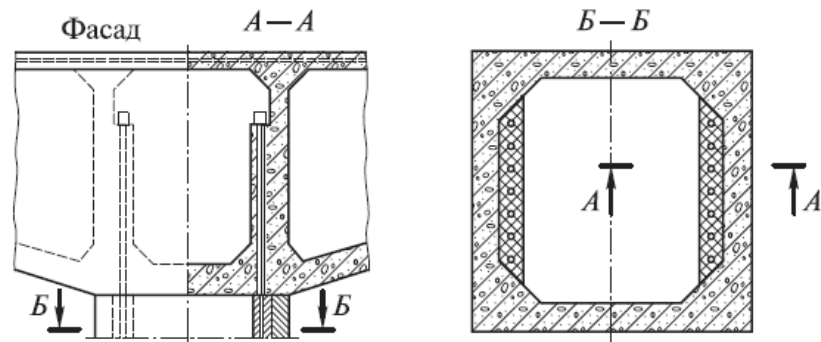


Рис. 9.5. Узел соединения ригеля со стойкой

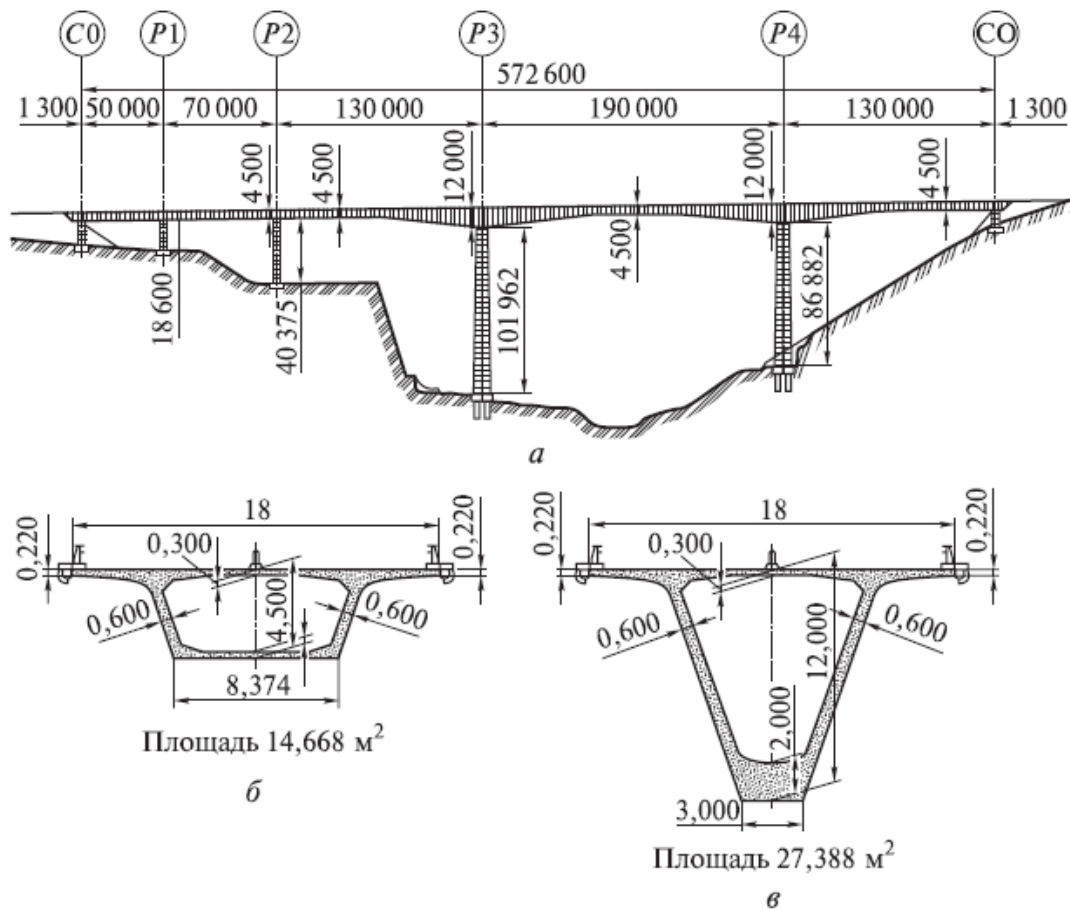


Рис. 9.6. Фасад (а) и поперечные сечения (б, в) современного рамного моста

В качестве примера современного рамного моста на рис. 9.6 приведен пятипролетный рамный железобетонный виадук у г. Танюс со схемой 50 + 70 + 130 + 190 + 130 при максимальной длине перекрываемого пролета (190 м), возведенный во Франции методом навесной сборки. Продольный разрез моста приведен на рис. 9.6 а, поперечные сечения ригелей в середине пролета и на опоре приведены на рис. 9.6, б, в. Высота надопорных блоков, выполненных из монолитного бетона, составляет 12 м. Наибольшая высота опор превышает 100 м. Габарит четырехполосной проезжей части моста составляет 19 м.

9.2. Виды арочных мостов, особенности их конструкции и область применения

В арочных мостах основными несущими элементами являются отдельные арки или сплошные своды. Их концы закреплены на опорах так, что они не могут перемещаться не только в вертикальном, но и горизонтальном направлениях. Это предопределяет возникновение горизонтальной составляющей в опорных реакциях — распора — при воздействии вертикальных нагрузок. При рациональном использовании распора представляется возможным значительно уменьшить изгибающие моменты в сечениях арок и сводов и обеспечить работу этих элементов в основном на сжатие, что позволяет эффективно использовать бетон высокой прочности. По аркам или сводам устраиваются надарочные или надсводные строения, которые поддерживают несущие элементы проезжей части. Арочные мосты имеют существенные архитектурные преимущества перед балочными и рамными, но их конструкции более сложны, а опоры более массивны.

Основными параметрами арочных мостов являются пролет L , стрела подъема f а также отношение f/L , которое обычно находится в пределах $1/6...1/14$.

Арочные мосты применяют при пролетах более 60 м. Крупнейший современный железобетонный арочный мост имеет пролет 390 м. Он построен в Югославии в 1980 г. и входит в состав комплекса из двух арочных мостов (другой имеет пролет 250 м), которые связывают материк, остров Святого Марка и крупнейший адриатический о. Крк. К крупнейшим арочным железобетонным мостам относятся также мост с пролетом 305 м через р. Параматту (г. Сидней, Австралия), мост с пролетом 290 м через р. Парана на границе между Бразилией и Парагваем.

В пределах бывшего СССР наибольший пролет 228 м имеет двухъярусный мост под совмещенное движение через р. Старый Днепр в г. Запорожье, который был построен в 1948 г.

Виды арочных железобетонных мостов. Арочные железобетонные мосты различаются по статическим схемам, расположению уровня проезда, по конструкции арочной части и способам возведения.

По статической схеме они могут быть бесшарнирными, двух- и трехшарнирными. В бесшарнирных мостах (рис. 9.7, а, б) арки или своды жестко соединены с опорами и оказываются трижды статически неопределимыми. Вследствие этого в них возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок опор, температурных колебаний, от усадки и ползучести бетона. При больших пролетах в связи с увеличением относительной гибкости влияние этих факторов снижается. Бесшарнирные арки наиболее просты в конструктивном отношении, обладают большей жесткостью по сравнению с шарнирными мостами. Кроме того, их конструкция позволяет затоплять пяты высокой водой, что позволяет понизить арку и уменьшить объем работ по устройству подходов. В двухшарнирных арочных мостах арки шарнирно присоединены к опорам. Они однажды статически неопределимы и в меньшей мере подвержены возникновению дополнительных усилий, чем бесшарнирные, но их конструкция усложняется наличием шарниров.

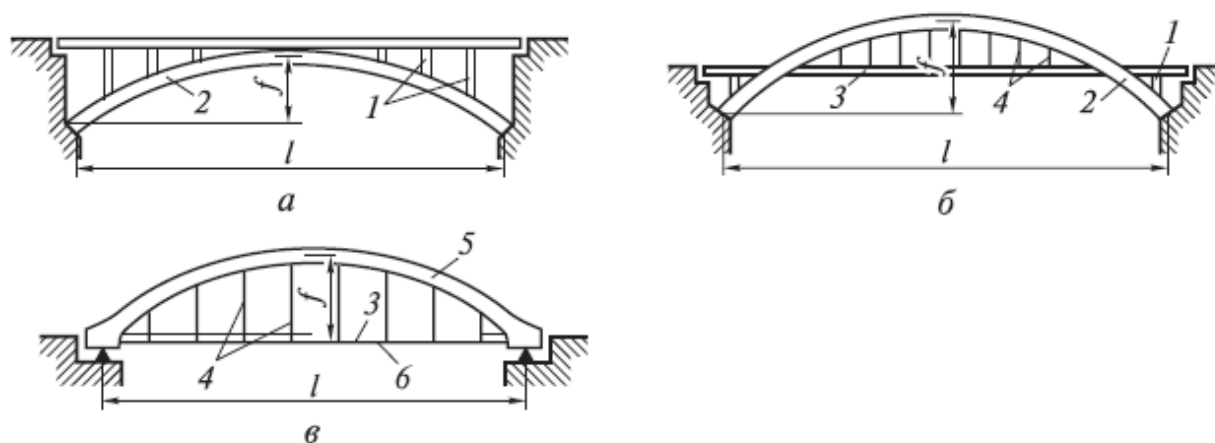


Рис. 9.7. Виды (а—в) арочных мостов по уровню проезжей части:

1 — надарочные стойки; 2 — арка; 3 — проезжая часть; 4 — подвески; 5 — жесткая арка; 6 — затяжка

Трехшарнирные арочные мосты имеют третий шарнир в середине пролета арки. Они статически определимы, в них не возникают дополнительные усилия от осадок опор, колебаний температуры, ползучести и усадки бетона, поэтому их можно применять в условиях, когда существует опасность просадок опор. Наличие трех шарниров дает возможность возведения мостов из сборных элементов, но усложняет конструкцию и снижает ее жесткость.

По уровню расположения проезда арочные мосты могут быть с ездой поверху, посередине и понизу.

Арочные мосты с ездой поверху (см. рис. 9.7, а) выгодно возводить через горные реки и ущелья. Проезжая часть в них поддерживается стойками (или стенками), опирающимися на арки (своды). В мостах с ездой посередине (см. рис. 9.7, б) в средней части пролета проезжая часть находится ниже оси арки, она поддерживается подвесками, у опор находится выше оси арки и поддерживается стойками.

Над равнинными реками строят мосты с ездой понизу (рис. 9.6 в). В них проезжая часть подвешивается к аркам подвесками, что способствует уменьшению строительной высоты моста.

По способам возведения арочные мосты могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

По конструкции основных несущих элементов арочные мосты различают:

- со сплошными сводами (при пролетах 60...80 м при езде поверху);
- с отдельными арками (при пролетах до 400 м при езде поверху, посередине и понизу);
- с арочными дисками (при пролетах 60.120 м при езде поверху).

Конструкции арочных мостов со сплошными сводами. В арочных железобетонных мостах применяется цилиндрический свод в виде криволинейной плиты, ширина которой значительно больше ее толщины. Арочные мосты со сводами наиболее просты по конструкции и имеют хороший внешний вид. Они могут быть ажурными, как металлические мосты или монументальными, как каменные. Мосты со сводами могут быть только с ездой поверху.

Своды могут иметь прямоугольное (рис. 9.8, а), ребристое (рис. 9.8 б) и коробчатое (рис. 9.8, в) поперечные сечения.

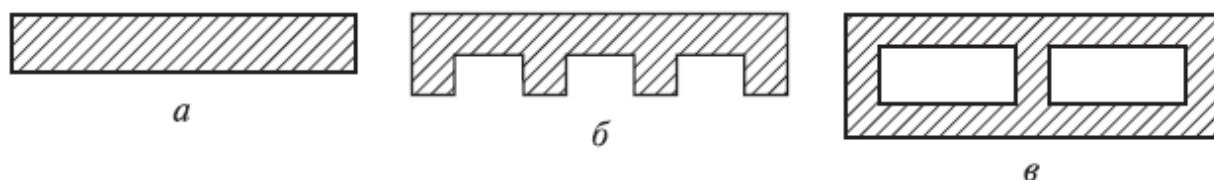


Рис. 9.8. Типы (а—в) поперечных сечений сводов арочных мостов

В конструктивном отношении наиболее простыми являются сплошные прямоугольные своды. Их применяют при пролетах 60.80 м, при этом толщина свода в ключе составляет (1/60.1/70) пролета свода. Ширина свода в середине пролета по условиям поперечной жесткости должна быть не менее 1/15 пролета.

Толщина бесшарнирных сводов в соответствии с эпюрой изгибающих моментов плавно возрастает к пятам на 30.40%. При переменной ширине свода в ключе она принимается равной 1/20 пролета, а у пят — не менее 1/10.1/12 пролета. При устройстве нескольких параллельных сводов, не связанных между собой, ширина каждого из них должна быть не менее 1/20

пролета и не меньше 3 м. Своды армируют криволинейными продольными рабочими стержнями в нижней и верхней зонах (рис. 9.9, *а*).

Перпендикулярно рабочим стержням ставят распределительную арматуру. Верхнюю и нижнюю арматуру связывают хомутами. Процент армирования сплошных прямоугольных сводов принимают в пределах 0,2...0,4 %. Надсводное строение при таких сводах принимают в виде поперечных стенок (см. рис. 9.9, *а*), поддерживающих проезжую часть.

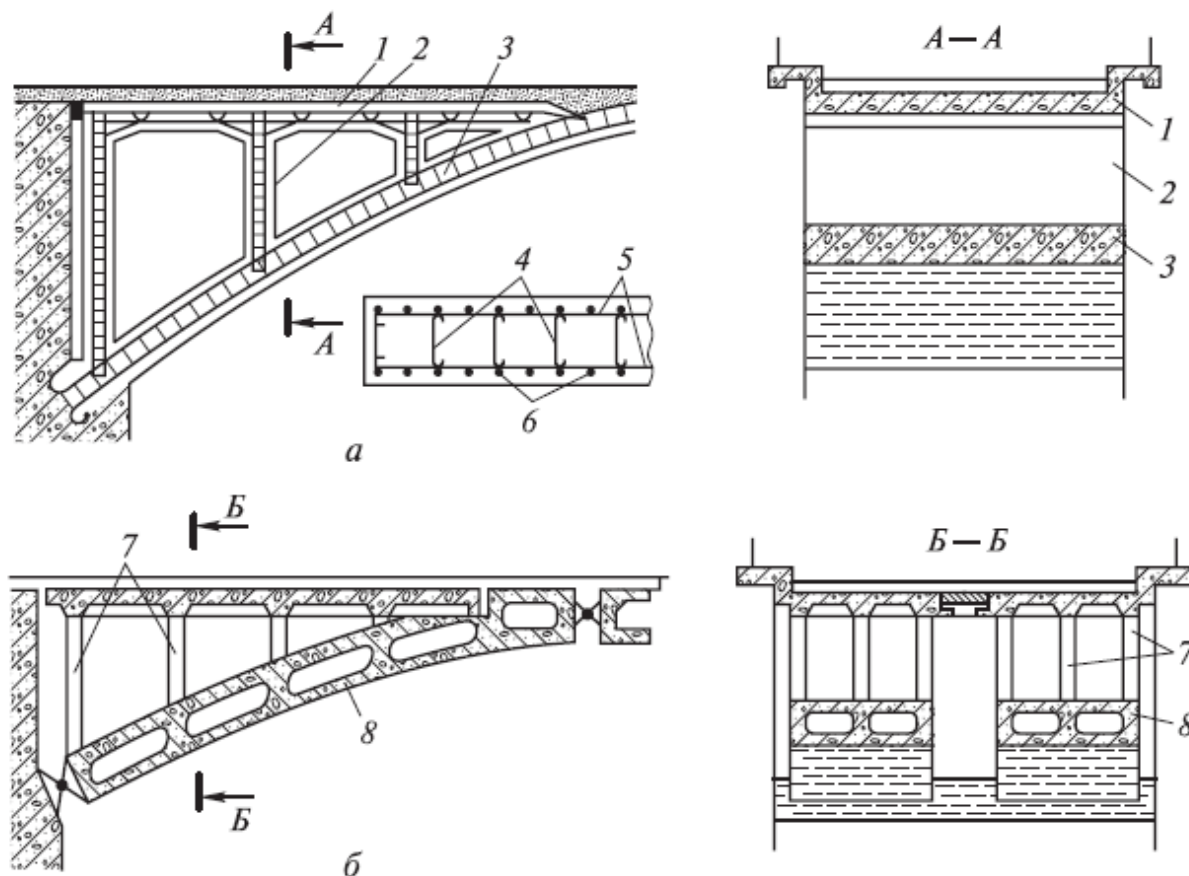


Рис. 9.9. Конструкция надсводных строений с прямоугольными (*а*) и коробчатыми (*б*) сводами:

1 — плита проезжей части; 2 — надсводная стенка; 3 — свод; 4 — хомуты; 5 — распределительная арматура; 6 — рабочая арматура свода; 7 — надсводная стойка; 8 — коробчатый свод

При больших пролетах целесообразно применять своды коробчатого сечения (рис. 9.9, *б*). Они имеют высоту $1/55... 1/65$ пролета, требуют меньших расходов бетона, но сложнее в производстве. Благодаря сосредоточению материала по верхней и нижней плитам коробчатый свод значительно рациональнее сплошного прямоугольного. Пустоты в них составляют 30...50 % поперечного сечения свода. Относительная высота коробчатых сводов несколько больше, чем сплошных, и составляет $1/40...1/60$ пролета. Процент армирования ребристых сводов в связи с

меньшей площадью бетонного сечения несколько больший, чем в сплошных, и составляет 0,8.1,2 %.

При ребристых и коробчатых сводах надсводное строение состоит из надсводных стоек, поддерживающих проезжую часть. Стойки опираются на ребра сводов и поддерживают плиту проезжей части с помощью продольных и поперечных балок (см. рис. 9.9 б).

Среди построенных мостов с железобетонными сводами имеется много примеров оригинальных конструкций. Ярким примером арочного моста со сводами является мост в Красноярске через главное русло р. Енисей (рис. 9.10). Он имеет пять пролетов по 150 м, каждый из которых перекрыт двумя трехшарнирными двухсекционными коробчатыми сводами шириной по 7,3 м, высотой 3,2 м со стрелой подъема 18,6 м. Высота свода принята постоянной по всему пролету с целью упрощения процесса изготовления.

Отношение стрелы к пролету 1/8,3; отношение толщины к пролету 1/47. Толщина сводчатых плит 20 см, стенок — 30 см.

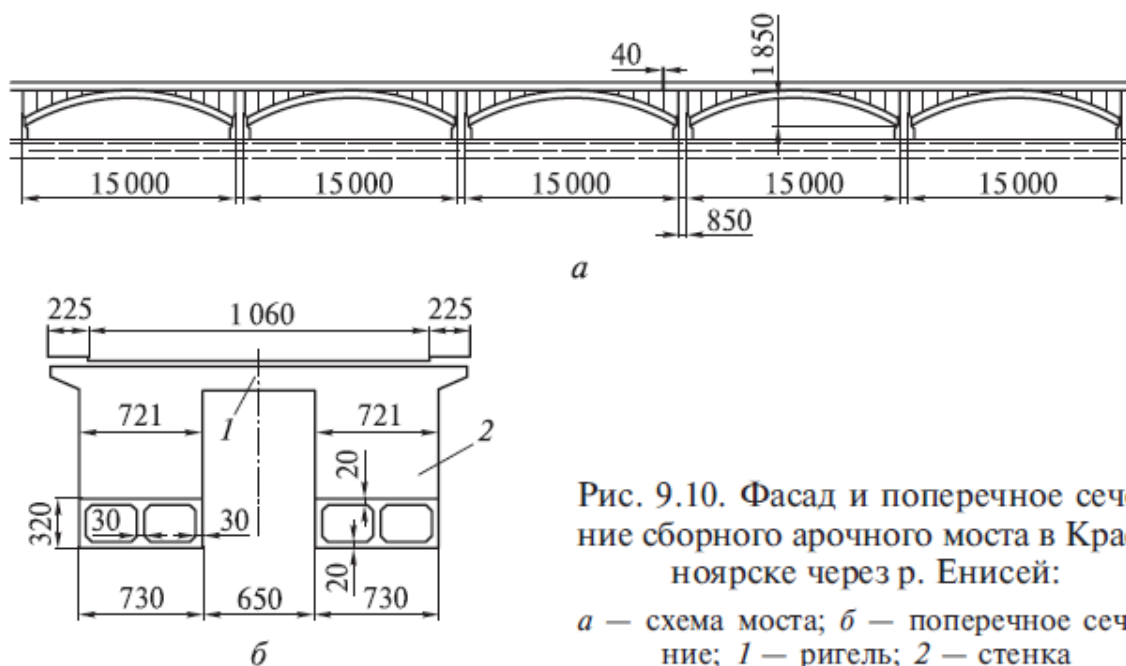


Рис. 9.10. Фасад и поперечное сечение сборного арочного моста в Красноярске через р. Енисей:
а — схема моста; б — поперечное сечение; 1 — ригель; 2 — стенка

Конструкция надсводного строения состоит из плоских поперечных рам, расставленных на расстоянии 9,5 м, поверх которых уложены элементы проезжей части (рис. 9.10, б). Стойки рам имеют большую ширину 7,21 м, почти равную ширине свода, и являются стенками толщиной 40 см по фасаду моста. Три крайние наиболее высокие рамы жестко соединены с аркой, четвертая опирается на своды шарнирно, а пятая представляет собой качающуюся стенку-валок с шарнирами вверху и внизу. По рамам устроено неразрезное пролетное строение проезжей части из ребристых балок пролетом 9,5 м шириной 3 м и высотой 0,8 м. Армированы они сварными каркасами по два каркаса в каждом ребре.

Элементы рам заготавливали в летнее время на открытой площадке, ребристые элементы проезжей части — в пропарочных камерах

непрерывного действия. Арочные пролетные строения изготовляли на берегу в виде отдельных полусводов длиной 75 м и массой 1 500 т с последующей подачей в пролет наплаву. Установка на опорные части производилась с помощью воздушной системы балансировки плашкоутов. Мост был сдан в эксплуатацию в октябре 1961 г.

Конструкции мостов с отдельными арками. Переход от сплошного свода к системе параллельных сводов, а от них к параллельным отдельным аркам является примером целесообразной концентрации материала в более мощных и более эффективных элементах. Пролетные строения мостов с арками сооружают монолитными, сборными или устраивают сборное надарочное строение с монолитными арками.

Конструкция монолитного арочного моста с отдельными арками представлена на рис. 9.11. Конструкция его надарочных строений включает опирающиеся на арки стойки (рис. 9.11, а, в), поддерживающие проезжую часть с помощью системы продольных и поперечных балок. По стойкам размещается ригель, который воспринимает нагрузку от плитных или балочных пролетных строений. Конструкция поперечной рамы зависит от ширины моста и количества арок в поперечном его сечении. Она может иметь две, четыре или шесть стоек, объединенных одним или несколькими ригелями. При большой высоте стойки рам для уменьшения их свободной длины соединяют поперечными распорками.

Конструкцию проезжей части в мостах с арками отделяют от арок швами 1 (см. рис. 9.11, а), чтобы предотвратить появление дополнительных усилий в ней и в надарочных стойках от совместной работы с арками. В плоскости поперечных рам надарочного строения следует размещать и распорки 2 между арками, что существенно улучшает работу пролетного строения на воздействие временной нагрузки.

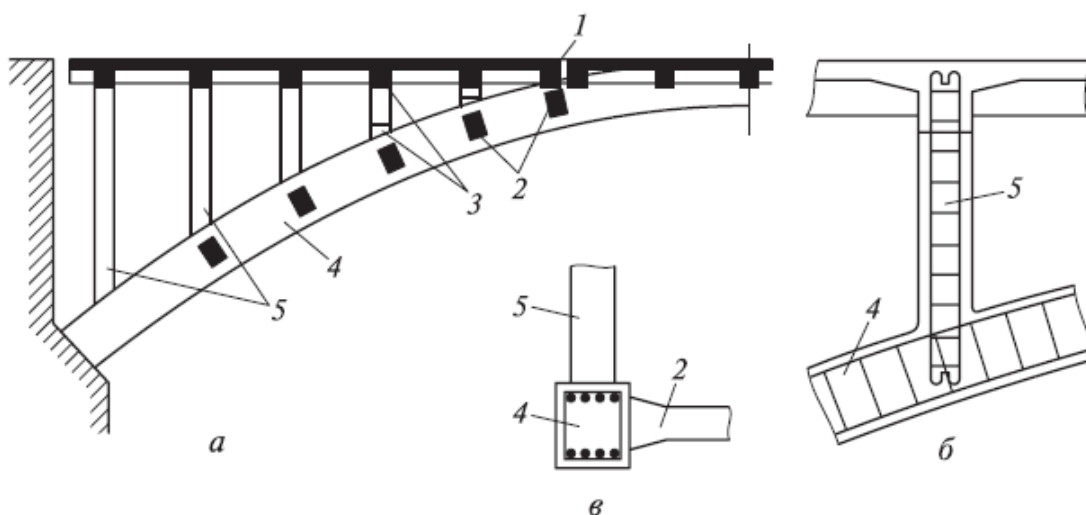


Рис. 9.11. Надарочное строение (а) монолитного арочного моста с отдельными арками и его узлы (б, в):

1 — деформационный шов в проезжей части; 2 — распорки между арками; 3 — шарниры в надарочных стойках; 4 — арка; 5 — надарочные стойки

В коротких стойках, относительная жесткость которых больше, чем длинных, могут возникать дополнительные усилия от температурных деформаций. На их концах поэтому устраивают шарниры 3, что исключает возникновение изгибающих моментов.

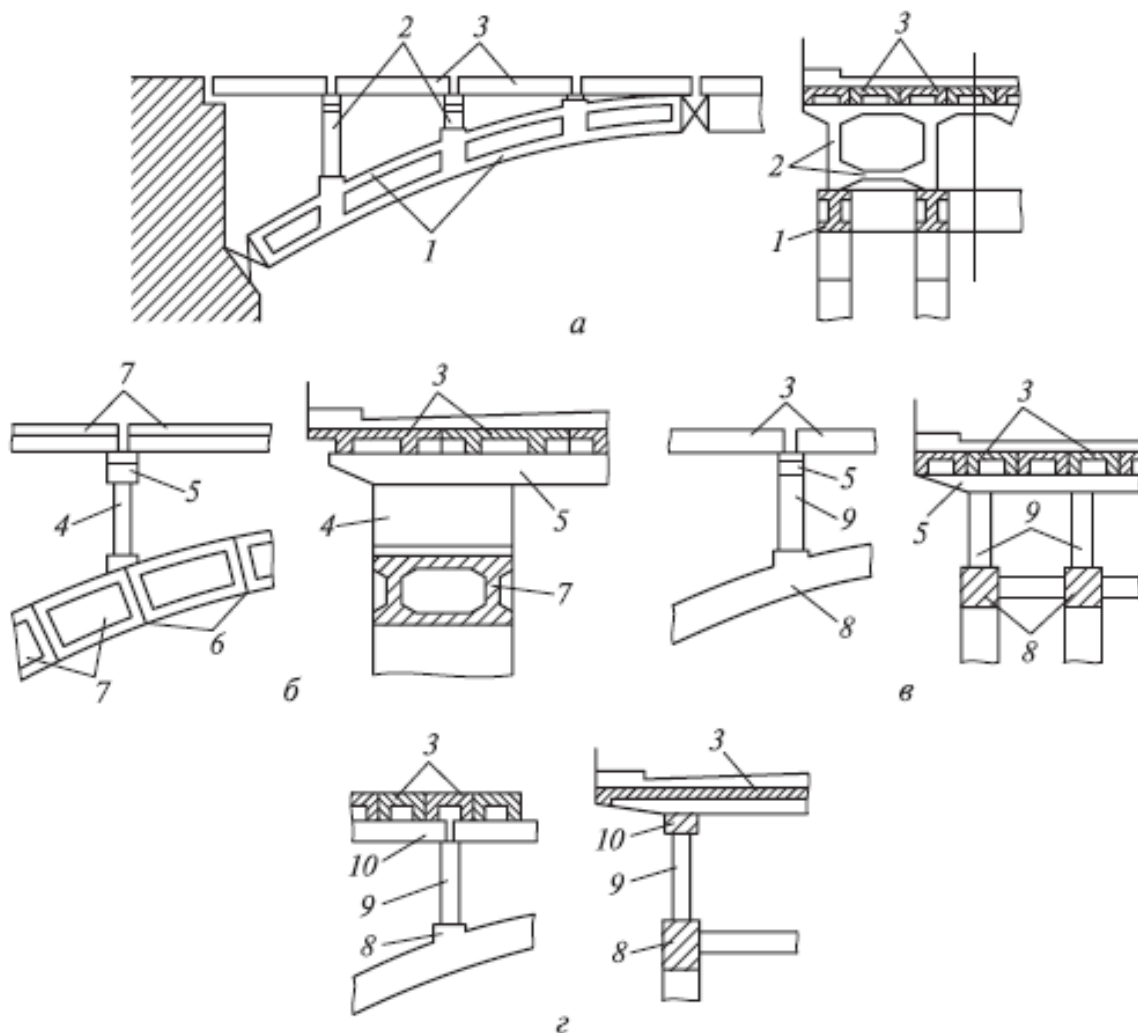


Рис. 9.12. Варианты (а—г) надарочных строений сборного арочного моста с отдельными арками:

1 — сборный блок — полуарка; 2 — рамы надарочного строения; 3 — сборные элементы проезжей части; 4 — надсводная стенка; 5 — ригель; 6 — швы между блоками; 7 — блоки арки; 8 — арка; 9 — надарочная стойка; 10 — продольный прогон

Конструкция сборного арочного моста с отдельными арками представлена на рис. 9.12. В полностью сборных арочных мостах арки монтируют из двух полуарок 1 (рис. 9.12, а) или из более мелких блоков 7 (рис. 9.12, б).

Монтаж полуарок кранами применялся при пролетах до 40...60 м, при доставке полуарок на плавку такие конструкции применялись при пролетах до

150 м. Монтаж арок из мелких блоков позволил обеспечить строительство арочного моста с рекордным пролетом 390 м.

Надарочное строение сборных мостов возводят сборным из стоек, поперечных стенок или рам, поддерживающих элементы проезжей части. По стойкам 9 укладывают ригели 5, на которые опирают плитные или ребристые элементы 3 проезжей части (рис. 9.12, в). Стойки и ригели надарочной части могут быть объединены в рамные блоки (см. рис. 9.12, а). Над арками вместо стоек могут быть применены надсводные стенки 4 (см. рис. 9.12, б). По стенкам укладывают ригель, на который опираются блоки проезжей части. Применяют также надарочную конструкцию, в которой по стойкам монтируют продольные балки 10 (рис. 9.12, г), а по ним блоки — проезжей части из типовых элементов балочных пролетных строений.

Выбор количества арок при компоновке пролетного строения.

При проектировании арочного моста с ездой поверху представляется возможным произвести выбор количества арок и расстояний между ними с учетом комплекса конструктивных, экономических и архитектурных требований в зависимости от габарита моста и величины его пролета. Расстояния между арками обычно колеблется от 2.3 до 5.6 м.

При ширине проезжей части до 8 м обычно принимают две арки на расстоянии 4.6 м. В мостах большей ширины количество арок увеличивают, принимая его всегда четным. Для обеспечения общей устойчивости и пространственной жесткости пролетного строения расстояние между осями крайних арок должно быть не менее $1/20$ пролета, а смежные арки должны быть связаны поперечными и продольными связями.

При езде понизу и по середине пролетное строение по конструктивным соображениям может иметь только две арки, расстояние между которыми определяется шириной ездового полотна.

Форма и размеры поперечного сечения арок. Арки могут иметь прямоугольное, двутавровое или коробчатое сечение в зависимости от величины их пролета. Наиболее просты в исполнении арки прямоугольного сечения, но они не экономичны по расходу материала по сравнению с двутавровыми и коробчатыми.

Отношение высоты h к ширине b их сечения колеблется от $1/2$ до 2. Более рациональны высокие сечения, у которых $h = (1,5...2,0)b$. Относительная высота этих арок обычно составляет $h/L = 1/40...1/60$. Высота арок прямоугольного сечения обычно не превышает 1 м.

Арки с высотой сечения более 1 м выполняют двутавровыми, а при высоте более 2 м — коробчатыми. Коробчатые сечения арок наиболее целесообразны по расходу материала, но по технологическим и эксплуатационным соображениям они могут применяться только при больших их высотах, когда обеспечивается доступ персонала во внутреннюю их полость.

Отношение высоты h арок к их пролету L для двутавровых и коробчатых арок составляет $h/L = 1/30 \dots 1/50$, что больше чем для прямоугольных.

Изменение сечения арки по длине пролета. Высоту арок иногда проектируют с переменной высотой по длине пролета в соответствии с огибающей эпюрой изгибающих моментов: в бесшарнирных арках высоту уменьшают от опоры к середине пролета, в трехшарнирных — увеличивают к четверти пролета. По технологическим соображениям высоту арки по длине пролета чаще принимают постоянной.

Армирование отдельных арок. Арки обычно армируют продольными криволинейными стержнями по верхней и нижней зонам сечения, которые соединяют хомутами.

В монолитных арочных мостах обычно применяют в качестве арматуры самонесущие арматурные каркасы в виде сквозных металлических ферм, которые способны воспринять все нагрузки в период бетонирования пролетного строения. В бесшарнирных арках основная продольная арматура должна быть надежно заанкерена в теле опоры на глубину, составляющую полторы высоты сечения арки в пяте при прямоугольном ее сечении, и половине высоты ее сечения в пяте — при тавровом и коробчатом сечениях.

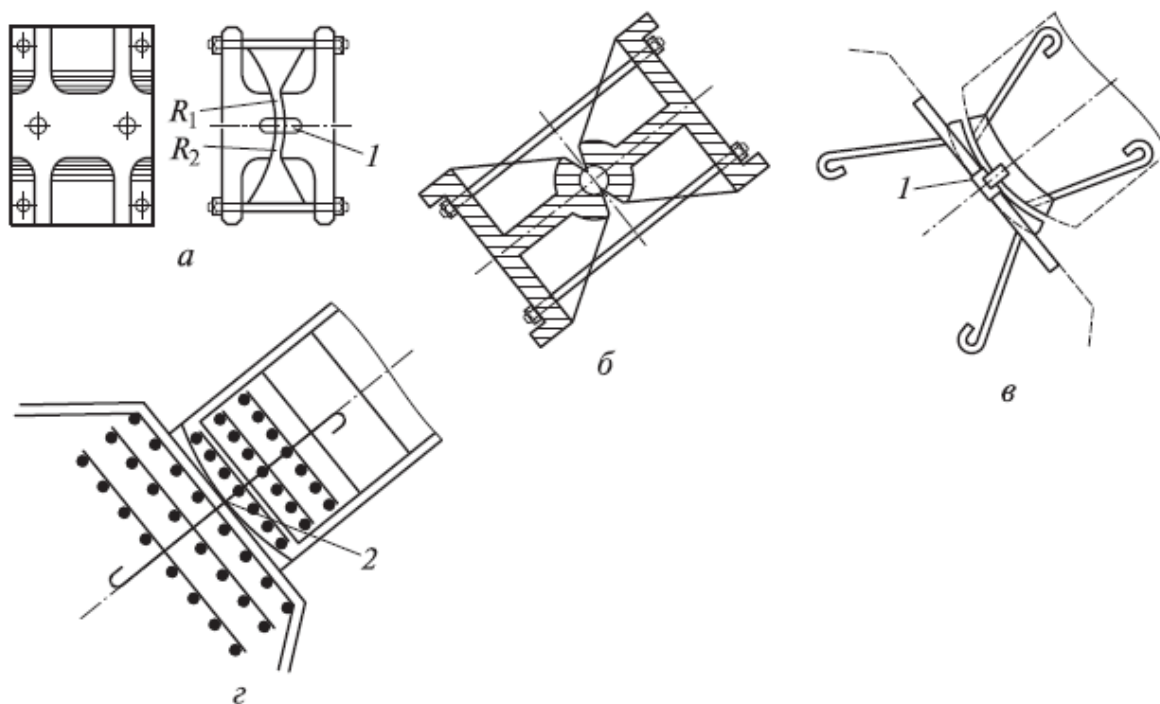


Рис. 9.13. Варианты (а—г) конструкций шарниров арочных мостов:
1 — штырь; 2 — свинцовая прокладка

Шарниры арочных мостов. В мостах с пролетами более 150 м где величины опорных реакций достигают весьма больших величин целесообразно применять стальные шарниры в виде подушек с цилиндрическими поверхностями разных радиусов (рис. 9.13, а, б).

В мостах с пролетами от 60 м возможно применение железобетонных шарниров с касанием по цилиндрическим поверхностям разных радиусов. В целях повышения прочности бетона при работе на местное смятие и получения необходимой формы цилиндрической поверхности их покрывают листовой сталью (рис. 9.13, в).

Для пролетов 49.50 м для арочных сводов возможно применение простейших шарниров (рис. 9.13, г) с плоским касанием через свинцовые прокладки с шириной, составляющей $1/3 \cdot 1/4$ высоты свода. Для ограничения смещения шарнира сквозь прокладку в середине сечения свода пропускают специальные арматурные стержни. Зазоры в месте контакта арки с телом опоры заполняются мастикой. Бетон арки и опоры в месте их контакта усиливается сетками арматуры (см. рис. 9.13, г).

Особенности конструкции арочных мостов с ездой понизу и посередине. Арки с ездой понизу или посередине обычно используют в мостах при малой строительной высоте.

В мостах с ездой понизу или посередине устраивают две арки, поднимающиеся над проезжей частью (рис. 9.14), которая расположена между ними. Отношение стрелы к пролету арок при езде понизу принимается обычно в пределах $1/4 \dots 1/7$, в зависимости от местных условий. Обычно арки связывают системой распорок, располагая их над габаритом проезда в средней части пролета. Нависая над проездом, распорки связей неблагоприятно влияют на внешний вид сооружения. Между тем отсутствие поперечных связей над проездом уменьшает поперечную жесткость и допустимо лишь в случае принятия специальных мер по обеспечению боковой устойчивости открытых арочных поясов. Поэтому поперечная жесткость пролетного строения является одной из главных задач, которую приходится решать при проектировании мостов с ездой понизу. Часто устройство связей определяет основные размеры сооружения и системы арок.

Для улучшения внешнего вида массивные поперечные распорки между арками иногда заменяют легкой решетчатой конструкцией, образующей над проездом ажурный свод.

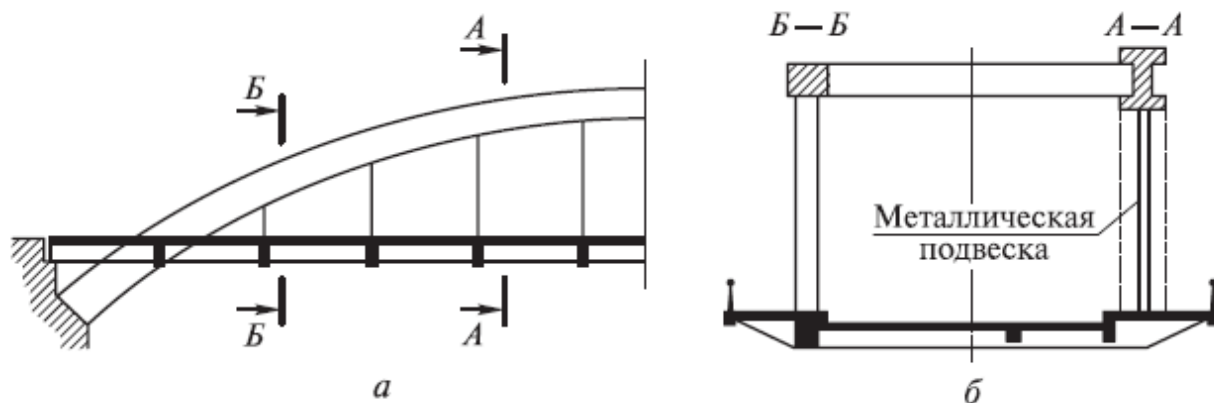


Рис. 9.14. Фасад (а) и поперечное сечение (б) арочного моста с ездой понизу

9.3. Виды вантовых мостов, особенности их конструкции и область применения

Вантовыми называют мосты (рис. 9.15), основными элементами пролетных строений которых являются наклонные прямолинейные ванты 2, подвешивающие балку жесткости 1 к пилонам 3.

Наклонные ванты крепятся к пилонам и поддерживают балку жесткости, являясь для нее упругими опорами. Особую роль играют крайние ванты 4, соединяющие верх пилона с неподвижной точкой. Они препятствуют горизонтальным перемещениям верха пилона при действии временных нагрузок и обеспечивают системе большую жесткость в вертикальной плоскости. Ванты работают только на растяжение, пилоны — в основном на сжатие, балка жесткости — на изгиб и на воздействие горизонтальных составляющих усилий в вантах. Балка жесткости поддерживается вантами во многих местах и работает как бы на упругом основании, в ней не возникают значительные изгибающие моменты, поэтому она может иметь небольшую высоту. Она может опираться и на пилоны, в этом случае в зоне опирания возникают значительные отрицательные моменты. Чтобы их избежать, в последнее время стали отказываться от опирания на пилоны, передавая вес балки жесткости и временной нагрузки на пилоны только через ванты.

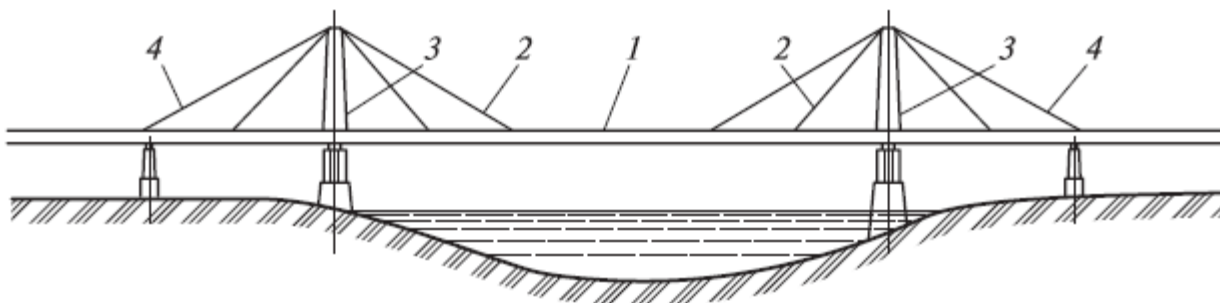


Рис. 9.15. Элементы вантового моста:

1 — балка жесткости; 2 — ванта; 3 — пилон; 4 — крайняя ванта

Вантовые мосты с железобетонными балками жесткости и пилонами стали применять недавно. Первый из них был построен в Венесуэле через оз. Маракайбо в 1962 г., второй - в СССР через гавань р. Днепр в Киеве в 1963 г.

К настоящему времени в мире существует не более 50 вантовых железобетонных мостов, но они имеют значительные перспективы развития. Они позволяют перекрывать пролеты до 350... 600 м. Их обычно возводят на пересечении глубоких рек, морских заливов или проливов, в устье рек, где сооружение опор сложно и поэтому дорого. В настоящее время в железобетонных вантовых мостах рекордный пролет 440 м достигнут в мосту, построенном в 1983 г. в Испании (мост Барриос де Луна).

Вантовым мостам свойственны привлекательные архитектурные формы, поэтому их часто строят в городах.

Схемы вантовых мостов различают в зависимости от количества пилонов, системы и количества плоскостей вант. При одном пилоне (рис. 9.16, а) ванты расположены относительно него несимметрично, к балке жесткости в основном пролете крепятся под различными углами, в том числе малыми. Это требует различных конструктивных решений узлов их крепления, что нетехнологично, а наличие малых углов прикрепления приводит к возникновению в вантах больших усилий и снижению жесткости пролетного строения. Тем не менее схема с одним пилоном оказывается приемлемой в городских условиях по архитектурным соображениям, так как может вписаться в ансамбль местности и сооружений города у реки. В большом пролете такого моста могут быть установлены обычные опоры, при этом ближайшую к вантам (см. рис. 9.16, а) размещают на расстоянии $a_x = (1... 2) a$, где a — расстояние между точками крепления двух наиболее удаленных от пилона вант.

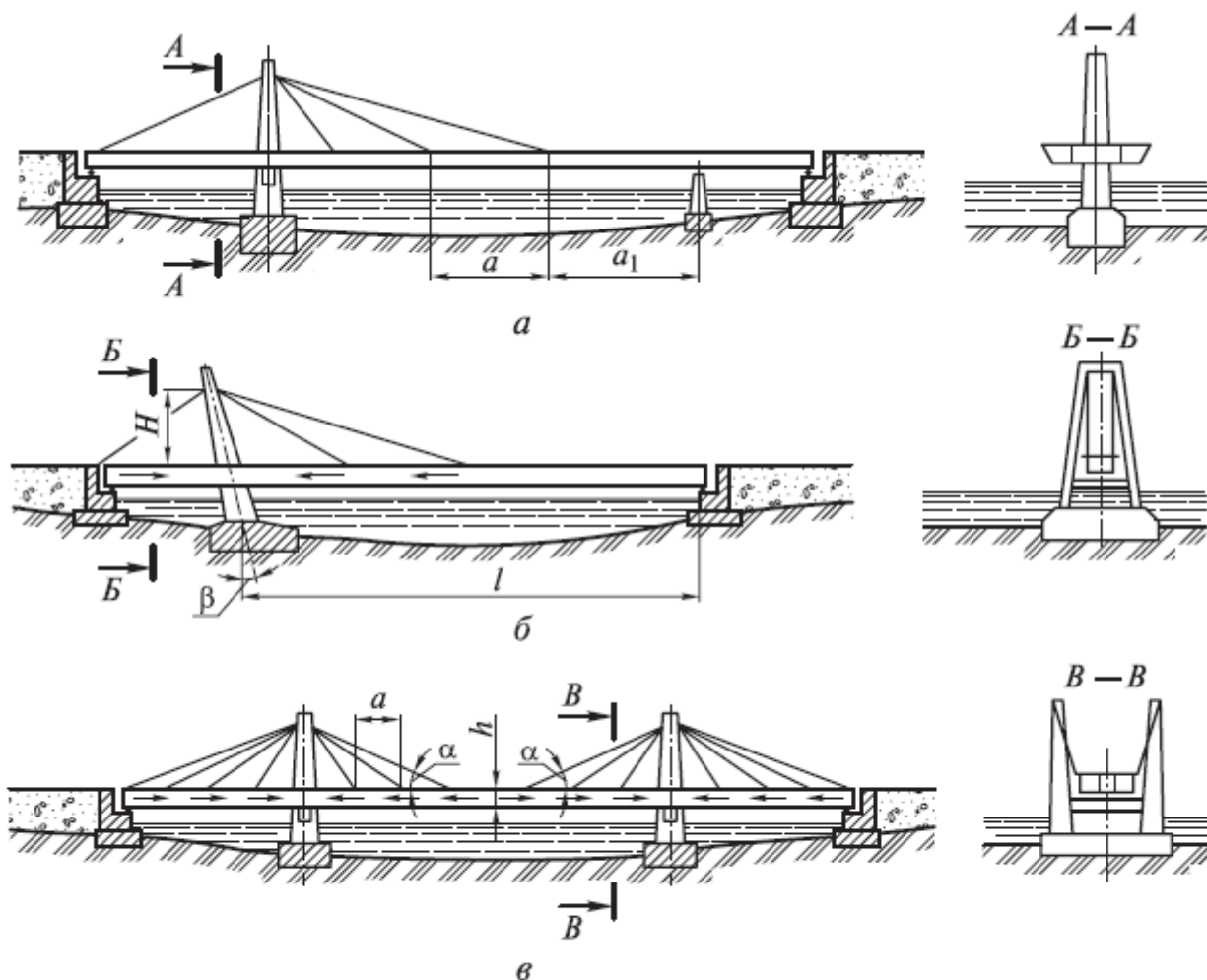


Рис. 9.16. Вантовые мосты с одним (а, б) и двумя (в) пилонами

Пилон вантового моста может быть наклонен к вертикали (рис. 9.16, б) под углом $\alpha = 10.20^\circ$. Помимо архитектурного эффекта это позволяет передать на пилон часть горизонтального усилия от вант основного пролета. В однопилонных мостах крайние ванты можно крепить к устоям. В этом случае балка жесткости упирается в один из устоев, передавая на него горизонтальное усилие (см. рис. 9.16, б).

Вантовые мосты с двумя пилонами (рис. 9.16, в), крайние ванты которых закреплены к торцам балки жесткости, работают как системы с воспринимаемым распором в балке жесткости. В них на пилоны от вант передаются в основном вертикальные усилия, так как их ванты расположены симметрично относительно пилонов. Углы наклона вант у них принимают не менее 30° , чтобы в них не возникали значительные усилия и деформации. Балка жесткости в этих мостах может поддерживаться в большом числе точек, что благоприятно для ее работы.

Расстояния a между точками крепления вант к балке жесткости изменяются в широких пределах: от 5.10 до 50.60 м. В зависимости от этого изменяется высота h балки жесткости. Ее принимают обычно постоянной по всей длине и равной $(1/15.1/20) a$.

В вантовых мостах применяют разнообразные системы расположения вант, их «рисунки». Наиболее часто применяют две системы вант: «пучок» и «арфа». В системе «пучок» (рис. 9.17, а) ванты сходятся в верхней части пилона в одной горизонтальной плоскости. При большом их числе это усложняет узел крепления их к пилому. В этой системе ванты имеют разные углы крепления к балке жесткости, средние ванты больше наклонены к ней, что способствует уменьшению возникающих в них усилий. При наличии в этой системе крайних опорных вант в пилонах не возникают изгибающие моменты, они работают только на сжатие. В системе «арфа» (рис. 9.17, б) ванты крепятся к пилому в нескольких уровнях и имеют одинаковый наклон к балке жесткости.

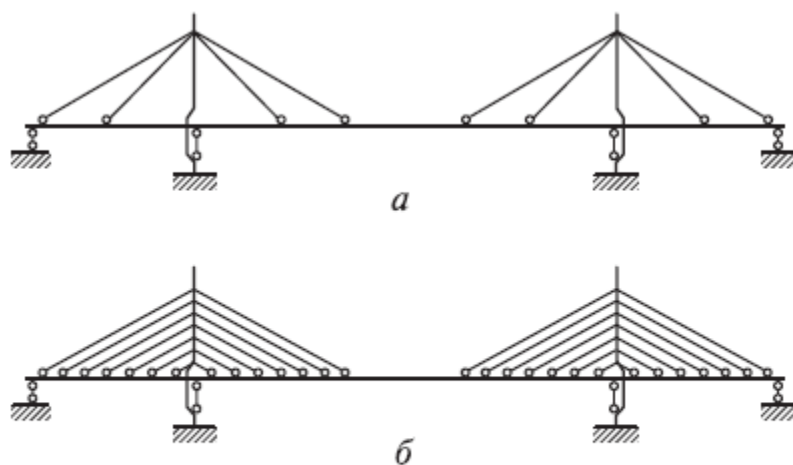


Рис. 9.17. Схемы расположения вант в мостах:
а — «пучок»; б — «арфа»

Узлы крепления вант к балке жесткости и к пилону в ней однотипны. При большом числе вант эта система позволяет унифицировать узлы крепления вант к балке жесткости и к пилону, унифицировать элементы балки жесткости и эффективно использовать возможности их индустриального изготовления и строительства. Однако при одностороннем нагружении основного пролета пилон интенсивно работает на изгиб от горизонтальных составляющих усилий в вантах.

В поперечном сечении пролетного строения ванты располагают в одной или в двух плоскостях. В широких мостах возможно и большее количество их плоскостей. Количество плоскостей вант и число вант в одной плоскости оказывают существенное влияние на архитектурные достоинства моста, на работу и конструкцию балки жесткости и пилонов.

При расположении вант в двух плоскостях используют П-образные, А-образные и двустоечные пилоны (рис. 9.18, а, б, в), проезжая часть размещается между ними, а тротуары выносятся на консоли за плоскости вант.

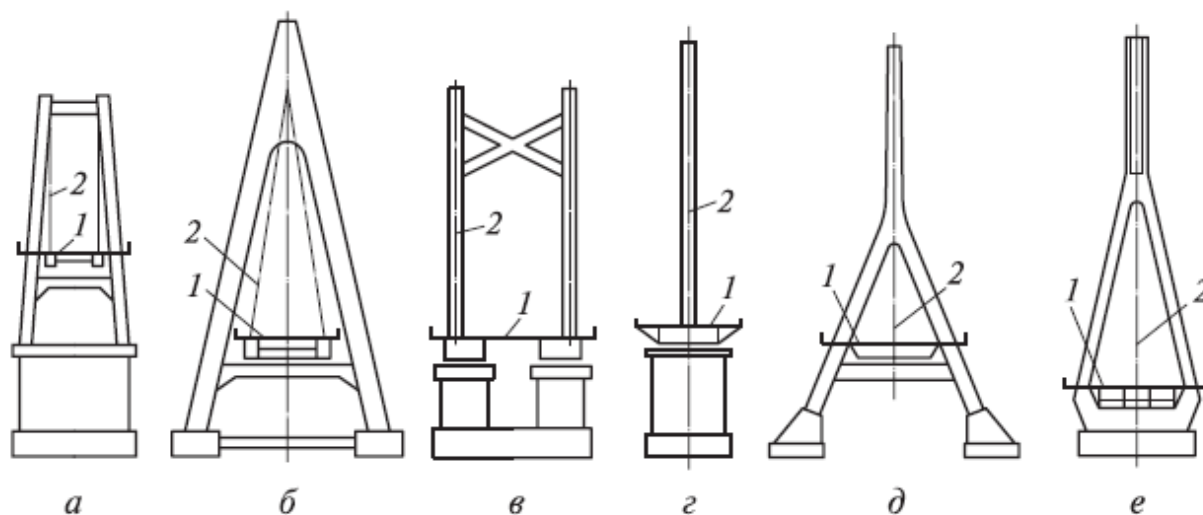


Рис. 9.18. Конструктивные формы пилонов с двумя (а—в) и одной (г—е) плоскостями вант:

1 — балка жесткости; 2 — плоскость расположения вант

При использовании А-образных пилонов ванты располагают в двух наклонных плоскостях, а при П-образных - в двух вертикальных плоскостях. Две плоскости вант позволяют рассредоточить и уменьшить усилия в балке жесткости и в вантах, обеспечить благоприятные условия работы балки жесткости при несимметричном ее нагружении относительно продольной оси. При двух плоскостях вант балка жесткости может иметь небольшую жесткость на кручение и быть выполнена из плитных или ребристых элементов.

При расположении вант в одной плоскости используют одностоечные (рис. 9.18, г) или А-образные (рис. 9.18, д, е) пилоны. Одностоечный пилон и ванты в этом случае размещают в пределах ширины разделительной полосы между проезжими частями двух направлений движения. Одностоечные пилоны требуют меньше материала и проще в изготовлении, но узел их пересечения с балкой жесткости сложен: пилон необходимо пропустить через балку жесткости с сохранением ее несущей способности в зоне ослабления. Пилоны А-образной формы (см. рис. 9.18, д, е) сложнее в изготовлении, но обеспечивают свободный пропуск балки жесткости между его стойками, обладают большей жесткостью в поперечном направлении.

Балка жесткости при одной плоскости вант при несимметричном ее загрузении работает не только на изгиб, но и на кручение и должна иметь значительную жесткость при кручении.

Высоту пилонов вантовых мостов принимают из условия, чтобы угол наклона наиболее удаленной ванты был не меньше 30° .

Конструкции элементов вантовых мостов. Конструкция балок жесткости в основном зависит от ширины проезжей части, числа плоскостей вант, расстояния между точками закрепления вант и незначительно от величины основного пролета. При увеличении числа вант в одной плоскости открывается возможность выполнения балок жесткости даже из простейших унифицированных элементов, применяемых в простейших балочных мостах. При двух плоскостях вант в зависимости от ширины проезжей части и числа вант в одной плоскости балки жесткости могут быть плитными, ребристыми и коробчатыми.

Плитные балки жесткости вантовых пешеходных мостов могут быть выполнены из унифицированных пустотных плитных блоков, если расстояние между точками крепления вант не превышает 15... 18 м, а ширина проезжей части не более 8 м. Блоки в плите жесткости объединяются в поперечном направлении шпоночными стыками, а в продольном — монолитными поперечными балками. Поперечные балки воспринимают также изгибающий момент, действующий в поперечном направлении; их используют и для прикрепления плиты жесткости к вантам.

С возрастанием главного пролета почти линейно растет сжимающая балку жесткости нормальная сила. Для ее восприятия при ходится выполнять балку жесткости с большей высотой. При расстояниях между точками крепления вант 15...30 м балку жесткости можно формировать из унифицированных двутавровых балок, объединяя их в местах крепления вант поперечными монолитными балками - диафрагмами, способными воспринимать изгибающий момент в поперечном направлении, воспринимать усилия от вант в наклонной плоскости и передавать их на продольные балки, составляющие балку жесткости.

При тех же расстояниях между точками крепления вант нашли применение балки жесткости, составленные из двух широко расставленных П-образных балок, по которым укладывают поперечные балки проезжей

части. Крайние балки размещаются в плоскостях вант, имеют поперечные диафрагмы, к которым крепятся ванты. Такая конструкция балки жесткости была впервые применена в вантовом мосту через гавань р. Днепр в Киеве.

При ширине проезжей части более 12 м целесообразно применение балок жесткости коробчатого сечения, имеющих значительную жесткость при кручении. При одноплоскостной системе вант только коробчатая форма сечения балки жесткости может надежно сопротивляться изгибу и кручению. Коробчатые балки имеют большую жесткость при изгибе и кручении, одинаково хорошо приспособлены к восприятию как положительных, так и отрицательных моментов, обладают хорошими аэродинамическими параметрами, имеют привлекательный вид, удобны при транспортировке и монтаже.

Конструкции вант и пилонов. Ванты формируют из одного или нескольких канатов: витых или параллельных проволок. Предпочтение отдается канатам из параллельных проволок, имеющим больший модуль упругости. В месте прикрепления вант к балке жесткости или к пилону каждый канат ванты закрепляется отдельно с помощью анкеров, конструкции которых аналогичны анкерам для арматурных пучков, напрягаемых на бетон. На рис. 9.19 приведено поперечное сечение канатов из параллельных проволок для вант моста через р. Днепр в Киеве. Он образован из 91 проволоки диаметром 5 мм. При формировании канатов зазоры 2 между проволоками 1 заполнялись полимерным материалом, который в течение 3 мес сохранял способность к вязкопластичному деформированию. Канат обматывали вначале лентой 3 из стеклоткани, а затем лентой 4 из нержавеющей стали толщиной 0,5 мм. По окончании монтажа канаты окрасили полимерной краской с алюминиевой пудрой.

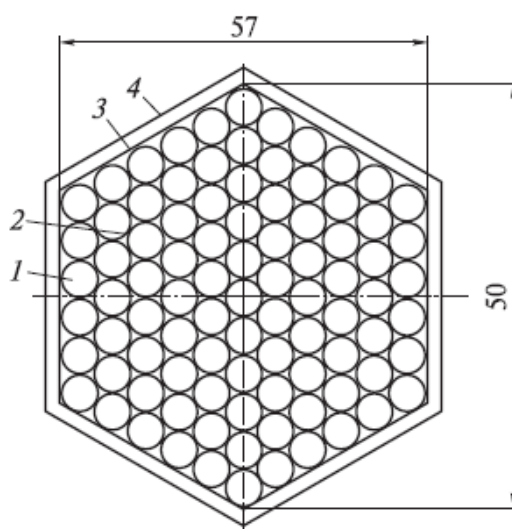


Рис. 9.19. Поперечное сечение каната из параллельных проволок:

1 — проволока; 2 — зазор; 3 — лента из стеклоткани; 4 — лента из нержавеющей стали

Для этих канатов были разработаны и оригинальные анкеры (рис. 9.20), основными элементами которых являются стакан 7 с конической внутренней полостью 8, упорный диск 1 с коническими отверстиями, втулка 2 из мягкого металла. Предварительно разведенные и расплюснутые концы проволоки 9 крепятся в упорном диске 1. Внутренняя полость 8 заполняется смесью холодного отверждения на основе эпоксидной смолы. Повышению выносливости проволок в местах перегиба проволок способствует втулка 2 из мягкого металла. Стальная трубка 3 используется для гидроизоляции пучка у входа в анкер. Обвязочная спираль 6 и защитная лента 5 из нержавеющей стали входят в трубку, а зазор между трубкой и лентой заполняется тиоколовым уплотнением 4.

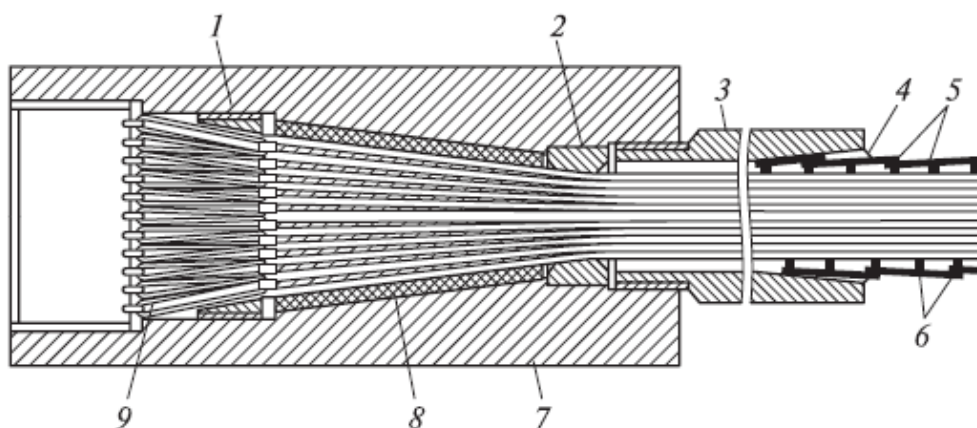


Рис. 9.20. Конструкция анкера для каната:

1 — упорный диск; 2 — втулка из мягкого металла; 3 — стальная трубка; 4 — тиоколовое уплотнение; 5 — лента из нержавеющей стали; 6 — обвязочная спираль из оцинкованной проволоки; 7 — стакан; 8 — внутренняя полость; 9 — проволока

В качестве примера рассмотрим железобетонный вантовый мост через гавань р. Днепр в Киеве (рис. 9.21, а), построенный в 1963 г. по проекту инженера В.И.Кириенко. Он имеет 11 пролетов по схеме: $21 \times 3 + 63 + 143 + 63 + 21 \times 3 + 17 \times 2$ м и рассчитан на пропуск двух колон автомобилей; ширина его проезжей части 7 м, тротуаров - по 1,5 м.

Пилоны этого моста П-образной формы выполнены из монолитного железобетона. Балка жесткости опирается на пилоны и опоры эстакадной части моста и подвешена к пилонам вантами: в средней части основного пролета расстояние между креплениями 17 м, в остальной части — 21 м (рис. 9.21, б). Ванты этого моста выполнены в виде пучков стальных канатов диаметром 63...67 мм (см. рис. 9.21, б). Они огибают пилон, опираясь на общую стальную опорную часть. Закрепление вант на пилоне осуществлено накладками с болтами.

В поперечном сечении балки жесткости расположены две неразрезные главные балки (рис. 9.21, в) высотой 1,5 м и шириной 1,26 м, по которым устроена проезжая часть из балок таврового сечения, уложенных

поперек моста на выступы главных балок. Плоскости вант совпадают с осями главных балок. Усилия от вант передаются на стенки главных балок через короткие и жесткие диафрагмы, которые размещены внутри главных балок (см. рис. 9.21 в) и работают в основном на срез.

Конструктивное решение вантового моста через гавань р. Днепр привлекло внимание многих инженеров, в том числе и за рубежом. Оно было использовано при дальнейшем развитии вантовых мостов.

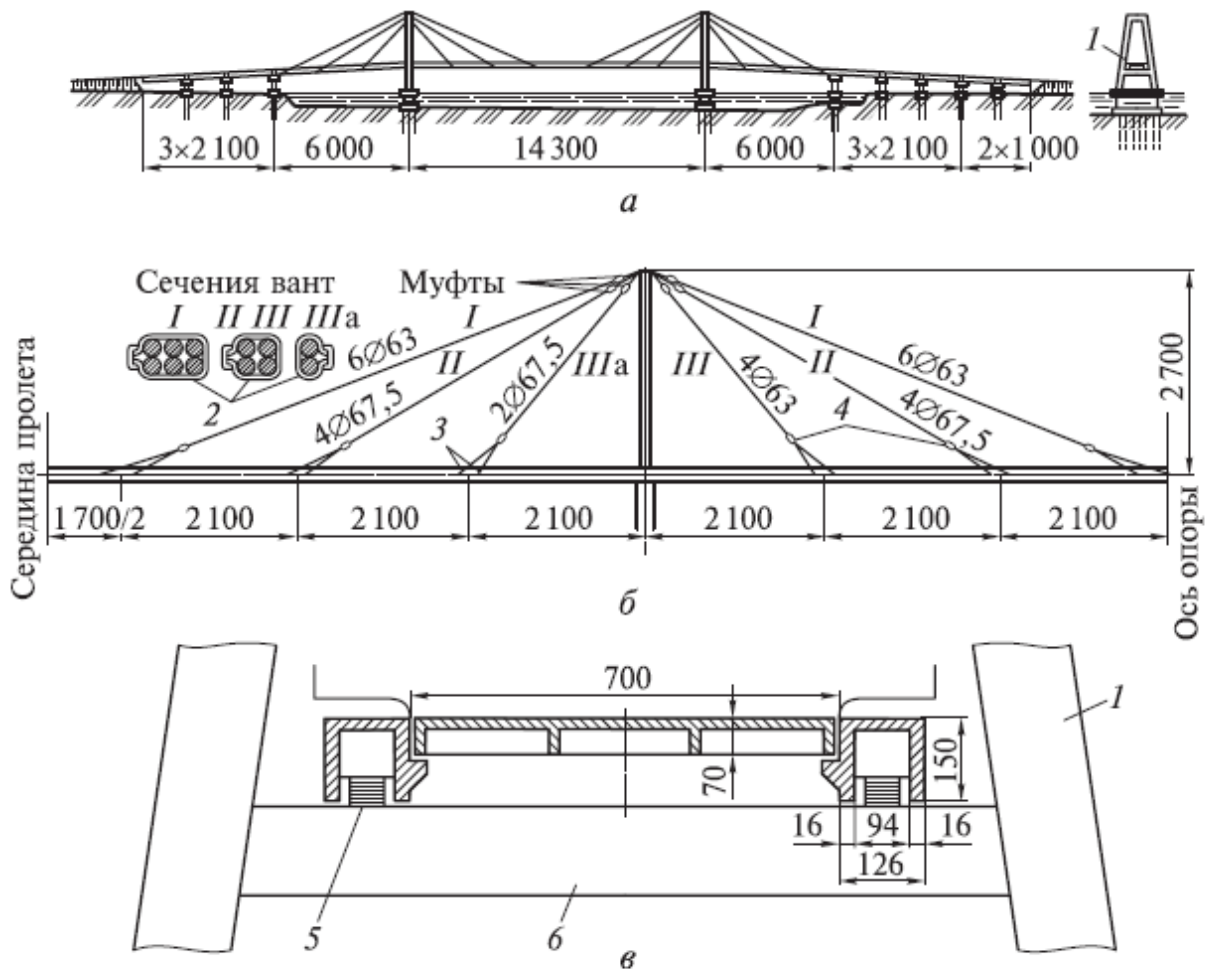


Рис. 9.21. Фасад (а), схема вант (б) и поперечное сечение балки жесткости (в) вантового моста в г. Киеве:

1 — стойка пилона; 2 — обжимки вант; 3 — анкерные стаканы; 4 — муфты; 5 — опорные части; 6 — распорка пилона

Выдающийся пример представляет собой железобетонный вантовый мост Броттон через р. Сену, построенный в 1977 г. и имеющий пролет 320 м при высоте судоходного габарита 50 м (рис. 9.22 а). В нем реализована идея одноплоскостных многовантовых мостов с железобетонной коробчатой балкой жесткости. Для поддержания балки жесткости использовалась параллельная система вант («арфа») с расстоянием между узлами крепления к балке жесткости, равным 5 м. Рассредоточение канатов в этой многовантовой системе улучшило условия работы балки жесткости: уменьшило изгибающие моменты в ней и усилия в местах крепления вант к ней. Это

упростило конструкцию узла крепления, а также облегчило условия для навесного монтажа. Мост рассчитан на четыре полосы движения и имеет два тротуара по 1,5 м (рис. 9.22 б). Балка жесткости принята коробчатого сечения с оригинальным креплением к ней вант (рис. 9.22, в).

Вместо ранее применявшихся тяжелых сплошных поперечных балок диафрагм применены сквозные конструкции — распределительные фермы. Возможность применения этого решения обусловлена небольшими усилиями в каждой из 42 вант, лежащих в одной плоскости. Параллельное расположение вант позволило полностью унифицировать анкеровку кабеля в балке жесткости. При этом продольная составляющая усилия в ванте 2 передается на балку жесткости через верхнюю плиту 1 (см. рис. 9.22, б), а вертикальная — на наклонные стенки 3 через растянутые предварительно напряженные железобетонные раскосы 4 под углом 45° к вертикали.

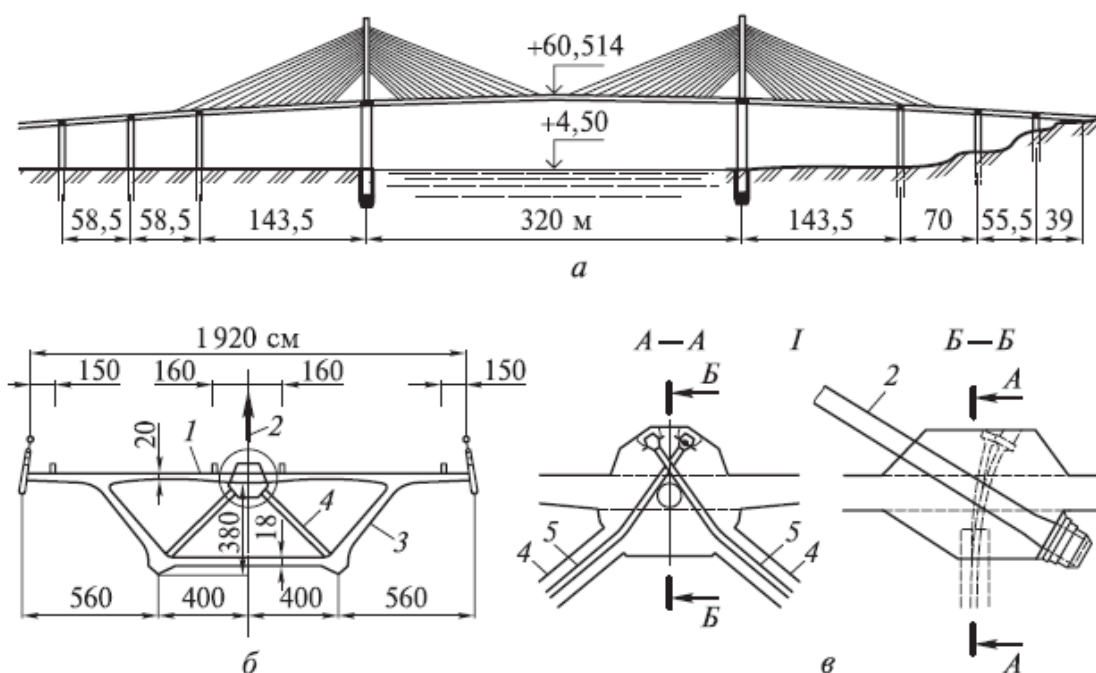


Рис. 9.22. Схема (а) моста Броттон и поперечное сечение (б) его балки жесткости и узел крепления ванты (в):

1 — верхняя плита; 2 — ванта; 3 — наклонная стенка; 4 — раскос; 5 — арматура

Пилоны этого моста сооружены из железобетона. Каждый пylon представляет собой одиночную стойку. С каждой стороны к пилону подходит по 21 ванте в одной вертикальной плоскости. Высота пилонa над проезжей частью составляет 75,5 м. Пилон проходит сквозь балку жесткости и заделан в нее. Поперечное сечение пилонa имеет сложную форму. Его ширина 2,60 м. в поперечном направлении постоянна, а в продольном, в котором в пилоне возникают значительные изгибающие моменты, высота сечения уменьшается снизу вверх с 4,80 до 2,84 м. Внутри пилонa предусмотрены полости для прохода обслуживающего персонала.

Контрольные вопросы

1. Каковы виды, конструкции и области применения железобетонных рамных мостов?
2. Каковы виды, конструкции и области применения железобетонных арочных мостов?
3. Каковы виды, конструкции и области применения вантовых железобетонных мостов?

РАЗДЕЛ 10 МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ МОСТЫ

ЛЕКЦИИ 23-25

Общие сведения о металлических мостах

10.1. Краткие сведения о развитии металлических мостов

Металл в виде цепей в качестве несущих кабелей в простых висячих пешеходных мостах применялся в Китае еще в начале XVIII в. Однако широкое использование металла в мостостроении началось с 1779 г., когда в Англии через р. Северн был сооружен первый чугунный арочный мост. Арки этого моста с пролетом около 32 м были выполнены из тонких и длинных криволинейных элементов и заметно повторяли конструкцию ранее применявшихся деревянных арочных мостов.

Подобные мосты в конце XVIII — начале XIX в. были построены и в России. Их конструкция имела недостаточную надежность из-за хрупкости чугуна и малых сечений длинных элементов арок. Поэтому в начале XIX в. большее применение получили чугунные арочные мосты со сводами, составленными из ребристых блоков, которые объединялись болтами. Они оказались более надежными и удобными в изготовлении и монтаже.

В дальнейшем, при постройке Зеленого моста через р. Мойку (1806 г) и ряда других арочных мостов в Петербурге, были впервые применены более легкие чугунные арки двутаврового сечения. В 1835 г. в Москве через Обводный канал был построен Чугунный арочный мост пролетом около 40 м. Три арки его пролетного строения поддерживали проезжую часть с ездой понизу с помощью железных подвесок.



Рис. 10.1. Мост, построенный С. В. Кербедзом через р. Неву (1850 г.)

Россия сыграла немалую роль в развитии мостостроения. В 1809 г. в Петербурге был основан Институт корпуса инженеров путей сообщения. В нем была создана школа мостостроения, из которой вышли талантливые русские инженеры и ученые. При значительном объеме строительства железных и шоссейных дорог мостостроителям России был предоставлен

широкий простор для творческой работы. Уже в первой половине XIX в. Россия стала одной из передовых стран по технике мостостроения.

Из многочисленных мостов, построенных в этот период в России, заметное место занимает Благовещенский мост через р. Неву в Петербурге (рис. 10.1), построенный в 1850 г. выдающимся русским инженером С.В.Кербедзом (1810—1899), названный впоследствии мостом лейтенанта Шмидта.

Он имел семь пролетов от 32 до 48 м, перекрытых пологими чугунными арками двутаврового сечения с надсводным строением из решетчатых чугунных блоков. В нем имелся разводной пролет для пропуска судов. Этот мост просуществовал 87 лет и был разобран в связи с тем, что перестал удовлетворять возросшим требованиям городского движения, а также условиям быстрого пропуска судов через разводной пролет. Элементы разобранных чугунных арочных пролетных строений оказались в таком хорошем состоянии, что были снова использованы для строительства нового моста через р. Волгу в г. Калинин.

Недостатки чугуна, плохо сопротивлявшегося растяжению и динамическим воздействиям нагрузок, были причиной ряда разрушений чугунных балочных мостов, преимущественно в Великобритании. Это способствовало вытеснению чугуна и замене его сварочным железом. Сначала были предприняты попытки комбинации чугуна и железа. В середине XIX в. стали применять коробчатые балки, состоящие из верхней чугунной и нижней железной частей, связанных вертикальными железными листами (рис. 10.2, а). Дальнейшее развитие чугунно-железных балок привело к созданию сквозных ферм, сжатые элементы которых выполняли из чугуна, а растянутые — из железных тяжей (рис. 10.2, б).

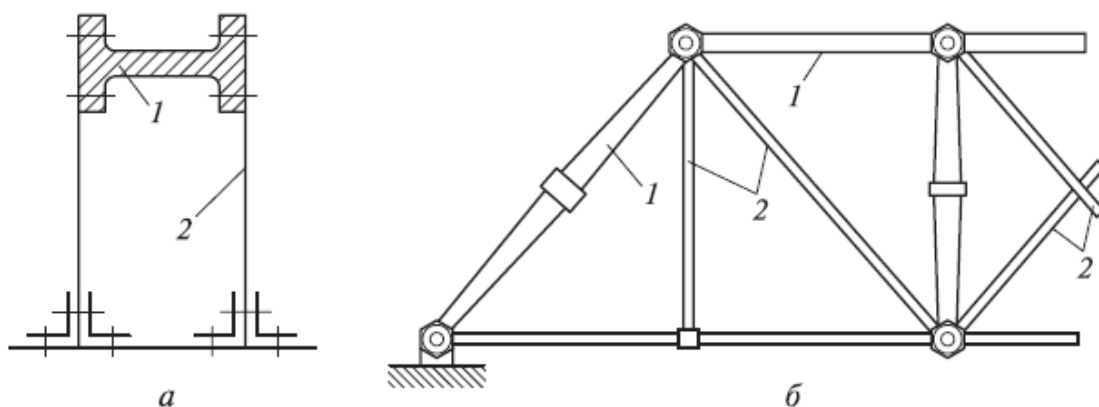


Рис. 10.2. Элементы (а, б) мостов с чугунно-железными несущими конструкциями:

1 — чугунный элемент; 2 — железный элемент

Одновременно сделаны первые попытки постройки крупных балочных железных мостов со сплошной стенкой. В 1850 г. в Вели-

в Великобритании построили железнодорожный трубчатый мост «Британия» с пролетами по 140 и 70 м (рис. 10.3). В поперечном сечении этот мост имел верхний и нижний пояса, распространенные на всю ширину моста и связанные по краям сплошными вертикальными стенками.

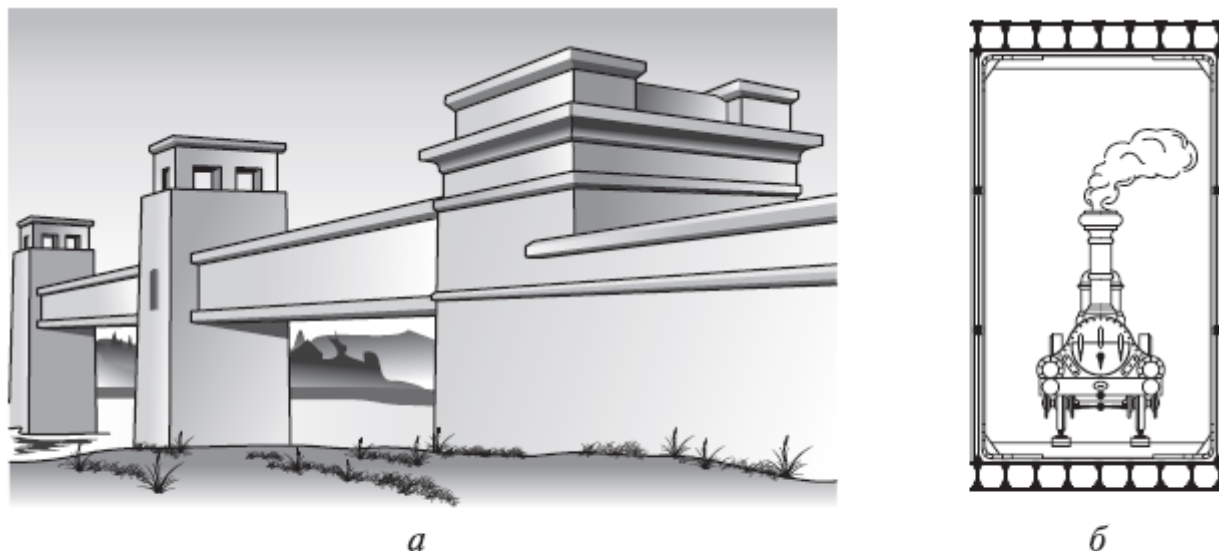


Рис. 10.3. Общий вид (а) и поперечное сечение пролетного строения (б) моста «Британия» (1850 г.)

Однако трубчатые пролетные строения оказались нерациональными вследствие большого веса и были вытеснены мостами, имевшими главные балки двутаврового сечения. При больших пролетах двутавровые балки оказались тяжелыми, что вызвало переход к применению сквозных ферм.

Первые металлические фермы, появившиеся в 40-х годах XIX в., во многом напоминали распространенные в то время деревянные решетчатые фермы и в большинстве представляли собой многорешетчатую систему, состоящую из поясов и большого числа раскосов. Выдающийся мост с решетчатыми фермами был построен через р. Лугу в 1853 - 1857 гг. по проекту русского инженера С.В.Кербедза. Мост имел два пролета по 55,3 м под два железнодорожных пути с пролетными строениями с ездой поверху, которые имели в поперечном сечении четыре фермы многорешетчатой системы с параллельными поясами. Мост прослужил около 84 лет и был разрушен во время Великой Отечественной войны.

Вторая половина XIX в. характерна строительством в России ряда крупных железнодорожных и автодорожных металлических мостов с решетчатыми фермами. Этот период интенсивного формирования русской мостостроительной науки, связанной с именами выдающихся русских инженеров и ученых: С.В.Кербедза (1810—1891), Д.И.Журавского (1821 — 1891), Н.А.Белелюбского (1845—1922), Ф.С.Ясинского (1856—1899), Л. Д. Проскуракова (1858—1926) и др.

Из мостов, построенных в России в 60-х годах XIX в., следует отметить Бородинский мост через р. Москву в Москве (1861) с пролетами по

42,7 м и большой мост через р. Вислу в Варшаве (1858—1866), имевший шесть пролетов по 74,68 м с двухпролетными неразрезными фермами.

При дальнейшем развитии сквозных металлических ферм строители мостов стремились к упрощению решетки ферм и созданию наиболее надежных узловых соединений. Поиском новых, более рациональных систем и конструкций мостовых ферм занимались во второй половине XIX в. многие русские и иностранные ученые. В результате теоретических исследований по отысканию наиболее рациональных очертаний несущих конструкций построен ряд мостов с фермами, имевшими параболическое, гиперболическое, полупараболическое и другие криволинейные очертания поясов. Был также разработан ряд новых схем ферм с простыми решетками, по своим системам наиболее близких к шарнирно-стержневым расчетным схемам, подвергнуты исследованию дополнительные напряжения, возникающие вследствие жесткости клепаных узлов и ряд других вопросов. В результате широко распространенные многорешетчатые фермы постепенно уступили место многораскосным, а затем фермам с еще более простой решеткой.

Крупный вклад в отечественную науку и практику строительства мостов сделан известным русским инженером и ученым проф. Н.А.Белелюбским. В 70-х годах XIX в. Н.А.Белелюбский предложил свои проекты металлических мостов на Октябрьской железной дороге для замены ранее существовавших на ней деревянных мостов.

К концу XIX в. наметился постепенный переход от многорешетчатых и многораскосных ферм к фермам с более простыми решетками. Уже в 1880—1890-е годы на ряде шоссейных дорог России построены первые мосты с фермами в виде простой раскосной или треугольной решетки. В конце XIX в. появились фермы со шпренгельной решеткой. Первый мост этой системы в России построен проф. Л.Д.Проскураковым через р. Енисей в 1896 г. под железнодорожную нагрузку.

Конец XIX - начало XX в. - продолжение периода быстрого развития мостостроительной науки и техники в России. В этот период построено много мостов через крупнейшие реки, отличающихся смелыми и прогрессивными решениями. К числу таких мостов, построенных в России, относятся крупнейшие мосты через р. Волгу у Свияжска и Симбирска с пролетами по 158,4 м по проектам проф. Н.А. Белелюбского, мосты через р. Оку у Муромы и р. Волхов по проектам проф. Л.Д.Проскуракова и ряд других.

Среди балочных мостов, построенных в середине XIX в., довольно часто строили мосты с неразрезными пролетными строениями, которые, обладая несомненными экономическими преимуществами, имели и ряд недостатков: чувствительность к осадке опор, большие перемещения от изменений температуры.

Во второй половине XIX в. в мировом мостостроении возникло предложение о включении шарниров в пролетах, превращающее

неразрезную систему в статически определимую - консольную. Оно дало новое направление в строительстве металлических мостов. Обладая перед балочно-разрезными пролетными строениями экономическими преимуществами, возрастающими с увеличением пролета, консольные системы завоевали широкое применение для мостов больших пролетов.

В России первый консольный мост построен в 1888 г. через р. Сулу под железную дорогу по проекту проф. Л. Д. Проскуракова. В 1898 г. сооружен первый консольный мост под шоссе через р. Днепр в Смоленске; в 1894 г. построен мост через р. Днестр пролетом 102 м, а в 1908 г. — мост пролетом 190 м через р. Днепр у Кичкаса - оба под железную и автомобильную дороги. Кичкасский мост был в то время крупнейшим по пролету в России.



Рис. 10.4. Фортский мост с пролетами по 521 м (1890 г.)

Наиболее известными консольными зарубежными мостами этого периода являлись мост пролетом 175 м через р. Дунай в Будапеште, построенный в 1897 г., и наибольшие по пролету мосты: Фортский (Шотландия) с пролетами по 521 м (рис. 10.4), построенный в 1890 г., и Квебекский (США) пролетом 549 м, построенный в 1917 г.

Наряду с широким применением консольных систем не прекращалось строительство мостов с неразрезными пролетными строениями. С развитием техники устройства глубоких подводных оснований, а также увеличением пролетов и расчетных временных нагрузок, применение неразрезных мостов стало особенно целесообразным. К числу первых отечественных неразрезных мостов относятся мосты через р. Вислу (1866), Большой Краснохолмский (1872) и Крымский (1874) в Москве через р. Москву, через р. Оку в Орле (1880) и ряд других.

В дальнейшем металлические неразрезные мосты продолжали находить применение и с развитием мостостроительной техники достигли довольно совершенных современных конструктивных форм.

Русская школа мостостроения в XIX в. практически не отставала от мирового уровня и внесла заметный вклад в науку о мостах. В значительной

степени этому способствовало крупнейшие русские ученые-мостостроители С.В.Кербедз, Д.И.Журавский, Н.А.Белелюбский, Л.Д.Проскураков, Г.П.Передерий, Н.С.Стрелецкий, Е. О. Патон и др.

С.В.Кербедз (1810—1891) спроектировал и построил первый постоянный мост через р. Неву с чугунными арочными пролетными строениями (1850), первый в России металлический мост с решетчатыми фермами через р. Луга (1853), преподавал в Институте инженеров железнодорожного транспорта.

Большой вклад в становление русской научной школы мостостроения внес Д.И.Журавский (1821-1891), который разработал теорию расчета многорешетчатых ферм, создал теорию касательных напряжений.

Н.А. Белелюбский (1848-1922) предложил рациональную двух-раскосную решетку, которую использовал в дальнейшем при проектировании мостов.

Он первым в мире доказал рациональность замены в мостостроении сварочного железа на литое железо и с 1883 г. начал проектировать мосты из литого железа, создал первые нормы по применению литого железа в мостостроении. Им спроектировано более 100 крупных мостов, среди которых самый длинный в Европе Сызранский мост через р. Волгу (1880). Он разработал первый в России метрический сортамент прокатных профилей, ввел типовые пролетные строения металлических мостов для пролетов от 25 до 50 саженей (55...109 м).

Л.Д.Проскураков (1858—1926) разработал и применил стальные фермы с треугольной решеткой, полигональным и параболическим верхним поясом. По его проектам построено большое количество крупных мостов через реки Неман, Волхов, Оку, Амур, Волгу, Енисей. Л.Д.Проскураков ввел в практику мостостроения расчет по линиям влияния и эквивалентным нагрузкам, создал учебники по мостам и строительной механике. Когда в 1896 г. в Москве был открыт Институт инженеров железнодорожного транспорта, он стал первым профессором кафедры мостов.

Кроме мостов балочной системы в России после 1880 г. достаточно часто применяли и железные арочные мосты. Первоначально они подобно чугунным арочным мостам имели бесшарнирные арки, которые вскоре были заменены шарнирными.

Появление в XX в. высокопрочных сталей дало дополнительные возможности для развития металлического мостостроения. Постепенно упростилась конструкция пролетных строений, появились новые виды соединений элементов (сварка, фрикционные соединения на высокопрочных болтах), новые (для мостов) конструктивные формы: ортотропные плиты, замкнутые, коробчатые и трубчатые сечения элементов. Это создало лучшие условия для широкого применения стальных мостов для перекрытия очень больших пролетов. Пролеты балочных мостов достигли 548 м (Квебекский мост в Канаде, балочно-консольная система, 1917), в благоприятных условиях применили арочную систему, пролеты которой превышают 500 м.

Наибольший пролет арочных металлических мостов в настоящее время достиг 550 м в арочном мосте, построенном в Китае в 2004 г. Он обеспечивает шесть полос движения автомобильного транспорта.

В России объем строительства мостов, в том числе и металлических, чрезвычайно велик. Переходы через такие большие реки, как Волга, Днепр, Енисей, Обь, требуют сооружения мостов со значительными пролетами. Поэтому начиная с 1923 —1924 гг. широко развернулось строительство металлических мостов на железных и на автомобильных дорогах. В годы первых пятилеток были построены крупные балочные мосты через р. Волгу в г. Горьком и в г. Саратове, через р. Оку около г. Каширы, через р. Днепр и др.

Значительным событием российского мостостроения было возведение арочного моста под совмещенное движение через Старый Днепр пролетом 224 м под руководством проф. Н. С. Стрелецкого. Большое внимание было уделено строительству новых мостов в Москве через р. Москву. Большинство москворецких мостов, построенных перед Великой Отечественной войной, имело металлические арочные пролеты. Значительный вклад в теорию и практику мостостроения внесли советские ученые и инженеры: Н.С.Стрелецкий, Е.О.Патон, Б.Н.Горбунов, Г.П.Передерий, Н.М.Митропольский, С.А.Ильясевич, В.М.Вахуркин, Г.К.Евграфов, Е.Е.Гибшман, П.Я.Калмыков и др.

Во второй половине XX в. в бывшем СССР построено большое количество балочных сплошнотенчатых конструкций, среди которых цельносварные пролетные строения мостов через канал имени Москвы на Ленинградском шоссе и в Крылатском в Москве.

Применение высокопрочных сталей, современных конструкций и способов соединения элементов, разработка новых, рациональных систем металлических мостов увеличили рациональную область металлических пролетных строений. С 1950-х годов одним из основных типов металлических пролетных строений в автодорожных мостах стали сталежелезобетонные, в разработку теории расчета этих эффективных конструкций большой вклад сделали профессора Е. Е. Гибшман и Н. Н. Стрелецкий.

В последние годы в России большое внимание уделяется коробчатым цельносварным пролетным строениям и вантовым мостам.

Все большее применение в последующие десятилетия находят висячая и вантовые системы, которые позволяют перекрывать весьма большие пролеты в мостах через полноводные реки, через морские заливы и проливы. Предполагается строительство висячего моста через Мессинский пролив из Италии и Сицилию с пролетом 3 300 м. В последнее время в мире спроектировано и построено много мостов вантовой системы, которая в современных условиях оказалась весьма рациональной.

Выдающихся успехов в конце XX в. достигли мостостроители Японии. В 1998 г. был введен в эксплуатацию крупнейший висячий мост Акаси — Кайке общей длиной 3 910 м. Он соединяет японские острова

Хонсю и Сикоку, имеет средний пролет с рекордной длиной 1 990 м и пилоны высотой 298 м. Его балка жесткости поддерживается двумя кабелями диаметром 1,1 м и обеспечивает восемь полос автомобильного движения.

В 1999 г. между двумя другими островами Японии был введен в эксплуатацию крупнейший вантовый мост Татара с металлической балкой жесткости и металлическими двумя пилонами с мировым рекордом по расстоянию между двумя пилонами (890 м) и по общей длине балки жесткости (1 480 м),

В России в 2000 г. в Сургуте был построен однопилонный вантовый мост. Его балка жесткости с одной стороны заделана в устой, что позволило создать рекордный для однопилонных мостов пролет длиной 408 м при полной длине балки жесткости 588 м.

В сентябре 2004 г. в Хакасии введен в эксплуатацию арочный мост через р. Иртыш. Центральная часть этого моста, расположенная между эстакадами, представляет собой уникальную неразрезную комбинированную систему длиной 693 м, в которой главный пролет длиной 231 м с ездой понизу представляет собой неразрезную решетчатую арку с гибкой затяжкой и симметрично сопрягающиеся с ней решетчатые балочные пролетные строения, переходящие в крайних пролетах в сплошностенчатые балки с ездой поверху.

10.2. Материалы металлических мостов

Стали, применяемые в мостах, должны иметь высокую прочность, необходимую вязкость и пластичность, а также удовлетворять требованиям по свариваемости. Этим требованиям удовлетворяют малоуглеродистые и низколегированные стали. Малоуглеродистыми сталями называют стали с содержанием углерода от 0,1 до 0,3 %. Кроме углерода в сталях обычно содержится ряд полезных присадок, повышающие ее прочность: марганец (Г), кремний (С), никель (Н), хром (Х), медь (Д), молибден (М), ванадий (Ф), титан (Т) и др.

Для строительства мостов в России рекомендуются малоуглеродистая сталь марки 16Д и низколегированные стали марок 15ХСНД, 10ХСНД, 15Г2АФДпс, 14Г2АФД.

По принятой в России системе обозначений первые две цифры марки стали обозначают количество углерода в стали в сотых долях процента, а следующие буквы и цифры марки стали показывают содержание легирующих добавок. Если при этом после буквы нет цифры, то содержание этой легирующей добавки не превышает 1 %. Если после буквенного обозначения добавки стоит цифра 1 или 2, это значит, что указанный элемент в стали содержится в количестве около 1 или 2 %.

По своим прочностным показателям строительные стали разделяют на классы. Класс обозначают буквой С и дробью, числитель которой указывает

предел прочности, кгс/мм², а знаменатель — физический или условный предел текучести в тех же единицах. За нормативное сопротивление стали принимается физический или условный предел ее текучести. За условный предел текучести принимается напряжение, соответствующее 0,2 % остаточного удлинения образца стали. Условный предел текучести определяют для сталей, диаграмма растяжения которых не имеет выраженной площадки текучести.

Существенное значение при выборе материала и марок сталей имеют климатические условия в месте возведения металлического моста. Если наименьшие температуры в районе строительства выше - 40 °С, то к металлу не предъявляют специальных требований по хладнотойкости (категория 0). При наименьших температурах ниже - 40 или - 50 °С материал должен иметь устанавливаемую нормами хладнотойкость (категория 1, 2 или 3) и удовлетворять ряду дополнительных требований.

Для изготовления элементов стальных мостов в основном служит прокатная сталь стандартного сортамента. Листовая сталь служит основным видом металла для изготовления мостовых конструкций. Она выпускается в виде толстолистовой и универсальной (широкополосной) стали. Листовую сталь прокатывают между двумя валками, поэтому она имеет неровные кромки и требует строжки. Универсальную сталь прокатывают между четырьмя валками, благодаря чему она имеет чистые кромки, не требующие обработки. Угловая сталь бывает с полками одинаковой (равнобокий уголок) или разной (неравнобокий уголок) ширины. Двутавровые балки различают: обыкновенные с высокой стенкой и неширокими полками и широкополочные двутавры, имеющие значительно большую поперечную жесткость. Швеллерная сталь корытного профиля в современных мостах применяется в небольшом объеме. Кроме этих профилей металла в мостах встречаются и другие — стальные горячекатаные трубы рифленая сталь (с ребристой поверхностью), волнистая сталь и т.п. Для висячих и вантовых мостов применяют стальные витые канаты и пучки из параллельных проволок.

Главный недостаток сталей — коррозия, что требует расходов на окрашивание для предотвращения коррозии. Однако в настоящее время созданы стали с добавками меди (стали типа «кортен»), не требующие защиты от коррозии. На поверхности этих сталей под воздействием влаги и вредных примесей образуется тонкий слой окислов, который в дальнейшем защищает металл от коррозии.

10.3. Способы соединения элементов пролетных строений

Металлические элементы в современных мостах соединяют в основном сваркой и высокопрочными болтами. Сварка широко применяется при заводском изготовлении элементов и реже в монтажных условиях. Сварные соединения в мостах выполняют преимущественно автоматической или полуавтоматической электрической дуговой сваркой с помощью

стальных электродов. Наилучшее качество обеспечивается автоматической сваркой под слоем флюса.

Среди сварных соединений различают соединения встык, внахлестку и с накладками. При соединениях встык стыковой сварной шов связывает торцы соединяемых элементов (рис. 10.5, а), его прочность должна быть равной прочности металла соединяемых элементов. Соединение внахлестку обеспечивается угловыми (валиковыми) швами, которые называются лобовыми (торцовым), если они расположены нормально к действию усилия (рис. 10.5, б), и фланговыми, если расположены параллельно передаваемому усилию (рис. 10.5, в).

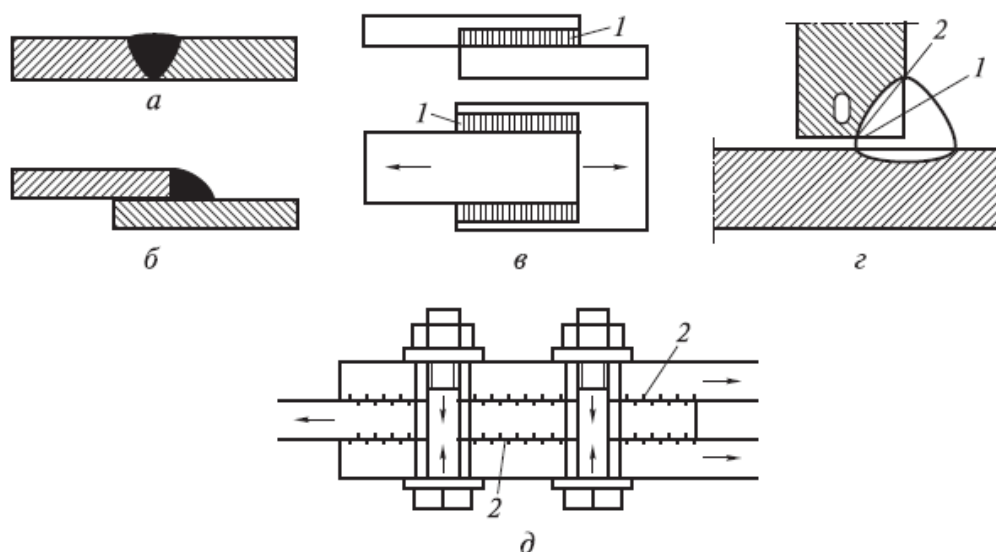


Рис. 10.5. Основные виды соединений металлических элементов в мостах: а — стыковой шов; б — угловой лобовой шов; в — угловой фланговый шов; г — расчетные сечения угловых швов (0—1 и 0—2); д — схема работы соединения на высокопрочных болтах; 1 — фланговый шов; 2 — плоскости передачи усилия трением

10.4. Основные системы металлических мостов

В современном мостостроении пролетные строения металлических мостов выполняют с использованием балочной, арочной, рамной, вантовой статических схем и их комбинаций.

Обычно пролетные строения металлических мостов выполняют с использованием балочной схемы, которая позволяет перекрывать пролеты от 40 до 300.550 м. Во всех видах балочных пролетных строений под воздействием вертикальных нагрузок на опорах возникают только вертикальные опорные реакции, что облегчает устройство опор, особенно при их большой высоте. В балочных мостах главными несущими элементами могут быть сплошные балки или сквозные фермы. По статической схеме балочные мосты могут быть разрезными, неразрезными и балочно-консольными.

Разрезные балочные пролетные строения. В составе моста перекрывают по одному пролету, каждый из которых работает независимо от других (рис. 10.6, а). При прочих равных условиях это требует больших расходов металла, чем в неразрезных пролетных строениях, работающих совместно. Кроме того, промежуточные опоры разрезных пролетных строений требуют обычно большего расхода материалов, чем опоры неразрезных пролетных строений из-за необходимости установки двух опорных частей на каждой промежуточной опоре (см. рис. 10.6, а). В связи с этим разрезные пролетные строения обычно применяют для перекрытия относительно небольших пролетов, когда их недостатки не оказывают существенного влияния на стоимость и металлоемкость моста.

Конструкция разрезных пролетных строений получается простой, легко поддается стандартизации. На работу этих пролетных строений возможные просадки опор не оказывают влияния.

Неразрезные балочные пролетные строения. Перекрывают одной непрерывной конструкцией обычно три или более совместно работающих пролетов (рис. 10.6, б). Благодаря совместной работе абсолютные значения изгибающих моментов в неразрезных балках при прочих одинаковых условиях на 35...45 % меньше, чем в разрезных балках, что позволяет уменьшить расход металла. Экономичность неразрезных пролетных строений нарастает с увеличением пролетов, так как разгружающее действие соседних пролетов более всего проявляется от действия постоянной нагрузки, относительное влияние которой нарастает с увеличением пролетов и доходит до 80.90 %. Неразрезные балки весьма удобны при возведении моста методом продольной надвигки и позволяют осуществлять монтаж методом навесной сборки.

Жесткость неразрезных пролетных строений больше, чем разрезных. Кроме того, они обеспечивают более комфортные условия проезда, так как не имеют переломов проезжей части над промежуточными опорами и не требуют устройства над ними деформационных швов.

Недостатками неразрезных балочных пролетных строений являются чувствительность к неравномерным осадкам опор и значительные перемещения концов балок от изменения температуры, что требует применения более сложных опорных частей и деформационных швов.

В современных условиях, когда освоена технология создания надежных опор для опор мостов в разнообразных условиях, неразрезные балочные пролетные строения нашли широкое применение, особенно при перекрытии больших пролетов (от 60 м и выше).

Балочно-консольная система. По своей работе близка к неразрезной, так как шарниры ставят в зоне нулевых моментов неразрезных балок (рис. 10.6, в).

Эта система статически определима, в ней не возникают дополнительные усилия в случае просадки опор. Она занимает промежуточное положение по своим свойствам между разрезными и

неразрезными балочными пролетными строениями. Но она имеет и ряд недостатков, присущих именно ей. Она более чувствительна к динамическим воздействиям временной нагрузки из-за переломов профиля и шарниров, расположенных в пролете. Устройство сопряжения консольных частей с подвесными пролетными строениями осложняет и удорожает конструкцию моста, а в эксплуатации приносит значительные осложнения. Эти недостатки сильно ограничивают ее применение.

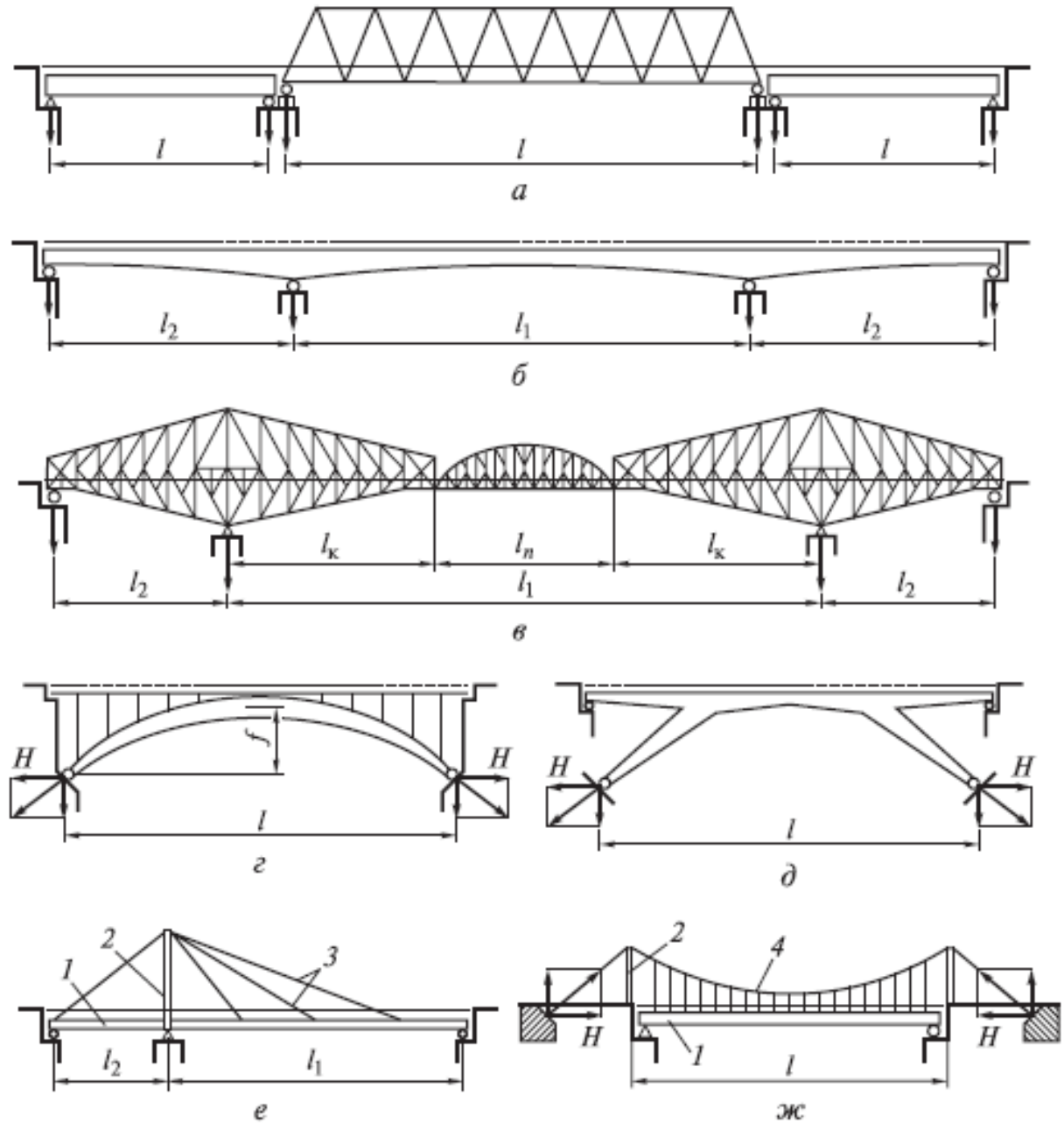


Рис. 10.6. Основные системы (а — ж) металлических мостов:

1 — балка жесткости; 2 — пилон; 3 — ванта; 4 — кабель

При возрастающей конкурентоспособности неразрезных пролетных строений строительство металлических мостов балочно-консольной системы стало большой редкостью, в основном в виде ферм для перекрытия пролетов, близких к 500 м.

Арочные металлические мосты. В качестве основных несущих элементов пролетных строений имеют арки (рис. 10.6, г). Арки являются распорной системой. При действии на них вертикальных нагрузок на опоры передаются не только вертикальные, но и горизонтальные воздействия (распор), что уменьшает усилия в арке, уменьшает расход материала на нее, но увеличивает воздействие на опоры, что усложняет их конструкции. Применение арочных металлических пролетных строений становится рациональным при очень хороших грунтовых условиях и в случаях, когда арки хорошо вписываются в продольный профиль перехода, не вызывая большого увеличения работ по созданию подходов к мосту. Наилучшим образом этому соответствуют горные условия. Металлические арочные мосты возводят также в городах по архитектурным соображениям.

Рамные пролетные строения. В металлических мостах применяют в основном в переходах через большие овраги или в путепроводах (рис. 10.6, д). Для путепроводов особенно важна возможность создания конструкций с малой строительной высотой и высокой жесткостью из-за совместной работы ригеля и стоек. Как и арочная система, рамная является распорной и поэтому требует хороших грунтовых условий или массивных опор. Относительно сложная конструкция узлов сопряжения ригелей со стойками рам снижают применимость рамных металлических мостов.

Вантовые мосты. Имеют в качестве главных несущих элементов пролетных строений балки жесткости и ванты, подвешивающие ее к пилонам, являясь как бы упругими опорами (рис. 10.6, е). Обычно вантовые пролетные строения перекрывают два или три пролета. Они хорошо соответствует строительству методом навесного монтажа.

Вантовые пролетные строения обычно применяют для перекрытия пролетов от 150...200 м. Рекордным пролетом для вантовых мостов является в настоящее время пролет 890 м, реализованный в трехпролетном вантовом мосте Татара общей длиной 1 480 м, построенном в Японии в 1999 г.

Висячие металлические пролетные строения. Используются для перекрытия самых больших пролетов — 2 000.3 000 м (рис. 10.6, ж). Основным несущим элементом в висячей системе служит кабель. Для увеличения жесткости висячей системы устраивают неразрезную балку жесткости. В 1998 г. в Японии был введен в эксплуатацию крупнейший висячий мост Акаси-Кайке с тремя пролетами общей длиной 3 910 м. Он соединяет острова Хонсю и Сикоку, имеет средний пролет с рекордной длиной 1 990 м и пилоны высотой 298 м. Балка жесткости этого моста, рассчитанная на восемь автомобильных полос, поддерживается двумя кабелями диаметром 1,1 м.

Кроме основных систем в металлических мостах применяют также комбинированные системы. Обычно комбинированная система создается из балочной усилением ее гибким арочным поясом, который позволяет значительно уменьшить изгибающие моменты в балке.

Важной особенностью всех комбинированных систем является возможность регулирования усилий в основном балочном элементе, что создает экономичную по расходу металла конструкцию.

Контрольные вопросы

1. Какие стали и в каком виде используют в автодорожных мостах?
2. Какие способы соединения элементов используют в автодорожных мостах?
3. Какие основные статические схемы применяют в стальных мостах?

РАЗДЕЛ 11

КОНСТРУКЦИИ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ СО СПЛОШНЫМИ ГЛАВНЫМИ БАЛКАМИ

ЛЕКЦИИ 26 – 28

11.1. Виды металлических пролетных строений со сплошными главными балками, области применения

По статической схеме пролетные строения со сплошными балками могут быть разрезными, неразрезными и балочно-консольными.

Разрезные пролетные строения со сплошными балками (рис. 11.1, а) устраивают редко при пролетах до 42 м. Высота балок у них составляет $1/12... 1/15$ пролета. При наличии крана необходимой грузоподъемности установка этих пролетных строений на опоры кранами — наиболее простой способ их монтажа. При установке нескольких балочно-разрезных пролетных строений их можно соединить в неразрезную систему и надвигать по постоянным опорам мостов.

При пролетах более 42 м экономически целесообразнее становятся неразрезные балки (рис. 11.1, б). В настоящее время при пролетах до 147 м неразрезные балки обычно имеют постоянную высоту по длине всех пролетов. Это позволяет упростить их изготовление и осуществлять монтаж пролетных строений надвижкой с конвейерно-тыловой сборкой на подходах. Высота неразрезных балок составляет от $1/20$ пролета при пролетах 63 м до $1/40$ пролета при пролете 147 м. Длины крайних пролетов в неразрезных пролетных строениях при этом из условия равенства изгибающих моментов в соседних пролетах следует назначать в пределах 70.75 % от длины средних пролетов.

Однако если исходить из условия экономного расхода материала, то уже при пролетах 84 и 105 м возникает целесообразность применения пролетных строений с переменной высотой по длине пролета. Над промежуточными опорами высоту целесообразно увеличить (рис. 11.1, в) для восприятия возрастающих отрицательных изгибающих моментов. В этом диапазоне пролетов целесообразно ломаное очертание нижнего пояса, при этом почти на 75 % средней части пролета высота может быть постоянной. Пролетные строения такого вида устанавливаются на опоры с помощью плавучих средств или методом навесного монтажа, так как продольная их надвижка невозможна.

При пролетах 105 м и более высоту неразрезных балок по соображениям экономии материала целесообразно изменять по всей длине (рис. 11.1, г). Обычно высоте придают криволинейное очертание, что усложняет изготовление балок и их монтаж, но улучшает их архитектурные качества.

Увеличение высоты балок в приопорных зонах вызывает резкое изменение жесткости, что существенно влияет на перераспределение изгибающих моментов и позволяет уменьшить высоту балок в середине пролета.

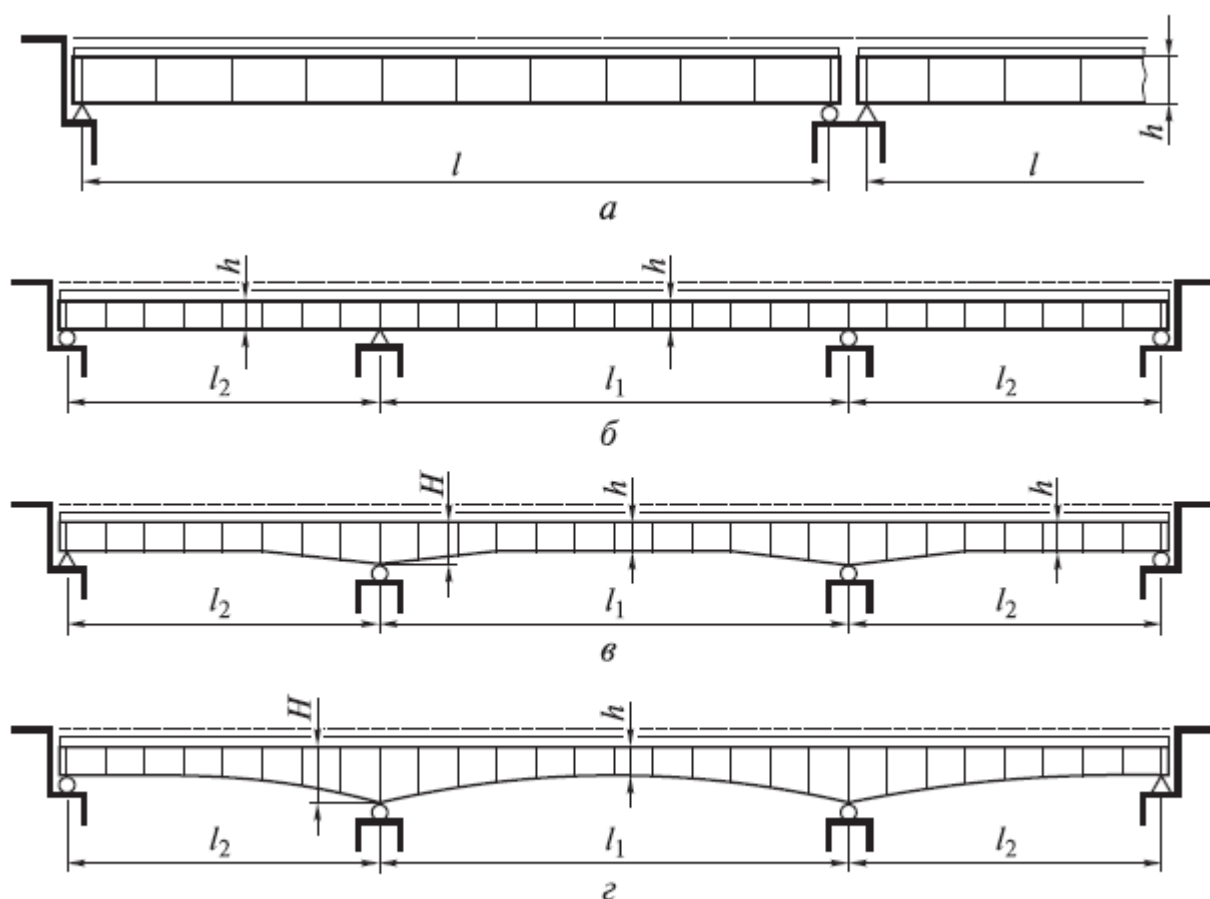


Рис. 11.1. Виды (а—г) пролетных строений мостов со сплошными балками

Пролетные строения с переменной высотой балок по длине пролета обычно возводят методом навесного монтажа, что также существенно увеличивает отрицательные моменты на опорах и приводит к дополнительному увеличению высоты балок на опорах. Высота неразрезных балок с переменной высотой над опорами обычно в 1,5...2 раза больше высоты в пролете. В середине пролета таких балок их высота может составлять до 1/60 пролета.

Балочно-консольные пролетные строения со сплошными главными балками в настоящее время не применяют, так как они ухудшают эксплуатационные характеристики пролетных строений дополнительным количеством деформационных швов. Кроме того, в настоящее время при любых грунтовых условиях освоена технология возведения фундаментов для опор, исключающих возможность их неравномерных и больших осадок, что исключает основную причину, вызвавшую необходимость применения балочно-консольной системы.

Тип поперечных сечений пролетных строений со сплошными главными балками зависит от конструкции проезжей части, габарита пролетного строения и величины пролета. Основными несущими элементами поперечных сечений являются балки двутаврового или коробчатого сечений (рис. 11.2). Главные балки чаще выполняют коробчатого сечения с

прямоугольным или трапециевидным сечением. Трапециевидная форма сечения коробчатых балок имеет преимущества по архитектурным и аэродинамическим соображениям. Кроме того, она позволяет иметь опору меньшей ширины.

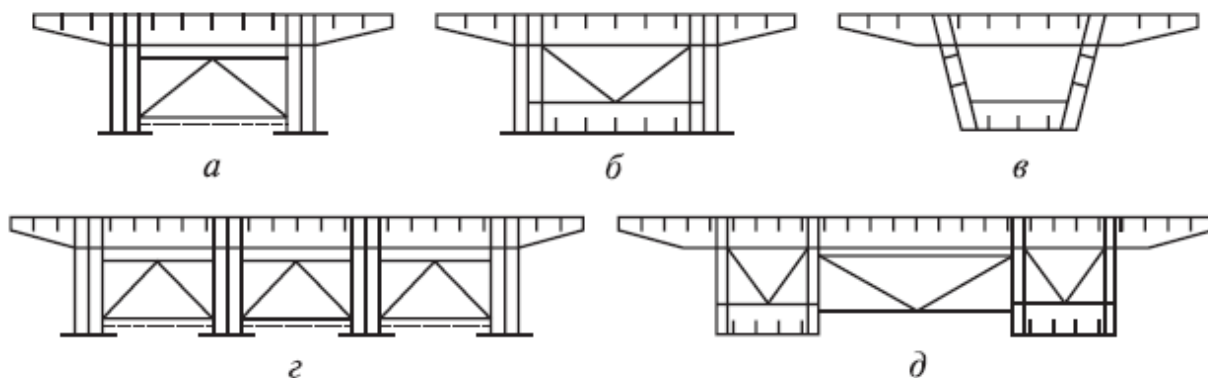


Рис. 11.2. Типы (а—д) поперечных сечений пролетных строений со сплошными балками

Верхний пояс главных балок может быть стальным или железобетонным. В первом случае получается стальное, а во втором — сталежелезобетонное пролетное строение. Рациональным является решение конструкции, при котором плита проезжей части включается в работу главных балок на общее действие нагрузки. При металлической плите проезжей части это обеспечивается легко. При железобетонной плите проезжей части возникают трудности с включением ее в работу главных балок в зоне отрицательных моментов, в связи с необходимостью обеспечения ее трещиностойкости.

Количество главных балок в поперечном сечении пролетного строения зависит от габарита моста и величины пролета главных балок. При увеличении пролетов имеется тенденция к уменьшению количества главных балок (при больших пролетах выгоднее иметь небольшое количество более мощных балок). В последние десятилетия наметилась тенденция к применению в металлических пролетных строениях как с железобетонной, так и металлической проезжей частью сплошных стальных коробчатых (прямоугольных и трапециевидных) балок, которые хорошо сопротивляются кручению, более равномерно, чем двутавровые, распределяют временную нагрузку. В широких мостах в поперечном сечении возникает необходимость применения большего количества главных балок.

11.2. Конструкция проезжей части металлических мостов

В современных металлических пролетных строениях автодорожных и городских мостов в качестве проезжей части (в широком смысле этого

понятия) используется металлическая или железобетонная плита. В прошлом она выполнялись из дерева в виде поперечин с двойным дощатым настилом или с использованием древесоплиты. Проезжую часть из дерева в металлических мостах в настоящее время не применяют.

Железобетонная плита проезжей части в металлических мостах по конструкции и характеру работы не отличается от соответствующей плиты в железобетонных мостах. Различие состоит лишь в способах объединения плиты с основной несущей конструкцией пролетного строения. В железобетонных пролетных строениях плита проезжей части является естественной монолитной частью главных балок, а в металлических пролетных строениях она объединяется с металлическими балками с помощью различных устройств. При этом она может быть монолитной или сборной.

Для уменьшения массы пролетного строения и для обеспечения большей долговечности мостов в последнее время стали чаще применять (особенно в области больших пролетов главных балок) проезжую часть с металлической ортотропной плитой проезжей части, состоящей из металлического листа настила 4 толщиной не менее 12..14 мм, подкрепленного продольными 1 и поперечными 2 ребрами (рис. 11.3, а).

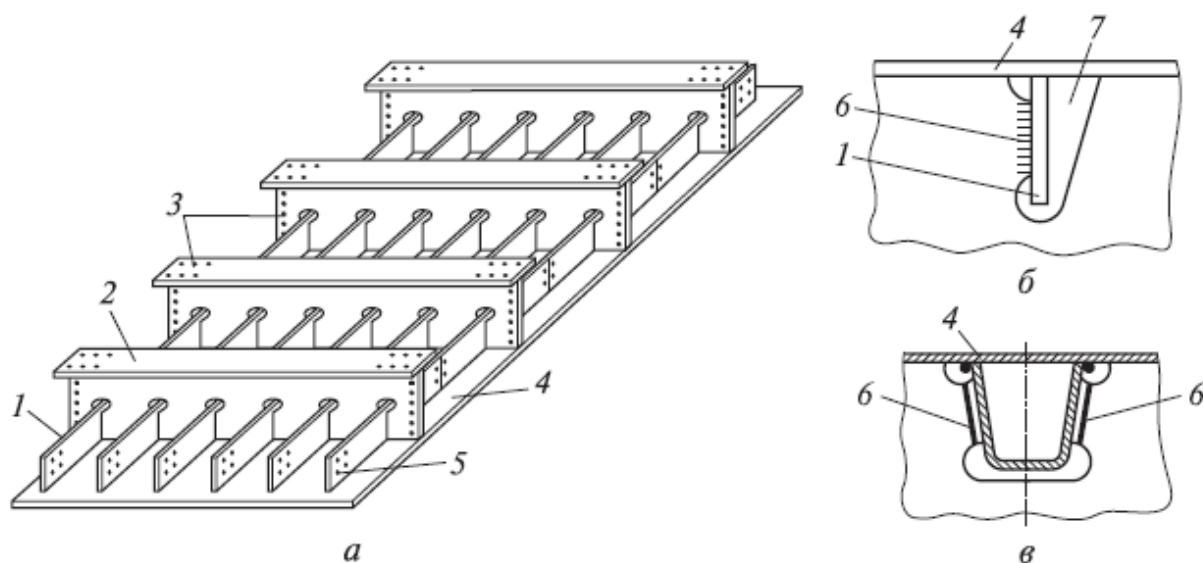


Рис. 11.3. Вид снизу (а) на монтажный блок ортотропной плиты и узлы (б, в) пересечения различных продольных ребер со стенкой поперечного ребра:

1 — продольное ребро ортотропной плиты; 2 — поперечное ребро ортотропной плиты; 3 — отверстия в стенке и нижнем поясе поперечного ребра для постановки высокопрочных болтов; 4 — лист настила ортотропной плиты; 5 — отверстия в стенке продольного ребра для постановки высокопрочных болтов; 6 — сварной шов; 7 — вырез в стенке поперечного ребра для пропуска продольного ребра

Продольные ребра этой плиты имеют различную форму поперечного сечения в зависимости от величины пролета ребер. При пролетах этих ребер

до 2.3 м, их выполняют в виде тавра, полкой которого служит лист настила, а стенки выполняются из полос толщиной 12.16 мм и высотой до 250 мм (рис. 11.2, 5). При пролетах 4.5 м они могут иметь коробчатое поперечное сечение (рис. 11.2, в). Это связано с особенностью напряженного состояния ребер при увеличении их пролета и необходимостью обеспечения их устойчивости.

Поперечные ребра ортотропной плиты в поперечном сечении обычно представляет собой асимметричный двутавр, составленный из стенки, нижнего поясного листа и верхнего пояса (рис. 11.3, а). Нижний пояс ребра выполняется из полосовой стали и присоединяется к его стенке двухсторонними сварными швами. Верхним поясом поперечного ребра является лист настила плиты, с которым стенка ребра связана двухсторонними сварными швами.

На рис. 11.3, 5 приведен узел пересечения продольного ребра со стенкой поперечного ребра. Для исключения нежелательных деформаций и концентраций напряжений в местах пересечения сварных швов при приварке продольных ребер к листу настила и стенке поперечных ребер в поперечных ребрах делают специальные скругленные проемы, а сварку выполняют только на части периметра продольных ребер.

Толщину стенок продольных и поперечных ребер ортотропной плиты принимают не менее 12 мм из условия их коррозиестойчивости и не менее $1/60$ их высоты из условия обеспечения их местной устойчивости без постановки на них ребер жесткости.

Все основные элементы мостового полотна (одежда ездового полотна и тротуаров, деформационные швы, защитные и перильные ограждения, водоотвод) по железобетонной плите проезжей части металлических пролетных строений устраивают такой же конструкции, как на железобетонных пролетных строениях автодорожных мостов.

Одежда мостового полотна по ортотропной металлической плите длительное время выполнялась из нескольких слоев:

- антикоррозийного слоя (эпоксидной грунтовки толщиной 60 мкм) с высокой адгезией к металлу;
- сцепляющего слоя из эпоксидно-битумной композиции толщиной 2...4 мм со щебнем фракции 15...20 мм, распределяемого равномерно по всей поверхности полотна;
- асфальтобетонное покрытие толщиной 70 мм.

Но эпоксидная смола является дорогим материалом и вредна для здоровья. Кроме того, технология нанесения антикоррозийного и сцепляющего слоя малопродуктивна и не обеспечивает хорошую адгезию со стальным листом.

В связи с этим в последние годы за рубежом и в отечественной практике стали применять другую одежду мостового полотна с более производительной и экономичной технологией. Эта одежда состоит из грунтовки стального листа битумом по всей поверхности, оклеечной рулонной гидроизоляции толщиной 5... 6 мм с использованием битумно-

резиновых материалов типа «Изопласт» или «Мостоспласт»; асфальтобетонного покрытия толщиной до 100 мм.

В качестве деформационных швов для обеспечения перемещений до 80 мм в настоящее время в металлических мостах наибольшее распространение получили швы немецкой фирмы MAUER (рис. 11.4, а). Его резиновый профиль крепится в специальных стальных профилях, присоединенных к кромкам пролетных строений. Резиновый профиль настолько плотно сидит в пазу стального профиля, что шов может быть наполненным водой по кромки стального профиля. Вода, которая просачивается сквозь шов, не может застояться в шве и свободно вытекает из стального профиля за счет поперечного уклона нижней части паза.

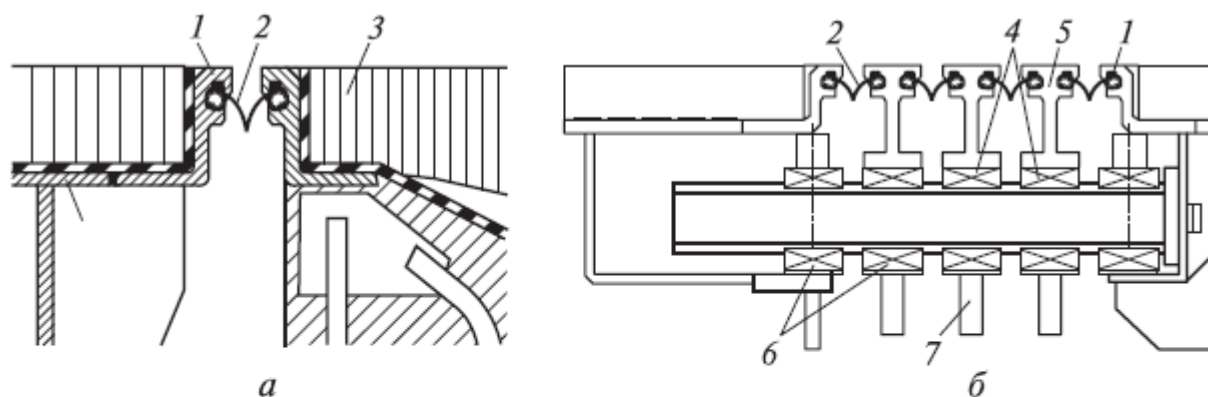


Рис. 11.4. Конструкции деформационных швов металлических пролетных строений:

а — для перемещений до 80 мм; *б* — для перемещений от 80 мм и более; 1 — специальный стальной профиль; 2 — резиновый профиль; 3 — асфальтобетон; 4 — опорная часть скольжения; 5 — промежуточный несущий профиль; 6 — эластичные пружины; 7 — прижимные скобы

Для обеспечения перемещений более 80 мм применяются многомодульные деформационные швы той же фирмы (рис. 11.4, б). Они состоят из однотипных стальных модулей с фиксаторами для резиновых профилей. Конструкции многомодульных швов могут отличаться способом опирания модулей, механизмом регулирования зазоров, сечением стальных и резиновых модулей. Швы такой конструкции могут компенсировать практически любое перемещение. Так, на мосту через Рейн, шов такой системы обеспечивает перемещение 1,6 м.

Защитные и перильные ограждения на проезжей части пролетных строений с ортотропной плитой выполняются обычно из металла.

11.3. Компоновка и конструкции пролетных строений с ортотропной металлической плитой проезжей части

В подразд. 11.1 отмечалось, что металлические пролетные строения с ортотропной плитой проезжей части имеют два основных типа поперечных сечений (см. рис. 11.2): незамкнутое сечение с двумя или несколькими сплошными двутавровыми балками, замкнутое коробчатое сечение с вертикальными или наклонными стенками. Ортотропная плита проезжей части в этих пролетных строениях включается в их работу на общее действие нагрузки как верхний пояс.

Вид поперечного сечения пролетного строения зависит от его габарита и определяется пролетом (или вылетом) поперечного ребра ортотропной плиты, изменяющимся в пределах от 5 до 14 м.

Поперечное сечение главных балок этих пролетных строений образуется из стальных листов в виде стенок и поясов, объединяемых сварными швами (рис. 11.5, а). В качестве поясных листов используются листы универсальной стали толщиной 40...60 мм.

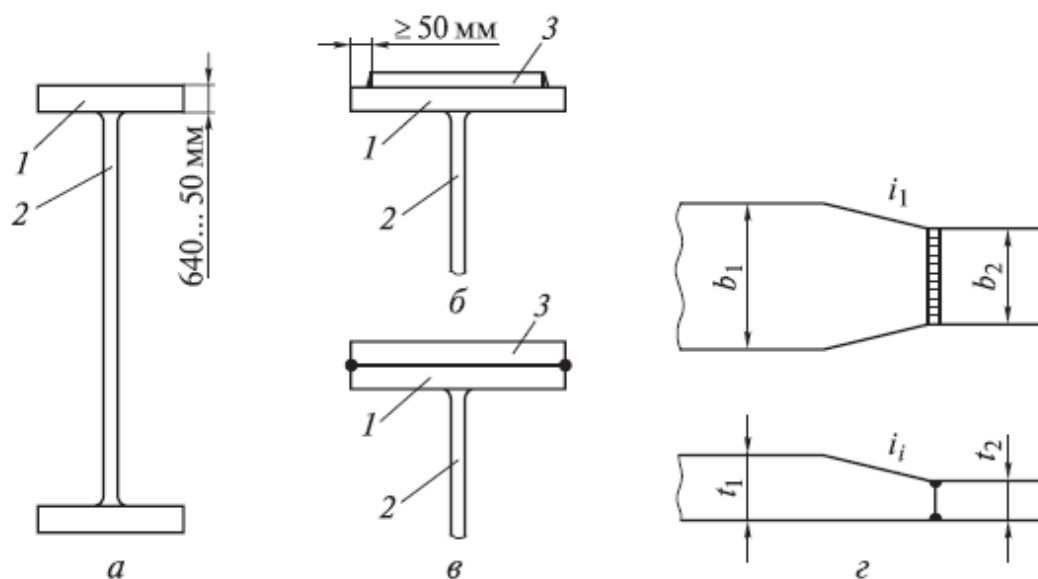


Рис. 11.5. Поперечное сечение двутавровых стальных сварных балок и способы изменения площади их поясов по длине пролета:

а — поперечное сечение балки; *б, в* — способы увеличения площади поясов; *г* — изменение ширины и толщины сечения листа пояса по длине строжки листа; *1* — пояс; *2* — стенка; *3* — дополнительный поясной лист; i_1 — для растянутых элементов 1:8; i_2 — для сжатых элементов 1:4

При необходимости в поясе может быть применено два листа, объединяемых сварными швами (рис. 11.5, б, в).

Изменение сечения двутавровых балок со сплошной стенкой производят изменением сечения листов поясов: только по ширине или за счет

изменения обоих размеров сразу (рис. 11.5, г), Размеры более мощного листа уменьшают постепенно с уклоном 1: 4 для сжатых поясов и 1:8 — для растянутых. Если пояс составлен из двух листов, то сначала обрывают внешний (для сечения балки) лист, создавая переходный участок с постоянным уменьшением сечения: в плане с уклоном 1: 4 (рис. 11.5, д) и по толщине листа с уклоном 1 : 4 для сжатых поясов и 1 : 8 — для растянутых.

Стенки главных балок выполняют возможно более тонкими, но не менее 10 мм. Местная устойчивость стенок обеспечивается устройством поперечных и продольных ребер жесткости. Их располагают с одной стороны стенки или с разных сторон. Во втором случае конструкция и изготовление стенки проще, так как не имеет сложных в осуществлении мест пересечения продольных и поперечных ребер жесткости.

Среди поперечных ребер жесткости различают основные (опорные и промежуточные) и дополнительные. Основные поперечные ребра жесткости устанавливаются по всей высоте стенки. Расстояния между основными поперечными ребрами жесткости по длине балки принимаются в пределах (0,8...2) высоты стенки. Уменьшение расстояния между поперечными ребрами жесткости способствует повышению критических касательных напряжений.

Продольные ребра жесткости устанавливаются в сжатой зоне балок. Они способствуют повышению критических нормальных напряжений вдоль оси балки. Расстояния от сжатой кромки балки до продольного ребра жесткости обычно составляет 0,2-0,25 высоты стенки. Если применяется два ряда продольных ребер, то первый ряд устанавливается на расстоянии (0,15...0,20) h_w , а второй — (0,4...0,5) h_w от сжатого пояса.

Дополнительные поперечные ребра жесткости устанавливают на стенке в сжатой зоне балки между продольными ребрами жесткости в целях повышения критических нормальных напряжений, перпендикулярных оси балки.

Ребра жесткости могут быть парными симметричными относительно стенки и односторонними. Ширина и толщина ребер назначаются в соответствии с п. 4.131 СНиП 2.05-03-84*.

На рис. 11.6 приведены конструкции узлов присоединения поперечных ребер жесткости к сжатому и растянутому поясам балки, а также конструкция узла пересечения поперечного и продольного ребер жесткости.

В местах присоединения вертикальных ребер жесткости к поясам балки в них делают скругленные вырезы высотой 140 мм и шириной 50 мм, чтобы не пересекать поясные швы (см. рис. 11.6).

В местах пересечения вертикальных и горизонтальных ребер жесткости обычно прерывают вертикальные (рис. 11.6, б). Ребра жесткости прикрепляют к стенке и поясам сплошными двусторонними сварными швами. Вертикальные ребра жесткости приваривают к сжатым поясам непосредственно (рис. 11.6, а). Такое прикрепление к растянутым поясам нежелательно, так как сварные швы, расположенные поперек растянутого

элемента, могут быть причиной концентрации напряжений, перенапряжений растянутого пояса, развития усталости в металле и появления в нем трещин. Поэтому обычно нижний конец поперечного ребра жесткости в месте примыкания к растянутому поясу приваривают к прокладке, которая крепится продольными сварными швами к поясу (рис. 11.6, в).

Металлические пролетные строения собираются на строительной площадке из отдельных блоков. Такими блоками обычно являются секции ортотропных плит в пределах консольных свесов и на участках между стенками, а также двутавровые балки с элементами жесткости и поперечные связи (рис. 11.7, а, в). Монтажные соединения выполняют на сварке и высокопрочных болтах. Лист настила ортотропной плиты проезжей части присоединяют сваркой к верхнему поясу балки внахлестку (рис. 11.7, б) или встык (рис. 11.7, г). Последний тип соединения является лучшим, так как позволяет упростить и облегчить конструкцию проезжей части.

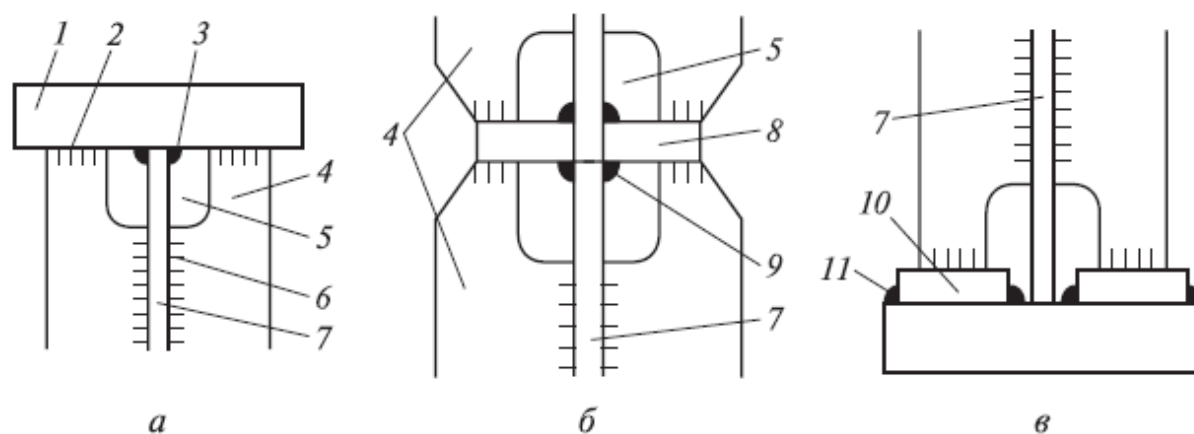


Рис. 11.6. Конструкция узлов:

а — присоединение поперечного ребра к сжатому поясу; *б* — пересечение поперечного и продольного ребер; *в* — присоединение поперечного ребра к растянутому поясу балки; 1 — верхний пояс балки; 2 — сварной шов для присоединения поперечного ребра жесткости к верхнему поясу; 3 — сварной шов для присоединения верхнего пояса к стенке; 4 — поперечное ребро жесткости; 5 — вырезы в поперечном ребре жесткости; 6 — сварной шов для присоединения поперечного ребра жесткости к стенке; 7 — стенка балки; 8 — продольное ребро жесткости; 9 — сварные швы для присоединения продольного ребра жесткости к стенке балки; 10 — подкладка под поперечным ребром жесткости; 11 — продольный шов для присоединения подкладки к нижнему поясу

Сопряжение поперечных балок блоков ортотропной плиты с элементами блоков стенок обычно осуществляется на высокопрочных болтах с использованием двухсторонних накладок. При этом вертикальные стыковые накладки устанавливают на стенку поперечного ребра блока плиты и на поперечное ребро жесткости блока стенки, а горизонтальные накладки ставят на нижний пояс поперечной балки блока плиты и на продольное ребро жесткости блока стенки (см. рис. 11.7, б, г). Сопряжения блоков нижней ор-

тотропной плиты с блоками стенок пролетных строений обычно выполняют цельносварными. Соединение горизонтального листа плиты с нижним поясом двутавровой балки может быть внахлестку (рис. 11.7, *д*) или стыковым (рис. 11.7, *е*).

В современных пролетных строениях с ортотропной плитой проезжей части все сечения разбивают на отдельные монтажные элементы, все детали которых на заводе соединяют сваркой и которые имеют обычно небольшие размеры, что облегчает их перевозку. Во время монтажа эти элементы соединяют друг с другом как в поперечном, так и в продольном направлении высокопрочными болтами или сваркой (см. рис. 11.7, *а, в*).

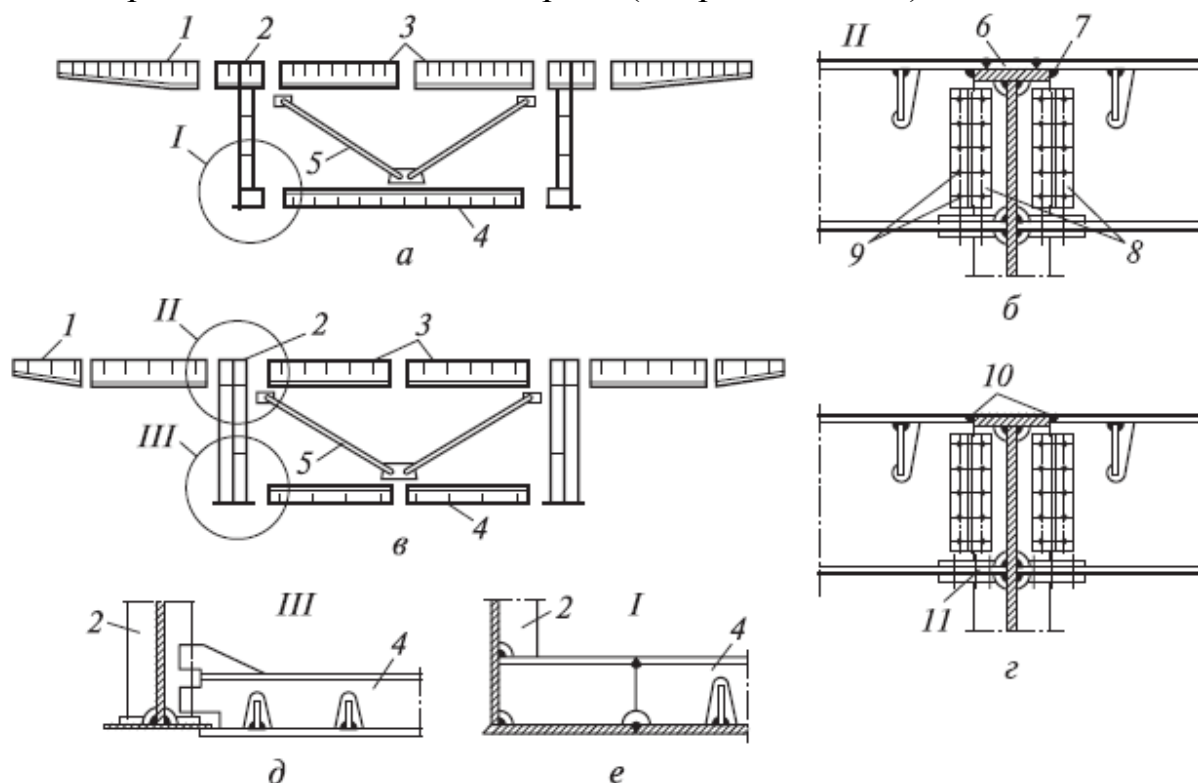


Рис. 11.7. Варианты монтажных блоков (*а, в*) цельнометаллических пролетных строений и их монтажных стыков (*б, г, д, е*):

1 — блоки консольных свесов верхней ортотропной плиты; 2 — блоки стенки; 3 — блоки верхней ортотропной плиты на участке между стенками; 4 — блок нижней ортотропной плиты; 5 — поперечные связи; 6 — монтажная вставка; 7 — угловой потолочный шов; 8 — двухсторонняя накладка; 9 — высокопрочные болты; 10 — стыковой сварной шов; 11 — продольное ребро жесткости

Монтажные стыки, соединяющие блоки заводского изготовления на строительной площадке, должны перекрывать все элементы сечения пролетного строения. Их конструкция должна обеспечивать прочность соединения, а также быть удобной при монтаже. Конструкция и порядок выполнения сварного монтажного стыка (рис. 11.8, *а*) должны учитывать возможность использования сварочного автомата. Вначале им выполняют шов 1 нижнего пояса балки.

Для обеспечения движения автомата по нижнему поясу в стенке предусматривается проем. В проем стенки вставляют лист и сваривают его автоматом со стенками швами 2 и 3. Далее устанавливают в проеме верхнего пояса стыковой лист и выполняют швы 4 и 5. После этого выполняют поясные швы 6 и 7.

В сварных балках часто устраивают также монтажные швы с использованием высокопрочных болтов и накладок. Вертикальную стенку перекрывают накладками с двух сторон, а стык листов поясов — односторонними или двухсторонними накладками (рис. 11.8, б).

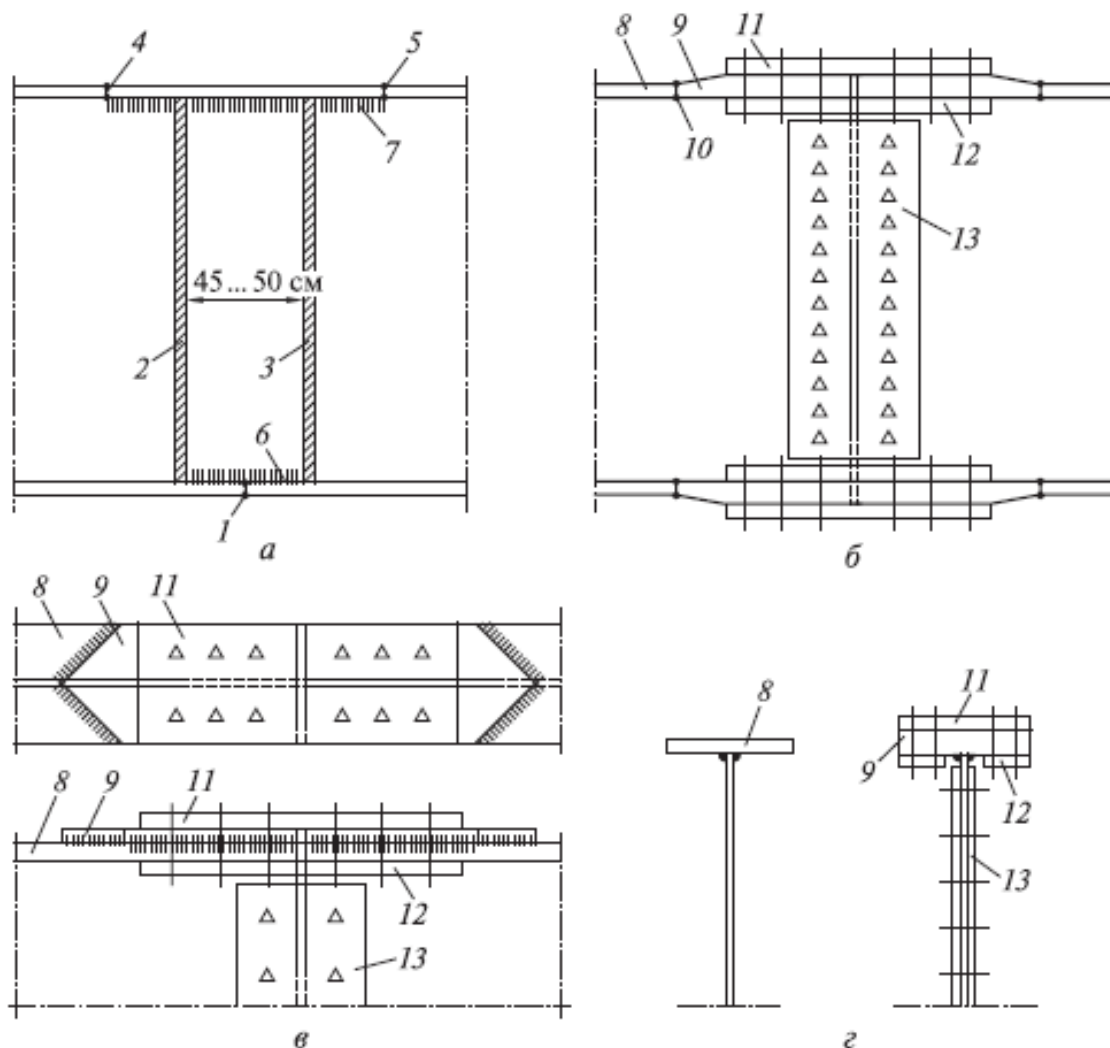


Рис. 11.8. Сварные (а) и болтовые (б—в) монтажные стыки сварных балок:

1 — 7 — порядок выполнения сварных швов на монтаже; 8 — пояс балки; 9 — компенсатор; 10 — сварной шов; 11 — верхняя стыковая накладка; 12 — нижняя стыковая накладка; 13 — стыковая накладка стенки

В зоне стыка сечение при этом получает ослабление отверстиями для болтов, которое не предусматривается при подборе сечений балок. Поэтому

около монтажных швов необходимо устраивать компенсаторы (рис. 11.8, в, г, см. рис. 11.8, б), с помощью которых ослабленная отверстиями площадь сечения около стыка доводится до требуемой без ослаблений. Утолщение поясных листов около стыков (компенсаторы) осуществляют или наваркой дополнительных листов на лист пояса (см. рис. 11.8, в), или приваркой более толстого листа к поясу по концам монтажного блока (см. рис. 11.8, б, г). Возможно устройство стыка на высокопрочных болтах без компенсаторов в поясах, если стык расположен в сечении с достаточным запасом прочности, превышающим потери за счет создания отверстий для болтов.

На стенке балок компенсаторы не требуются, так как ее толщина назначается из условия устойчивости и по условию прочности она имеет значительные запасы.

11.4. Конструкции сталежелезобетонных пролетных строений

Железобетонная плита проезжей части в сталежелезобетонных пролетных строениях объединена со стальными балками так, что она включается в работу на общее действие нагрузки. Такое решение весьма эффективно в разрезных пролетных строениях, где главные балки на всей длине работают на положительный изгибающий момент, и железобетонная плита проезжей части работает на сжатие. Сталежелезобетонные балки применяются и в неразрезных пролетных строениях на части длины, где действуют только положительные моменты, а также на всей длине, когда в зоне отрицательных моментов пролетного строения в железобетонной плите проезжей части создают обжатие, чтобы она могла воспринимать растягивающие напряжения.

В сталежелезобетонных пролетных строениях железобетонная плита может быть сборной и монолитной. Для бетонирования монолитной плиты необходимы установка опалубки, производство арматурных работ на месте строительства, укладка бетонной смеси. Выполнение всех этих работ трудоемко, уход за бетоном во время его твердения сложен в климатических условиях большей части России. Но монолитная плита обеспечивает более надежную связь с упорами и лучше работает в объединенном сечении.

Сборные железобетонные плиты позволяют значительно ускорить темпы строительства, особенно в местностях с суровым климатом, но требуют специальных мер для связи с упорами и объединения плит в продольном и поперечном направлениях.

Вид поперечного сечения сталежелезобетонного пролетного строения зависит от его габарита и пролета и в значительной степени определяется рациональным пролетом железобетонной плиты, изменяющимся при толщине плиты 15...25 см в пределах от 3 до 6 м (рис. 11.9, а). При шаге сварных двутавровых балок 3 м в поперечном сечении плита проезжей части

может быть принята толщиной 20 см. При шаге балок 6.10 м плиту той же толщины опирают на вспомогательные прогоны, выполняемые из прокатных профилей (рис. 11.9, б). Для улучшения распределения нагрузки между главными балками, а также для обеспечения устойчивости балок при движении пролетного строения в его поперечных сечениях с шагом 3 . 6 м устраивают решетчатые поперечные связи (рис. 11.9, а, б). Включение в работу балки железобетонной плиты проезжей части позволяет заметно уменьшить сечение стального верхнего пояса.

В сталежелезобетонных пролетных строениях при пролетах более 60 м применяют обычно балки коробчатого сечения с вертикальными и наклонными стенками (рис. 11.9, в, г).

Совместная работа железобетонной плиты и стальной части балки должна быть надежно обеспечена. Объединение обычно обеспечивается установкой жестких или гибких упоров, гибких арматурных связей или высокопрочных болтов (рис. 11.10).

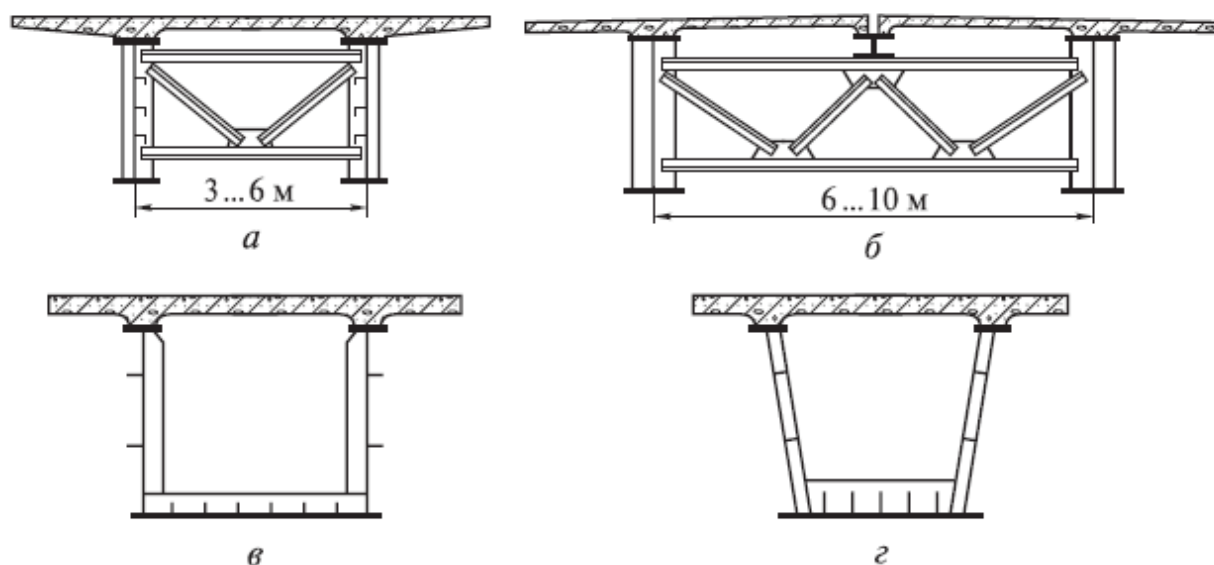


Рис. 11.9. Типы поперечных сечений сталежелезобетонных пролетных строений:

а, б — со сварными двутавровыми главными балками; *в, г* — с коробчатыми главными балками

Жесткие упоры различной конструкции (с использованием прокатных профилей или сваренных из листовой стали) приваривают к верхнему поясу стальной балки так, что они входят в бетон плиты и препятствуют ее сдвигу по балке. На рис. 11.10 приведены два типа жестких упоров, выполненных из листовой стали. Первый из них (рис. 11.10, а), имея хорошую жесткость и прочность, не обеспечивает центральное приложение сдвигающей силы относительно центра тяжести плиты. Второй (рис. 11.10, б) не имеет этого недостатка, так как его вертикальная стенка приподнята и расположена строго по оси плиты.

В качестве гибких вертикальных упоров используются короткие вертикальные стержни с головками (рис. 11.10, в), которые группами привариваются к верхнему поясу балки специальными сварочными пистолетами.

Гибкие арматурные связи устраивают из наклонных арматурных стержней с крюками на концах или в виде петель, приваренных к верхнему поясу металлических балок, входящих в бетон плиты и расположенных по направлению главных растягивающих напряжений в бетоне плиты. Их обычно объединяют в группы и приваривают к металлическим листам (рис. 11.10, г), которые во время монтажа крепят к балкам высокопрочными болтами или сваркой.

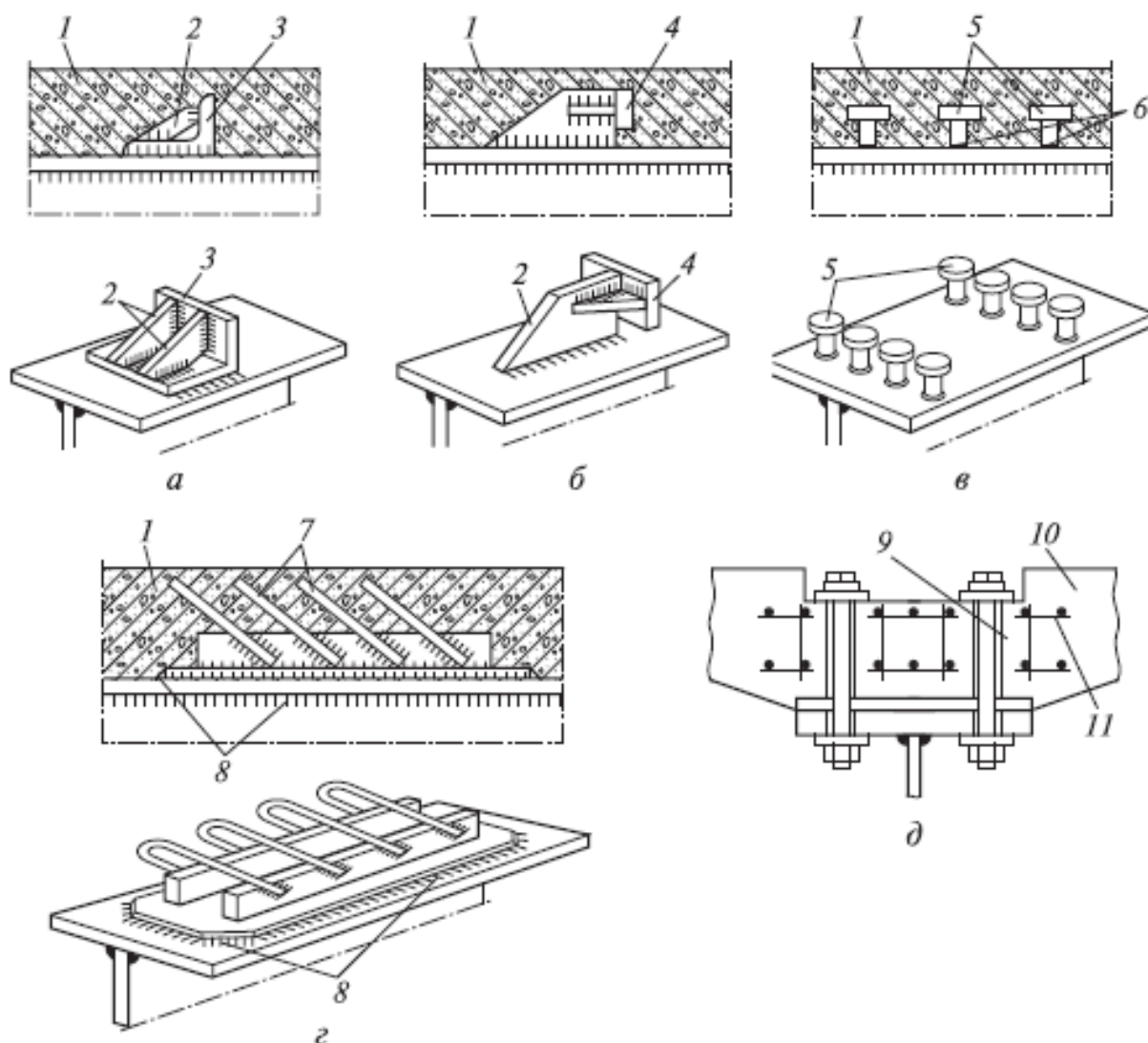


Рис. 11.10. Способы соединения железобетонной плиты с металлическими балками:

а, б — жесткие упоры; *в, г* — гибкие упоры; *д* — высокопрочные болты; *1* — бетонная плита; *2* — ребро жесткости; *3* — угольный коротыш; *4* — приподнятый плоский упор; *5* — стальной стержень с головкой; *6* — контактная сварка; *7* — петлевые гибкие упоры; *8* — сварные швы; *9* — высокопрочный болт; *10* — сборная плита; *11* — армирование плиты

В современных мостах для объединения сборных железобетонных плит со стальными балками часто используются высокопрочные болты (рис. 11.10, д). Передача сдвигающих усилий между плитой и балкой осуществляется в таких конструкциях силами трения (фрикционное соединение).

Важным достоинством гибких арматурных связей и соединений на высокопрочных болтах по сравнению с жесткими упорами является хорошее восприятие вертикальных растягивающих усилий между железобетонной плитой и стальной балкой, возникающих при работе сталежелезобетонных пролетных строений.

В сборных железобетонных плитах для их объединения с металлическими балками в местах установки упоров устраивают окна (рис. 11.11, а), которые после монтажа плит необходимо заполнять бетоном, прочность которого должна быть на класс выше прочности бетона плиты. Продольные и поперечные швы между сборными блоками плит также должны быть качественно заполнены бетоном.

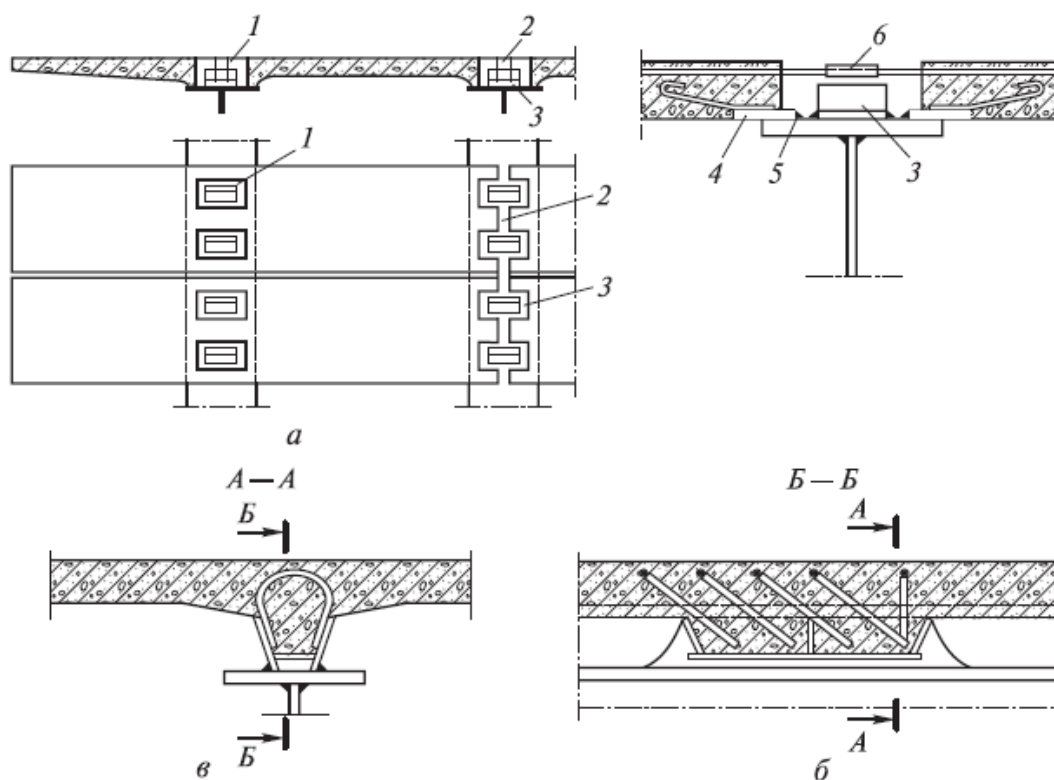


Рис. 11.11. Способы (а—в) соединения блоков сборной железобетонной плиты со стальными балками:

1 — окно в плите; 2 — паз в плите; 3 — упор; 4 — стальная закладная деталь; 5 — сварной шов; 6 — сварной стык арматуры

Для улучшения связи сборных плит с балками по краям плит в окнах устанавливают закладные детали (рис. 11.11, б), которые приваривают к

поясу балки. Верхняя арматура плит в стыках в этом случае также сваривается.

Существенно упрощаются работы по объединению сборной плиты с балками при использовании петлевых гибких упоров (рис. 11.11, в), приваренных к металлической обойме и помещенных в тело плиты при ее изготовлении. При монтаже объединение таких плит выполняют сваркой листов обоймы с верхним поясом стальной балки.

Для более активного включения железобетонной плиты в работу сталежелезобетонных балок на действие собственного веса пролетного строения и в зоне отрицательных моментов неразрезных балок применяют искусственное регулирование усилий. В разрезных пролетных строениях его выполняют в следующем порядке:

- после монтажа стальных балок в проектное положение в них, используя временные промежуточные опоры и домкраты, создают выгиб вверх, следовательно, создают отрицательные моменты по всей длине балки;
- укладывают и объединяют со стальными балками железобетонные плиты;
- после набора прочности бетоном омоноличивания домкраты и временную опору убирают, железобетонная плита при этом включается в работу балок на все виды нагрузок, включая собственный вес балок и плиты.

Подобный способ применяют и в отношении неразрезных балок. Поддомкрачивание в серединах их пролетов позволяет создать в их сечениях моменты обратных знаков по сравнению с эксплуатационными. Определенный порядок монтажа плит дает возможность и в этом случае эффективнее включить в работу на постоянные и временные нагрузки железобетонную плиту в работу сталежелезобетонных балок, особенно в надпорных участках.

Сталежелезобетонные пролетные строения с искусственным регулированием усилий позволяют обеспечить экономию металла до 20...25% по сравнению с обычными стальными пролетными строениями.

Контрольные вопросы

1. Какие применяются виды металлических пролетных строений со сплошными главными балками? Каковы области их применения и способы их монтажа?

2. Какова конструкция проезжей части пролетных строений со сплошными главными балками?

3. Каковы особенности компоновки пролетных строений с ортотропной металлической плитой проезжей части?

4. Каковы особенности конструкции сталежелезобетонных пролетных строений?

РАЗДЕЛ 12

Определение усилий в элементах проезжей части и главных балках пролетных строений, требуемых размеров их поперечных сечений

ЛЕКЦИИ 29 - 30

12.1. Определение усилий в элементах проезжей части и главных балках пролетных строений, требуемых размеров их поперечных сечений

Рассматриваемые пролетные строения представляют собой сложные пространственные конструкции. В настоящее время существуют различные методы пространственных расчетов, которые позволяют определить усилия во всех элементах пролетных строений. Точность и достоверность результатов расчетов в значительной степени зависят от правильности выбора расчетной схемы сооружения.

В случае недостаточной адекватности расчетной схемы и рассчитываемой конструкции результаты расчета могут не соответствовать реальному напряженному состоянию во всех элементах. Но проектировщика, как правило, интересуют наибольшие значения усилий в однородных элементах сооружения, его не интересует точное распределение усилий между подобными частями конструкций (например, между несколькими параллельными продольными балками). Для проектирования ему бывает достаточно найти максимальные значения усилий и по ним назначить расчетные сечения. С учетом этого при проектировании часто используют приближенные методы расчета, в которых конструкцию пролетного строения разделяют на плоские системы, а взаимодействие и особенности работы отдельных частей конструкции учитывают введением коэффициентов, которые определены в большинстве случаев по опыту проектирования и исследовательским работам.

Ранее отмечалось, что в качестве плиты проезжей части в современных пролетных строениях со сплошной стенкой обычно применяют железобетонную плиту или металлическую ортотропную плиту. Определение усилий в железобетонной плите и подбор ее сечений выполняют теми же методами, что и в железобетонных мостах (см. гл. 8).

Строгое определение усилий в элементах ортотропной плиты достаточно сложно и может быть выполнено на основе методов строительной механики и теории упругости.

Обычно при расчете ортотропной плиты используют метод конечных разностей или метод конечных элементов.

Но при расчетах плиты на местное действие нагрузки с достаточной точностью можно определить усилия в ее элементах приближенно с учетом особенностей работы этих элементов.

Особенности работы и расчета листа настила ортотропной плиты.

Лист настила ортотропной плиты при воздействии временной нагрузки испытывает сложное напряженное состояние.

Во-первых, на пролете между продольными ребрами он работает на изгиб от местного действия временной нагрузки и собственного веса покрытия. При этом в нем возникают и растягивающие напряжения в связи с тем, что его кромки закреплены на продольных ребрах-опорах и не могут смещаться. Величина этих напряжений при реальной толщине листа невелика, ими обычно пренебрегают. Во-вторых, он выступает в качестве верхнего пояса продольного ребра, работающего на изгиб от местного действия временных и постоянных нагрузок. В-третьих, он выступает в качестве верхнего пояса поперечного ребра, работающего на изгиб от местного действия временных и постоянных нагрузок. Кроме того, в составе поперечного сечения пролетного строения он принимает участие в его работе на общее действие временной и постоянной нагрузок.

По существующим нормам проектирования мостов лист настила на местное действие нагрузки не рассчитывают. Толщина листа назначается по условию его жесткости на пролете между продольными ребрами в целях обеспечения благоприятных условий работы асфальтобетонного покрытия. Прогиб листа от местного действия временной нагрузки не должен быть больше $1/300$ пролета. Кроме того, по коррозионной стойкости он не должен быть меньше 12... 14 мм.

Особенности работы и расчета продольных ребер ортотропной плиты. Продольные ребра ортотропной плиты работают на местное действие временной и постоянной нагрузок на пролете между поперечными ребрами и в составе поперечного сечения пролетного строения на общее действие временной и постоянной нагрузок. При расчете продольных ребер на местное действие нагрузки следует учитывать, что они являются неразрезными на упругих опорах, которыми являются поперечные ребра. Упругость опирания продольных ребер зависит от удаления их от стенки главной балки (рис. 12.1). Чем дальше от стенки главной балки, тем упругость опоры меньше, а чем ближе, тем больше. Можно считать, что продольное ребро, находящееся у главной балки, работает как балка на жестких опорах. По мере удаления от главной балки условия работы продольных ребер в большей мере соответствуют работе балок на упруго-оседающих опорах.

Усилия в продольных ребрах можно также определять в предположении работы продольных ребер как неразрезных балок на жестких опорах с использованием таблиц для ординат линий влияния усилий в различных их сечениях. При этом результаты расчета могут быть применены к продольным ребрам, находящимся у главных балок. Для наиболее удаленных продольных балок, работающих как балки на упруго оседающих опорах, следует увеличить изгибающие моменты в середине пролета и уменьшить изгибающие моменты на опорах на 25... 30 %.

При определении количества продольных ребер, активно включающихся в работу на восприятие нагрузки от колес транспортных средств, следует учесть, что при толщине асфальтового покрытия h и ширине B_k колеса временной нагрузки (тележки АК-11 или НК-80) ширина распределения нагрузки на плите составляет $b = B_k + 2h$ (рис. 12.1, а). Тогда при расстоянии между продольными ребрами L_3 количество ребер, включающихся в работу, составит $n = b/L_3$ шт. Полученное значение следует принимать при дальнейших расчетах без округления.

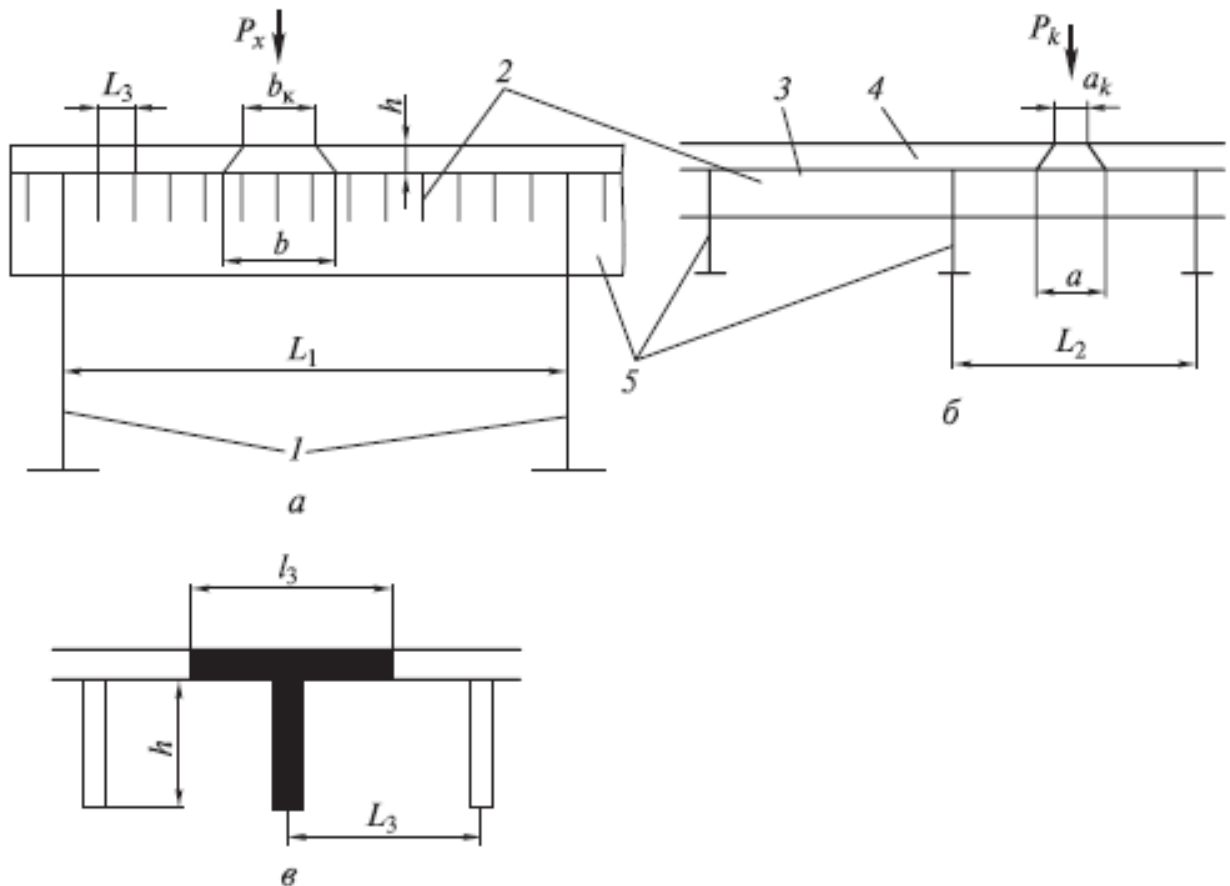


Рис. 12.1. Взаимное положение главных балок и элементов ортотропной плиты и схема к определению расчетной ширины листа, включающегося в работу продольного ребра:

a — поперечное сечение части пролетного строения; b — продольное сечение; $в$ — схема к определению расчетной ширины листа, включающегося в работу продольного ребра; 1 — стенки главных балок; 2 — продольные ребра плиты; 3 — лист настила; 4 — асфальтобетонное покрытие листа; 5 — поперечные ребра плиты

При приближенном расчете продольные ребра можно рассматривать и как разрезные балки на жестких опорах. Их защемление и осадку на поперечных ребрах можно учесть известными поправочными коэффициентами. Пролет L_2 продольных ребер можно при этом принять равным расстоянию между поперечными ребрами, которые опираются на

поперечные ребра жесткости стенок главных балок и устанавливаются с шагом, равным (0,8... 1,5) высоты главных балок. Расстояние L_3 между продольными ребрами принимают в пределах 40.45 см, разбивая расстояния между главными балками на равные участки. Изгибающий момент M_0 в середине пролета ребра определяется при этом как наибольшее из значений, вычисленных при загрузке линии влияния момента колесами АК-11 и НК-80 в сочетании с постоянной нагрузкой от собственного веса листа настила и асфальтобетонного покрытия. Упругое защемление продольного ребра на поперечных балках следует учесть введением поправочного коэффициента 0,7. Расчетное значение момента, воспринимаемого одним продольным ребром, с учетом вычисленного количества n ребер, активно включаемых в работу, следует принять равным $M_{\max} = 0,7M_0/n$.

При определении требуемых размеров продольного ребра по условию прочности следует учесть, что толщина листа настила уже принята. Ширина листа, включаемая в состав сечения продольного ребра при расстоянии между продольными ребрами в пределах 40.45 см и толщине листа 12.14 мм, принимается в соответствии с п. 4.47 СНиП 2.05.03-84* равной расстоянию L_3 .

При принятом расстоянии L_3 между ребрами остается определить требуемую высоту продольного ребра и толщину его стенки. Для этого следует использовать условие прочности нижней кромки продольного ребра на его промежуточной опоре от местного действия временной нагрузки.

При этом следует исходить из того, что на восприятие местного действия нагрузки в этом сечении будет использована некоторая часть $\pi = (0,5...0,6)$ расчетного сопротивления R , а остальная его часть $(1 - \pi)$ будет использованная на восприятие общего действия нагрузки в зоне положительных моментов главной балки.

Особенности работы и расчета поперечных ребер ортотропной плиты. Поперечные ребра на участке между стенками работают как балки с защемленными концами, а за пределами стенок как консольные балки. Постоянная и временная нагрузки на поперечные ребра передается продольными ребрами в узлах их объединения в виде сосредоточенных грузов.

При приближенном расчете поперечные ребра в пролете L_1 между главными балками можно рассчитывать как разрезные на двух жестких опорах. Вместе с тем следует помнить, что при более строгом расчете следовало бы учитывать их упругое защемление в местах присоединения к стенкам главных балок.

Приближенный расчет можно выполнять в следующем порядке.

1. Построить линию влияния нагрузки на поперечное ребро в предположении, что оно является промежуточной опорой разрезных продольных ребер (рис. 12.2, а), и загрузить ее одной полуполосой равномерно-распределенной нагрузкой $v/2$ и возможным числом (один или два) сосредоточенных грузов $P/2$ от осей тележки.

2. По результатам загрузки линии влияния вычислить значение сосредоточенного груза P_{1AK} на поперечное ребро от одной полуполосы нагрузки АК.

3. Вычислить по результатам загрузки той же линии влияния значение сосредоточенного груза P_{1HK80} на поперечное ребро от одной группы колес нагрузки НК-80 с учетом соответствующего динамического коэффициента $(1 + \psi)$ и соответствующих ординат линии влияния.

4. Построить линию влияния изгибающего момента в середине поперечного ребра (рис. 12.2, б) и загрузить ее невыгодным способом возможным числом полуполос нагрузки АК и нагрузкой от собственного веса от покрытия, листа настила и продольных ребер.

Если пролет L_1 больше 4,9 м, то в пролете следует располагать четыре груза, при этом над максимальной ординатой следует ставить один из средних грузов.

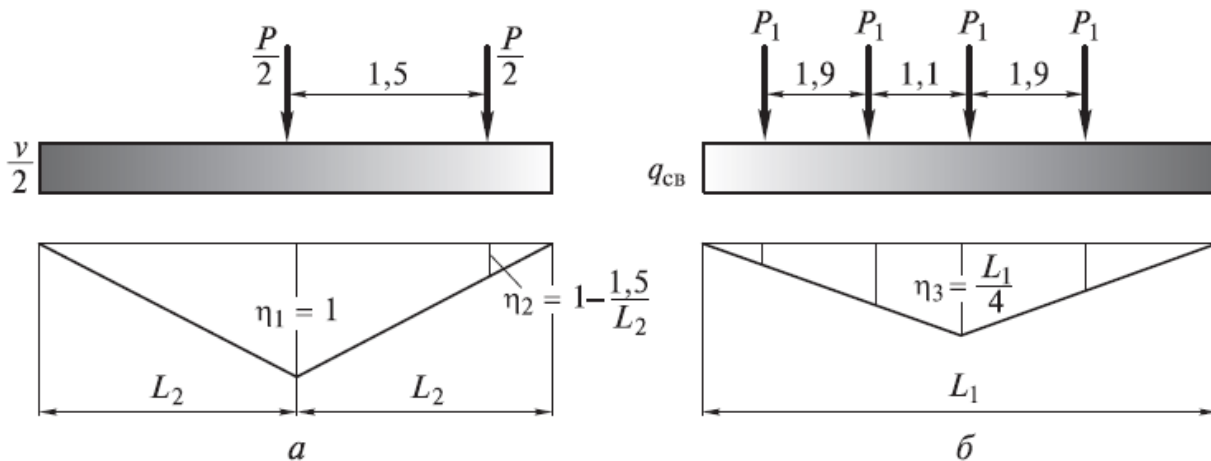


Рис. 12.2. Загрузка линий влияния силовых факторов:

a — загрузка полуполосой нагрузки АК линии влияния нагрузки на поперечное ребро; *б* — загрузка линии влияния изгибающего момента возможным числом полуполос нагрузки АК

5. Вычислить расчетное значение изгибающего момента в середине пролета поперечной балки от нагрузки АК.

6. Вычислить необходимый момент сопротивления для поперечного ребра балки.

7. Принять расчетную ширину листа настила, включаемую в поперечное сечение поперечного ребра (рис. 12.3). Лист настила, будучи присоединенный сварным швом к стенке поперечного ребра, включается в работу ребра на изгиб от местного действия временной нагрузки, выступая при этом в качестве сжатого пояса ребра. В состав поперечного сечения поперечного ребра ортотропной плиты по условию местной устойчивости в соответствии с п. 3 обязательного приложения 18* к СНиП 2.05.03-84 принимается участок настила шириной, составляющей $0,2 L_1$, но не более L_2 .

8. Принять высоту поперечного ребра $h_1 = 0,1 L_1$ по условию его

жесткости и толщину стенки $\delta_1 = (1/60) h_1$ по условию обеспечения ее местной устойчивости без постановки ребер жесткости и не менее 12 мм по конструктивным требованиям.

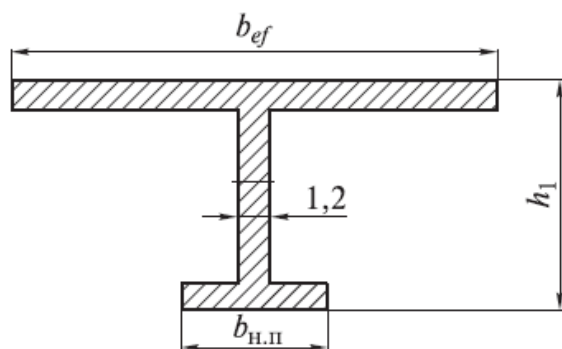


Рис. 12.3. Искомая форма поперечного сечения поперечного ребра

9. Для оставшихся неизвестными двух размеров поперечного сечения: ширины $B_{н.п}$ и толщины $\delta_{н.п}$ нижнего пояса балки следует использовать два условия: условие прочности по нормальным напряжениям в поясе и условие его местной устойчивости при возможном сжатии. Приняв толщину пояса по условию обеспечения его устойчивости $\delta_{н.п} = B_{н.п}/22$, можно определить требуемую ширину нижнего пояса ребра по условию прочности из условия, что полученное поперечное сечение будет иметь вычисленный ранее требуемый момент сопротивления.

Контрольные вопросы:

1. Порядок определения усилий в элементах проезжей части.
2. Порядок определения усилий в главных балках пролетных строений.
3. Порядок определения требуемых размеров поперечных сечений главных балок пролетных строений.