

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Факультет транспортных коммуникаций
Кафедра «Мосты и тоннели»

ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
ПО УЧЕБНОЙ ДИСЦИПЛИНЕ

МОСТЫ И СООРУЖЕНИЯ НА ДОРОГАХ

для специальности 1 – 70 03 01
«Автомобильные дороги»

Составители: Драгун К.В., Ходяков В.А., Потребва В.Г.

Минск
БНТУ
2023

Составители: Драгун К.В., Ходяков В.А., Потребва В.Г.

Электронный учебно-методический комплекс содержит данные о назначении и содержании дисциплины «Мосты и сооружения на дорогах».

В процессе изучения дисциплины студенты получают базовые знания и умения необходимые для проектирования и строительства сооружений на дорогах, таких как деревянные, железобетонные и металлические мосты различных конструкций, трубы различного назначения, наплавные мосты, специальные сооружения на горных дорогах и тоннели.

ЭУМК разработан для студентов специальности 1 – 70 03 01
«Автомобильные дороги»

Перечень материалов

Учебно-методический комплекс состоит из взаимосвязанных методических материалов. Теоретический раздел представляет собой конспект лекций с основными терминами, определениями, классификациями и прочими материалами. Практический раздел предназначен для закрепления теоретических материалов на практике и содержит указания к выполнению практических и лабораторных занятий, а также курсового проекта. Раздел контроля знаний включает перечень вопросов для подготовки к зачёту и экзамену. Вспомогательный раздел представлен рабочей программой по изучению дисциплины.

Пояснительная записка

Цели ЭУМК

Целью ЭУМК является подготовка инженера-строителя по специальности 1 – 70 03 01 «Автомобильные дороги». Цель достигается путём ознакомления студентов с теоретическими знаниями и закрепления их на практике. Контроль знаний осуществляется путём промежуточной аттестации в форме зачёта.

Особенности структурирования и подачи учебного материала

ЭУМК включает четыре раздела. Порядок и время за которое предполагается изучение тем представлены в рабочей программе во вспомогательном разделе.

Изучение материала следует начинать с тем теоретического раздела. К темам теоретического раздела даны соответствующие указания к выполнению практических и лабораторных занятий. После изучения первой темы и закрепления её на практике следует приступить к изучению следующей. Промежуточный самоконтроль полученных знаний можно проводить путём ответа на вопросы из раздела контроля знаний.

Курсовой проект выполняется студентами самостоятельно по индивидуальному заданию в соответствии с требованиями к курсовому проекту.

Рекомендации по организации работы с ЭУМК

ЭУМК позволяет отстающим студентам самостоятельно восполнить знания и подготовиться к аттестации. Содержащаяся в ЭУМК информация не может в полной мере раскрыть суть изучаемой дисциплины и требует от студента посещения занятий или самостоятельного более глубокого изучения материала.

ОГЛАВЛЕНИЕ

РАЗДЕЛ I. ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ.....	7
Глава I. Введение.....	7
Тема 1. Задачи, стоящие перед народным хозяйством в деле строительства транспортных сооружений.....	7
Тема 2. Классификация мостов и сооружений на дорогах.....	8
Тема 3. Основные данные для проектирования.....	13
Глава II. Деревянные мосты.....	23
Тема 4. Общие сведения.....	23
Тема 5. Однопролетные балочные мосты.....	36
Тема 6. Основные системы деревянных мостов.....	38
Тема 7. Принципы расчета деревянных мостов.....	40
Тема 8. Деревянные мосты с балочными фермами.....	42
Тема 9. Опоры деревянных мостов.....	45
Тема 10. Основные положения расчета ферм Гау-Журавского, дощатых и клеефанерных ферм.....	50
Тема 11. Защита опор от ледохода.....	58
Глава III. Железобетонные балочные мосты.....	62
Тема 12. Общие сведения о железобетонных мостах.....	62
Тема 13. Мостовое полотно железобетонных мостов.....	66
Тема 14. Основные разновидности балочных мостов.....	71
Тема 15. Основные положения проектирования и расчета железобетонных балочных мостов.....	73
Тема 16. Пролетные строения с предварительно напряженной арматурой.....	76
Тема 17. Неразрезные консольные и балочные мосты с напрягаемой арматурой.....	83
Тема 18. Опорные части железобетонных балочных мостов.....	92
Тема 19. Основы расчета преднапряженных пролетных строений.....	96
Тема 20. Опоры балочных мостов.....	106
Тема 21. Расчет мостовых опор.....	108
Глава IV. Железобетонные мосты арочной, рамной и комбинированной систем.....	109
Тема 22. Основные системы арочных мостов.....	109
Тема 23. Рамные мосты.....	110
Тема 24. Рамные мосты с предварительно напряженной арматурой.....	111
Тема 25. Железобетонные мосты комбинированных систем.....	112
Тема 26. Строительство железобетонных мостов.....	112
Глава V. Металлические мосты.....	114
Тема 27. Общие сведения.....	114

Тема 28. Мостовое полотно металлических мостов	115
Тема 29. Балочные металлические мосты	116
Тема 30. Сталежелезобетонные пролетные строения	117
Тема 31. Расчет балок со сплошной стенкой	118
Тема 32. Балочные пролетные строения со сквозными фермами	118
Тема 33. Расчет пролетных строений со сквозными фермами	119
Тема 34. Опорные части металлических балочных мостов	120
Тема 35. Металлические мосты арочной и комбинированной систем	121
Тема 36. Висячие мосты	122
Тема 37. Постройка металлических мостов	123
Глава VI. Трубы	124
Тема 38. Общие сведения о трубах под насыпью	124
Глава VII. Наплавные мосты и паромные переправы	126
Тема 39. Основные особенности наплавных мостов и условия их применения	126
Глава VIII. Сооружения на горных дорогах	128
Тема 40. Специальные искусственные сооружения	128
Тема 41. Подпорные стенки для поддержания земляного полотна и нагорных косогоров	129
Тема 42. Галереи для защиты дорог от снежных обвалов и камнепадов	130
Глава IX. Тоннели	131
Тема 43. Общие сведения о тоннелях	131
Тема 44. Типы транспортных и пешеходных тоннелей	132
Тема 45. Производство работ по постройке тоннелей	132
РАЗДЕЛ II. ПРАКТИЧЕСКИЙ	134
Глава I. Практические занятия	134
Практическое занятие № 1 Габариты мостов. Подмостовой габарит. Габарит приближения конструкций. Схемы временных нормативных нагрузок АК, НГ-60, НК-80, НК-112	134
Практическое занятие № 2 Разработка вариантов железобетонного моста	138
Практическое занятие № 3 Расчет пролетного строения из обычного бетона. Определение усилий от постоянной нагрузки	140
Практическое занятие № 4 Определение коэффициента поперечной установки. Определение усилий в элементах пролетного строения от временных нагрузок	142
Практическое занятие № 5 Определение суммарных усилий от постоянной и временных нагрузок в элементах пролетного строения	144
Практическое занятие № 6 Расчет ребра по предельным состояниям первой группы (на прочность по изгибающему моменту и поперечной силе)	145
Практическое занятие № 7 Расчет ребра балки по предельным состояниям второй группы	148
Практическое занятие № 8 Расчет плиты проезжей части	149
Практическое занятие № 9 Конструирование пролетного строения	151

Практическое занятие №10 Конструирование опор	153
Глава II. Лабораторные занятия	154
Лабораторная работа № 1 Нивелировка мостового полотна и низа балок пролётног строения.....	154
Лабораторная работа № 2 Определение прочностных характеристик железобетонных элементов мостовых конструкций	160
Лабораторная работа № 3 Нивелировка водопропускных труб	169
Лабораторная работа № 4 Определение прочности бетона неразрушающими методами контроля	171
Лабораторная работа № 5 Механические методы определения прочности металла.....	177
Лабораторная работа № 6 Физические методы обследования элементов мостовых конструкций	180
Лабораторная работа № 7 Измерение прогибов и деформаций при статических испытаниях мостов	182
Лабораторная работа № 8 Определение коэффициента поперечной установки.....	188
Глава III. Требования к курсовому проекту	192
РАЗДЕЛ III. КОНТРОЛЬ ЗНАНИЙ	193
Глава 1. Вопросы к зачёту 7-й семестр	193
Глава 2. Вопросы к экзамену 8-й семестр.....	196
РАЗДЕЛ IV. ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ.....	199

РАЗДЕЛ I. ТЕОРЕТИЧЕСКИЙ

Глава I. Введение

Тема 1. Задачи, стоящие перед народным хозяйством в деле строительства транспортных сооружений

Достижения в области строительства, содержания и ремонта автомобильных дорог Беларуси весьма существенны. Сеть автомобильных дорог близка к оптимальной. Она на должном уровне обеспечивает транспортные коммуникации как внутри страны, так и между государствами. По своим качествам дорожная сеть Беларуси вполне соответствует европейскому уровню. Вместе с тем дороги нашей страны по эксплуатационным качествам иногда не в полной мере отвечают требованиям современного автомобильного транспорта. Это подтверждается значительной дорожной аварийностью, наличием вовремя не устраняемых повреждений на проезжей части, необходимостью ограничивать движение транспортных средств в период весенней распутицы и при высоких температурах атмосферного воздуха и, наконец, невозможностью с требуемым комфортом обеспечить скоростные возможности современных автомобилей.

Состояние и перспективы повышения качества автомобильных дорог учитывалось при разработке государственной программы «Дороги Беларуси» на 2021–2025 гг., утвержденной Советом Министров Республики Беларусь. Целью Государственной программы является улучшение транспортно-эксплуатационного состояния автомобильных дорог общего пользования на основе роста привлечения инвестиций в транспортную инфраструктуру для удовлетворения потребностей экономики и общества в транспортных связях.

В подпрограмме "Республиканские автомобильные дороги" запланированы:

- ремонт и реконструкция не менее 809,6 км республиканских автомобильных дорог и повышение несущей способности их дорожного покрытия до 11,5 тонны на ось;
- увеличение скоростного режима на протяжении не менее 1789,6 км республиканских автодорог;
- реконструкция и возведение 509,6 км республиканских автодорог, в том числе по параметрам I категории – 272,7 км, и 8172,9 пог. метра дорожных сооружений на данных дорогах.

Подпрограмма "Местные автомобильные дороги" предусматривает:

- выполнение работ по поддержанию их транспортно-эксплуатационных показателей согласно требованиям ТНПА и требованиям по обеспечению безопасных условий для движения транспортных средств;
- ремонт, реконструкцию и возведение не менее 7000 км местных автомобильных дорог, из них по новым технологиям – не менее 138 км;
- ремонт и реконструкцию 137 дорожных сооружений протяженностью 4189,1 пог. метра.

Тема 2. Классификация мостов и сооружений на дорогах

Автомобильные дороги, пролегая по разнообразной местности, пересекаются между собой или с железными дорогами, а также с различными препятствиями: оврагами, ущельями, горными хребтами, ручьями, реками, озерами, морскими заливами и проливами. В этих ситуациях для обеспечения беспрепятственного движения на дорогах строят различные искусственные сооружения: трубы, мостовые сооружения, тоннели, галереи, балконы и подпорные стенки.



Рис 2.1. Схема расположения водопропускной трубы в теле земляного полотна: 1- уровень проезжей части, 2 – земляное полотно, 3 – элемент оголовка трубы

Трубы используются для пропуска под дорогой небольших водотоков (водопропускные трубы), транспортных средств, пешеходов, а в сельской местности и скота. Они устраиваются в теле земляного полотна дороги (рис. 2.1) из сборных объемных или плоских элементов, при этом земляное полотно дороги не прерывается, что способствует более комфортным условиям движения.

В общем количестве малых искусственных сооружений трубы на автомобильных дорогах страны составляют около 70 %. В среднем на каждые 1,35 км автомобильных дорог приходится одна водопропускная труба.

Мостовые сооружения используются для пропуска дороги над водными препятствиями, ущельями, оврагами и над другими дорогами.

В отличие от труб они прерывают земляное полотно дороги своими конструкциями, состоящими из пролетных строений и опор. При этом пролетные строения перекрывают пространство между опорами, воспринимают нагрузку от перемещающихся по ним транспортных средств и передают ее и собственный вес на опоры. Опоры воспринимают усилия от пролетных строений и передают их через фундаменты на грунты основания. Разновидностью мостовых сооружений являются собственно мосты, путепроводы, виадуки, акведуки и эстакады.

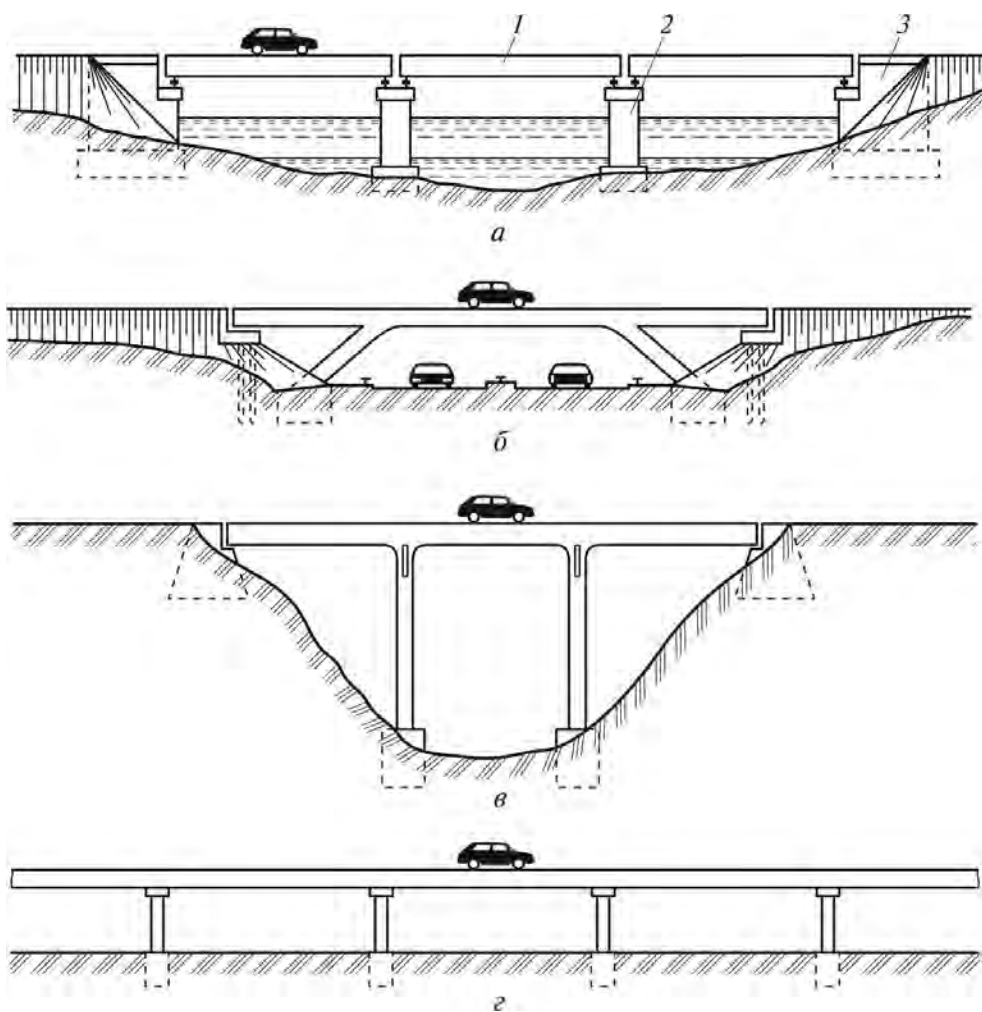


Рис. 2.2. Виды мостовых сооружений:

а - мост; *б* - путепровод; *в* - виадук; *г* - эстакада; *1* - пролетное строение; *2* - промежуточная опора; *3* - устой

Собственно мостом называется сооружение для пропуска дороги над каким-либо водным препятствием. Путепровод - мостовое сооружение, которое служит для пропуска одной дороги над другой в разных уровнях. Виадук - мостовое сооружение на переходе через глубокий овраг, ущелье,

суходол, лощину с высоким расположением проезда над дном препятствия. Характерной особенностью виадуков являются опоры большой высоты (от нескольких десятков до сотен метров). Акведуками называются мостовые сооружения на переходе водовода через овраг, ущелье, реку, суходол или дорогу. Эстакадами называются мостовые сооружения для пропуска дороги на некоторой высоте над естественной поверхностью местности, чтобы пространство под ними могло быть использовано для различных целей. Эстакады возводят также вместо земляных насыпей для пропуска дороги над долинами рек, болотистыми участками местности, на подходах к мостам и путепроводам. Их применяют и для пропуска скоростных автомагистралей над городской застройкой, при уширении набережных и организации движения в городских условиях вдоль рек.

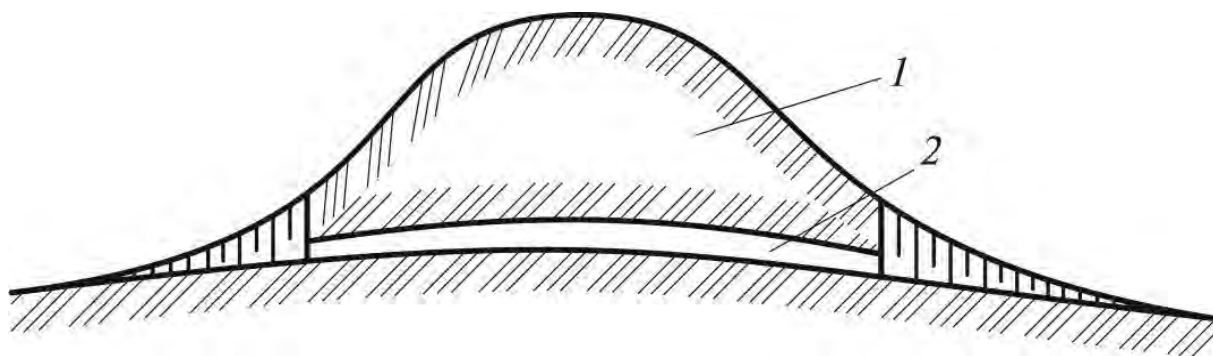


Рис 2.3 Тоннель сквозь горный массив:
1 – горный массив; 2 – балкон; 3 – подпорная стенка

Тоннели применяются для пропуска дороги сквозь толщу горного массива или под крупными реками, озерами, морскими заливами или проливами. В городах их применяют для пропуска автомобилей и пешеходов под городской застройкой, улицами и магистралями.

На горных дорогах могут устраиваться галереи, балконы и подпорные стенки.

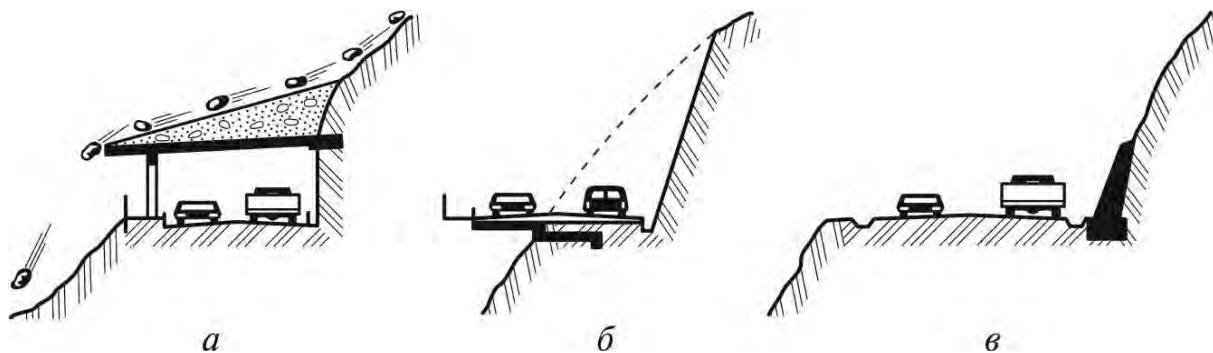


Рис. 2.4. Сооружения на горных дорогах:
а – галерея; б – балкон; в – подпорная стенка

Галереи используются для защиты дороги от снежных лавин и камнепадов, балконы - для обеспечения необходимой ширины проезда у крутых склонов при сокращении объема работ по разработке скальных грунтов, подпорные стенки - для предотвращения обрушения на дорогу находящегося за ними грунта, а также для обеспечения устойчивости земляного полотна (низовые подпорные стенки).

Рассмотренные искусственные сооружения являются ответственными и дорогостоящими элементами дороги. Расходы на их возведение составляют примерно 10% от стоимости дороги, возводимой в равнинной местности. В пересеченной и горной местности, а также при пересечении рек расходы на искусственные сооружения возрастают и составляют до 30% и более от общей стоимости дороги.

Современные требования к транспортным сооружениям на дорогах

К мостовым сооружениям предъявляются эксплуатационные, экономические, экологические, архитектурные и расчетно-конструктивные требования.

Эксплуатационные требования являются основными и сводятся к тому, чтобы сооружение в течение заданного срока эксплуатации имело заданную грузоподъемность, обеспечивало безопасность и комфортность пропуска по нему пешеходов и транспорта без снижения скорости. Для этого сооружение должно:

- 1) иметь достаточную жесткость, чтобы деформации и перемещения при движении нагрузки были допустимыми;
- 2) иметь необходимую ширину проезжей части и тротуаров в зависимости от его назначения с учетом перспективы;
- 3) иметь требуемый для безопасного пропуска транспортных средств и пешеходного движения поперечный и продольный профиль;
- 4) быть долговечным;
- 5) обеспечивать безопасный пропуск паводков и ледохода, удовлетворять требованиям судоходства;
- 6) обеспечивать возможность осмотра, ремонта и реконструкции.

Экономические требования определяют, чтобы полная стоимость строительства, содержания, ремонта и возможной реконструкции была минимальной. Полная стоимость снижается при использовании конструкций индивидуального изготовления, механизированном возведении при высоком темпе и хорошем качестве работ.

Экологические требования определяются охраной окружающей среды. Должен соблюдаться принцип наименьшего вмешательства в природу при проектировании искусственных сооружений.

Архитектурные требования сводятся к тому, чтобы сооружение гармонично вписывалось в окружающую среду, отвечало эстетическим требованиям. Эти требования особенно важны для городских мостов.

Расчетно-конструктивные требования связаны с тем, чтобы сооружение в целом и отдельные его элементы были прочными, устойчивыми и жесткими.

Запроектированные и построенные мостовые сооружения приобретают для эксплуатационников ряд потребительских свойств.

Наибольшее значение имеют:

- пропускная способность;
- грузоподъемность;
- безопасность движения;
- долговечность.

Пропускная способность мостовых сооружений характеризуется максимально возможной интенсивностью транспортного движения, а также возможностью пропуска под сооружением в поперечном сечении судов, водного потока, транспорта (для путепроводов), а также коммуникаций. Она обеспечивается правильным назначением по нормативным документам габарита проезда (габарита приближения конструкций) и подмостового габарита, а также расчетами отверстий мостов и труб.

Грузоподъемность моста – характеристика, определяемая максимальной временной подвижной нагрузкой определенного вида, воздействие которой является безопасным для несущих элементов сооружения. Для эксплуатируемых мостов грузоподъемность характеризуется величиной предельной массы транспортного средства определенного вида.

Грузоподъемность мостов и труб обеспечивается расчетами на прочность и устойчивость и задается нормами нагрузок в эксплуатационных требованиях к их проектированию.

Безопасность движения характеризуется максимальной допустимой скоростью автомобильного движения по транспортным сооружениям. Она обеспечивается эксплуатационными требованиями к плану и профилю дорожного и мостового полотна, а также к надёжности ограждающих устройств. Безопасность движения пешеходов обеспечивается требованиями прочности и высоте перильных ограждений и к качеству покрытия тротуаров.

Долговечность сооружения – свойство сохранять работоспособное состояние при установленной системе содержания и ремонта в течение времени, определенного нормативными документами без капитального ремонта или реконструкции, характеризуется ресурсом или сроком службы. Для нового сооружения он определяется проектной продолжительностью эксплуатации, для сооружения после капитального ремонта или

реконструкции – календарной продолжительностью после возобновления эксплуатации до момента ее прекращения.

Долговечность сооружения задается сроками их службы и обеспечивается выполнением требований к выбору соответствующих материалов и конструктивных решений.

Проектный срок службы мостов до 100 лет (в зависимости от длины пролёта), труб – 50 лет, деревянных мостов – 25 лет.

Проектный срок службы элементов мостовых сооружений при выполнении нормативных условий содержания и ремонтов приведен в табл. 1 СН 3.03.01-2019.

На долговечность сооружения существенно влияние его живучесть – свойство сохранять несущую способность при повреждении или разрушении отдельных его частей или элементов.

Характеристики, обеспечивающие живучесть:

- сопротивляемость воздействию водных потоков, ветровых нагрузок ледоходов и других природных явлений;

- огнестойкость;

- живучесть при повреждениях.

К общим требованиям для мостов и труб относят также надежность, то есть сооружение должно быть запроектировано таким образом, чтобы при условии выполнения работ по содержанию сооружения его конструктивные элементы имели надежность не ниже нормированной в течение всего проектного срока службы.

Тема 3. Основные данные для проектирования

Основные данные для проектирования мостов:

Габариты приближения конструкций мостов, проектируемых для нового строительства, должны обеспечивать свободный пропуск транспортных средств по сооружениям и под ними.

При проектировании капитальных ремонтов мостов габариты мостового полотна, как правило, должны соответствовать параметру дороги. Ширину проезжей части моста и других искусственных сооружений устанавливают на стадии ТЭО в зависимости от интенсивности автомобильного и пешеходного движения, то есть от класса и категории дороги.

Ширина моста определяется его габаритом.

Габарит приближения конструкций, или габарит моста – это контур, необходимый для беспрепятственного пропуска по мосту транспорта и пешеходов.

Габарит моста состоит из ширины проезжей части дороги и полос безопасности, то есть он шире проезжей части дороги и уже земляного полотна.

Габариты мостов обозначают буквой Г и числом, равным расстоянию в метрах между ограждениями. Как уже отмечалось выше, их назначают в зависимости от категории дороги, на которой расположен мост, числа и ширины полос движения. При наличии разделительной полосы к обозначению габарита добавляют ее ширину, обозначаемую буквой С.

Ширина проезжей части $B = nb$ равна произведению числа полос n на ширину b одной полосы, принимаемой в зависимости от категории дороги.

По краям проезжей части располагают полосы безопасности шириной П, принимаемой в зависимости от категории дороги от 0,5 до 2,5 м. За полосами безопасности располагают ограждения безопасности – барьерные ограждения, бордюры, на деревянных мостах колесоотбойный брус. Тротуары шириной Т и высотой прохода не менее 2,5 м могут примыкать к проезжей части или быть отдельными от нее.

Габариты по ширине автодорожных мостов на дорогах общего пользования, число полос движения, ширину проезжей части и полос безопасности, ширину разделительных полос следует принимать согласно нормативным документам.

Схемы габаритов приближения конструкций автодорожных и городских мостов при отсутствии трамвайного движения приведены на рис. 3.1, при этом левая половина каждой схемы относится к случаю примыкания тротуаров к ограждениям, правая – к случаю отдельного размещения тротуаров.

Таблица 3.1

Габариты мостовых сооружений по ширине, м

Категория дороги	Число полос движения, n	Формула расчета габарита по ширине, м	Ширина, м	
			полосы движения, b*	полосы безопасности П*
IA, IБ, IВ	8	$\frac{\Gamma - (\Pi + 0,5nb + C + 0,5nb + \Pi)}{\Gamma - 2(\Pi + 0,5nb + \Pi)}$	3,75	2—2,5
	6		3,75	2—2,5
	4		3,75	2—2,5
IБ, IВ	6		3,5—3,75	2
	4			
II	4		$\frac{\Gamma - (\Pi + 2b + C + 2b + \Pi)}{\Gamma - (\Pi + nb + \Pi)}$	3,5
II	2	$\Gamma - (\Pi + nb + \Pi)$	3,75	2
III	2	$\Gamma - 10$	3,5—3,75	1,5—2
IV	2	$\Gamma - 8$; $\Gamma - 7$ для деревянных мостов	3,0	1
V и ниже	n**	$\Gamma - 6,5$; $\Gamma - 6$ для деревянных мостов	4,5 при n = 1; 2,75 при n = 2	1 при n = 1; 0,5 при n = 2
	1	$\Gamma - 4,5$	3,5	0,5

* Параметры b, П назначаются в соответствии с требованиями национальных норм и правил.
** Число полос движения для дорог V категории и ниже устанавливается в соответствии с требованиями национальных норм и правил.

Примечание:

1. Для автомобильных дорог I-а, I-б, I-в категорий указаны габариты по ширине при отсутствии ограждений на разделительной полосе. При наличии ограждений или при отдельных пролетных строениях для каждого направления движения габариты каждого сооружения, м, следует устанавливать по формуле

$$\Gamma = \Pi + B + L,$$

где B – ширина проезжей части, м;

П – ширина правой по ходу движения полосы безопасности, м;

Л – ширина левой по ходу движения полосы безопасности, м.

Значение Л следует принимать в соответствии с участком дороги на подходах к сооружению, но не более 2 м.

2. Ширину разделительной полосы С, м, следует принимать равной ширине разделительной полосы на подходах.

На мостовых сооружениях длиной более 100 м при соответствующем обосновании ширину разделительной полосы допускается уменьшать, но принимать не менее чем 2 м плюс ширина ограждения.

3. Полосы безопасности меньшей величины, чем указано в таблице 1. при соответствующем обосновании допускается принимать для мостовых

сооружений длиной свыше 100 м на автомобильных дорогах IА, IВ, IВ. II и III категорий и длиной свыше 50 м — на дорогах IV категории при условии:

- расположения мостовых сооружений на расстоянии более 100 км от городов с населением 500 тысяч человек и выше и более 50 км от других городов и снижения расчетной интенсивности движения транспортных средств в два раза и более по сравнению с пригородными участками;

- расположения мостовых сооружений на участках дорог с уменьшенной шириной обочины:

- на мостовых сооружениях при ширине разделительной полосы на подходах менее 5,0 м и расположении на ней ограждения (с уменьшением ширины полосы безопасности слева по ходу движения);

- реконструкции мостовых сооружений;

- наличия дополнительной полосы для подъема, переходно-скоростной полосы (со стороны этих полос).

В каждом из перечисленных случаев ширина полосы безопасности должна быть не менее 1 м на автомобильных дорогах IА, IВ, IВ. II и III категорий и 0,75 м — на дорогах IV категории.

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

Габарит по ширине и составляющие поперечного профиля для мостов на дорогах необщего пользования должны приниматься в соответствии с заданием на проектирование. Для мостов на дорогах промышленных предприятий ширину полосы безопасности II следует принимать 1,50 м. Габарит деревянных мостов на автомобильных дорогах необщего пользования допускается принимать Г-6.

Высота габарита должна составлять 5,0 м для дорог I–III категории и 4,5 м – для IV–V категории.

Габариты приближения конструкций под путепроводами на автомобильных дорогах общего пользования Н назначают, руководствуясь формулой

$$H = h + 0,2 + \Delta,$$

где $h = 5,0$ – для мостов на автомобильных дорогах общего пользования и улиц, м;

0,2 – запас на возможное наращивание толщины покрытия при ремонтах, м;

Δ – расчетный прогиб конструкций пролетного строения путепровода, м.

Габариты приближения конструкций под путепроводами на железных дорогах следует принимать по ГОСТ 9238, для метрополитенов – по ГОСТ 23961, для трамваев – по СНиП 2.05.09.

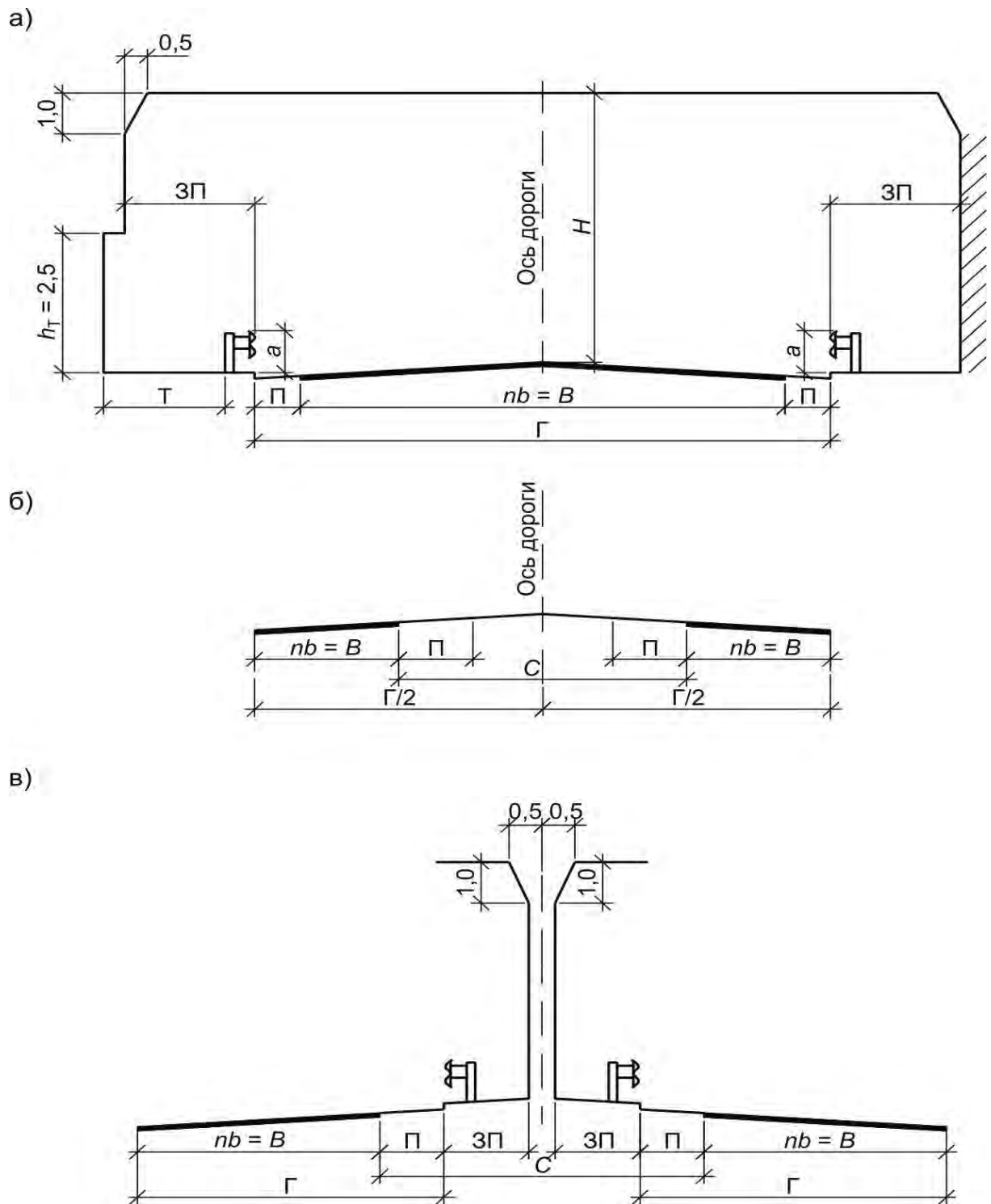


Рис. 3.1. Схемы габаритов приближения конструкций автодорожных и городских мостов:

- а – при отсутствии разделительной полосы;
- б – с разделительной полосой без ограждений;
- в – с разделительной полосой при наличии ограждений

Обозначения, принятые на схемах габаритов:

B – общая ширина проезжей части или ширина проезжей части для движения одного направления, м;

n – число полос движения,

b – ширина каждой полосы движения, м, принимаемая:

– для мостов на дорогах общего пользования – по СН 3.03.01-2019;

– на дорогах промышленных предприятий – по СНиП 2.05.07;

– на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах – по СНиП 2.05.07;

H – габарит по высоте (расстояние от поверхности проезда до низа пролетного строения над проездом);

$П$ – полосы безопасности (предохранительные полосы);

C – разделительные полосы (при многополосном движении в каждом направлении), ширина которых равна расстоянию между кромками проезжих частей разного направления движения;

$ЗП$ – защитные полосы, ширину которых, как правило, следует принимать равной 0,5 м, для деревянных мостов с ездой понизу – 0,25 м;

$Г$ – расстояние между ограждениями проезда, в которое входит и ширина разделительной полосы, не имеющей ограждений;

T – ширина тротуаров;

a – высота ограждений проездов в соответствии;

h_T – габарит по высоте на тротуарах, принимаемый не менее 2,5 м.

Подмостовым габаритом называется предельное очертание пространства под мостом, которое должно оставаться свободным для беспрепятственного пропуска судов и сплава леса. Внутри этого габарита не должны вдаваться никакие элементы моста.

В зависимости от глубины судового хода все реки подразделяются на семь классов.

Подмостовые габариты назначаются по ГОСТ 26775-85 «Габариты подмостовые судоходных пролетов мостов на внутренних водных путях».

Классы подмостовых судоходных габаритов

Класс внутреннего водного пути	Глубина судового хода, м		Высота подмостового габарита, h, м	Ширина подмостового габарита b, м		
	гарантированная	Средненавигационная		для неразводного пролета		для разводного пролета
				основная	смежная	
I	Более 3,2	Более 3,4	16,0	140	120	60
II	2,5–3,2	2,9–3,4	14,5	140	100	60
III	1,9–2,5	2,3–2,9	13,0	120	80	50
IV	1,5–1,9	1,7–2,3	11,5	120	80	40
V	1,1–1,5	1,3–1,7	10,0	100	60	30
VI	0,7–1,1	0,9–1,3	7,5	60	40	–
VII	0,5–0,7	0,6–0,9	5,0	40	30	–

Надводная часть подмостового габарита отсчитывается от расчетного судоходного уровня (PCY), подводная от HCY – наинизшего судоходного уровня.

Очертание подмостового габарита должно быть прямоугольным ABCD (рис. 3.2). На водных путях I–IV классов для неразводных пролетных строений с криволинейным очертанием нижнего пояса пролетных строений, располагаемых в стесненных условиях, допускается принимать очертание подмостового габарита по контуру AEFKLD.

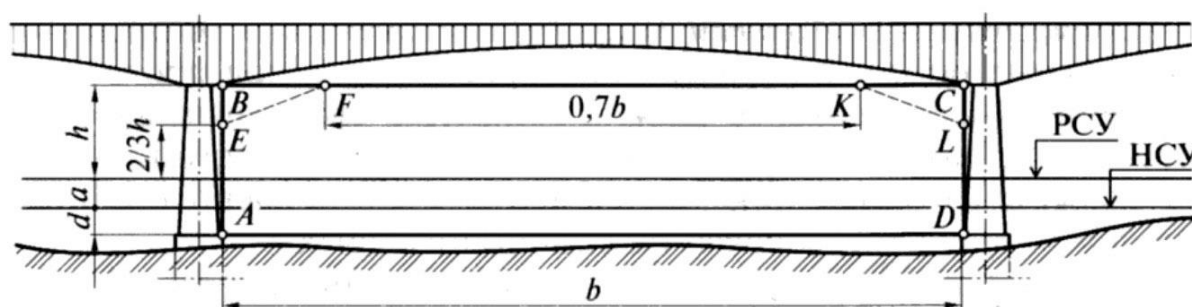


Рис 3.2 Подмостовые габариты

Вертикальная нагрузка от подвижного состава на автодорожных мостах и мостах в населенных пунктах.

Нормативную временную вертикальную нагрузку от подвижного состава на автомобильных дорогах общего и необщего пользования, на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов следует принимать в следующих случаях:

- случай 1 — нормальное движение по мосту автотранспортных средств общего назначения и пешеходов без каких-либо ограничений;
- случай 2 - временное стеснение габарита проезда (вследствие ремонта покрытия, дорожно-транспортного происшествия и т. п.);

- случай 3 - пропуск по мосту специальных автотранспортных средств, весовые параметры которых выходят за пределы, определенные для весовых параметров автотранспортных средств общего назначения (пропуск тяжеловесных транспортных средств).

Схемы нагрузок следует принимать в соответствии с рисунком 3.3.

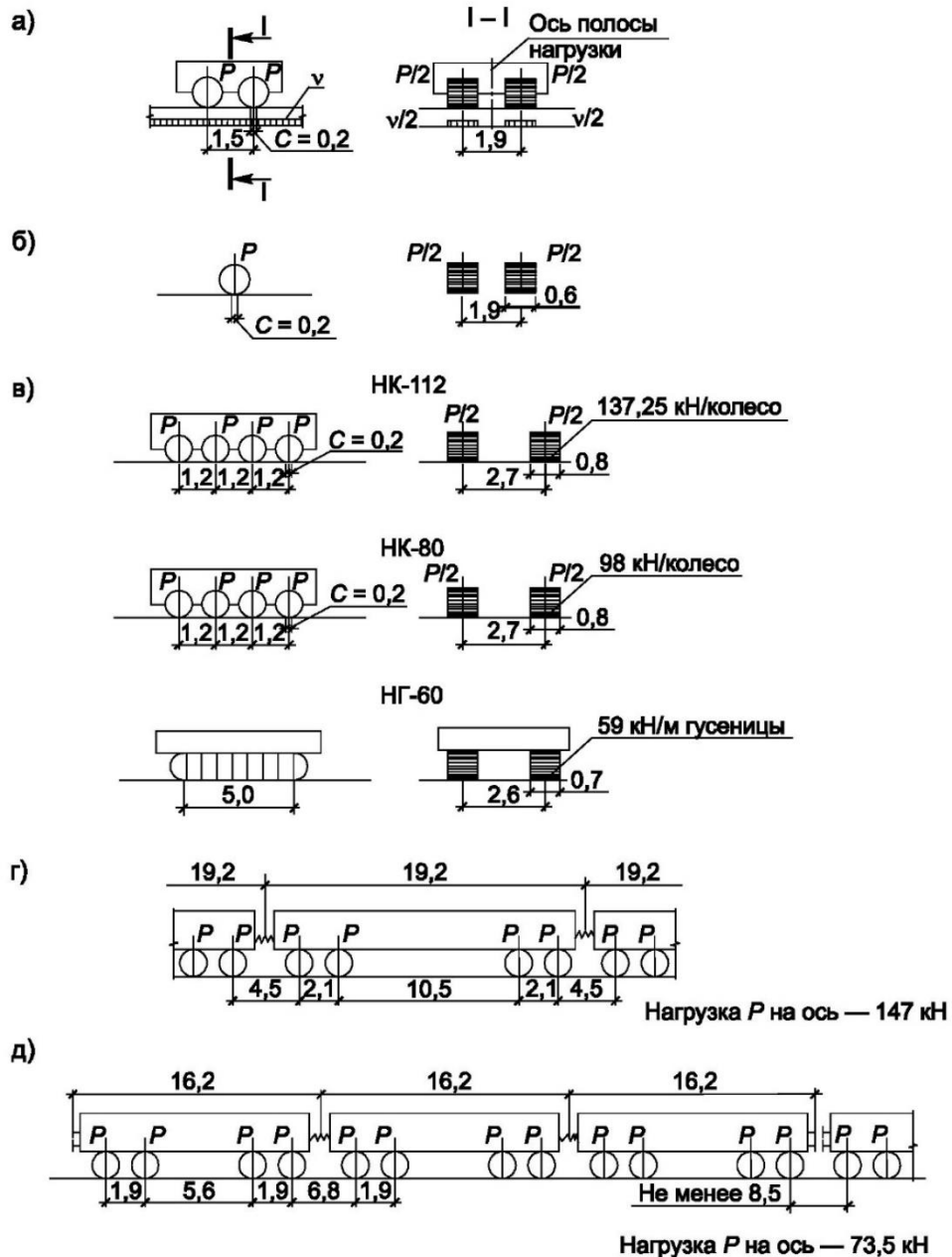


Рис. 3.3. Схемы нагрузок от подвижного состава для расчета автодорожных и городских мостов: а — автомобильная нагрузка АК в виде полосы равномерно распределенной нагрузки интенсивностью v и одиночной тележки с давлением на ось P ; б — одиночная ось для проверки проезжей части мостов, проектируемых под нагрузку А8; в — тяжелые одиночные нагрузки НК-112, НК-80, НГ-60; г — поезда метрополитена; д — поезда трамвая

Применительно к случаям 1 и 2 нормативную нагрузку принимают в виде полос автомобильной нагрузки АК (рисунок 3.3 а)), каждая из которых включает одну двухосную тележку с давлением на ось, равным $10K$ кН, и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью K , кН (на обе колеи), где K — класс нагрузки.

Класс нагрузки K следует принимать равным 14 — для мостов и труб на дорогах I-а–I-в, II и III категорий, для больших мостов и мостов в городах с населением более 100 000 жителей и равным 11 — для малых и средних мостов на дорогах общего пользования IV и V категорий и дорогах необщего пользования. Класс нагрузки K для деревянных мостов на дорогах V категории и мостов на автомобильных дорогах низших категорий разрешается принимать равным 8.

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

- число полос нагрузки, размещаемых на мостовом сооружении, должно быть не более целого числа w , определяемого по формуле:

$$w = \text{int} (\Gamma/3),$$

где int — функция, значением которой является целое число от выражения в скобках (получаемое после отбрасывания дробной части);

Γ — ширина габарита проезда (расстояние между внутренними гранями ограждения);

- ось полосы нормативной нагрузки АК следует располагать не ближе 1,5 м от внутренней грани ограждения;

- расстояние между осями смежных полос нагрузки должно быть не менее 3,0 м.

- нагрузкой АК загружаются также трамвайные пути, расположенные на необособленном полотне, при этом оси полос нагрузки АК следует совмещать с осями трамвайных путей;

- при многополосном движении в каждом направлении и отсутствии разделительной полосы на мосту ось крайней левой (внутренней) полосы нагрузки каждого направления должна быть расположена на расстоянии не менее чем 1,5 м от линии, разделяющей направления движения;

- если на мосту предусмотрена разделительная полоса шириной 3 м и более без ограждений, то при загрузке моста временными вертикальными нагрузками следует учитывать возможность использования в перспективе разделительной полосы для движения;

- при наличии линий влияния, имеющих три или более участков с разными знаками, тележкой загружается участок, дающий для рассматриваемого знака наибольшее значение усилия (перемещения);

равномерно распределенной нагрузкой (с необходимыми ее перерывами по длине) загружаются все участки, вызывающие усилие (перемещение) этого знака;

- распределение давления в пределах толщины дорожной одежды проезжей части следует принимать под углом 45° .

Для случая 2 нормативная нагрузка представляется в виде двух полос нагрузки АК, размещаемых в невыгодном положении по всей ширине ездового полотна (включая полосы безопасности). При этом оси крайних полос нагрузки АК должны быть расположены на расстоянии не менее чем 1,5 м от ограждения.

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

Для случая 3 нормативная временная нагрузка представляется в виде одиночной тяжелой четырехколесной нагрузки НК (см. рисунок 3.3 в)) весом 1098 кН (НК-112) — на дорогах I-а-III категорий, для больших мостов и мостов в городах с населением более 100 000 жителей и весом 785 кН - для всех остальных мостов (НК-80).

Для деревянных мостов на дорогах V категории и мостов на местных автомобильных дорогах низших категорий разрешается принимать гусеничную нагрузку НГ-60 общим весом 588 кН (см. рисунок 3.3 в)).

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

Нагрузки НК-112, НК-80 и НГ-60 не учитывают совместно с временной нагрузкой на тротуарах, а также при расчетах на выносливость. При расчетах по раскрытию трещин нагрузку НК-112 принимают с коэффициентом 0,8.

Глава II. Деревянные мосты

Тема 4. Общие сведения

Древесина – один из древнейших и весьма распространенных конструкционных материалов. По степени распространения на земле и длительности использования человеком с древесиной конкурирует только камень.

При строительстве мостов древесина использовалась уже в глубокой древности: мосты из дерева строили еще в Древнем Риме, Греции и других странах. Первым деревянным мостом, о котором сохранились подробные сведения, является мост через р. Тибр в Риме, построенный в 638 — 614 гг. до н.э. Конструкция этого моста (рис. 4.1) имела много общего с современными простейшими деревянными мостами.

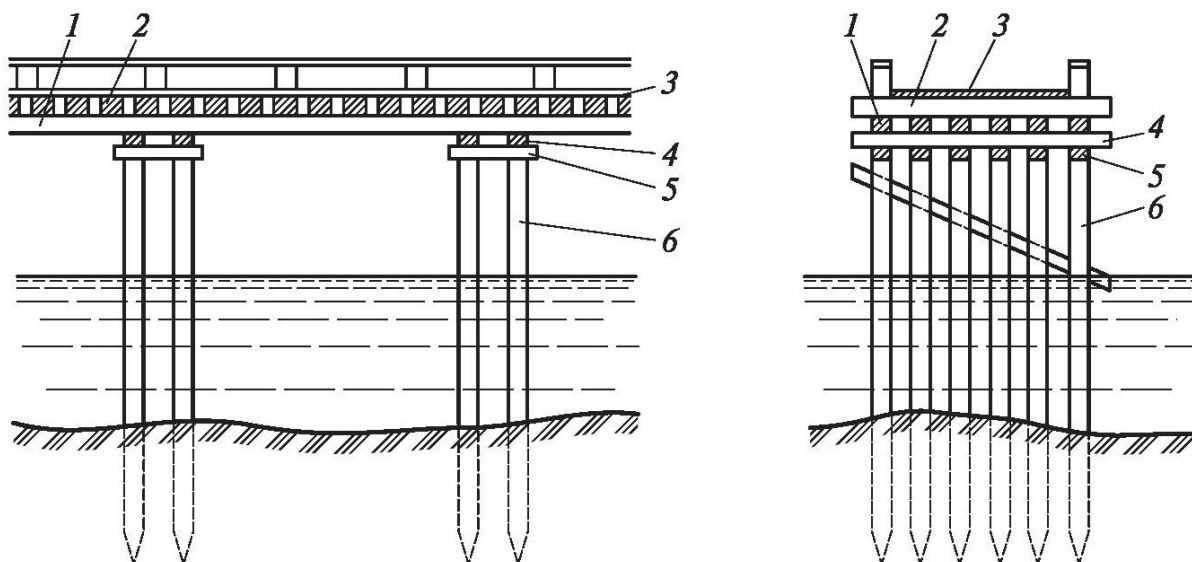


Рис. 4.1. Мост через р. Тибр в Риме

Пролетное строение состояло из шести прогонов, по которым были уложены поперечины 2, а по ним - продольный настил 3. Под каждый прогон пролетного строения в опорах забивались две сваи 6, которые объединялись поверху продольными насадками 5. По насадкам над сваями укладывались поперечные балки 4, на которые опирали прогоны пролетного строения.

Древнее мостостроение из дерева достигло наибольшего развития в период расцвета Римской империи. Римские войска во время походов в другие страны строили много деревянных мостов, совершенствуя их конструкции и способы строительства. К тому времени относится мост, построенный войсками Юлия Цезаря через р. Рейн в 56 г. до н. э.

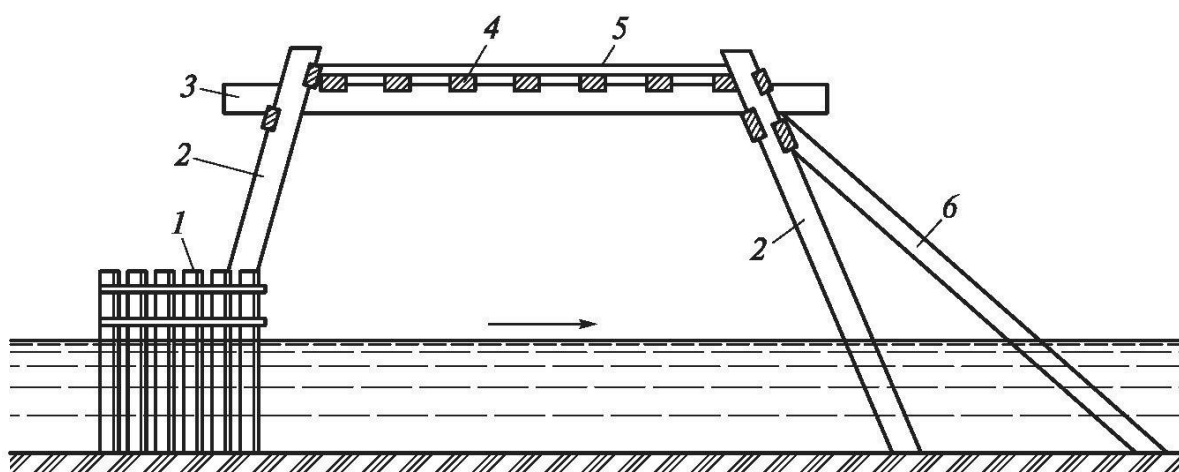


Рис. 4.2. Мост через р. Рейн в (56 г. до н. э.)

1 – забор из коротких свай; 2 – основные сваи опоры; 3 – поперечный брус;
4 – прогон; 5 – настил; 6 – упорная свая

Опоры этого моста (рис. 4.2) выполнены в виде рам, парные стойки (сваи) 2 которых забиты с противоположным уклоном и соединены поперечными брусьями 3. Поверху брусьев уложены прогоны 4 и настил 5. Для защиты опоры от повреждения плавающими бревнами и плотами и для предотвращения подмыва свай с верховой стороны был устроен забор из коротких свай, а с низовой - упорные сваи 6.

Большое развитие техника деревянного мостостроения получила в XVI в. благодаря деятельности итальянского строителя Палладио. Им были предложены для мостов шпренгельные и ригельно-подкосные системы, а также решетчатые фермы с параллельными поясами, стойками и раскосами, сохранившиеся до настоящего времени.

В Древней Руси самобытное искусство строительства деревянных мостов зародилось давно. Из старинных русских летописей известно, что при Владимире Мономахе в 1114 г. был построен деревянный наплавной мост через р. Днепр в Киеве. Наплавные мосты были также построены через р. Дон войсками Дмитрия Донского перед Куликовской битвой. Оригинальный деревянный наплавной мост был наведен русскими войсками в конце ХУП в. через р. Дон во время второго азовского похода. Плавучими опорами для этого моста служили изготовленные на месте деревянные ящики, поверху которых были уложены три каната, закрепленные на берегах. Образованная таким образом из этих опор и канатов система поддерживала поперечный дощатый настил.

Интенсивное строительство деревянных мостов в России началось при Петре I в Петербурге. Строились мосты балочной и арочной систем на свайных и каменных опорах, а также наплавные.

Выдающийся русский изобретатель и конструктор И. П. Кулибин (1735— 1818 г.) в результате двадцатилетнего труда разработал проект деревянного арочного моста пролетом через р. Неву (рис. 4.3). Очертание арки моста и усилия в его элементах он определил путем оригинальных экспериментальных работ. Для проверки этого проекта в 1776 г. в Петербурге была построена модель в 1/10 натуральной величины, испытания которой проводились специальной комиссией Петербургской Академии наук в присутствии механика и математика Леонарда Эйлера. Испытания подтвердили возможность постройки такого грандиозного по тем временам моста. В 1793 г. модель была перевезена и установлена на территории Таврического сада в Петербурге.

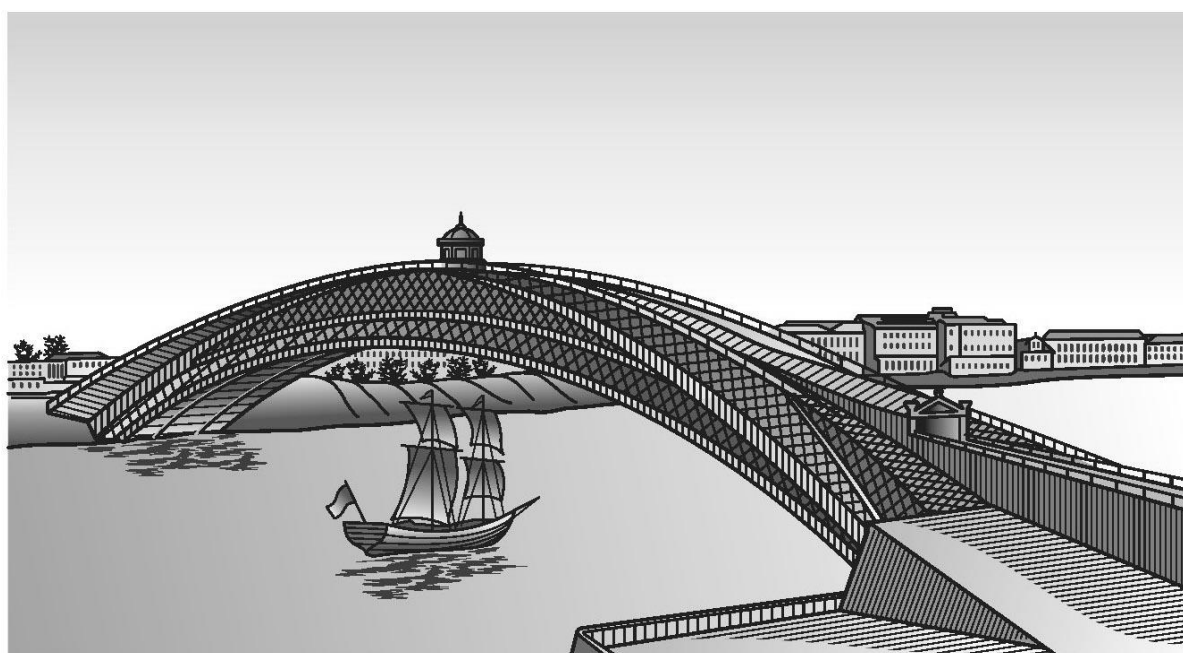


Рис. 4.3. Деревянный мост арочной системы через р. Неву по проекту И. П.Кулибина

В конце XVIII и начале XIX в. при строительстве деревянных мостов стали использовать арочную систему. Первые арочные мосты из древесины были построены в Швейцарии.

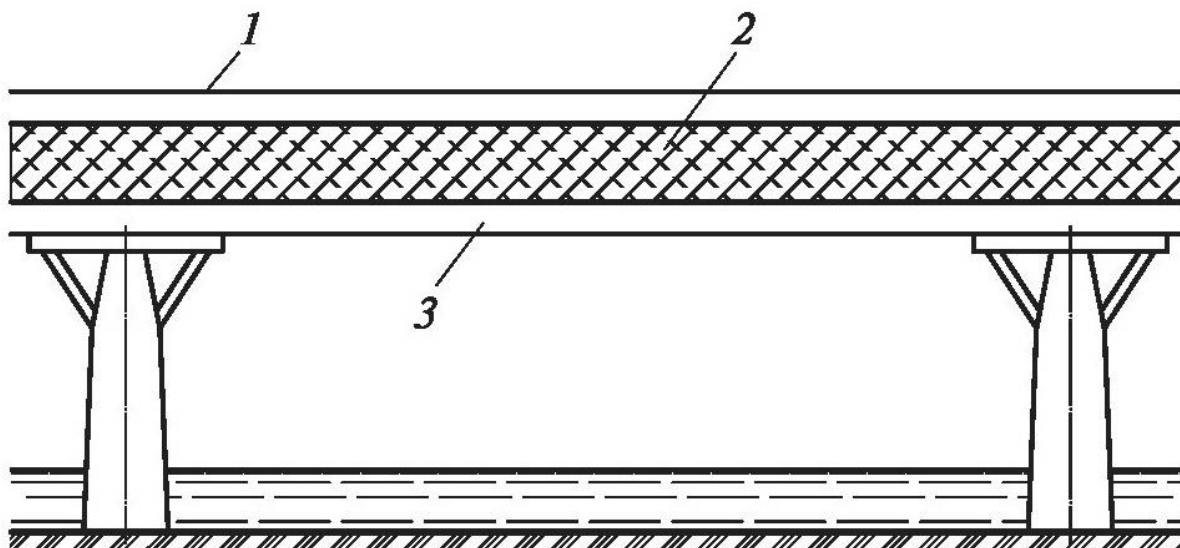


Рис. 4.4. Мост с решетчатыми фермами Тауна (1820 г.):
1 — верхний пояс; 2 — стенка; 3 — нижний пояс

В середине XIX в. американским инженером Тауном были предложены и построены деревянные пролетные строения в виде решетчатых ферм из досок (рис. 4.4). Фермы имели два параллельных пояса ГИ 3 из досок, между которыми была размещена стенка 2 в виде решетки из двух или трех наклонных слоев досок. Соединение досок с поясами производилось с помощью деревянных нагелей.

Одновременно с мостами Тауна в США появились мосты системы Гау (рис. 4.5) с решетчатыми фермами. Фермы были составлены из двух параллельных поясов 1 и 4 из брусьев, связанных металлическими тяжами 2 и раскосами 3. При натяжении тяжей раскосы ферм Гау работали только на сжатие, что позволило упростить их сопряжение с поясами, ограничиваясь опиранием их в подушки из твердого дерева.

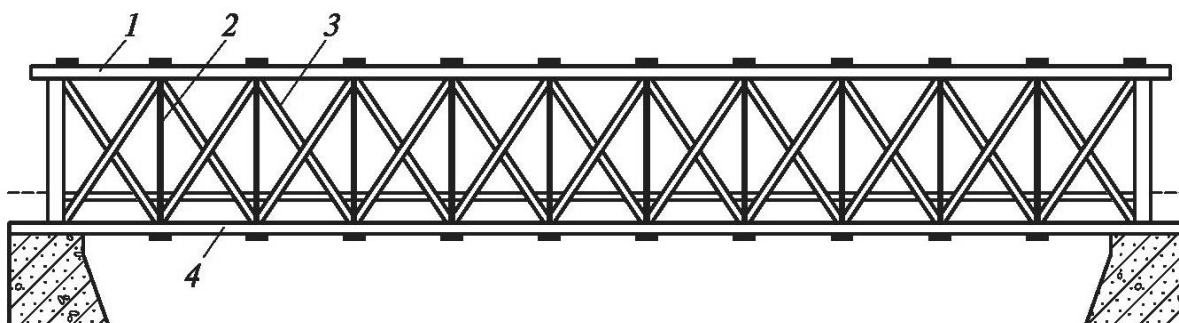


Рис. 4.5. Схема деревянного моста с решетчатыми фермами Гау:
1 — верхний пояс; 2 — тяж; 3 — раскос; 4 — нижний пояс

В начале XX в. в России при строительстве деревянных мостов стали использовать фермы системы Гау. Выдающийся русский инженер Д. И.

Журавский усовершенствовал их конструкцию, разработал метод их расчета и применил при строительстве крупных мостов. Во второй половине XX в. и в первой половине XX в. на автомобильных дорогах и в городах России было построено немало деревянных мостов с использованием ферм Гау—Журавского и дощато-гвоздевых ферм.

Строительство деревянных низководных мостов получило крупный размах во время Великой Отечественной войны. Эти мосты по протяженности составляли до 85 % всех возводившихся мостов. На реках Днепр, Неман, Днестр, Висла и Одер войска строили и высоководные мосты с использованием новых типов упрощенных конструкций дощато-гвоздевых ферм с пролетами до 30 м. Применяли также пролетные строения с ригельно-раскосными фермами из бревен пролетами до 30 м, а также деревянные комбинированные пролетные строения с ездой понизу с пролетами до 50 м. В конце войны низководные мосты на свайных опорах строили с темпом 4...6 м/ч, а высоководные с темпом 25...30 м в день.

Во второй половине XX в. в Беларуси при строительстве новых мостов все большее распространение стал получать железобетон. В настоящее время деревянные мосты на республиканских автомобильных дорогах не строят.

Они находят применение лишь как временные для объезда или как рабочие мосты при строительстве капитальных железобетонных или металлических мостов. Тем не менее нельзя считать, что деревянные мосты исчерпали себя.

Они могут еще найти применение на местных дорогах в районах, богатых лесом, при условии применения более совершенных конструктивных форм, рассчитанных на индустриальные методы изготовления и возведения, при условии оснащения мостостроительных организаций специальными мостостроительными средствами.

В настоящее время есть также предпосылки для более широкого применения клееных и клефанерных конструкций в мостостроении. Еще в середине прошлого века в Российской империи коллективом ученых и инженеров во главе с профессором Г. Г. Карлсенем была предложена эффективная технология деревянных клееных конструкций. С учетом этой технологии были разработаны проекты типовых балочных пролетных строений с клееными несущими элементами и были построены несколько мостов. Опыт их эксплуатации показал их высокую конкурентную способность по сравнению с железобетонными мостами. Однако после развала СССР в 1990-е годы по разным причинам изготовление клееных мостовых конструкций на постсоветском пространстве, к сожалению, прекратилось.

Опыт строительства и эксплуатации клееных мостов в США, Канаде и в Скандинавских странах в настоящее время свидетельствует об эффективности их применения. Они достаточно надежны и долговечны при строгом соблюдении технологии склеивания.

Материалы для деревянных мостов

Для конструкций деревянных мостов рекомендуется применять древесину сосны, ели, пихты и лиственницы в виде круглых бревен или пиломатериалов. Бревна имеют форму усеченного конуса с изменением диаметра от толстого к тонкому концу (сбегом), принимаемым для сосны равным 0,8 см на 1 м длины, а для лиственницы - 1 см. Толщина бревен определяется диаметром его тонкого конца. Пиломатериалы получают продольной распиловкой бревен на лесопильных рамах. Пиломатериал, у которого отношение ширины b к высоте h меньше 2, подразделяют на брусья при $h > 100$ мм и бруски при $h < 100$ мм. Пиломатериал, у которого отношение ширины b к толщине t больше 2, называется досками. Сортаментом для хвойных пиломатериалов установлены: толщина — 25, 32, 40, 44, 50, 60, 75, 100, 125, 150, 175, 200 мм; ширина — 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250. Длина пиломатериала - до 6,5 м.

Древесина является анизотропным материалом, что определяется ее строением. В поперечном сечении ствола вся древесина имеет концентрические слои, окружающие сердцевину — это годовичные кольца, представляющие собой ежегодный прирост клеток древесины. Ширина годовичных слоев зависит от возраста, породы, условий произрастания и положения в стволе. К наружной части, называемой заболонью, прочность древесины возрастает. Серцевина - отмершие клетки рыхлой первичной ткани, вокруг которых образуются годовичные кольца, имеет вид круглого стержня диаметром 2...5 мм. Серцевина обладает малой прочностью и легко загнивает.

В процессе роста дерева на некоторых его участках зарождаются пороки древесины: сучки, свилеватость, косослой и трещины.

Сучки - заросшие остатки отмерших ветвей дерева. Обходя сучок, волокна древесины искривляются и отклоняются от продольного направления. Наличие сучков значительно снижает прочность древесины, особенно при растяжении и изгибе. Свилеватость - волнистое и беспорядочное отклонение волокон древесины от продольной оси ствола. Косослой - винтообразное отклонение волокон древесины от прямого направления ствола. Косослой и свилеватость практического влияния на прочность бревен не оказывают, но сильно понижают прочность пиломатериалов вследствие перерезывания

волокон древесины при продольной распиловке бревен. Трещины представляют собой разрывы древесины вдоль волокон, они могут образовываться как на растущем, так и на срубленном дереве и имеют различные причины образования.

Качество лесоматериала зависит от однородности строения древесины. От этого зависят и физико-механические свойства древесины.

Плотность древесины колеблется в широких пределах и зависит от ее породы и влажности. Влажность древесины, характеризуемая отношением массы содержащейся в ней воды к массе сухой древесины, очень сильно влияет на ее физико-механические свойства. При увеличении влажности древесины до предела насыщения волокон (30 %) происходит ее разбухание, а при уменьшении - усушка. Усушка вдоль волокон древесины составляет 0,1%, в радиальном - 3...6 %, в тангенциальном - 6...12%. Различие степени усушки в тангенциальном и радиальном направлениях приводит к появлению внутренних напряжений, что вызывает коробление и растрескивание пиломатериалов и бревен. Древесина сосны, ели и пихты при влажности 15 % имеют плотность в пределах 500...600 кг/м³, а лиственница — 650... 800 кг/м². Свежесрубленная древесина хвойных пород имеет плотность около 850 кг/м².

Стволы деревьев при их формировании под воздействием собственной массы и ветра работают на сжатие с продольным и поперечным изгибом. Они приспособлены для работы в сжатых и изгибаемых элементах конструкций, при отсутствии сучков хорошо работают и на растяжение.

В мостах целесообразно применять круглый лес с сохранением его естественной конусности. Растянутые и изгибаемые элементы пролетных строений должны выполняться из древесины 1-го сорта. Остальные элементы конструкции мостов могут быть выполнены из древесины 2-го сорта. В клееных элементах в наиболее напряженных зонах (в пределах 1/6 высоты от кромок, но не менее двух досок) следует применять пиломатериалы 1-го сорта, в остальных зонах допускается применять пиломатериалы 2-го сорта.

Влажность применяемой древесины должна быть: для бревен - не более 25 %: пиломатериалов - не более 20 %; пиломатериалов, используемых для клееных конструкций, - не более 12%. Влажность древесины для свай и других элементов опор, располагаемых ниже уровня меженных вод, не ограничивается.

Расчетные сопротивления древесины сосны 1-го сорта в зависимости от ее влажности принимают по табл. 97 СНиП 2.05.03-84.

Для древесины 2-го сорта расчетные сопротивления принимают меньше, чем для 1-го сорта, на 30 % при растяжении вдоль волокон, на 10% — при всех других видах напряженного состояния.

Расчетные сопротивления клееной древесины сосны при толщине склеиваемых досок 33 мм и высоте элементов 50 см и менее принимают по табл. 98 СНиП 2.05.03-84.

При использовании в клееных элементах досок другой толщины расчетные сопротивления следует умножать на коэффициенты работы, равные 1,1 при толщине досок 19 мм и менее; 1,05 – при толщине досок 26 мм; 0,95 – при толщине досок 43 мм. При увеличении высоты клееного элемента расчетные сопротивления древесины снижаются в соответствии с коэффициентами условий работы, приведенными в табл. 99 СНиП 2.05.03-84.

Для древесины других пород расчетные сопротивления сосны умножают на коэффициенты перехода, приведенные в табл. 101 СНиП 2.05.03-84.

Модули упругости природной древесины всех пород (при сжатии и растяжении вдоль волокон и при изгибе) принимают при определении деформаций от постоянных нагрузок 8 340 МПа, от временных нагрузок — 9810 МПа. Модуль упругости клееной древесины при определении деформаций от любых нагрузок принимают равным 9 810 МПа. Модуль упругости древесины при сжатии поперек волокон принимается 392 МПа.

Основными недостатками древесины как материала для мостов являются опасность загнивания и возгорания. Срок службы мостов из неантисептированной древесины составляет не более 15 лет. При обработке древесины антисептиком и хорошем надзоре в процессе эксплуатации деревянные мосты из клееной древесины могут служить 45...60 лет. Возгорание древесины в автодорожных мостах предотвращается системой противопожарных мероприятий.

В деревянных мостах может найти применение также облагороженная древесина - бакелизированная фанера и древеснослоистые пластики. Эти материалы получают путем склеивания березового шпона фенолформальдегидными смолами. Плотность бакелизированной фанеры 1000 кг/м², предел прочности при растяжении и изгибе 90...150 МПа, при сжатии 70...100 МПа, при скалывании по клеевому шву 13 МПа.

Для склеивания элементов конструкций применяют фенольные, резорциновые и фенолрезорциновые клеи, обладающие необходимой прочностью, водостойкостью, биостойкостью и долговечностью.

Металлические элементы.

Для металлических элементов деревянных мостов применяют сталь, удовлетворяющую общим требованиям, предъявляемым к ней в инженерных конструкциях.

Ответственные металлические части деревянных мостов, являющиеся расчетными элементами основных несущих конструкций, должны быть выполнены из углеродистой, мартеновской горячекатаной стали. Так как в большинстве случаев эти элементы конструкции деревянных мостов имеют сварные соединения, то используемая для их изготовления сталь должна допускать применение сварки. Перилла, смотровые приспособления и другие конструктивные металлические элементы могут быть сделаны из углеродистой мартеновской горячекатаной стали более низких марок. Гвозди, применяемые в конструкциях мостов, должны удовлетворять требованиям соответствующего государственного стандарта.

Для предохранения металлических элементов от ржавления сталь, применяемая для их изготовления, должна быть тщательно очищена от ржавчины и затем покрыта олифой.

В мостах рекомендуется применять рабочие болты диаметром не меньше 19 мм и конструктивные болты диаметром не меньше 16 мм. Стальные тяжи должны иметь диаметр минимально 22 мм, а нагели - 12 мм; наименьший диаметр гвоздей - 4 мм; толщины стальных полос и накладок - не меньше 8 мм, а толщина шайб под гайками болтов и тяжей - не меньше 6 мм.

Защита деревянных мостов от загнивания

Загнивание деревянных мостов возникает в результате деятельности дереворазрушающих грибков, развивающихся в древесине и питающихся содержащимися в ней органическими веществами. Развитие грибков в древесине и их разрушающая деятельность происходят при температуре от +3 до +40° С. При низких температурах деятельность грибков приостанавливается, но грибки снова оживают с наступлением теплой погоды. Наиболее благоприятные условия для их развития возникают при влажности древесины от 30 до 60 % . Для развития грибков необходим также доступ воздуха. При отсутствии воздуха (например, под водой) гниения не происходит.

Заражение древесины происходит при попадании на нее грибных семян (спор) или же от соприкосновения здоровой древесины с древесиной, пораженной грибком. Опасны для древесины трещины в ней, зарубки и другие места, где могут легко задерживаться споры грибка и особенно при влажной среде. Распространение гнили происходит наиболее быстро в элементах, сопряжениях и соединениях, подвергающихся увлажнению и не обеспеченных хорошим проветриванием.

В неблагоприятных условиях всегда оказываются мосты, построенные из сырого леса. В них при усушке древесины появляется много трещин, щелей

и неплотностей, делающих конструкцию легко поддающейся загниванию. Легко подвергаются загниванию также части деревянных мостов, соприкасающиеся с землей или с водой (сваи, венцы ряжей), особенно если они подвергаются то увлажнению, то высыханию.

Из различных конструкций мостов наиболее опасны в отношении загнивания дощатые фермы, имеющие большую площадь открытых поверхностей деревянных элементов и большое число плоскостей соприкосновения.

Загниванию деревянных мостов сильно способствует неудовлетворительное их содержание, плохой отвод воды с настила, плохая очистка от мусора, грязи и снега, несвоевременная и недостаточная подтяжка болтов. Защита деревянных мостов от загнивания обеспечивается как конструктивными мерами, предохраняющими дерево от увлажнения, так и обработкой древесины химическими составами - антисептиками, убивающими дереворазрушающие грибки.

Конструктивные меры. Для предотвращения загнивания деревянных мостов необходимо применять для их постройки здоровый лесоматериал, просушенный до воздушно-сухого состояния (влажность не больше 20%). Конструкции деревянных мостов должны быть защищены от атмосферных осадков. Должна быть также обеспечена хорошая проветриваемость элементов и сопряжений для быстрого их просыхания. Необходимо обеспечивать быстрое удаление воды с поверхности покрытия проезжей части и уменьшение проникания ее через элементы настила.

Для отвода воды, стекающей к бордюрным (колесоотбойным) брускам, устраивают водоспускные металлические трубки или деревянные лотки. Размер водоспускных трубок или лотков может быть определен из расчета 1-1,5 см² площади отверстия на 1 м² поверхности покрытия проезжей части. Водоспускные трубки или лотки надо располагать на расстоянии не реже 6-8 м друг от друга с каждой стороны проезжей части. Устанавливать их надо так, чтобы стекающая вниз вода не попадала на нижележащие элементы моста.

Ответственные элементы и сопряжения в конструкциях мостов нужно предохранять от атмосферных увлажнений защитными крышками, козырьками и навесами. Открытые торцы деревянных поперечин проезжей части, быстро подвергающиеся загниванию, надо защищать от атмосферных влияний устройством навесов - козырьков из досок. Прогоны мостов полезно предохранять от увлажнений обклейкой их сверху толем, рубероидом или обшивкой кровельной сталью. Особенно важно устройство таких покрытий в прогонах и балках составного сечения на колодках или пластинчатых нагелях.

В пролетных строениях с решетчатыми фермами должны быть предохранены от увлажнения наиболее уязвимые в отношении загнивания ответственные сопряжения - стыки поясов и узловые соединения. Стыковые соединения обычно защищают от увлажнения предохранительными крышками, которые для облегчения осмотра защищаемых частей устраивают съемными или открывающимися. В узловых соединениях решетчатых ферм также желательно устраивать защитные крышки. В нижних подгаечных брусках отверстия для тяжей после постановки последних нужно заливать разогретым битумом.

Дощатые фермы предохраняют от увлажнения сверху защитными крышками, а над нижними поясами - козырьками из досок, покрытых гидроизолирующей обклейкой или кровельной сталью. Внешние поверхности крайних ферм для защиты от косого дождя нужно обшивать досками, прибитыми к стойкам жесткости ферм. Для проветривания пространства между стенками фермы и обшивкой в ней должны быть устроены окна.

Для предохранения от загнивания деревянных элементов, соприкасающихся с землей (сваи в конусах и на поймах, заборные стенки), может быть применена обмазка элементов жирной глиной (глиняная рубашка), значительно уменьшающей доступ к элементам влаги и воздуха. Применение глиняной рубашки особенно эффективно, если защищаемые деревянные элементы подвергнуты также антисептированию.

Защита антисептиками. Наиболее эффективной мерой защиты древесины от загнивания является обработка ее антисептиками. Антисептирование (консервирование) древесины рекомендуется применять совместно с конструктивными мерами, защищающими деревянные элементы.

Химические вещества - антисептики, применяемые для защиты древесины от загнивания, должны быть не только ядовитыми для дереворазрушающих грибков, но обладать также способностью проникать в толщу древесины и быть стойкими против вымывания атмосферными осадками и против выветривания. Вместе с тем антисептики должны быть безопасны для здоровья людей, не должны ослаблять механических свойств дерева или увеличивать его огнеопасность, а также не должны вызывать коррозию металлических частей.

Маслянистые антисептики довольно трудно проникают в толщу древесины, но зато не вымываются водой и предохраняют древесину как от увлажнения атмосферными осадками, так и от интенсивного высыхания. Обработка маслянистым антисептиком возможна только при влажности древесины не больше 20-25%. Из маслянистых антисептиков для консервирования древесины наиболее употребительно каменноугольное

креозотовое масло. Для лучшего проникания в древесину креозотовое масло применяют подогретым до 80-95° С. Действие креозотового масла как антисептика весьма радикально - введенное в древесину, оно сохраняет свои защитные свойства в течение 25-30 лет. Кроме креозотового масла, для консервирования древесины могут быть применены антраценовое масло, торфяной креозот и сланцевое масло. Эти антисептики примерно равноценны креозотовому маслу.

Водорастворимые антисептики легче маслянистых проникают в древесину, но и быстрее вымываются атмосферными осадками. Водными антисептиками можно пропитывать древесину с влажностью до 30-35 %. Из водорастворимых антисептиков для мостов чаще всего применяют фтористые соли - фтористый и кремнефтористый натрий, динитрофенолят натрия и др.

Обрабатывать элементы деревянных мостов антисептиками можно следующими способами:

- влажным поверхностным антисептированием;
- хонсервированием по способу глубокой пропитки;
- консервированием с помощью обмазок последующего действия (суперобмазок).

Влажное поверхностное антисептирование заключается в окрашивании (обмазке кистями), опрыскивании из гидропульта или погружении элементов в ванну с антисептиком. Консервирование окрашиванием и опрыскиванием дает слабое проникание антисептика в древесину и небольшой защитный эффект. Консервирование погружением деревянных элементов в антисептик требует длительного их выдерживания в ванне и тоже дает неглубокое проникание антисептика в древесину.

Для деревянных мостов следует применять глубокую пропитку элементов конструкции. При глубокой пропитке в древесину вводят антисептик под давлением, способом горячих и холодных ванн.

Глубокая пропитка дерева под давлением дает наилучший защитный эффект. Этот способ заключается в том, что деревянные элементы загружают в автоклавы, где они подвергаются пропитке нагретым антисептиком под давлением, то есть необходимо специальное оборудование в виде стационарного или передвижного пропиточного завода. Пропитка способом горячих и холодных ванн, также давая хороший защитный эффект, не требует специального заводского оборудования.

Этот способ заключается в том, что деревянные элементы, подлежащие пропитке, погружают в ванну с антисептиком, нагретым до 80-95° С с помощью паропровода-змеевика или непосредственным подогреванием ванны (при металлической ванне). Деревянные элементы выдерживают в

горячем антисептике в течение 3-5 ч. Затем консервируемое дерево быстро переносят в ванну с холодным антисептиком (15-20° С для водного антисептика и 40-50° С для маслянистого) и выдерживают от 1 до 3 ч. При нагревании древесины в горячей ванне воздух, находящийся в клетках древесины, увеличивается в объеме и частично выходит наружу, увлекая с собой и часть влаги. При охлаждении в холодной ванне взамен вышедшего воздуха древесина засасывает антисептик.

Для глубокой пропитки под давлением или по способу горячих и холодных ванн желательно пользоваться маслянистыми антисептиками, так как водные антисептики дают значительно менее длительный защитный эффект. Расход антисептика при пропитке способом горячих и холодных ванн составляет 70-150 л на 1 м³ древесины.

При пропитке антисептик проникает в толщу древесины всего на несколько сантиметров. Поэтому консервировать древесину нужно после обработки элементов. Делать подтеску, сверление и другую обработку дерева после пропитки нельзя, так как при этом нарушается образованный антисептиком защитный слой. По аналогичным причинам лесоматериал перед консервированием должен быть просушен до воздушносухого состояния, чтобы в дальнейшем в конструкции он не растрескивался от усушки. Если все же потребуются какая-нибудь механическая обработка древесины после пропитки, то обработанные поверхности надо промазать 2-3 раза горячим антисептиком. Консервирование по способу последующего действия заключается в нанесении на древесину антисептической обмазки (суперобмазки), содержащей в значительном количестве сильный водорастворимый антисептик. Пока древесина суха, суперобмазка бездействует. При появлении в древесине влаги антисептик начинает растворяться и постепенно проникает в древесину путем диффузии через стенки ее клеток.

Для деревянных мостов применяют битумную суперобмазку, состоящую из 40-50% (по массе) фтористого натрия, 15-20% легкоплавкого нефтебитума, 4 % нефтяной пыли или древесных опилок и 24-28 % зеленого креозотового масла или керосина. Суперобмазку готовят с подогревом до 60° С. На древесину ее наносят кистями, в летнее время без подогрева, в холодную погоду с подогревом до 40-50° С. При морозе ниже минус 10° С и в дождливую погоду антисептировать суперобмазкой нельзя. Битумной суперобмазкой покрывают поверхности элементов, промазывают сопряжения и врубки, шпаклюют трещины и щели. Все внешние поверхности, непосредственно подвергающиеся атмосферным влияниям, поверх

суперобмазки покрывают дополнительным защитным слоем битума, который наносят через 5-10 дней после обмазки.

Для защиты свай и стоек у поверхности земли или на уровне меженних вод нанесенный слой суперобмазки плотно обертывают бандажом из толя, рубероида, мешковины или брезента. Бандаж закрепляют проволокой или гвоздями и покрывают снаружи защитным слоем битума. Битумная суперобмазка дает удовлетворительный защитный эффект на срок около 8 лет, после чего требует обновления. Для предохранения от загнивания деревянных элементов, закапываемых в грунт (стойки и лежни рамных опор и др.), можно также применять обжиг наружной их поверхности с последующей пропиткой путем погружения в маслянистый антисептик.

Так как деревянные мосты представляют собой дорогие и ответственные сооружения, то строить их всегда следует из антисептированного лесоматериала.

Тема 5. Однопролетные балочные мосты

На сельских дорогах в лесных регионах при соответствующем экономическом обосновании могут найти применение простейшие балочные однопролетные мосты. Они имеют пролетные строения с несущими конструкциями в виде простых одноярусных, сложных и составных двух- и трехъярусных прогонов, поддерживающих проезжую часть. Эти мосты не требуют больших затрат материалов, имеют простую конструкцию, позволяющую индустриализировать процессы изготовления и возведения моста. При использовании простых прогонов мосты имеют пролеты 6 ... 8 м, а при использовании составных прогонов или клееных балок – до 24 м.

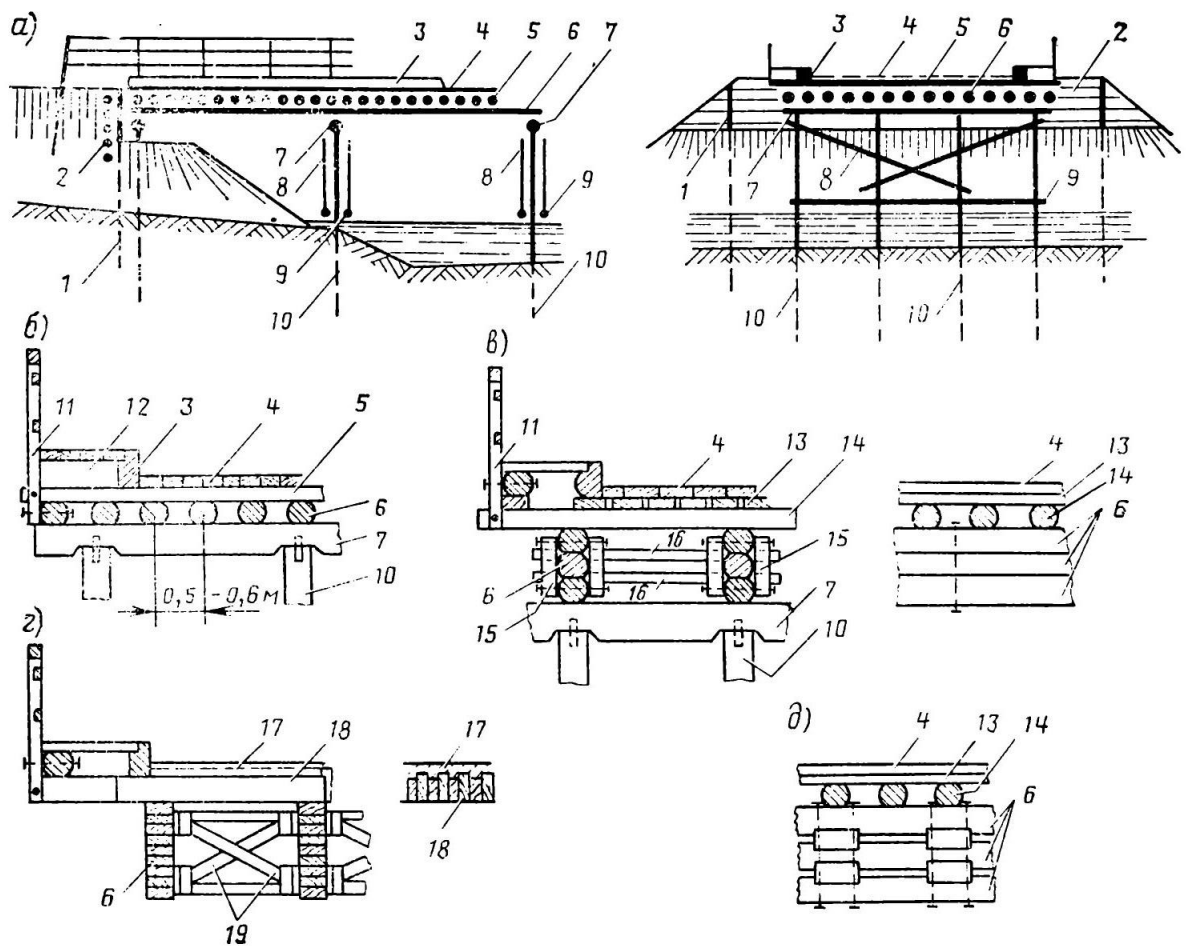


Рис. 5.1. Простейшие деревянные балочные мосты:

- 1 - свая заборной стенки; 2 - заборная стенка; 3 - бордюрный (колесоотбойный) брус;
 4 – верхний насти, 1; 5 - нижний поперечный настил; б - прогоны;
 7 - насадка; 8 - наклонная (диагональная) схватка; 9 - горизонтальная схватка;
 10 - свая; 11 - перильная стойка; 12 - коротыш, поддерживающий тротуарный настил;
 13 - нижний продольный настил; 14 - поперечина; 15 - сжим;
 16 - анкер; 17 - покрытие из асфальтобетона; 18 - деревоплита; 19- раскосы поперечных
 связей

Балочные мосты представляют собой наиболее простой по своей конструкции вид деревянных мостов, применяемый для перекрытия сравнительно небольших пролетов. Главными несущими элементами пролетных строений служат балки-прогоны, перекрывающие пролет моста и поддерживающие конструкцию проезжей части моста с тротуарами и перилами (рис. 5.1). Опоры балочных мостов в большинстве случаев состоят из забитых в грунт свай, поверх которых укреплен поперечный элемент, называемый насадкой. На насадки своими концами опираются прогоны балочных пролетных строений.

Тема 6. Основные системы деревянных мостов

Выбор системы моста и характерные особенности его конструкции зависят в первую очередь от необходимой величины пролетов моста, строительной высоты с учетом условий вертикальной планировки, расчетной нагрузки, а также от местных условий.

При пересечении небольших рек и оврагов, а также при устройстве путепроводов широко применяют простую балочную систему (рис. 6.1.а) . Такой системой могут быть перекрыты пролеты 8-10 м, а при составных или клееных балках - до 16-24 м. Мосты простейшей балочной системы имеют сравнительно небольшую строительную высоту.

Подкосные системы мостов, имевшие в прошлом очень широкое распространение на автомобильных дорогах, могут встречаться на существующих дорогах, перекрывая пролеты от 8-10 до 20 м. Подкосная система представляет собой балочную систему с дополнительными опорами, образованными подкосами. Подкосные мосты, рассчитанные под тяжелую нагрузку или имеющие высокие опоры, часто устраивали с затяжкой, расположенной в уровне нижних узлов подкосов (см. рис. 6.1.б). В настоящее время подкосные системы применяют редко.

Для перекрытия пролетов больше 16-20 м, а иногда и для меньших пролетов применяют пролетные строения с решетчатыми фермами различных видов.

Небольшие пролеты (до 20-25 м) могут быть перекрыты пролетными строениями с фермами так называемой ригельно - раскосной системы с треугольной (рис. 6.1, г) или раскосной решеткой. Этот вид пролетных строений, отличающихся малым расходом металла, плохо приспособлен для индустриального изготовления и механизированной сборки, а потому в последние годы применяется редко.

Наиболее часто для перекрытия больших пролетов в настоящее время применяют пролетные строения с фермами Гау-Журавского (рис. 6.1, д), образованными из круглого леса или, реже, из брусьев со стойками в виде металлических тяжей. Для обеспечения большей надежности и увеличения срока службы в фермах Гау - Журавского растянутый нижний пояс, а иногда и верхний могут быть сделаны металлическими. Фермы Гау-Журавского можно делать и сборными из готовых блоков заводского изготовления.

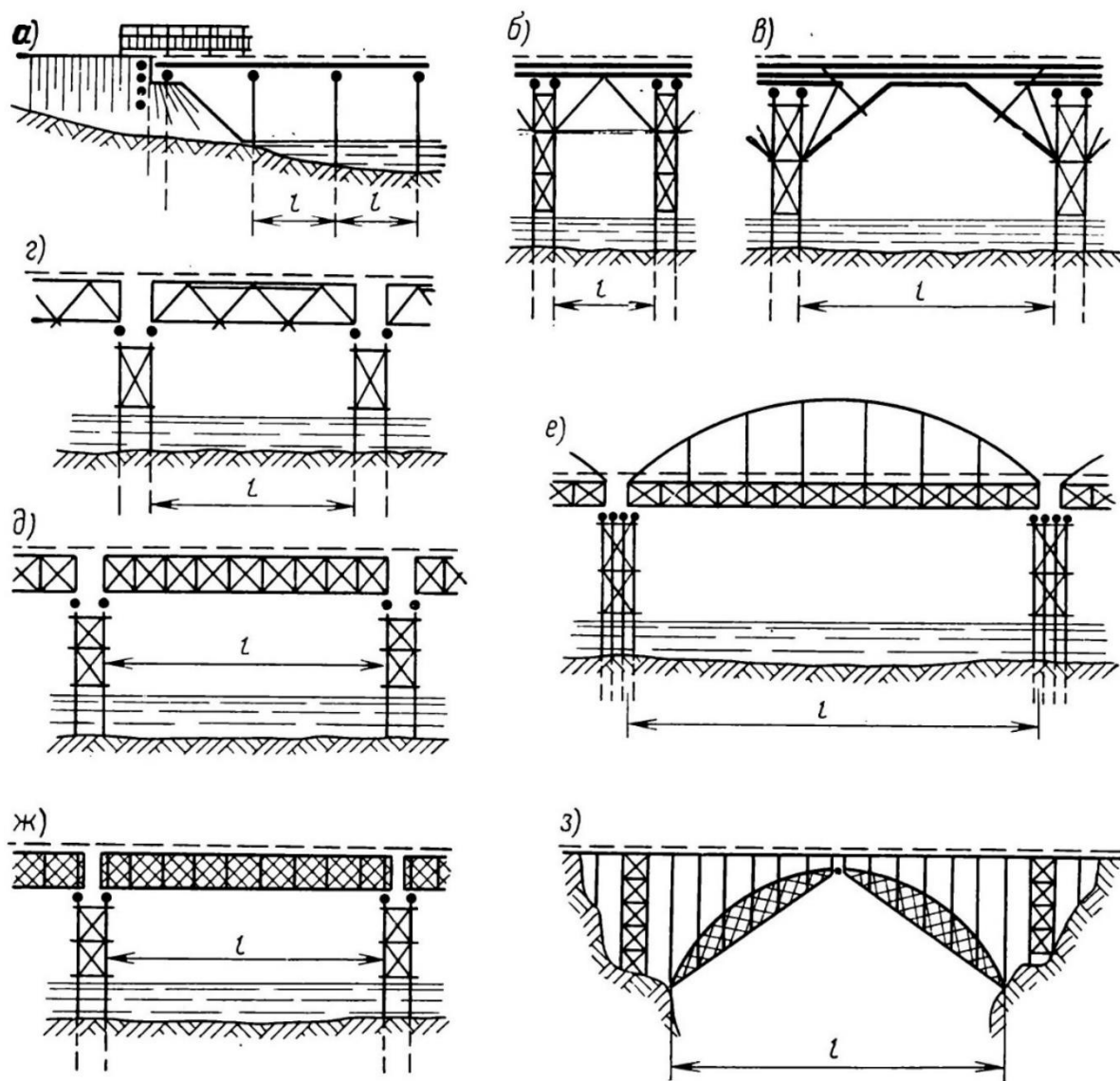


Рис. 6.1. Основные системы деревянных мостов

Применяют также мосты с дощатыми фермами (рис. 6.1, ж) на гвоздевых или нагельных соединениях. Дощатые фермы удобны для изготовления, но менее долговечны, чем другие системы. Поэтому они целесообразны в основном в мостах, рассчитанных на ограниченный срок службы. Дощатые фермы тоже могут быть собраны из готовых блоков, изготовленных на заводе.

Решетчатые фермы применяют для перекрытия пролетов до 40-50 м, перекрыть большие пролеты при современных нагрузках затруднительно. Пролеты до 60 м еще можно перекрыть деревянной конструкцией в виде комбинированных систем, образованных из решетчатых ферм, усиленных арочным поясом (рис. 6.1, е). Однако пролетные строения комбинированных систем получаются сложными по конструкции и довольно громоздкими.

В отдельных случаях на автомобильных дорогах применяют и мосты распорных систем: арочные и висячие. Арочные мосты бывают целесообразны в горных районах (рис. 6.1, з), а иногда в городских переходах, где их делают

по архитектурным соображениям. Деревянными арками можно перекрывать пролеты от 15-20 до 40-50 м. В современных условиях целесообразно устройство клееных арок. Висячие мосты с деревянными фермами, поддерживаемыми стальными канатами, применяют в горных районах для перекрытия труднопреодолимых препятствий, а иногда для больших пролетов, достигающих 80-100 м.

Тема 7. Принципы расчета деревянных мостов

Расчет деревянных конструкций следует выполнять в соответствии с требованиями ТКП 45-5.05-146, с учетом коэффициентов надежности согласно СН 3.03.01-2019.

При расчете конструкций мостов допускается:

— усилия в элементах и соединениях определять исходя из предположения упругой работы

материала;

— расчленять пространственную конструкцию на отдельные плоские системы и рассчитывать их на прочность без учета податливости элементов;

— принимать узловые соединения элементов сквозных конструкций как шарнирные;

— считать, что укосины, диагональные связи и раскосы не участвуют в восприятии вертикальных усилий, передаваемых насадки на стойки однорядных и башенных опор;

— не учитывать напряжения и деформации от изменения температуры, а также возникающие при усушке и разбухании древесины;

— учитывать действие сил трения только в случаях, когда трение ухудшает условия работы конструкции или соединения (коэффициент трения дерева по дереву в этих случаях допускается принимать равным 0,6).

Прогоны балочных мостов, элементы нижнего настила (доски, накатник и т. п.), поперечины, продольные и поперечные балки проезжей части автодорожных и городских мостов следует рассчитывать как разрезные.

Деревоплиту, опирающуюся на поперечные прогоны, следует рассчитывать как балку на двух опорах шириной b , мм, равной:

а) для клееной деревоплиты

$$b = a + 2t + \frac{l}{4};$$

б) для гвоздевой деревоплиты:

— при расстоянии между гвоздями 250 мм и менее

$$b = a + 2t + 4\delta;$$

— при расстоянии между гвоздями более 250 мм

$$b = a + 2t + 2\delta.$$

В формулах:

a — размер ската колеса или гусеницы в направлении поперек досок, см;

t — толщина покрытия, мм;

δ — толщина одной доски, мм;

l — расчетный пролет плиты, мм.

При определении давления на прогон следует учитывать упругое распределение нагрузки поперечинами при условии их фактической неразрезности.

При определении давления на поперечины следует учитывать распределение нагрузки, если стыки настила расположены вразбежку (в одном сечении не более 30 % всех стыков).

При наличии подбалок усилия в прогонах следует определять при уменьшенном пролете, но не более чем на 10 %.

При определении усилий в тязях собственный вес фермы следует принимать распределенным поровну на верхние и нижние узлы.

Ветровые связи пролетных строений, расположенные в уровне проезжей части, следует рассчитывать на ветровую нагрузку, приходящуюся на пояс фермы, проезжую часть и перила, и на горизонтальные поперечные воздействия от временной нагрузки.

При расчете по устойчивости прямолинейных элементов, загруженных продольными силами, расчетную длину следует принимать в зависимости от вида закрепления концов в соответствии с требованиями ТКП 45-5.05-146, а также целесообразно руководствоваться СНБ 5.03.01-02.

13.4.8 Расчетную длину элементов пролетных строений и опор при расчете по устойчивости необходимо принимать равной:

а) для сжатых поясов ферм:

— в плоскости фермы — расстоянию между узлами;

— из плоскости фермы — расстоянию между узлами горизонтальных связей;

б) для сжатых досок в дощатых фермах со сплошной стенкой — шестикратной ширине досок;

в) для стоек башенных опор — расстоянию между узлами связей;

г) для свай при отсутствии дополнительных поперечных связей:

— при закреплении свайных насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости посредством забивки наклонных свай и при полной заделке свай в грунт — $0,7l$;

— при закреплении свайных насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости и неполной (шарнирной) заделке свай в грунт (наличие сроста свай) — l ;

— при отсутствии закрепления насадок (ростверков) от смещений в горизонтальной плоскости и обеспечении полной заделки свай в грунт — $2l$ (где l — теоретическая длина свай, м), принимаемая равной расстоянию от головы сваи (низа ростверка или насадки) до сечения ее заделки (или шарнира) в грунт с учетом размыва.

Тема 8. Деревянные мосты с балочными фермами

Пролетные строения с фермами Гау, предложенные в середине прошлого века, в России были исследованы инженером Д. И. Журавским, разработавшим теорию их расчета и применившим эти фермы для больших мостов. Благодаря простоте конструкции, жесткости и хорошим эксплуатационным качествам пролетные строения с фермами Гау – Журавского в свое время широко применялись в деревянных мостах для перекрытия пролетов от 20 до 50 м.

Фермы Гау-Журавского имеют крестовую решетку (рис. 8.1). Пояса и раскосы делают из круглого или пиленого леса, стойки же из стальных тяжелой круглого сечения. Тяжи проходят через пояса и закреплены на концах гайками. В некоторых случаях для увеличения надежности фермы при отсутствии хорошего лесоматериала, а также в сборных конструкциях ферм Гау - Журавского нижний (растянутый) пояс, а иногда и оба пояса делают стальными. Фермы с металлическими поясами представляют собой модернизированную систему Гау - Журавского, которая в современных условиях, в известных случаях, оказывается рациональной.

Раскосы ферм Гау - Журавского сопрягаются с поясами с помощью узловых подушек; торцы раскосов непосредственно упираются в подушки. Такое сопряжение раскосов способно передавать только сжимающие усилия. Поэтому в зависимости от знака поперечной силы в каждой панели работает только тот раскос, в котором возникает сжимающее усилие. Встречный раскос не воспринимает никакого усилия до тех пор, пока знак поперечной силы в данной панели не изменится. Под действием постоянной нагрузки и при полном загрузении всей длины фермы временной нагрузкой на сжатие работают восходящие раскосы, называемые основными. Встречные раскосы, в которых при этих загрузениях не возникает усилий, называют обратными. Обратные раскосы включаются в работу на сжатие при таких положениях на мосту временной нагрузки, которые вызывают перемену знака поперечной

силы в соответствующей панели. Так как раскосы ферм Гау-Журавского всегда работают только на сжатие, то в стойках всегда возникают только растягивающие усилия, что и позволяет делать их из стальных тяжей. В опорных панелях, где поперечная сила всегда однозначна, можно было бы обойтись одними основными раскосами. Однако здесь обычно тоже ставят обратные раскосы для уменьшения свободной длины (в плоскости фермы) основных раскосов. Для улучшения работы раскосов ферм Гау-Журавского и плотного прилегания их торцов к узловым подушкам тяжи ферм натягивают при сборке моста и затем периодически подтягивают в период эксплуатации. Подтягиванием тяжей можно также устранить провесы ферм, образующиеся с течением времени под действием вертикальной нагрузки, а также в результате усушки дерева. Тяжи натягивают с помощью гаек.

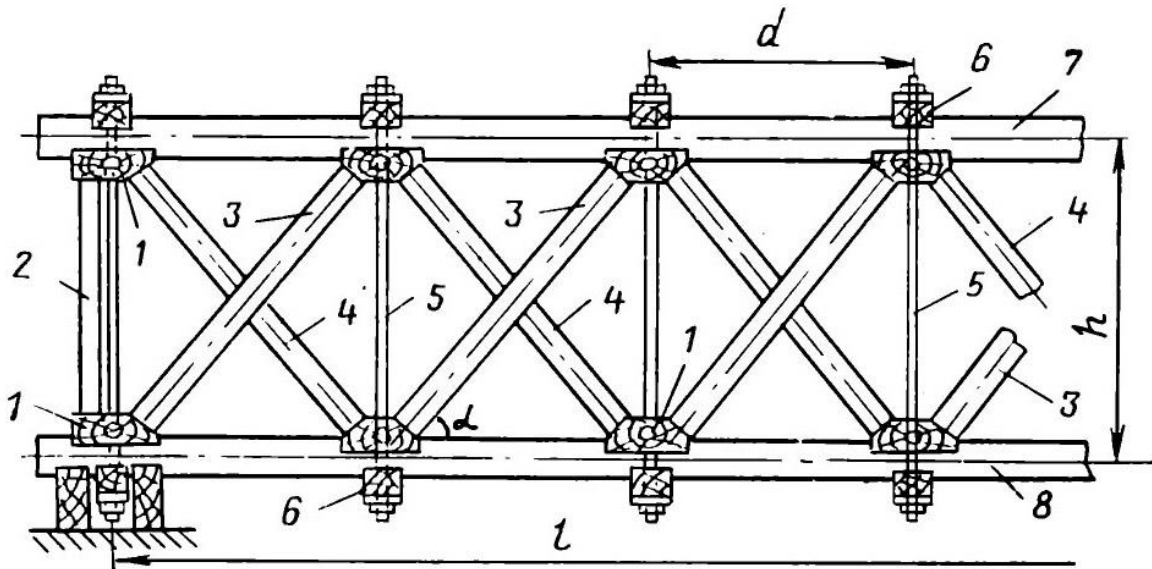


Рис. 8.1. Конструкция фермы Гау-Журавского:

1 - узловая подушка; 2 - опорная стойка; 3 – основной раскос; 4 - обратный раскос; 5 - стальной тяж; 6 - подгаечный брус; 7 - верхний пояс; 8 - нижний пояс

Для перекрытия пролетов 20-30 в пролетных строениях с ездой поверху, как правило, применяют фермы, приведенные на рис. 8.1. При небольших пролетах ферм в панелях, ближайших к опорам, где знак поперечной силы при различных загрузениях не меняется, могут быть только одни основные раскосы. Тогда получаем так называемую упрощенную ферму Гау-Журавского (рис. 8.2, а). При больших пролетах длина панелей становится значительной и вызывает усложнение и утяжеление конструкции проезжей части. Поэтому для перекрытия пролетов 30-40 м часто применяют фермы с ездой поверху с дополнительными стойками (рис. 8.2, в), уменьшающими

вдвое длину верхней панели. Главные фермы пролетных строений с ездой понизу характерны отсутствием крайних стоек и первых панелей верхнего пояса, поскольку эти элементы все равно не несли бы усилий от вертикальной нагрузки. Для уменьшения свободной длины опорных раскосов в крайних панелях обычно устраивают дополнительные полуракосы (рис. 8.2, б). Довольно часто в пролетных строениях с ездой понизу применяют фермы с дополнительными стойками из стальных тяжей, уменьшающими длину нижних панелей (см. рис. 8.2, в).

Высоту ферм h принимают от $1/7$ до $1/9$ пролета. В пролетных строениях с ездой понизу высоту ферм обычно делают несколько больше - от $1/5$ до $1/5$ от пролета, так как пролетные строения всегда имеют только две главные фермы. Кроме того, по условиям габарита для проезда автомобилей требуется свободная высота не меньше 4,5 м между покрытием проезжей части и верхними связями, что при пролетах, меньших примерно 40 м, вызывает необходимость увеличения высоты главных ферм.

Если фермы имеют один (нижний) или оба металлических пояса, то высоту их можно принимать несколько меньшей, чем при деревянных поясах.

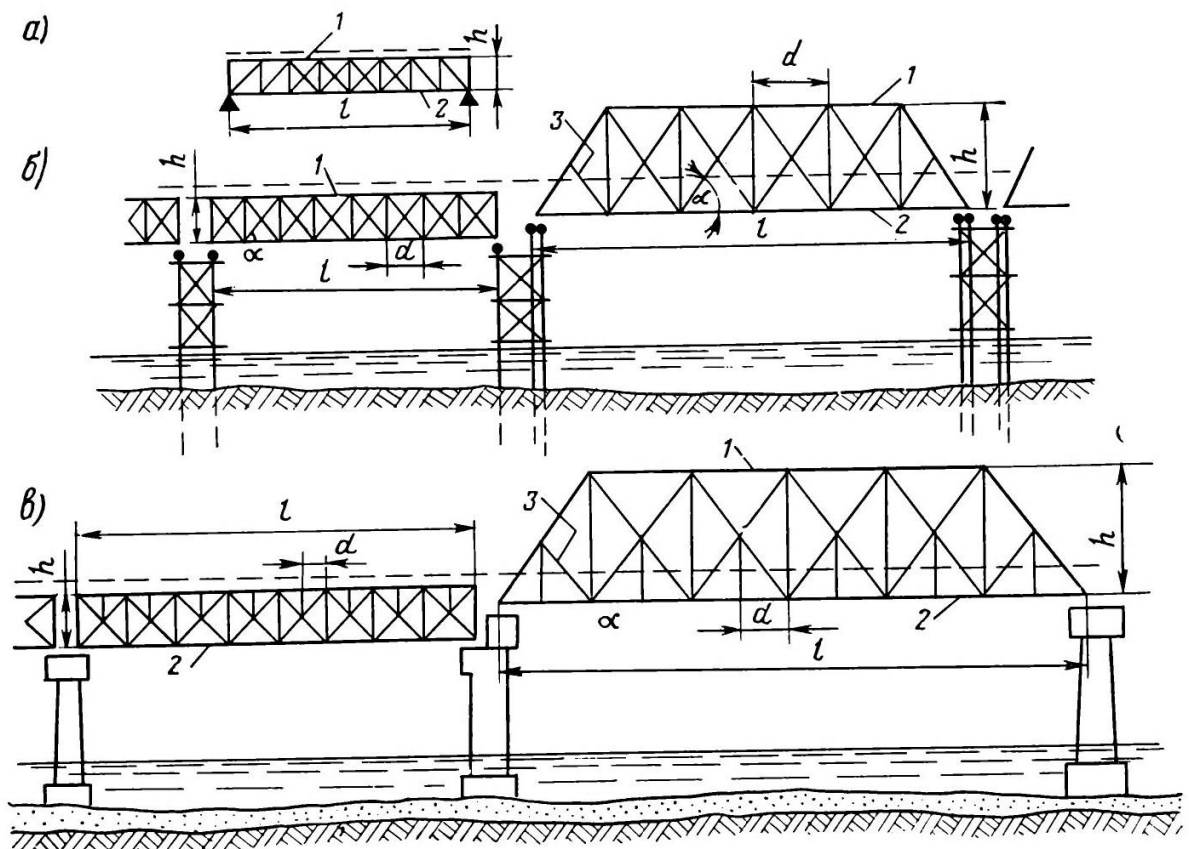


Рис. 8.2. Схемы ферм Гау - Журавского:
 1 - верхний пояс; 2 - нижний пояс; 3 - дополнительный полуракос

Тема 9. Опоры деревянных мостов

Опоры деревянных мостов больших пролетов могут иметь различную конструкцию в зависимости от местных условий, а также вида и назначения моста. Различают типы опор - свайные, рамные, ряжевые и массивные. На выбор типа опор в первую очередь влияет характер грунтов по трассе мостового перехода.

Если грунты допускают забивку свай, то опоры в большинстве случаев делают свайными. Свайные опоры имеют сравнительно несложную конструкцию и вполне удовлетворительно работают при не слишком тяжелых ледовых условиях. Для ускорения возведения и возможной индустриализации изготовления конструкции надводную часть свайных опор часто делают сборной из заранее заготовленных на берегу и доставляемых к месту установки готовых блоков. Эти блоки могут быть в виде плоских конструктивных элементов, часто называемых рамами. В некоторых случаях применяют и более тяжелые пространственные блоки. Опоры, имеющие сборную конструкцию из плоских блоков, принято называть рамными.

При выборе типа опор необходимо учитывать водный и ледовый режим пересекаемой реки. Свайные и рамные опоры не в состоянии воспринимать своей конструкцией удары льдин. Большую опасность для свайных и рамных опор представляет также корчеход, наблюдающийся на некоторых реках, в виде плывущих при паводке подмытых водой стволов деревьев. Для предохранения свайных и рамных опор от повреждений льдом их защищают ледорезами.

В тех случаях, когда грунтовые условия таковы, что забить сваи деревянного моста невозможно, прибегают к устройству опор, закладываемых на естественном основании. Если опоры желательно сделать деревянными, то при невозможности забивки свай применяют ряжевые опоры. Ряжи, представляющие собой деревянные срубы, заполненные камнем, устанавливают непосредственно на спланированное дно реки и в случае необходимости защищают от размыва. Более капитальное решение дает применение массивных опор из бетонной или каменной кладки, заложенных на достаточной глубине в грунте, чтобы избежать их подмыва.

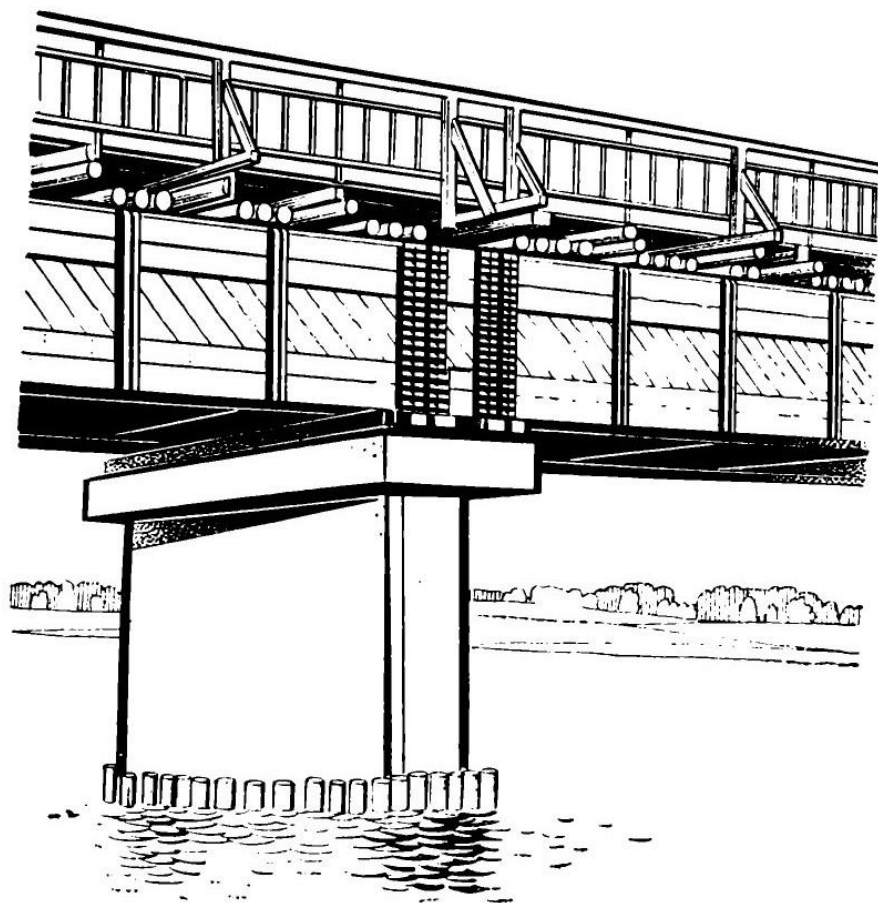


Рис. 9.1. Массивная опора деревянного моста

Массивные опоры 1 (рис. 9.1) приходится устраивать на реках с сильным ледоходом или с особо тяжелым водным режимом, а также на горных реках с быстрым течением, когда деревянные опоры применить невозможно. Устройство каменных опор может быть целесообразно при наличии местного каменного материала вблизи строящегося моста. На реках со скальным дном тоже могут оказаться более выгодными массивные опоры вместо громоздких и дорогостоящих ряжей. Массивные опоры целесообразны и в случаях, когда пролетные строения имеют конструкцию, обеспечивающую длительный срок службы (например, клееную конструкцию), или же предполагается стадийное строительство моста, при котором пролетные строения вначале делают деревянными, а затем заменяют железобетонными или металлическими, устанавливая их на имеющиеся опоры.

Свайные опоры представляют собой наиболее распространенный вид опор деревянных мостов и применяются в тех случаях, когда грунт допускает забивку свай. Схема и конструкция свайных опор зависят от системы и пролета пролетных строений, а также от высоты опор. Опора состоит из кустов коренных свай, расположенных под местами опирания главных ферм пролетных строений и воспринимающих их опорные давления. Ширину опор

по фасаду делают тем большей, чем больше их высота и глубина воды в реке. Обычно ширину опор, считая ее между осями свай или свайных кустов, назначают от 0,2 до 0,3 их высоты. При небольшой высоте опор ширина их по фасаду определяется конструкцией концевых частей опирающихся на них пролетных строений моста.

Для пространственной жесткости сваи связывают между собой в поперечном и продольном направлениях горизонтальными и наклонными (диагональными) схватками. Высоту ярусов между горизонтальными схватками обычно принимают не больше 3-4 м. При небольшой высоте опор, а также в мостах с широким габаритом проезжей части поперечная жесткость и устойчивость опор полностью обеспечиваются горизонтальными и наклонными схватками (рис. 9.2, а).

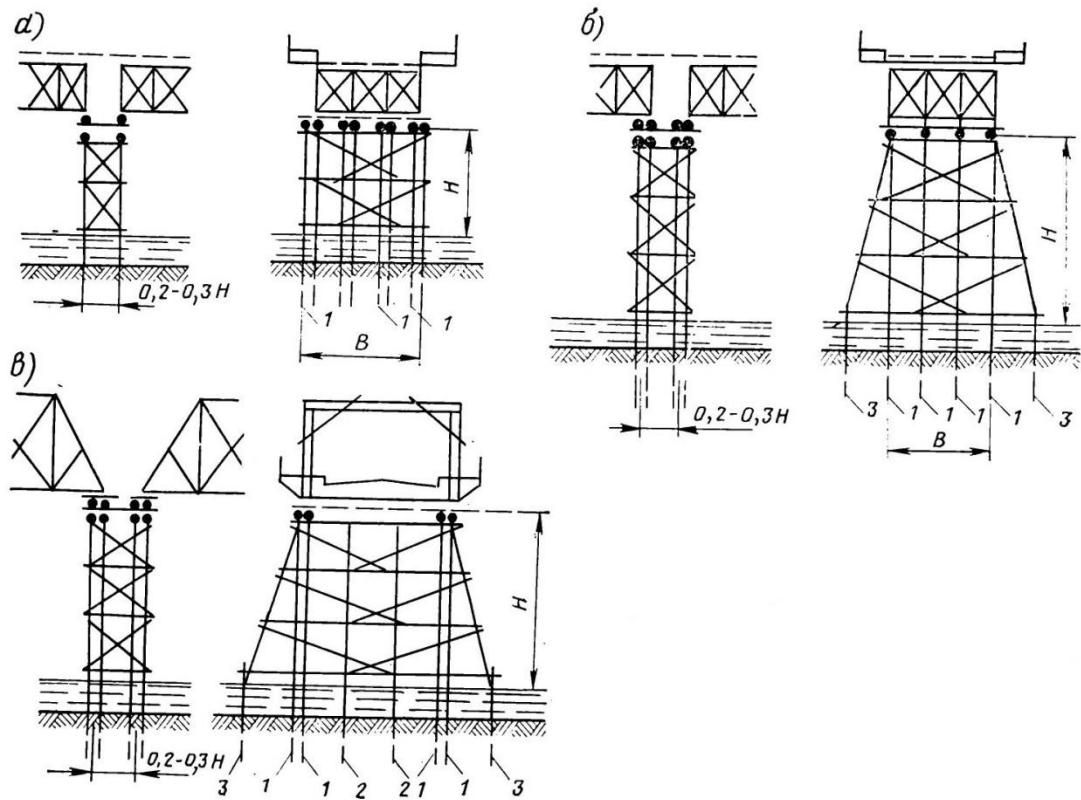


Рис. 9.2. Схемы свайных опор мостов больших пролетов:

1 - коренная свая; 2 - дополнительная свая; 3 - откосная свая

В тех же случаях, когда высота опор превышает их ширину (между крайними коренными сваями), необходимы укосины (рис. 9.2, б, в) и дополнительные откосные сваи.

Опоры под пролетными строениями с ездой понизу характерны тем, что расположенные под концами главных ферм кусты коренных свай раздвинуты в поперечном направлении на большое расстояние (см. рис. 9.2, в).

Рамные опоры

В рамных опорах надводную их часть, а иногда и всю опору в целом образуют из отдельных звеньев, изготовленных заранее на берегу и установленных на место готовыми блоками. Как уже указывалось, плоскостные блоки принято называть рамами, что и определило термин «рамные опоры». Устройство рамных опор дает возможность индустриализировать часть работ по изготовлению рам и механизировать работы по установке, чем достигается существенное ускорение темпов возведения опор. Конструкции рамных опор. В зависимости от вида пересекаемого препятствия и характера грунтов в месте перехода рамные опоры могут устраиваться различно. В мостах через лощины и небольшие речки с каменистым или скальным дном, не допускающим забивки свай, применяют опоры, в которых рамы устанавливаются непосредственно на выровненную поверхность грунта. При пересечении оврагов, суходолов и мелких водотоков с не скалистыми грунтами рамы могут быть заложены в котлованах, на глубине ниже промерзания грунта (рис. 9.2, к).

Наиболее распространенным видом рамных опор в мостах через реки, дно которых допускает забивку свай, являются с в а й н о - р а м н ы е опоры. Такие опоры состоят из забитых в грунт свай, обрезанных несколько выше уровня меженных вод, с установленной сверху сборной рамной конструкцией (рис. 9.3, г, д). Основанием рамной части опор может служить и монолитная конструкция (рис. 9.3, и) в виде фундамента из бетонной или каменной кладки. Такие опоры бывают целесообразны при устройстве путепроводов, когда забивка свай между действующими железнодорожными путями невозможна.

В зависимости от своего расположения в опоре рамы могут быть поперечными (рис. 9.3, а) или продольными (рис. 9.3, г). Поперечные рамы представляют собой готовые плоскостные блоки на всю ширину опоры. Установленные на место, такие блоки сразу образуют полную конструкцию опоры и требуют лишь соединения между собой в продольном направлении горизонтальными и наклонными схватками (см. рис. 9.3, г, д). Каждая рама состоит из стоек, верхней горизонтальной насадки и нижнего лежня.

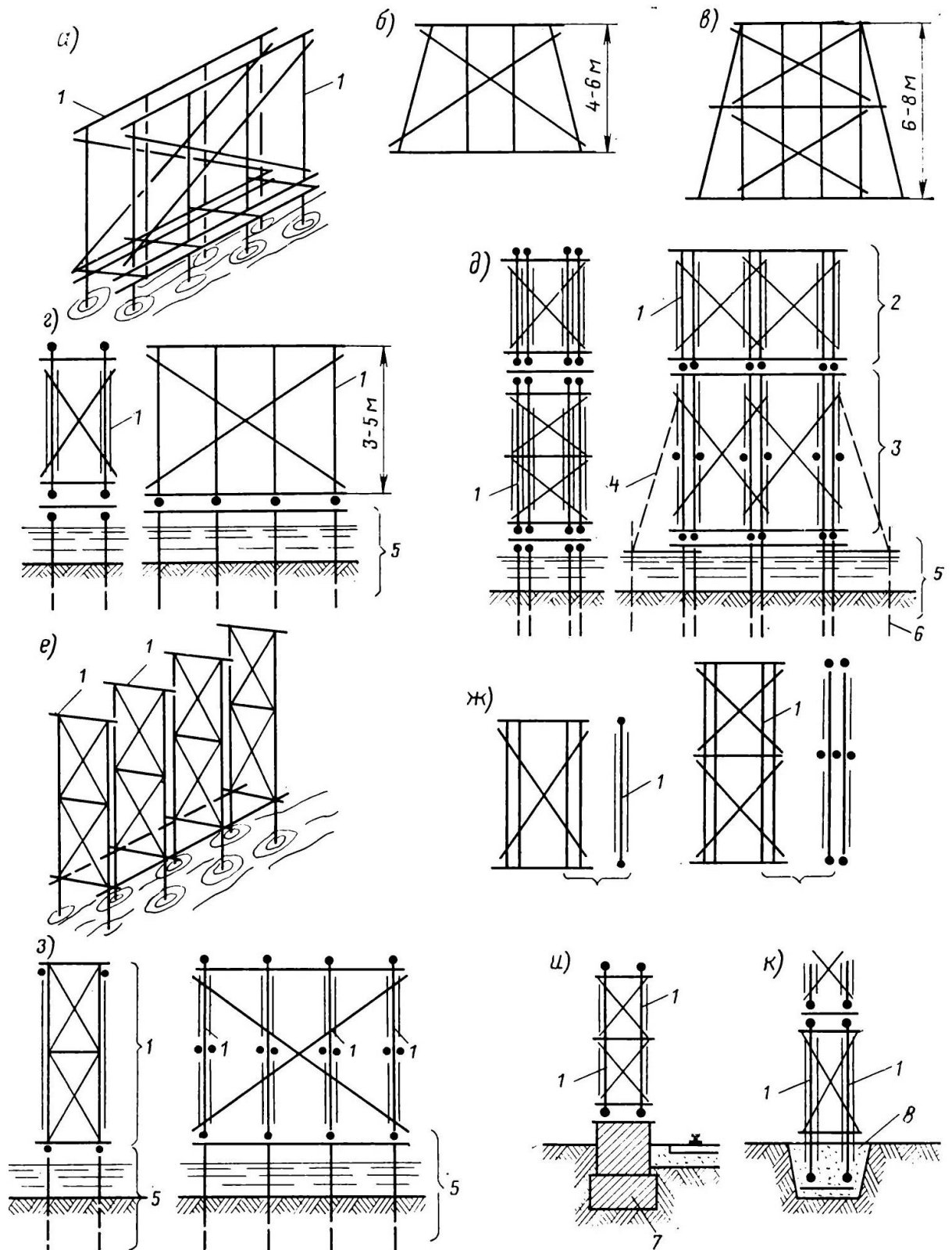


Рис. 9.3. Схемы рамных опор:

1 – рама; 2 – рамы верхнего яруса; 3 – рамы нижнего яруса; 4 – укосина, устанавливаемая на месте; 5 – свайное основание; 6 – дополнительная свая для укосины; 7 – массивный фундамент; 8 – котлован, засыпанный песком

Для жесткости элементы рамы связывают наклонными схватками. Высоту рам для удобства их установки в готовом виде, а также из условия

использования бревен стандартных длин обычно делают не больше 5-6 м. При большой высоте рамные опоры делают многоярусными, устанавливая друг на друга (см. рис. 9.3, д). Характерные схемы поперечных рам, применяемых в опорах мостов, приведены на рис. 9.3, а-в. Невысокие рамы делают из вертикальных стоек, связанных наклонными схватками. При большой высоте опор, в частности и при многоярусных опорах, для увеличения их поперечной жесткости и устойчивости рамы расширяют книзу путем устройства наклонных крайних стоек (см. рис. 9.3, б) или укосин (см. рис. 9.3, в). Рамы высотой 6-8 м устраивают с двумя ярусами схваток.

Продольные рамы представляют собой готовые плоскостные блоки, устанавливаемые вдоль оси моста (рис. 9.3, е). Такие рамы могут быть применены только для широких опор с двумя и большим числом стоек по фасаду. Каждую опору составляют из нескольких продольных рам, устанавливаемых под местами оттирания пролетных строений, и связывают эти рамы между собой наклонными, а иногда и горизонтальными поперечными схватками (рис. 9.3, з). Продольные рамы (рис. 9.3, ж) по конструкции аналогичны поперечным рамам, но имеют значительно меньшую ширину. Опоры с продольными рамами чаще всего делают на свайном основании, но возможно устройство и других видов оснований.

Тема 10. Основные положения расчета ферм Гау-Журавского, дощатых и клефанерных ферм

Линии влияния усилия в элементах ферм

При расчете ферм системы Гау - Журавского обычно условно считают, что сопряжения в их узлах шарнирны, т. е. пренебрегают неразрезностью поясов. Кроме того, не учитывают влияние начального натяжения тяжей, принимая в расчетной схеме ферм только одни основные раскосы.

Чтобы определить наибольшие расчетные усилия в элементах фермы, удобнее всего пользоваться линиями влияния (рис. 10.1). Так как пояса ферм Гау - Журавского по конструктивным условиям, как правило, делают одинакового сечения по всей длине пролета, то достаточно определить усилия только для средних панелей, где эти усилия имеют наибольшие значения. Раскосы и стойки (тяжи) в различных панелях имеют разные сечения, а поэтому они должны быть все рассчитаны. На рис. 10.1 для примера приведены линии влияния усилий для средних панелей 0_4 и U_4 в раскосах D_1 и D_3 , а также линии влияния усилий в опорной стойке N_0 и промежуточных стойках N_1 и N_4 .

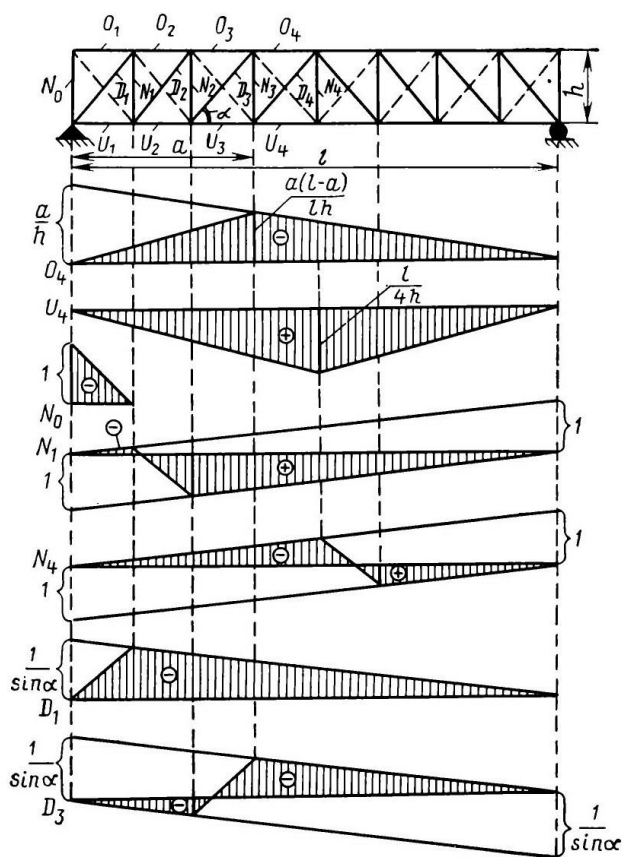


Рис. 10.1. Линии влияния усилий в элементах фермы Гау - Журавского с ездой поверху

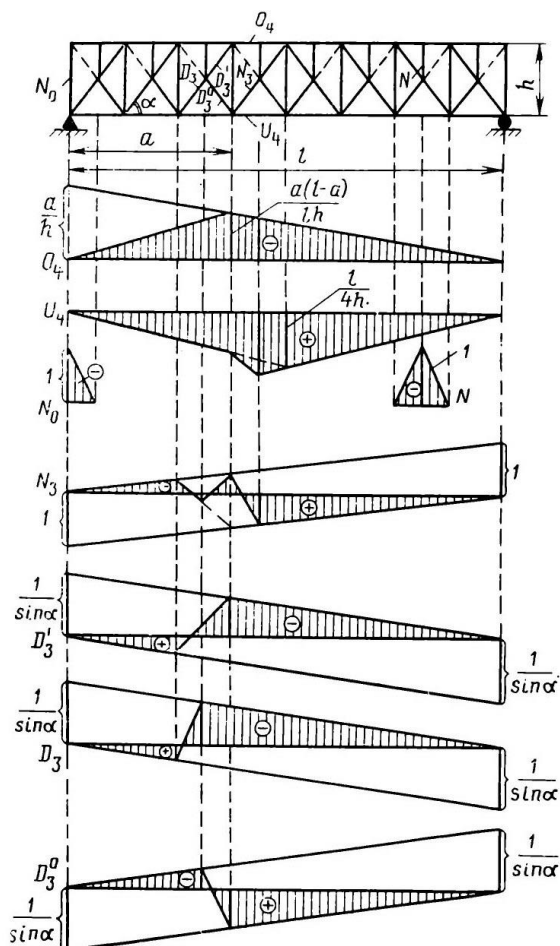


Рис. 10.2. Линии влияния усилий в элементах фермы Гау - Журавского с дополнительными стойками и ездой поверху

При расчете средней стойки (N_4) надо учитывать особенность ее работы, заключающуюся в том, что при загрузении всего пролета фермы тяж выключается из работы и несет только усилие от постоянной нагрузки, приходящейся на средний узел нижнего пояса. При односторонних загрузениях фермы тяж включается в работу, и усилие в нем может быть определено по линии влияния (см. рис. 10.1); при этом временная нагрузка должна быть установлена в пределах положительного участка линии влияния, а усилие от постоянной нагрузки, определяемое загрузением всей линии влияния и имеющее отрицательный знак, должно вычитаться из величины положительного усилия, вызываемого временной нагрузкой.

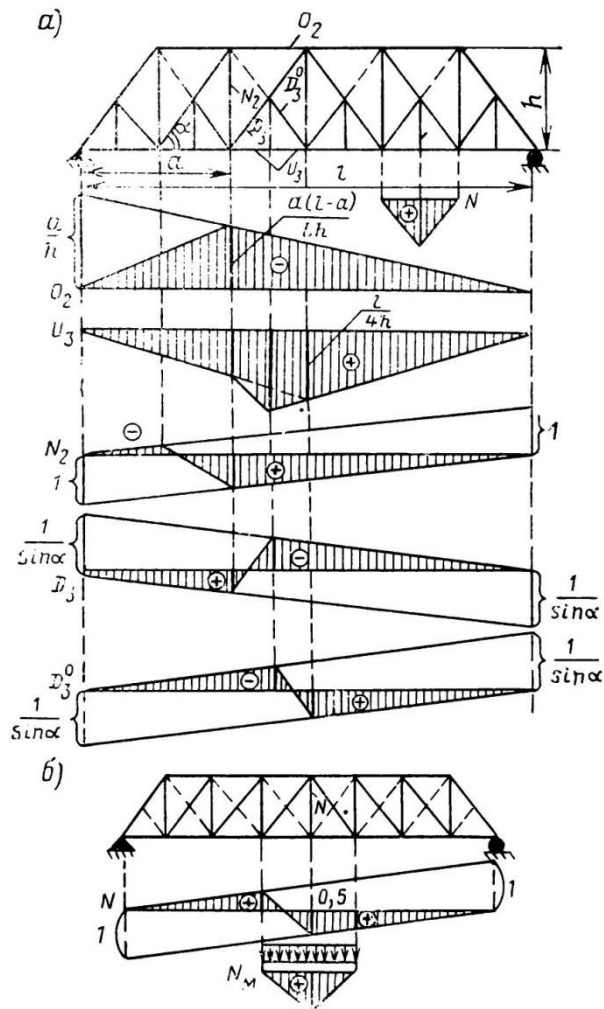


Рис. 10.3. Линии влияния усилий в элементах фермы Гау - Журавского с дополнительными стойками и ездой понизу

В фермах с ездой поверху и дополнительными стойками, делящими пополам основные панели, линии влияния (рис. 10.3) получают исходя из предположения, что дополнительные стойки передают свое усилие на нижние узлы фермы через нижние части раскосов. Дополнительные стойки существенно влияют на линии влияния усилий в тяжах, а также на линии влияния усилий в нижних поясах и нижних частях основных и обратных раскосов. Так как в нижних частях основных и обратных раскосов усилия - оказываются большими, чем в их верхних частях, то при расчетах необходимо определять усилия только в нижних частях всех раскосов. На рис. 10.2 для примера приведены линии влияния усилий в поясах O_4 и U_4 , в стойках N_0 и N_3 , в дополнительных стойках N и в нижних частях основного и обратного раскосов D_3 и D_3^0 . Кроме того, дана линия влияния усилия в верхней части раскоса D_3^1 , из которой видно, что оно меньше усилия в нижней части того же раскоса. Линии влияния усилий в элементах ферм с ездой понизу строят аналогично. В фермах с дополнительными тяжами линии влияния усилий в

характерных элементах имеют вид, приведенный на рис. 10.3, а. Дополнительные тяжи не изменяют усилий в верхнем поясе и основных стойках, но вызывают увеличение усилий в нижних поясах (см. линию влияния усилия U_3). В раскосах дополнительные тяжи увеличивают усилия в нижних их частях; поэтому при расчетах достаточно определить усилия только в нижних частях основных и обратных раскосов D_3 и D_3° . При определении усилий в стойках (тяжах) ферм Гау - Журавского с ездой понизу надо иметь в виду, что, кроме расчета по усилию, определяемому загрузкой основной линии влияния N (рис. 10.3, б), необходимо проверять их на местную нагрузку, пользуясь линией влияния N_m . Линия влияния N_m должна быть загружена временной нагрузкой и постоянной, приходящейся на нижний пояс от веса проезжей части, нижних связей и половины веса главной фермы. Проверка на местную нагрузку требуется для средних и ближайших к середине пролета тяжей.

Поперечная установка нагрузки

Для загрузки линий влияния и определения наибольших усилий в элементах главных ферм устанавливают временную нагрузку в наиболее невыгодное положение в поперечном направлении и определяют коэффициент поперечной установки.

В пролетных строениях с ездой поверху коэффициент поперечной установки определяют так же, как в балочных мостах с сосредоточенными прогонами. Если же главные фермы связаны между собой жесткими поперечными связями, то поперечное распределение нагрузки можно найти, считая пролетное строение абсолютно жестким в поперечном направлении.

Тогда при действии на пролетное строение любой нагрузки деформации его в поперечном направлении будут происходить по закону плоскости (рис. 10.4, а), и усилия, приходящиеся на отдельные фермы, можно считать пропорциональными величинам их прогибов $\delta_1, \delta_2, \dots$

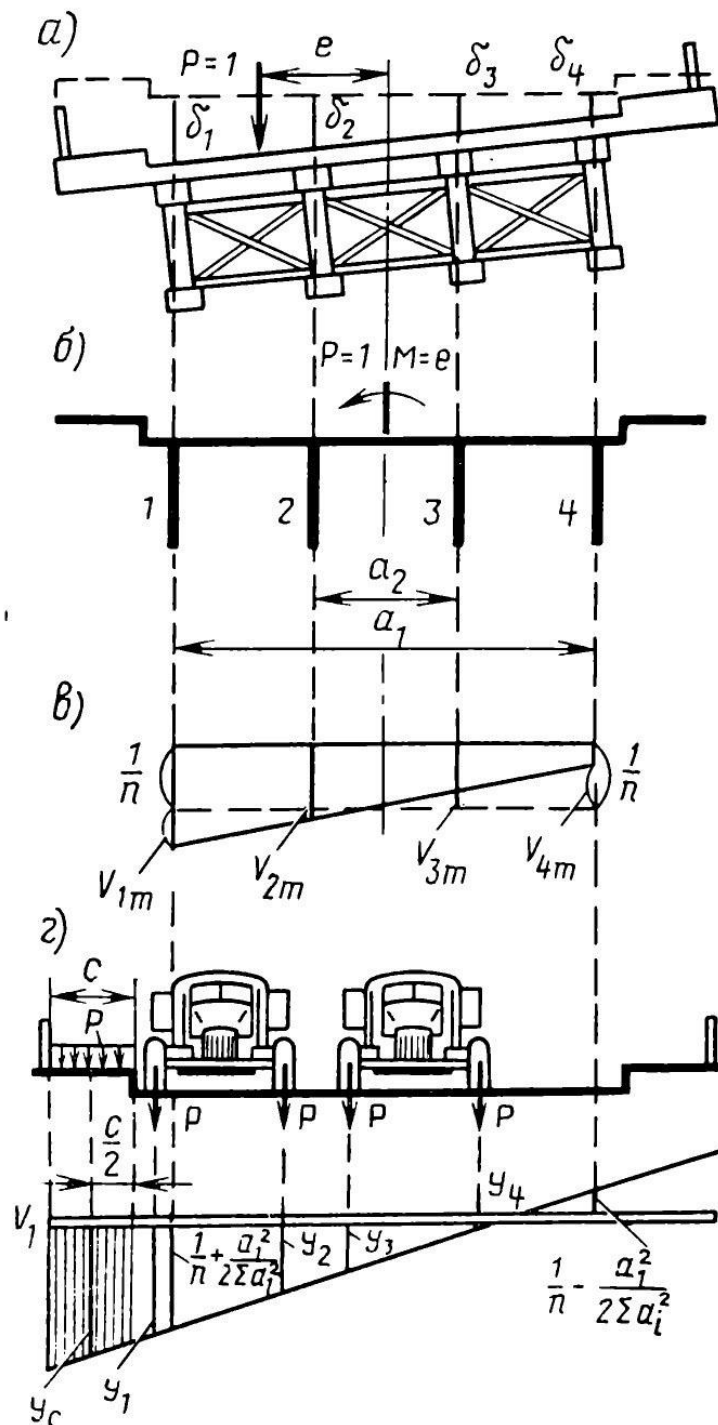


Рис. 10.4. Схемы к определению коэффициента поперечной установки для пролетного строения с ездой поверху и жесткими поперечными связями

Действие на пролетное строение сосредоточенного усилия $P = 1$, приложенного с эксцентриситетом e относительно оси моста, можно заменить силой $P=1$ и моментом $M=re=e$, приложенными на оси пролетного строения (рис. 10.4, б). Центрально действующие усилия распределятся на все главные фермы поровну, и на каждую из них будет приходиться усилие $V_{1p} = V_{2p} = \dots = 1/n$, где n - число главных ферм (рис. 10.4, в). Усилия, передающиеся на главные фермы от действия момента, будут пропорциональны их

расстоянием a от пролетного строения, т. е. $V_{iM}/V_{kM}=a_i/a_k$, где i и k – номера произвольных главных ферм в поперечном сечении пролетного строения. Из условия равновесия имеем

$$M = e = \sum V_{iM} a_i = \frac{V_{kM}}{a_k} \sum a_i^2.$$

Отсюда усилие на k -ю главную ферму, передающееся от действия момента

$$V_{kM} = \frac{e a_k}{\sum a_i^2},$$

где в суммирование должны войти расстояния a_i между симметрично расположенными главными фермами пролетного строения.

Полное усилие, приходящееся на k -ю ферму от действия эксцентричного единичного груза, будет (см. рис. 10.4, *в*)

$$V_k = \frac{1}{n} \pm \frac{e a_k}{\sum a_i^2}.$$

Чтобы определить коэффициент поперечной установки, необходимо построить линии влияния усилий, передающихся на рассматриваемые фермы.

При жестких поперечных связях в пролетном строении наибольшее усилие действует на крайние фермы. Линия влияния усилия V_1 , передающегося на крайнюю главную ферму при движении груза, равного единице, поперек пролетного строения построена на рис. 10.4, *г*. Эту линию влияния легко получить по двум точкам. Например, при расположении груза над крайней слева фермой усилие, передаваемое на нее, будет

$$V_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2}.$$

При расположении груза над противоположной крайней фермой (ферма 4 на рис. 10.4, *б*) усилие, передающееся на ферму 1, будет

$$V_1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2}.$$

Аналогично могут быть построены линии влияния для всех остальных главных ферм.

Наибольшие усилия в элементах ферм Гау - Журавского определяют, загружая линии влияния постоянной, временной автомобильной нагрузками и толпой или постоянной и временной гусеничной нагрузками. Наибольшие

расчетные усилия в поясах обычно возникают при загрузке временной автомобильной нагрузкой и толпой всего пролета, т. е.

$$O_{\max} \text{ или } U_{\max} = [n_{\text{пст}}g + n_{\text{н}}g_{\text{н}} + (pK + p_{\tau})n_{\text{вр}}] \omega,$$

где g — постоянная нагрузка на 1 пог. м фермы, без учета веса верхнего настила; $n_{\text{пст}}$ — коэффициент перегрузки постоянной нагрузки, принимаемый для деревянных мостов равным 1,2; $g_{\text{н}}$ — нагрузка, приходящаяся на 1 пог. м фермы от веса верхнего настила проезжей части и тротуаров; $n_{\text{н}}$ — коэффициент перегрузки постоянной нагрузки от веса верхнего настила, принимаемый равным 1,5; p — эквивалентная временная нагрузка, соответствующая длине и очертанию загружаемой линии влияния; K — коэффициент поперечной установки временной (автомобильной) нагрузки; p_{τ} — погонная нагрузка фермы от толпы на тротуаре; $n_{\text{вр}}$ — коэффициент перегрузки для временной нагрузки (автомобили и толпа); ω — площадь линии влияния усилия в рассматриваемом элементе пояса.

Так как пояса главных ферм служат одновременно и поясами продольных ветровых связей, то, кроме усилий от постоянной и временной вертикальных нагрузок (основное сочетание нагрузок), надо также определить усилия в поясах от совместного действия вертикальных и ветровых нагрузок (дополнительное сочетание нагрузок). При дополнительном сочетании постоянную нагрузку вводят с обычными коэффициентами перегрузки, временную нагрузку — с коэффициентами 0,8 п, а ветровое давление — с коэффициентом перегрузки 1,2.

За расчетное принимают большее из усилий, полученных при основном или дополнительном сочетании нагрузок.

Наибольшие усилия в основных раскосах получаются как сумма усилий в них от нагрузок постоянной и временной, расположенной в пределах отрицательного участка линии влияния. Расчетное усилие в основном раскосе тогда будет (рис. 10.5):

$$D_{\max} = (\omega_1 + \omega_2)(n_{\text{пст}}g + n_{\text{н}}g_{\text{н}}) + n_{\text{вр}}(p_1K + p_{\tau})\omega_1,$$

где p_1 — эквивалентная временная нагрузка, соответствующая длине и очертанию отрицательного участка линии влияния; ω_1 , ω_2 — площади отрицательного и положительного участков линии влияния, вводимые в формулы со своими знаками.

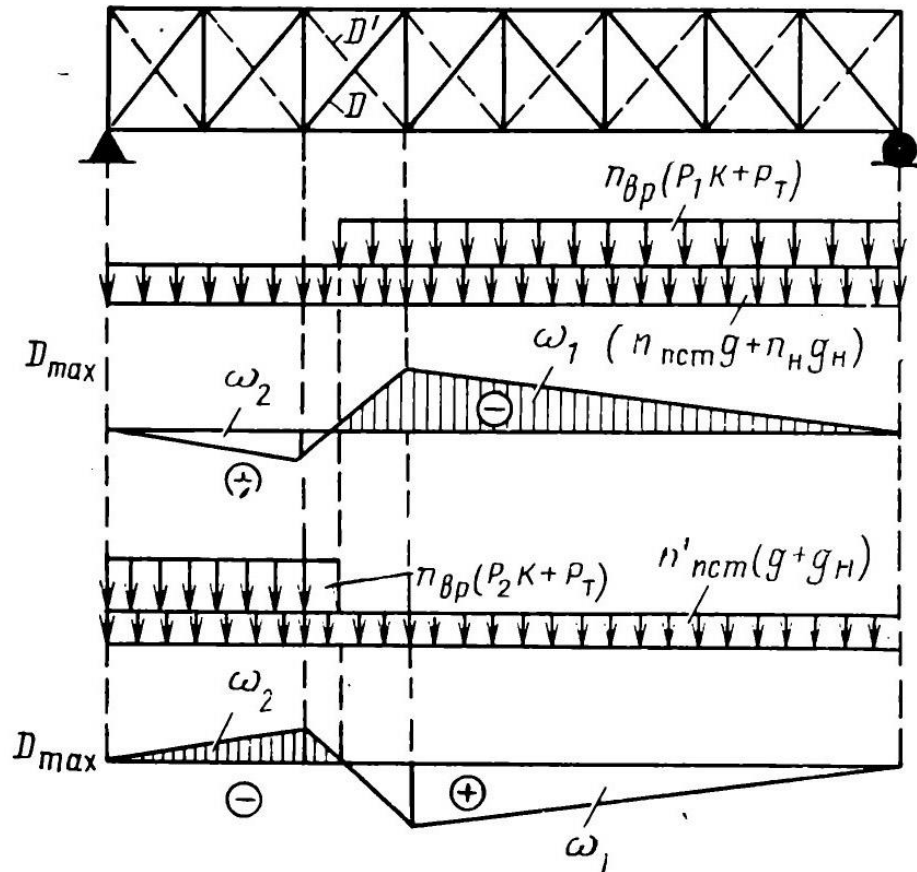


Рис. 10.5. Схема загрузки линий влияния усилия в раскосе фермы Гау - Журавского

Обратный раскос включается в работу в том случае, если усилие от временной нагрузки, полученное при загрузении участка линии влияния с площадью ω_2 , окажется по абсолютной величине больше абсолютной величины усилия от постоянной нагрузки. При этом нужно принимать наиболее неблагоприятный случай минимальной постоянной нагрузки с пониженным коэффициентом перегрузки $n'_{пст}=0,9$. Тогда условие, при котором обратный раскос D' рассматриваемой панели включается в работу, напишется так:

$$| n_{вр} (p_2K + p_T) \omega_2 | > | (\omega_1 + \omega_2) (g + g_H) n'_{пст} | .$$

Наибольшее усилие в обратном раскосе при этом будет

$$D'_{max} = n_{вр} (p_2K + p_T) \omega_2 + (\omega_1 + \omega_2) (g + g_H) n'_{пст},$$

где p_2 - эквивалентная временная нагрузка, соответствующая положительному участку линии влияния.

Наибольшие усилия в тяжах определяют, загружая временной нагрузкой положительный (растяжение) участок линии влияния:

$$N_{\max} = (\omega_1 + \omega_2) (n_{\text{ист}}g + n_{\text{н}}g_{\text{н}}) + n_{\text{вр}} (p_1K + p_{\text{т}}) \omega_1,$$

где ω_1, ω_2 - площади участков линии влияния усилий в тязе; p_1 - эквивалентная временная нагрузка, соответствующая участку линии влияния с площадью ω_1 .

Загружать отрицательный участок линий влияния усилий в тязе не надо, так как в случае перемены знака поперечной силы в рассматриваемой панели включится в работу обратный раскос и вследствие этого усилие в тязе останется растягивающим, но меньшим, чем при загрузке положительного участка линии влияния.

Для средних и близких к середине пролета тязей в фермах с ездой понизу, кроме определения усилий по основным линиям влияния, надо подсчитать также усилия от местной нагрузки (см. рис.10.3, б).

Тема 11. Защита опор от ледохода

На реках, покрывающихся зимой ледяным слоем, опоры деревянных мостов нуждаются в защите от повреждения ледоходом. Для этого перед опорами устраивают ледорезы для дробления ледяных полей, предохранения опор от ударов льдин и направления плывущих льдин в пролеты моста (рис. 11.1). Так как лед обычно интенсивнее всего идет в наиболее глубокой части русла, где окорости течения большие, то главное внимание уделяют защите от ледохода речных опор. Опоры на поймах в большинстве случаев могут быть защищены более легкими ледорезами; береговые же опоры обычно вообще не требуют защиты от ледохода. Как правило, ледорезы не связывают с опорами моста, чтобы оградить как опоры, так и пролетные строения от сотрясений при ударах льдин. Расстояние ледорезов от опор назначают в зависимости от скорости течения воды в период ледохода. При медленном течении, не превышающем 1 м/с, ледорезы размещают на небольшом расстоянии $a = 1,5 - 2$ м от опор так, чтобы разломанные льдины не могли заплывать за ледорез и ударяться об опору. При быстром течении свыше 2 м/с расстояние это доводят до $a = 4 - 5$ м, чтобы, падая с ледореза и продолжая двигаться по инерции вперед, льдины не могли повредить опоры. Ширину ледорезов B делают равной или несколько большей ширины b опор (см. рис. 11.1).

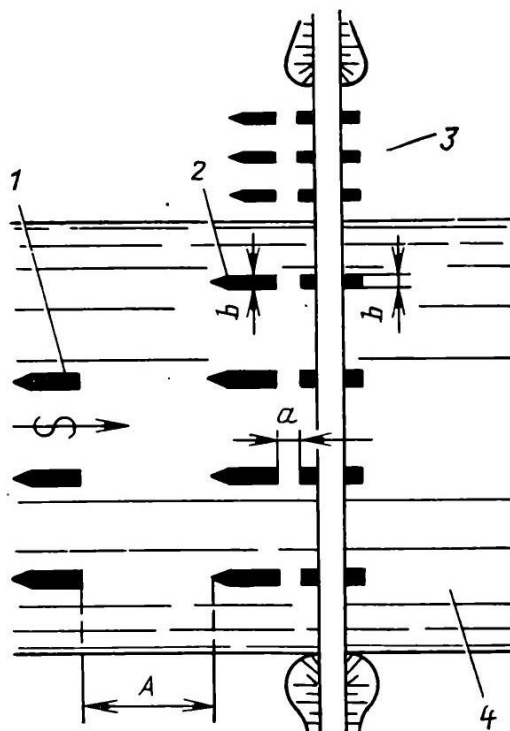


Рис. 11.1. Схема расположения ледорезов:

1 - аванпостный ледорез; 2 – предмостный ледорез; 3 - пойма; 4 - основное русло

Ледорезы, установленные непосредственно перед опорами моста, называют *предопорными*. Если предмостных ледорезов недостаточно для защиты опор моста на реках с особо сильным ледоходом, то выше по течению, на расстоянии $A = 30 - 50$ м, ставят еще один ряд так называемых *аванпостных* ледорезов (см. рис. 11.1).

На малых реках со слабым ледоходом для защиты однорядных опор от ударов льдин могут быть применены простейшие ледорезы в виде куста свай. Кустовой ледорез располагают на расстоянии 1,5 - 2 м от опоры и образуют из трех или большего числа свай, забитых в грунт на глубину не меньше 3-4 м.

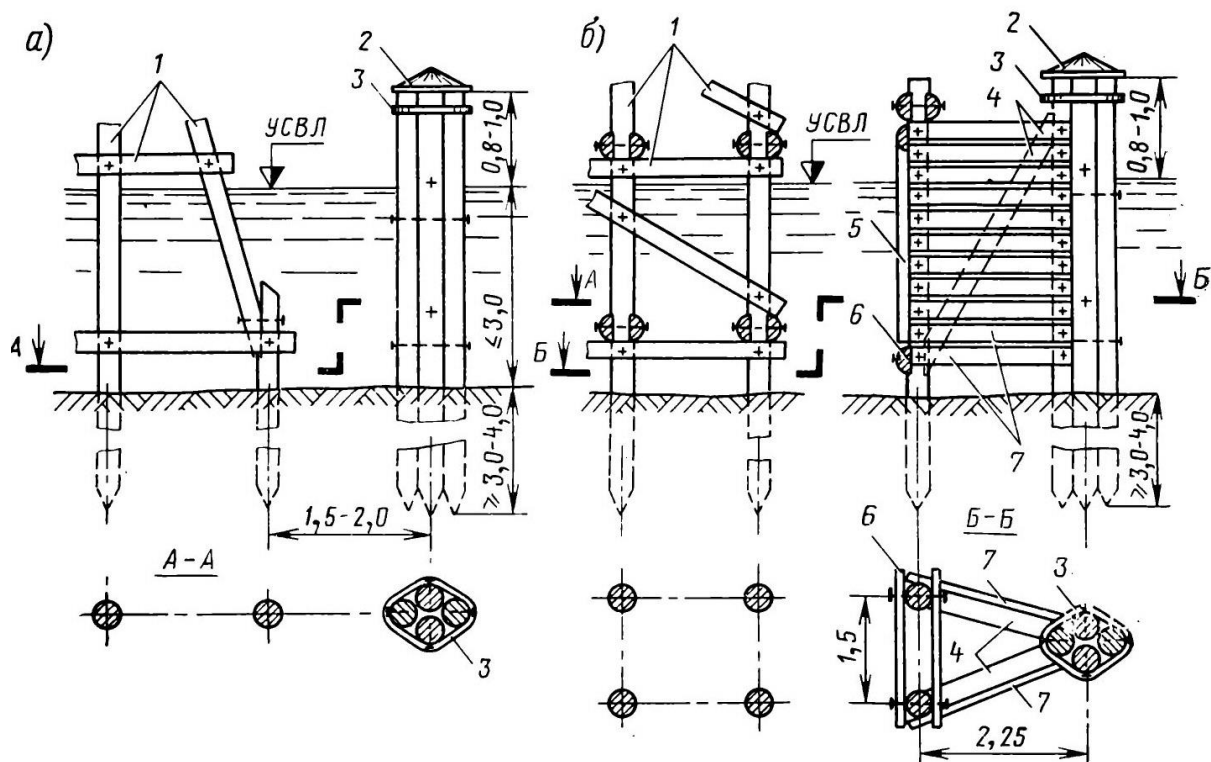


Рис. 11.2. Кустовые ледорезы:

1 - опоры; 2 - защитная крышка; 3 - хомут; 4 - подкос; 5 - диагональная схватка; 6 - поперечная схватка; 7 - обшивка

Верх свай должен возвышаться над уровнем самого высокого ледохода (УСВЛ) не меньше чем на 0,8-1,0 м (рис. 11.2, а).

При более интенсивном ледоходе кустовые ледорезы оказываются недостаточно надежными, и приходится применять конструкции с *наклонным режущим ребром*. Принцип работы ледореза с наклонным режущим ребром (рис. 11.3, а) заключается в том, что льдина, встречая на своем пути наклонный нож ледореза, под влиянием инерции скользит по нему и, поднявшись из воды, разламывается от действия собственного веса. С учетом этого наклон режущего ребра при ледоходе средней интенсивности делают от 1 : 1,5 до 1 : 2,0, а при сильном ледоходе - от 1 : 2,0 до 1 : 2,5.

Верх режущего ребра должен возвышаться над уровнем самого высокого ледохода не меньше чем на 1-1,5 м, чтобы льдины не могли проскочить через ледорез. Кроме того, чтобы плавучие льдины, погруженные больше чем наполовину толщины в воду, всегда напоздали на нож ледореза, нижний конец режущего ребра должен располагаться ниже уровня самого низкого ледохода не меньше чем на 0,5-0,8 м.

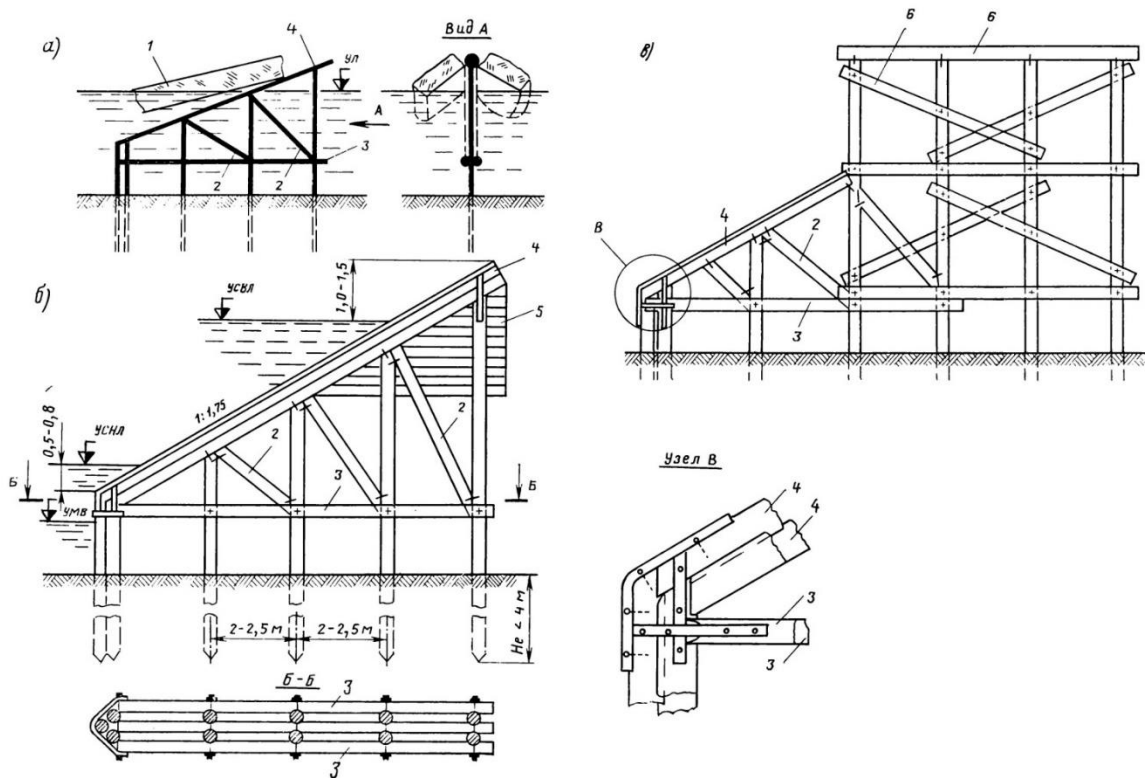


Рис. 11.3. Ледорез с наклонным режущим ребром:
 1 - льдина; 2 - подкос; 3 – горизонтальные схватки;
 4 - нож ледореза; 5 - обшивка; 6 - опора

Глава III. Железобетонные балочные мосты

Тема 12. Общие сведения о железобетонных мостах

История железобетонных мостов начинается с 1873 г., когда изобретатель железобетона француз Монье получил патент на железобетонный мост. Мост его системы (рис. 12.1) представлял пролетное строение в виде свода, защемленного в массивных опорах. Пролетное строение и опоры имели единый каркас в виде сеток из нескольких слоев из металлических прутьев. В 1875 г. по этой системе во Франции в частном парке был построен первый железобетонный пешеходный мост длиной 16 м шириной 4 м.

Первые железобетонные мосты имели арочную систему и по внешнему виду были сходны с каменными. Только толщина свода, если она сохранялась в наружных линиях, указывала на материал сооружения.

В 1892 г. француз Геннебик предложил систему армирования, состоящую из продольных стержней с поперечными хомутами. Она обеспечила переход к современным железобетонным сооружениям. По его предложению появились и ребристые мостовые конструкции, что способствовало в дальнейшем развитию арочных и балочных систем железобетонных мостов. За более чем столетний период их развития были созданы мосты разнообразных систем.

Железобетон оказался настолько удобным материалом, что из него кроме конструктивных форм, взятых из области каменных, деревянных и металлических мостов, были созданы совершенно оригинальные конструктивные формы, свойственные только ему.

Конструктивные формы мостов изменялись по мере увеличения перекрываемых пролетов. При достижении в арочных мостах пролета 50 м в надсводной части начали применять поперечные проемы. В результате этого свод отделился от надсводной части, которая, в свою очередь, подразделилась на вертикальные стенки и проезжую часть. Появилась система, состоящая из свода, стенок и плит. Стенки поддерживали плиту проезжей части, опираясь на свод по всей его ширине.

При дальнейшем увеличении пролетов арочных мостов увеличивался пролет проезжей части в надсводной конструкции. Возникла необходимость перехода от плоских к ребристым плитам проезжей части. Наличие ребер в плите сосредоточивало усилия от проезжей части в определенные точки, откуда они передавались на свод при помощи стоек, а не стенок.

Последующие изменения в общей компоновке арочных мостов привели к созданию рациональной системы, в которой усилия от стоек (колонн) стали восприниматься не сводом, а отдельными арками, число которых стало равно числу колонн в поперечном ряду и числу ребер в проезжей части. При дальнейшем развитии этой системы число арок стало меньше числа продольных ребер в проезжей части благодаря применению поперечных балок, поддерживающих продольные балки вместе с плитами проезжей части.

По мере освоения больших пролетов уменьшалось количество несущих арок в составе пролетного строения до двух. Создалась возможность применения мостов с ездой понизу. В последующих системах с ездой понизу стали применять затяжки в уровне проезжей части, что позволило устранить действие распора на опоры.

Железобетонные балочные мосты появились в конце XIX в. вначале с пролетными строениями в виде плоских плит пролетом до 6 м с арматурой Монье, а затем в виде ребристых плит или балок пролетом до 15 м с арматурой Геннебика.

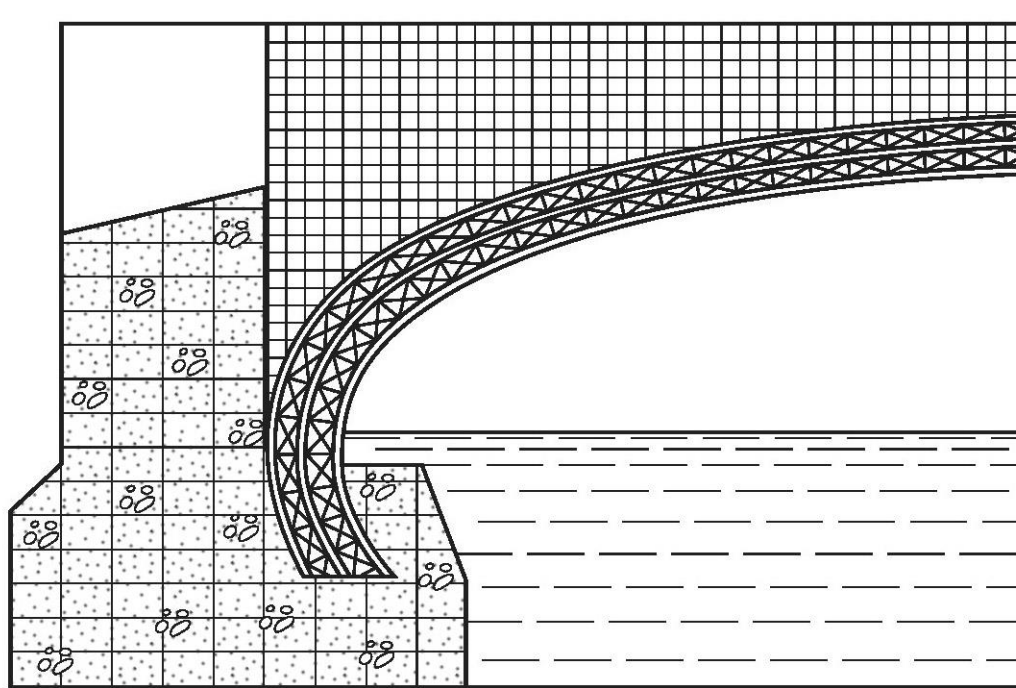


Рис. 12.1. Мост системы Монье

Вскоре в мостах стали применять неразрезные железобетонные балки, что позволило перекрывать пролеты до 40 м. Дальнейшее развитие железобетонных мостов в начале XX в. связано с применением консольных систем и сквозных ферм. Значительное распространение получили также мосты рамной системы.

В начале XX в. Российской империи железобетонные конструкции вообще и мосты в частности развивались под влиянием зарубежного опыта и отечественной практики строительства. Большую роль сыграли обширные опыты проф. Н.А. Белелюбского по исследованию действительной работы железобетонных плит, балок, арок и моста пролетом 17 м, проведенные им в 1886-1891 гг. и доказавшие успешную работу железобетонных конструкций под действием тяжелых нагрузок. Широкое применение железобетонных мостов в России началось после издания в 1908 г. первых технических условий и норм проектирования железобетонных мостов различных систем. До начала Первой мировой войны уже было построено большое количество разрезных, неразрезных и рамных мостов ребристой конструкции.

К этому периоду относится инженерная и научная деятельность наших соотечественников, крупных специалистов по железобетону: проф. Н.А. Белелюбского, руководившего разработкой технических условий, проф. Г. П. Передерия - автора многих сооружений, проф. А. Ф. Лолейта - одного из основоположников теории расчета железобетона по стадии разрушения, проф. И. С. Подольского, издавшего в 1906 г. первый курс железобетонных мостов на русском языке.

В 1920-1940-е годы в СССР было построено значительное число крупнейших железобетонных мостов через реки Днепр, Волгу, Ангару, Неву, через канал имени Москвы и др. Отдельные перекрываемые пролеты в них достигали 130 м. Широкое применение железобетон получил в малых и средних мостах. Большие железобетонные мосты строили из монолитного бетона с использованием арочной системы.

В послевоенный период на высоком техническом уровне выполнено капитальное восстановление и строительство новых мостов. Сооружение в 1951 г. двухъярусного моста под совмещенное движение с рекордным до сего времени арочным пролетом 228 м определило возможность и широкое применение железобетона в мостах.

С 1954 г. в нашей стране началось коренное изменение технологии производства, проявившееся в переходе на сборные конструкции и индустриальные методы работ. К этому времени, в основном благодаря разносторонним работам француза Фрейсине, наметилось широкое использование предварительно напряженного железобетона в мостах.

В 1950-1960-х годах из сборного железобетона построены оригинальный по своей системе городской метромост через р. Москву и рекордный по длине (2 800 м) мост через р. Волгу в Саратове.

В последующие десятилетия происходило дальнейшее совершенствование конструкций и технологии железобетонных мостов.

Примерами удачных инженерных решений являются Автозаводской, Краснопресненский и Нагатинский мосты и мост в Щукино-Строгине через р. Москву, автодорожные мосты через р. Днепр в Херсоне и Днепропетровске, Южный переход в Киеве, в котором нашли применение самые современные отечественные достижения в строительстве железобетонных мостов.

В конце XX в. в мире наметилась тенденция к более широкому применению монолитного бетона в железобетонных мостах во всем диапазоне пролетов благодаря разработке и освоению индустриальных методов их строительства, сведения о которых приведены далее.

Требования к бетону для железобетонных мостов.

Мосты эксплуатируются в сложных условиях. Они находятся под воздействием тяжелых подвижных нагрузок; их несущие конструкции не принято защищать от разнообразного атмосферного воздействия: колебаний температуры, влажности, вредных газов; их опоры находятся под активным воздействием ледохода, карчехода и изменяющегося в течение года уровня воды в реке. Сложные условия работы мостов, а также условия производства работ при их строительстве определяют к материалам и изделиям для мостов ряд требований.

К бетону, применяемому в железобетонных мостах, предъявляются следующие требования: высокая прочность, вода- и газонепроницаемость, морозостойкость, химическая стойкость, необходимые сроки твердения, удобоукладываемость, умеренная усадка и ползучесть.

Показателем прочности бетона является *класс бетона по прочности на осевое сжатие В* - временное сопротивление сжатию, МПа, бетонных кубов с размерами ребра 15 см, испытанных в возрасте 28 сут после хранения их во влажной среде при температуре 20 ± 2 °С. Для конструкций мостов и труб применяют бетоны следующих классов прочности на сжатие: В25, В30, В35, В40, В45, В50, В55 и В60. В зависимости от вида и назначения конструкций, способов их армирования и условий их работы применяют в них бетон различных классов (в соответствии с рекомендациями СН 3.03.01-2019).

Морозостойкость бетона характеризуется маркой F – наибольшим числом циклов попеременного замораживания и оттаивания, которые способны выдержать образцы 28-суточного возраста без снижения прочности более чем на 15 %.

Марка бетона по водонепроницаемости W соответствует давлению воды, МПа, при котором еще не наблюдается ее просачивание через образец бетона высотой 15 см в возрасте 28 сут, испытанного по специальному режиму.

Арматура для железобетонных мостов.

Марки стали для арматуры железобетонных мостов и труб, устанавливаемой по расчету, принимаются по табл. 29 СН 3.03.01-2019 в зависимости от условий работы элементов конструкций и средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства. Нормами предусмотрено применение в железобетонных мостах следующих арматурных сталей:

Для ненапрягаемой арматуры:

- горячекатаных гладких круглых стержней класса S240;
- горячекатаных стержней периодического профиля класса S500;

Для напрягаемой арматуры:

- стержневой S800;
- проволочной гладкой и проволочной с вмятинами S1200;
- проволочной гладкой и проволочной с вмятинами S1400;
- канатной К-7 S1400
- канатов спиральных, двойной свивки и закрытых.
- канатов со спиральной и двойной свивкой, а также закрытых.

Тема 13. Мостовое полотно железобетонных мостов

Мостовое полотно расположено над несущими элементами проезжей части и предназначено для обеспечения безопасности движения транспортных средств и пешеходов, а также для отвода воды. Мостовое полотно железобетонных мостов (как и других) включает в себя следующие конструктивные (см. рис. 13.1) элементы: одежду ездового полотна, одежду тротуаров, ограждающие устройства, мачты освещения, устройство для водоотвода, деформационные швы и сопряжение моста с подходами.

Мостовое полотно железобетонных мостов расположено на плите проезжей части, которая является несущим элементом проезжей части и вместе с тем входит в состав основных несущих конструкций пролетного строения, образуя вместе с ними пространственно работающую систему.

Одежда ездового полотна должна выполнять следующие основные функции:

- защищать нижележащие конструкции от механического воздействия, выступая при этом в качестве слоя износа;
- защищать нижележащие конструкции от воздействия атмосферной влаги, т. е. служить гидроизоляцией;
- обеспечивать комфортность движения своей гладкой поверхностью.

Одежда ездового полотна (рис. 13.1) располагается на железобетонной плите проезжей части и состоит из выравнивающего слоя, гидроизоляции, защитного слоя изоляции и покрытия.

Выравнивающий слой под гидроизоляцию устраивают из бетона или цемента-песчаного раствора толщиной не менее 30 мм. По выравнивающему слою устраивают гидроизоляцию. От состояния гидроизоляции проезжей части во многом зависит долговечность всего сооружения, поэтому ее выполняют из рулонных материалов повышенного качества. Над ней устраивают защитный слой из мелкозернистого бетона толщиной 60 мм или асфальтобетона толщиной не менее 40 мм. Этот слой предназначен для защиты гидроизоляции от возможных повреждений ее при устройстве и ремонте покрытия. Защитный слой обычно армируют стальной сеткой из проволоки диаметром 2,5 мм с шагом 45 мм и шириной 1 500 мм. Сетки укладывают с перекрытием их на 200 ... 300 мм.

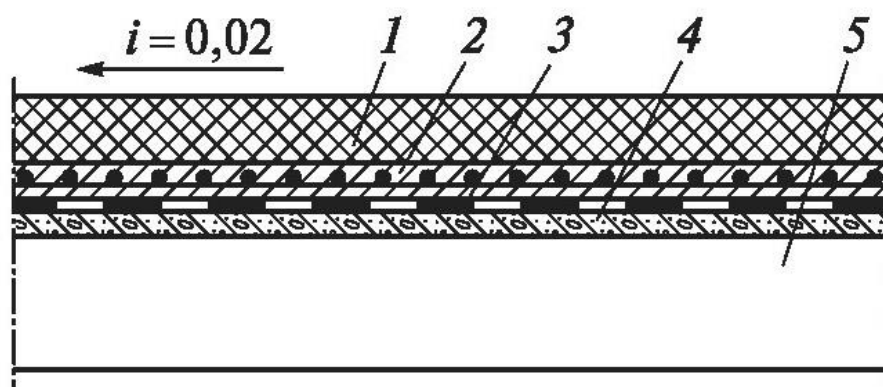


Рис. 13.1. Одежда ездового полотна:

1 - асфальтобетон; 2 - защитный слой; 3 - гидроизоляция; 4 - выравнивающий слой; 5 - плита проезжей части

Покрытие одежды ездового полотна выполняют двухслойным из асфальтобетона или из цементобетона общей толщиной соответственно 70 и 80 мм. Между слоями в цементобетонное покрытие укладывают сварную сетку с продольной арматурой диаметром 4 мм и поперечной диаметром 6 мм с расстоянием между стержнями 250 и 100 мм соответственно. Ширина сеток 1500 мм, их укладывают с перекрытием на 200 ... 300 мм.

Конструкция ограждений и тротуаров.

Тротуар пролетного строения - часть мостового полотна, предназначенная для безопасного движения пешеходов. Тротуары устраивают

на каждой стороне моста и ограждают их с наружных сторон перилами высотой не менее 1,1 м. Ширину тротуаров назначают по расчету в зависимости от расчетной интенсивности движения пешеходов в час «пик», при этом среднюю расчетную пропускную способность 1 м ширины тротуара в 1 ч следует принимать 2 000 чел.

Ограждение - конструктивный элемент мостового полотна, устраиваемый на границах ездового полотна, предназначенный для предотвращения съезда транспортных средств за его пределы и исправления траектории движения транспортного средства при наезде на него. Оно может выполняться из бетона, железобетона и металла. Также различают деформируемые и недеформируемые ограждения. По конструкции различают барьерное ограждение из стоек и профильной стальной ленты или трубы, укрепленных на стойках на некотором уровне над верхом покрытия, и парапетное ограждение в виде железобетонной стенки различной конфигурации.

Высоту ограждений на мостах и путепроводах как правило принимают не менее 0,75 м.

Конструкции ограждений должны препятствовать падению транспортных средств с моста, создавать условия для безопасного движения пешеходов по тротуарам, защищать несущие конструкции моста от повреждений и позволять быструю замену или исправление поврежденных элементов ограждения.

В качестве удерживающих ограждений на тротуарах применяются перила. Они обеспечивают безопасность пешеходов и служат архитектурным оформлением сооружения.

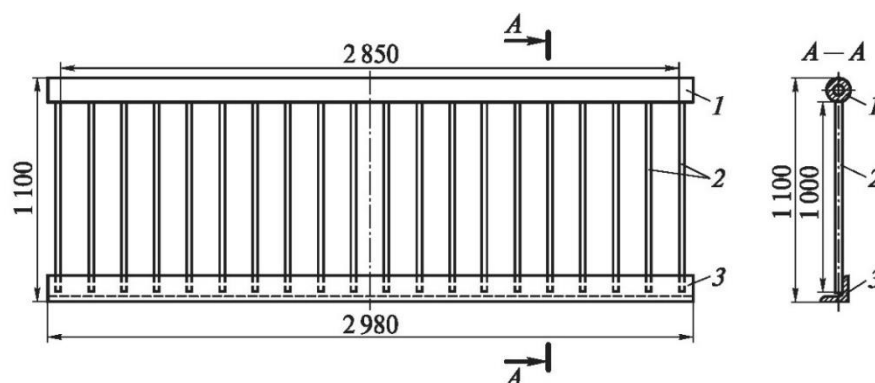


Рис. 13.2. Блок металлического перильного ограждения:

1 - верхний элемент из трубы; 2 - заполнение из круглой стали; 3 - нижний элемент из уголка

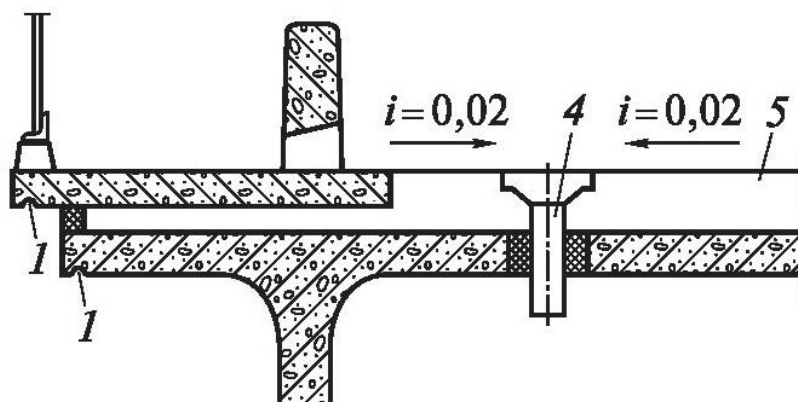
Водоотвод. Элементы железобетонных конструкций, находящиеся под воздействием атмосферных осадков, сравнительно быстро приходят в

негодность: бетон разрушается, арматура корродирует. Для предохранения железобетонных конструкций мостов помимо гидроизоляции устраивают водоотвод с поверхности ездового полотна и тротуаров.

Для обеспечения быстрого отвода воды поверхностям ездового полотна и тротуарам придают продольные (не менее 5 ‰) и поперечные (не менее 20 ‰) уклоны. При продольном уклоне свыше 10 ‰ нормами проектирования допускается уменьшение поперечного уклона при условии, что геометрическая сумма уклонов будет не меньше 20 ‰.

Для исключения произвольного сброса воды с моста применяется упорядоченный отвод воды в определенных местах через водоотводные трубки (рис. 13.3, б).

Верх водоотводных трубок располагается ниже поверхности, с которой отводится вода, не менее чем на 1 см. С помощью трубок отводится также вода, стекающая по слою гидроизоляции в одежде ездового полотна и тротуаров. Для этого гидроизоляция заводится во внутреннюю поверхность водоотводной трубки и прижимается приемной воронкой. Водоотводные трубки должны иметь



б

Рис. 13.3. Схема водоотвода через трубки:

- 1 - слезник; 2 - пористая резина; 3 - мастика; 4 - водоотводная трубка;
5 - одежда проезжей части

внутренний диаметр не менее 150 мм. Расстояния между трубками на ездовом полотне автодорожных и городских мостов вдоль пролета устанавливают в зависимости от продольного уклона ездового полотна. Они должны составлять не более 6 м при продольном уклоне 5 ‰ и 12 м при уклонах от 5 до 10 ‰. Число трубок на одном пролете не должно быть меньше трех.

Деформационные швы и сопряжение моста с насыпью.

Для обеспечения свободы перемещений смежных торцов пролетных строений при воздействии временных нагрузок и колебаний температуры проезжую часть разделяют поперечными швами, которые называют деформационными. Деформационные швы располагают над промежуточными опорами между торцами соседних пролетных строений и в местах примыкания пролетных строений к шкафным стенкам устоев.

Конструкции деформационных швов должны быть водо- и грязнепроницаемыми, работоспособными в заданном диапазоне температур.

В закрытых деформационных швах горизонтальные перемещения торцов пролетных строений обеспечиваются деформациями заполнителя в зазоре между торцами смежных пролетных строений. В этих швах (рис. 13.4) зазор между торцами пролетных строений закрыт обычным покрытием 1, уложенным над зоной стыка без разрыва. Основу конструкции этого типа составляет петлеобразный компенсатор 7, закрепленный в выравнивающем слое, пористый заполнитель 10 петли, мастика 9 в уровне защитного слоя 3 и гидроизоляция 4. Сопротивление покрытия образованию трещин повышают армированием его сеткой 2 и частичным отделением покрытия от защитного слоя специальными прокладками 5. Прокладки существенно уменьшают относительные деформации в покрытии в связи с распределением полной деформации на большой длине.

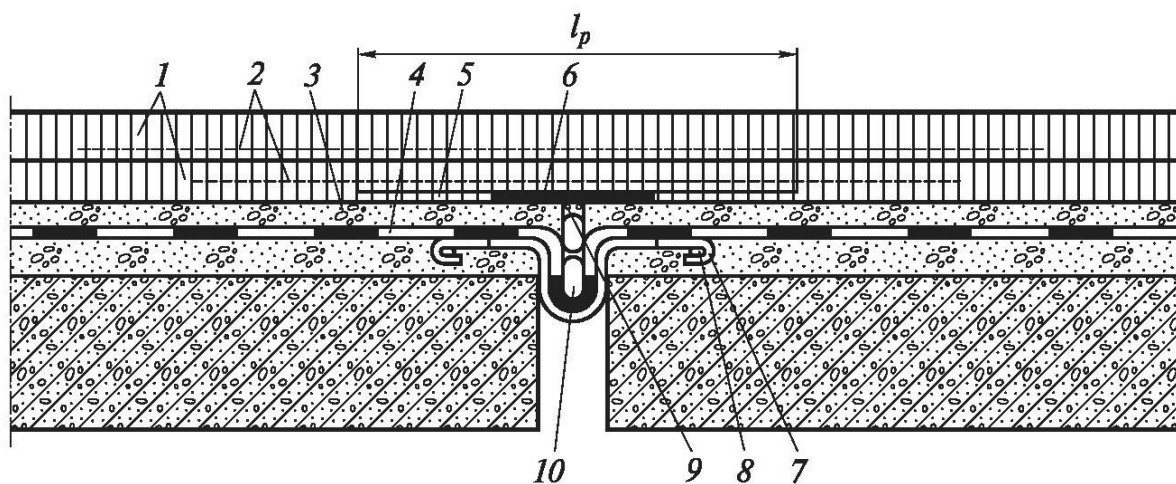


Рис. 13.4. Конструкция деформационного шва закрытого типа с армированным асфальтобетонным покрытием:

- 1 - покрытие; 2 - армирующая сетка; 3 - защитный слой; 4 - гидроизоляция;
- 5 - отделяющая прокладка; 6 - перекрытие зазора; 7 - компенсатор; 8 - анкерный стержень; 9 - мастика; 10 - пористый заполнитель

К швам заполненного типа относят конструкции с заполнением мастикой (рис. 13.5) или с резиновыми вкладышами-компенсаторами (рис.

13.6). В заполненных деформационных швах покрытие устраивают с зазором, который впоследствии заполняют упругим материалом (см. рис. 13.6), деформации которого обеспечивают перемещения торцов пролетных строений.

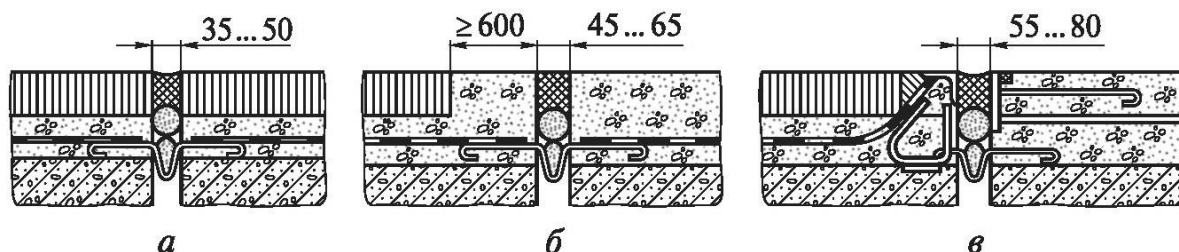


Рис. 13.5. Деформационные швы с заполнением мастикой:

а - при асфальтобетонном покрытии; б - при цементобетонном покрытии или с устройством бетонного прилива; в - варианты усиления кромки шва

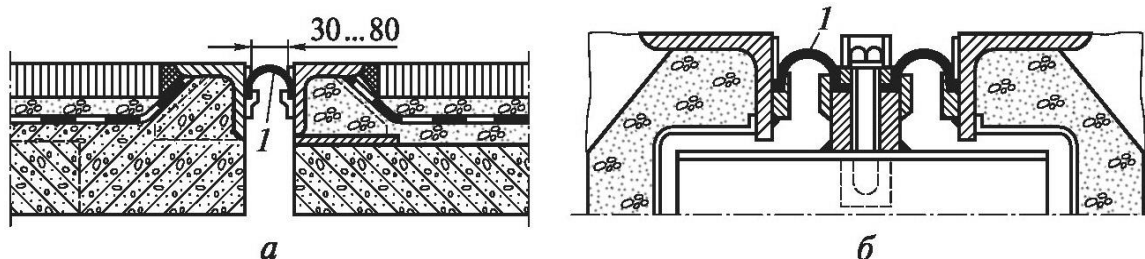


Рис. 13.6. Конструкции деформационных швов с резиновыми компенсаторами: а - с одним компенсатором К-8; б - с двумя компенсаторами К-8; 1 – резиновый компенсатор

Тема 14. Основные разновидности балочных мостов

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:

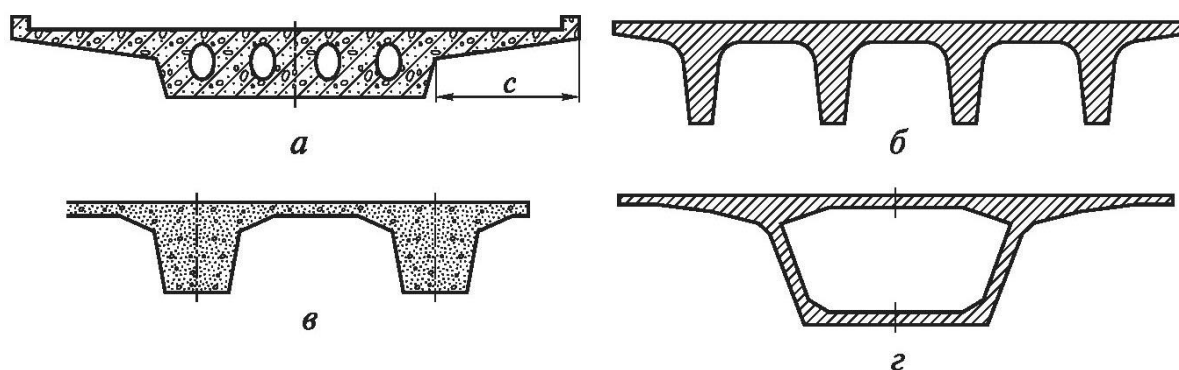


Рис. 14.1. Типы поперечных сечений балочных железобетонных пролетных строений: а - плитное; б - ребристое; в - плитно-ребристое; г – коробчатое

- плитные при пролетах от 3 ... 6 до 12 ... 18 м (рис. 14.1, а);
- ребристые при пролетах 18 ... 42 м (рис. 14.1, б);
- плитно-ребристые при пролетах 27 ... 63 м (рис. 14.1, в);
- коробчатые при пролетах более 63 м (рис. 14.1, 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).

Тема 15. Основные положения проектирования и расчета железобетонных балочных мостов

Необходимость выполнения расчетов у инженера-мостовика возникает при решении следующих задач:

- определении необходимых размеров элементов создаваемой конструкции для пропуска заданной нагрузки – задача проектирования конструкции.
- определении возможности пропуска заданной нагрузки по имеющейся конструкции – задача проверки прочности элементов конструкции.
- определении максимально возможного значения нагрузки на существующую конструкцию с учетом ее действительного состояния – задача определения грузоподъемности конструкции.

Основы расчета строительных конструкций по разрушающим нагрузкам, которые сравнивались с предельными, были разработаны в СССР еще в 1932–1938 гг. В 1955 г. были изданы «Строительные нормы и правила», в которых нормировался расчет строительных конструкций с точки зрения достижения предельных состояний. Метод предельных состояний был разработан советскими учеными под руководством профессоров Н. Н. Стрелецкого, А. А. Гвоздева, В. М. Келдыша, Г. К. Евграфова и др.

Мосты и другие искусственные сооружения рассчитывают по методу предельных состояний.

Под предельными состояниями понимают состояния, при которых конструкция под влиянием силовых факторов перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям.

В соответствии с ГОСТ 27751 предельные состояния делятся на две группы:

- первая группа характеризуется невозможностью эксплуатации конструкций сооружения или утратой несущей способности сооружения в целом;
- вторая группа характеризуется усложнением (препятствием) для нормальной эксплуатации сооружения, уменьшением проектной долговечности.

Предельное состояние первой группы или аварийное разрушение:

- потеря несущей способности грунтов основания;

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

Предельное состояние второй группы, усложнение или невозможность нормальной эксплуатации:

- чрезмерные деформации;
- образование трещин или достижение трещинами предельно допустимой ширины раскрытия;
- недопустимые колебания конструкций при воздействии временных нагрузок;
- другие явления, при которых возникает необходимость временно- го ограничения нормальной эксплуатации сооружения (например, раз- рушение элементов мостового полотна).

Расчет мостов производится по двум группам предельных состояний:

- по первой группе, гарантирующей сооружение от нарушения эксплуатации в связи с исчерпанием прочности, устойчивости или выносливости, то есть несущей способности, и
- по второй группе, гарантирующей сооружение от появления недопустимых перемещений – деформаций (прогибов, осадок, углов поворота, колебаний, трещин).

Нормальной считается эксплуатация, осуществляемая без ограничений и внеочередного ремонта.

Расчет конструкций должен гарантировать их от возможности наступления любого из предельных состояний (из двух групп).

Предельное состояние первой группы не наступает, если наибольшее возможное усилие N_{max} в нем не будет превосходить наименьшее значение его несущей способности Φ_{min} :

$$N_{max} < \Phi_{min}.$$

Левая часть неравенства зависит от нагрузки, действующей на конструкцию, расчетной схемы и размеров конструкции, а правая – от прочности материала, формы и размеров поперечного сечения элемента конструкции.

Нагрузки, действующие на конструкцию, прочность материала, размеры элементов конструкции не являются строго определенными величинами, им свойственна статистическая изменчивость.

Степень изменчивости можно характеризовать кривыми распределения распределения (рис. 15.1)



Рис. 15.1. Кривые плотности распределения нагрузок и прочности материалов

Ось ординат – число случаев (или их частота), при которых наблюдалась рассматриваемая нагрузка или прочность, отложенная на оси абсцисс. При определенной частоте нагрузки или прочность имеют некоторое среднее значение. От этого среднего значения имеются отклонения как к большим, так и к меньшим значениям этих величин: если кривая вытянута вдоль оси ординат (кривая 1), то соответствующая величина имеет малую изменчивость; если кривая пологая (2) – большую.

Статистический характер значений прочности материалов и нагрузок на сооружения учитывается на основе анализа путем введения их нормативных и расчетных значений.

Нормативные значения временных нагрузок устанавливаются СН 3.03.01-2019. Для постоянных нагрузок нормативные значения принимаются по проектным размерам конструкции и средним значениям удельного веса материала. Расчетные значения определяют умножением их нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , учитывающий возможные отклонения нагрузки в неблагоприятную сторону

$$P = P_n \gamma_f.$$

Коэффициент надежности по нагрузке при расчете мостов принимается по табл. 11 СН 3.03.01-2019 и его следует принимать по табл. 15.1.

Коэффициенты надежности по нагрузке

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для постоянных воздействий
Все нагрузки и воздействия, кроме нижеуказанных	1,1 (0,9)
Вес мостового полотна с ездой на балласте под железную дорогу, а также пути метрополитена и трамвая	1,3 (0,9)
Вес балластного мостового полотна под трамвайные пути на бетонных и железобетонных плитах	1,2 (0,9)
Вес выравнивающего, изоляционного и защитного слоя автодорожных и городских мостов	1,3 (0,9)
Вес покрытия ездогового полотна и тротуаров автодорожных мостов	1,5 (0,9)
Вес покрытия ездогового полотна и тротуаров городских мостов	2,0 (0,9)
Вес деревянных конструкций мостов	1,2 (0,9)
Горизонтальное давление грунта от веса насыпи:	
на опоры мостов (включая устои)	1,4 (0,7)
на звенья труб	1,3 (0,8)
Воздействие усадки и ползучести бетона	1,1 (0,9)
Воздействие осадки грунта	1,5 (0,5)

Примечание. Значения γ_f , указанные в скобках, следует принимать в случаях, когда при невыгодном сочетании нагрузок увеличивается их суммарное воздействие на элементы конструкций.

Тема 16. Пролетные строения с предварительно напряженной арматурой

Предварительное напряжение железобетонных элементов, осуществляемое с целью погашения растягивающих напряжений, позволяет создать прочные и жесткие конструкции. Предварительное напряжение арматуры предотвращает образование трещин в растянутой зоне изгибаемых элементов. Длину пролета таких разрезных конструкций можно довести до 70 м.

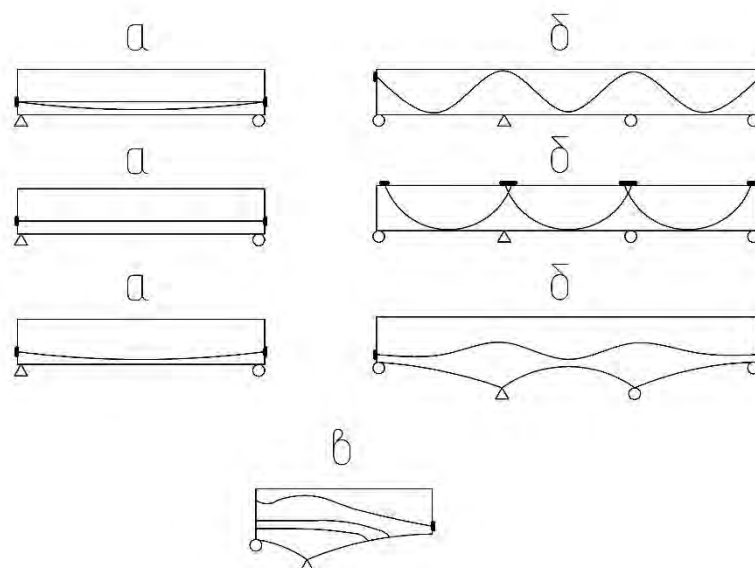


Рис. 16.1. Схемы расположения пучков:
 а – разрезные балки; б – неразрезные балки; в – консольные балки

Предварительное напряжение начали применять в начале XX века благодаря появлению высокопрочной арматурной стали. У истоков создания предварительно напряжённого железобетона стояли Эжен Фрейсине (Франция) и Виктор Васильевич Михайлов (СССР).

Предварительно напряженные конструкции мостов имеют много преимуществ по сравнению с конструкциями из железобетона без предварительного напряжения. К ним относится прежде всего экономия металла (его требуется в 1,5-2,5 раза меньше), достигаемая в основном за счет применения высокопрочной арматуры. Наряду с экономией металла уменьшается расход бетона за счет снижения главных растягивающих напряжений. В результате в ряде случаев уменьшается вес частей сооружения и облегчаются перевозка и монтаж сборных конструкций.

Предварительно напряженная арматура позволяет применять обжатые стыки в сборных конструкциях, что дает экономию металла, идущего на закладные части, и повышает качество стыков. Только при использовании преднапряженной арматуры становится возможным применение таких прогрессивных способов сооружения железобетонных мостов, как навесная сборка и навесное бетонирование, обеспечивающих резкое снижение трудоемкости и сокращение сроков строительства. Однако в балочных конструкциях, проектируемых с исключением растяжения в бетоне под эксплуатационной нагрузкой, требуется увеличение размеров нижнего пояса для восприятия сил преднапряжения.

Следует помнить, что высокие предварительные напряжения в бетоне могут вызвать появление в нем трещин, направленных вдоль усилия обжатия.

Поэтому предварительное напряжение следует применять осторожно, не перенапрягая без необходимости бетон.

Классификация предварительного напряжения пролётных строений мостовых сооружений производится:

- по приемам создания;
- по членению на блоки;
- по свойствам применяемой арматуры
- по методам омоноличивания.

По приемам создания предварительного напряжения:

- с натяжением арматуры после бетонирования (на бетон) (рис. 16.2, а)
- с натяжением арматуры до бетонирования на упоры (стендовая технология) (рис. 16.2, б).

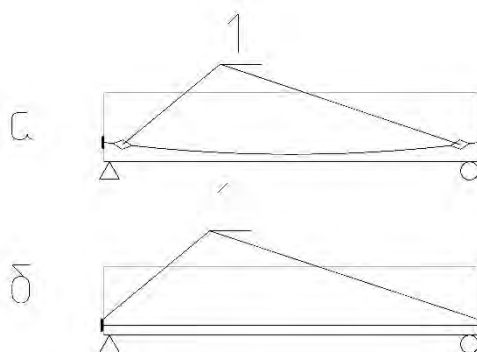


Рис. 16.2 Способы создания предварительного напряжения
а) натяжение после бетонирования; б) натяжение до бетонирования;
1 - упор

Составные балки (рис. 16.3) бывают с продольными и поперечными швами и из комбинированных блоков

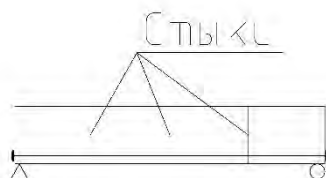


Рис. 16.3. Составная балка

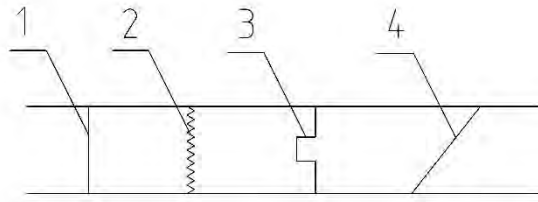


Рис. 16.4. Виды стыков блоков:
 1 - вертикальный плоский; 2 – зигзагообразный; 3 – с уступом;
 4 - наклонный плоский

Швы бывают

- 1 - бетонируемые шириной 10 - 12 см
- 2 - сухие
- 3 - клееные 2-3 см (из формальдегидной смолы)

Для создания преднапряжения применяется следующая арматура:

- из отдельных преднапряженных проволок или прядей 7- 3 диаметром 3-7мм
- с арматурой из мощных пучков проволоки (однорядные пучки 60 Ø 5)

Армирование плит ненапрягаемой арматурой производится горизонтальными и вертикальными сварными сетками (рис. 16.5).

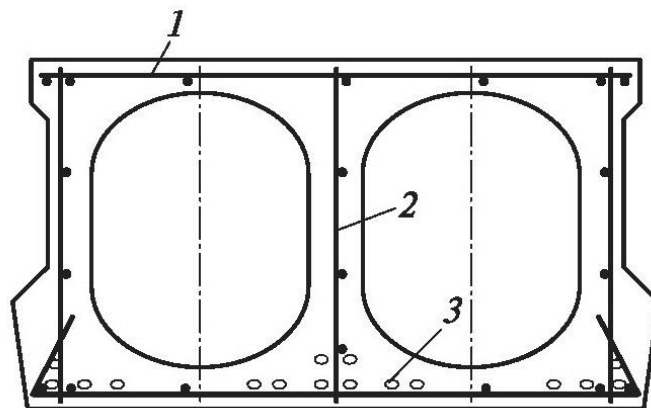


Рис. 16.5. Армирование блока ненапрягаемой и напрягаемой арматурой:
 1 - горизонтальные сетки; 2 - вертикальные сетки; 3 - арматура

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. 16.6). 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.



Рис. 16.6. Узел омоноличивания блоков плитного строения

Конструкция тавровых балок ребристых пролетных строений приведена на рис. 16.7. 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.

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.

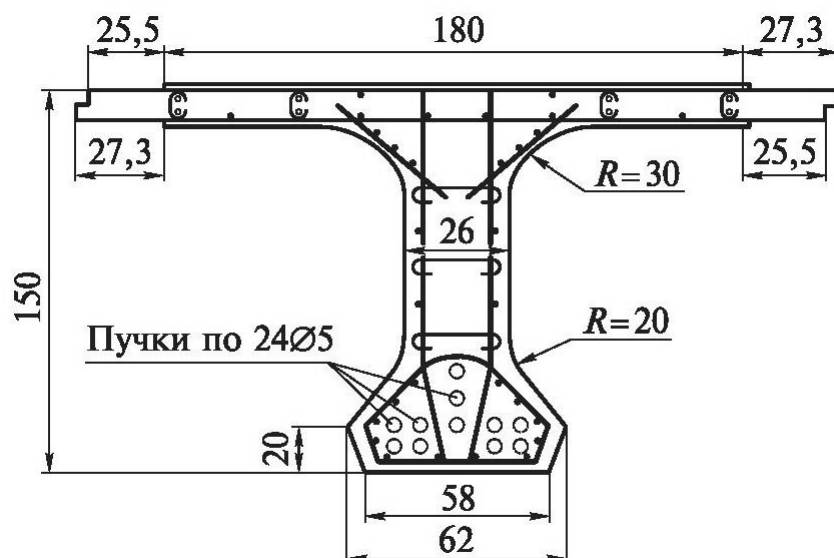


Рис. 16.7. Поперечное сечение ребристых балок в пролете и на опоре и их армирование ненапрягаемой и напрягаемой арматурой

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. 16.8) с числом проволок от 18 до 60.

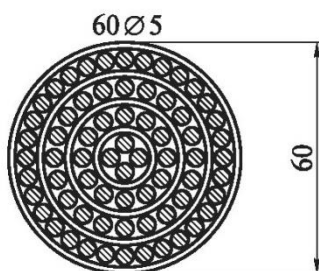


Рис. 16.8. Конструкция пучка напрягаемой арматуры
 - с арматурой из витых канатов (отдельные канаты и пучки из канатов к-7)
 - из легированной прутковой стали высокопрочной S500.

На концах пучков из параллельных проволок или прядей устраивают концевые анкеры, служащие для натяжения пучков и для закрепления их концов после натяжения. Конусный анкер (рис. 16.9, а) состоит из колодки 1 с коническим отверстием и конусной пробки 2, входящей в это отверстие. Проволоки пучка проходят через щель между колодкой и пробкой и закрепляются в домкрате. После натяжения пучка пробку запрессовывают в

колонку при помощи домкрата, зажимая проволоки и обеспечивая их закрепление.

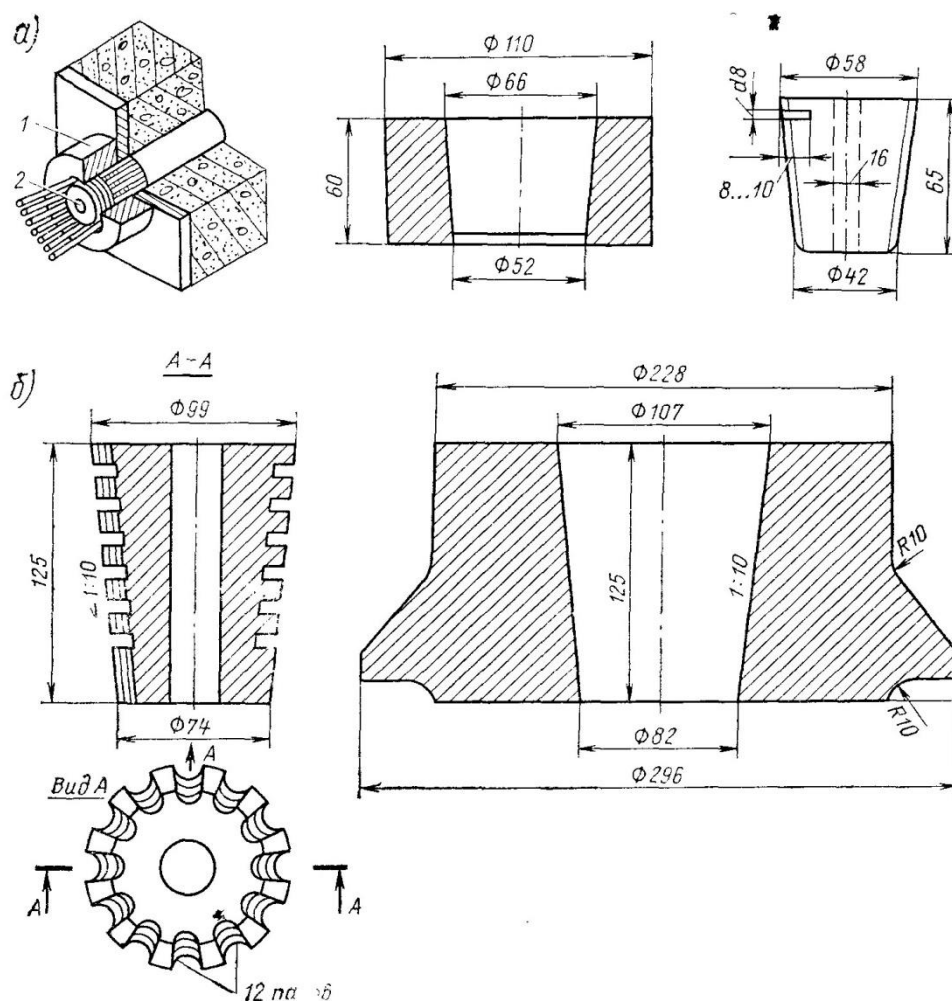


Рис. 16.9. Конусные анкеры

Конусные анкеры можно применять в конструкциях с натяжением арматуры на бетон в качестве постоянных концевых закреплений пучков, а в конструкциях с натяжением арматуры на упоры в качестве инвентарных закреплений пучков на упорах. Для мощных пучков, состоящих из прядей, используют конусные анкеры, имеющие в конусных пробках пазы для каждой пряди (рис. 16.9, б). Такие анкеры закрепляют до 12 семипроволочных прядей из проволок $d=5$ мм.

Передача усилия с пучка на бетон после его твердения осуществляется с помощью специальных анкеров. На рис. 16.10 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 образующую 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.

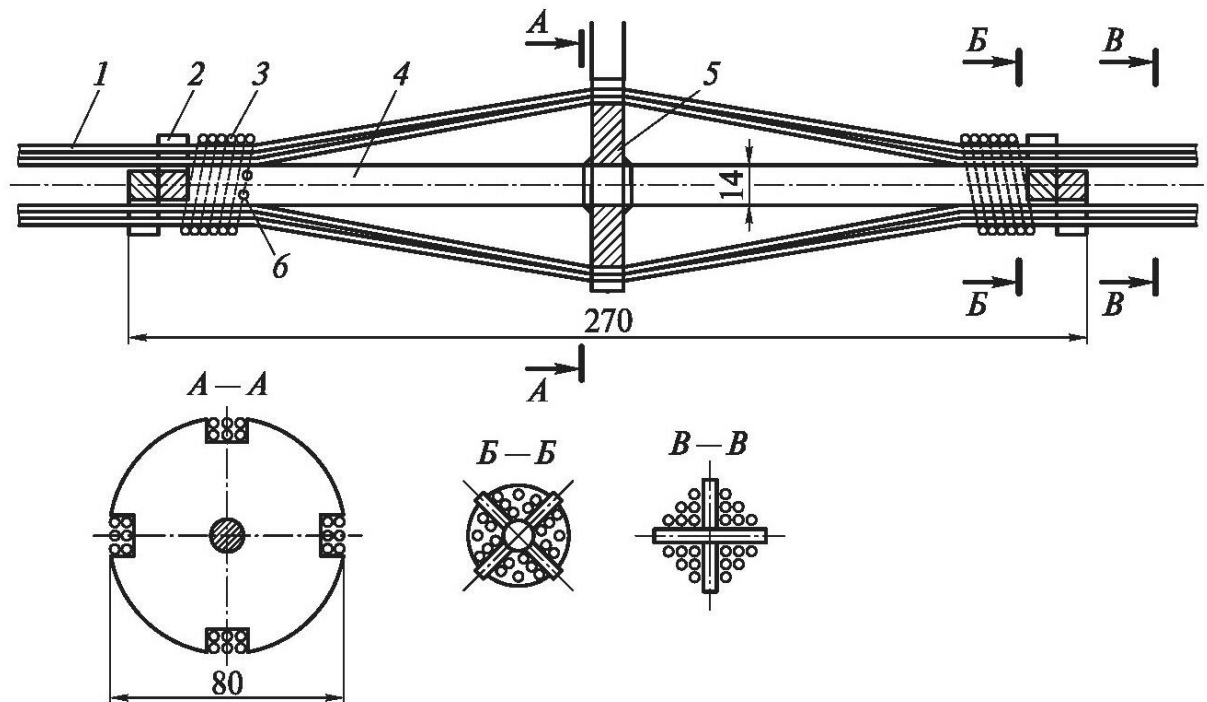


Рис. 16.10. Конструкция каркасно-строжневого анкера:

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

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.

Тема 17. Неразрезные консольные и балочные мосты с напрягаемой арматурой

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 плети 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, исключая 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 цельноперевозимых балок или плит заводского изготовления 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. 17.1, а);

- пролетные строения, собираемые из тех же цельноперевозимых балок или плит и специальных надопорных вставок длиной 6 ... 12 м с устройством монолитных стыков в зоне минимальных изгибающих моментов (рис. 17.1, 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. 17.1, 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 швах бетонирования представляется возможным объединять конструктивную арматуру;

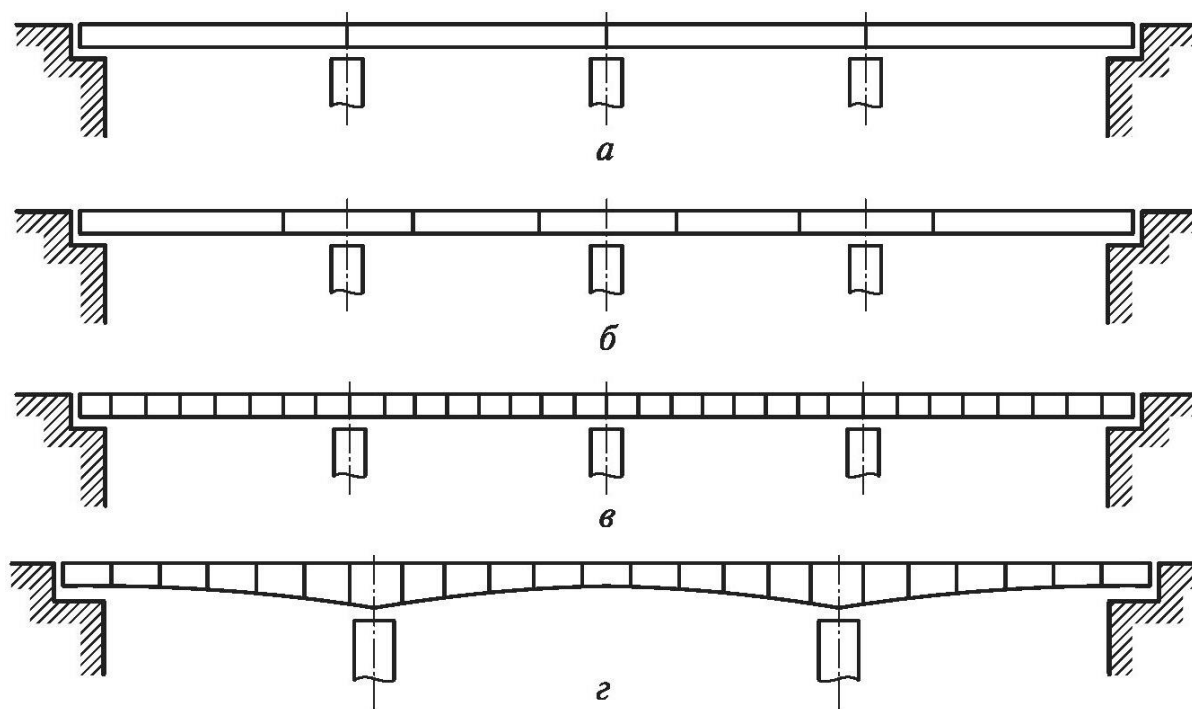


Рис. 17.1. Виды (а - г) сборных и монолитных неразрезных пролетных строений

- пролетные строения с полигональным очертанием нижнего пояса (рис. 17.1, 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 СССР при пролетах до 84. 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. 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.

В неразрезных пролетных строениях первых двух групп (см. рис. 17.1, 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. 17.1, 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 балки, где действуют отрицательные изгибающие моменты, и позволяет удобно разместить предварительно напряженную арматуру в один-два ряда на участках с положительными моментами.

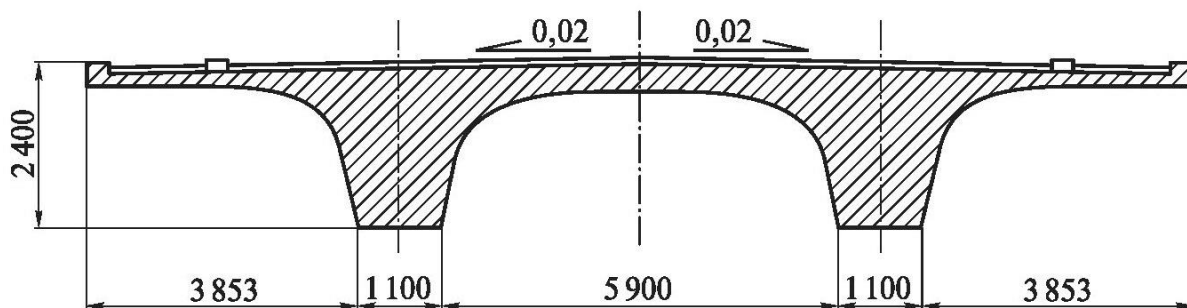


Рис. 17.2. Форма поперечного сечения плитно-ребристого пролетного строения

Внешние размеры коробки в пролетных строениях с постоянной высотой по длине пролета (см. рис. 17.1, в) остаются неизменными, в

приопорной зоне изменяются лишь размеры внутренней полости. В пролетных строениях с переменной высотой (см. рис. 17.1, 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. 17.2) 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.

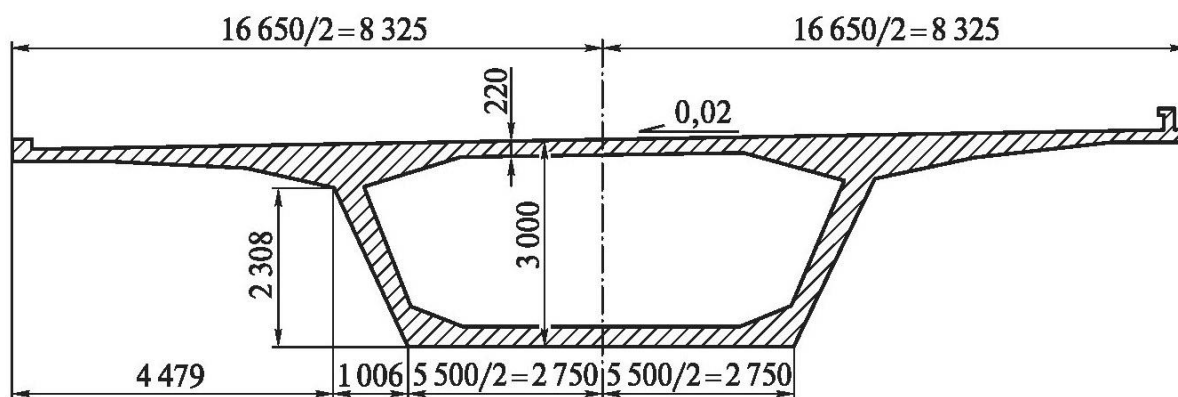


Рис. 17.3. Поперечное сечение коробчатого пролетного строения

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. 17.3). Стенки такого сечения выполняют наклонными, что позволяет уменьшить ширину и объем опор. При большей ширине моста поперечное сечение komponуют 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.

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 или ненапрягаемой 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, попролетного бетонирования или сборки напрягаемую арматуру размещают по плавным кривым: в серединах пролетов ее размещают в нижней зоне, а над промежуточными опорами - в верхней зоне (рис. 17.4, а, б). В шве бетонирования 2 или монолитном стыке сборных секций ее стыкуют специальными устройствами (рис. 17.4, б, в). Возможно также размещение их внахлестку, что исключает необходимость их стыковки. При навесном бетонировании арматурные пучки или стержни располагают в верхней зоне (рис. 17.4, 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. 17.4, 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 специальным инъекционным раствором.

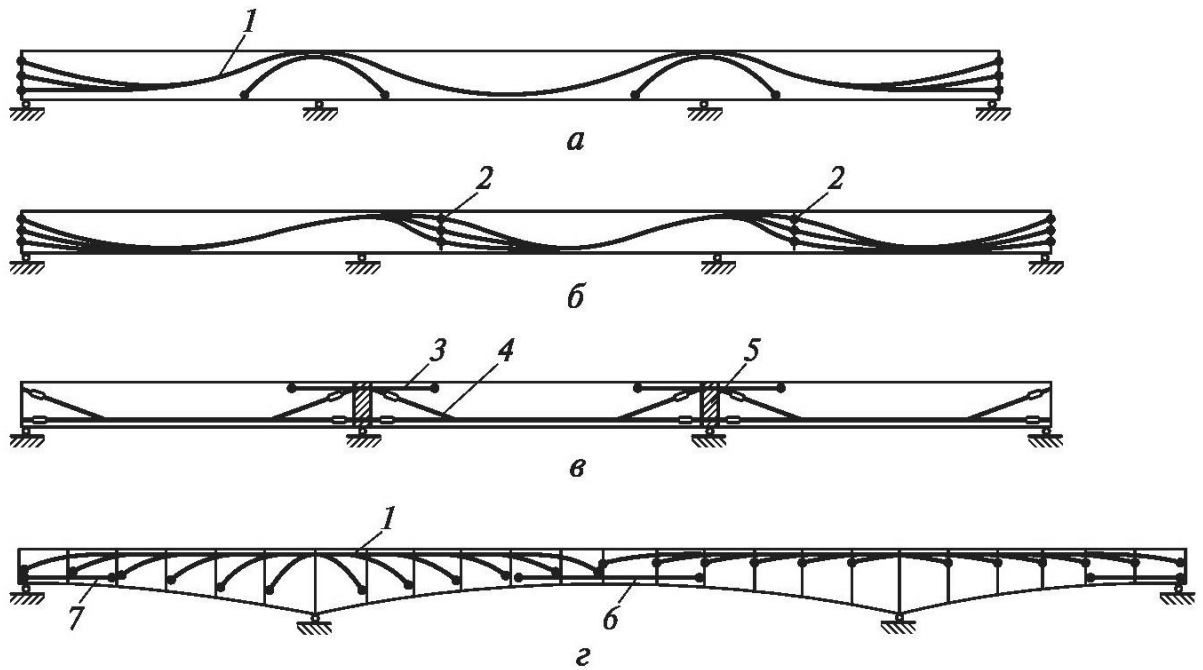


Рис. 17.4. Варианты схем (а-г) армирования напрягаемой арматурой:

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

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.

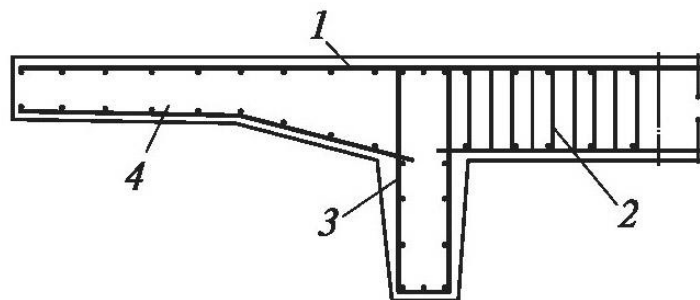


Рис. 17.5. Схема армирования плитно-ребристого поперечного сечения ненапрягаемой арматурой: 1 - верхняя сетка плиты проезжей части; 2 - продольная арматура и хомуты поперечного ребра; 3 - арматурный каркас продольной балки; 4 - нижняя сетка консолей проезжей части

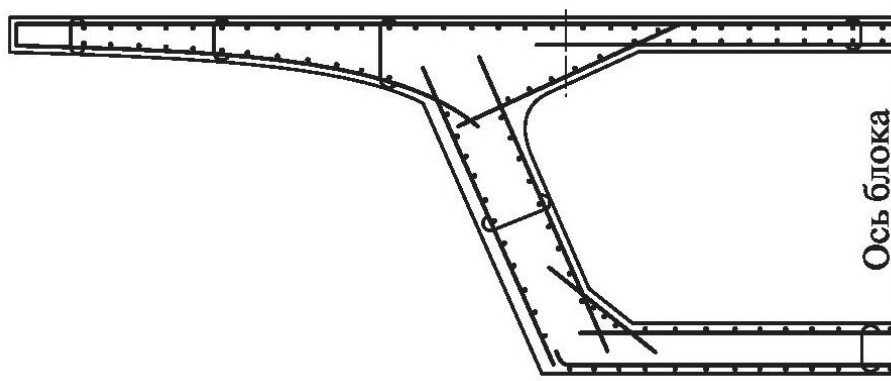


Рис. 17.6. Армирование коробчатого поперечного сечения ненапрягаемой арматурой

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 арматура верхней плиты между ребрами в зоне положительных моментов и верхняя арматуры в консоли плиты в зоне отрицательных моментов. Остальная арматура является конструктивной.

Напрягаемые элементы допускается стыковать специальными узлами, называемые куплерами. Отечественное стыковочное устройство У АСО-19 для стыкования пучков из 19 канатов выполнено в виде единой круглой опорной плиты (рис. 17.7), 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.

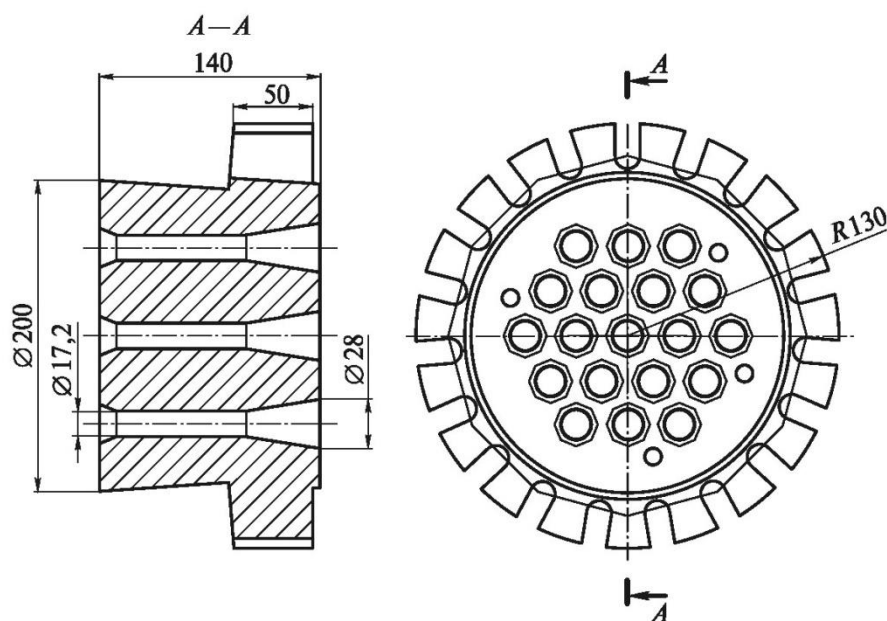


Рис. 17.7. Конструкция отечественного куплера УАСО-19 для стыкования пучков из 19 канатов

Тема 18. Опорные части железобетонных балочных мостов

Опорные части передают опорные реакции от несущей конструкции на опоры в заданном месте. Кроме того, опорные части обеспечивают поворот и линейные смещения балок пролетного строения при их прогибе от действия подвижных нагрузок, а также продольные и поперечные смещения концов балок, возникающие в результате температурных деформаций пролетного строения.

Различают подвижные и неподвижные опорные части.

Плитные пролетные строения с пролетами до 9 м можно укладывать на опоры через ленточные опорные части, выполняемые из слоя теплостойкой и светоозоностойкой резины толщиной до 20 мм. Силы трения по контакту с бетоном опор и пролетных строений исключают смещение ленты по этим плоскостям, поэтому перемещения происходят только за счет поперечных деформаций в ленте.

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. 18.1). Толщина прокладок 2 мм, резины - до 25 мм. Армирование резины листами в процессе ее вулканизации увеличивает ее несущую способность в 3 - 5 раз за счет сокращения поперечных и вертикальных деформаций.

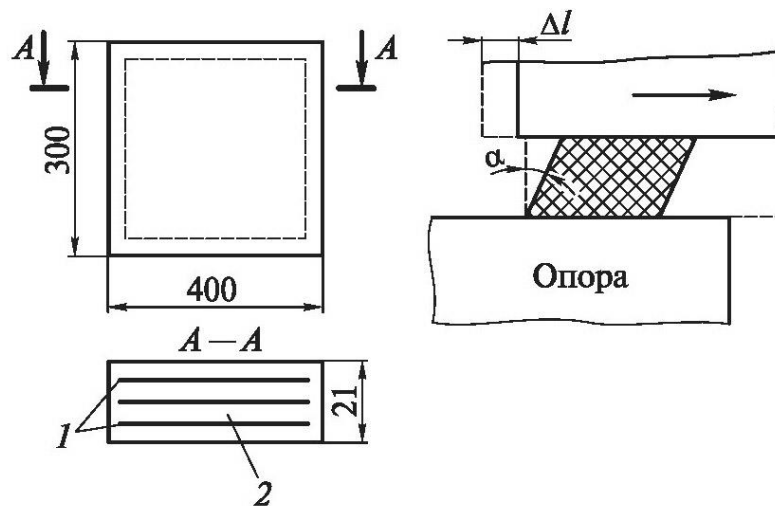


Рис. 18.1. Резино-металлическая опорная часть:
1 - стальной лист; 2 - резина

Для балочных пролетных строений длиной 18 – 33 м разработаны в соответствии с требованиями СТБ 1165-2016 и широко применяются в мостостроении РБ опорные части из литьевого полиуретана (рис. 18.2)

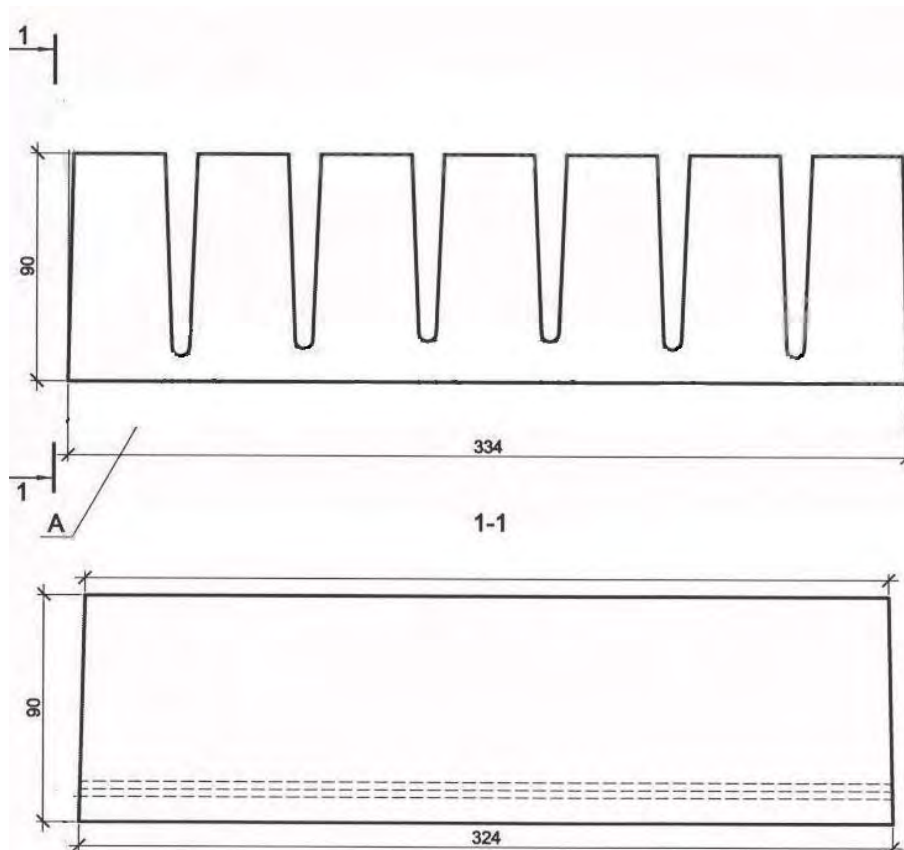


Рис. 18.2 Опорные части из литьевого полиуретана

Полиуретановые опорные части подразделяют на виды:
ЛПЧ — линейно-подвижные полиуретановые опорные части;
ЛППЧ — линейно-подвижные плитные полиуретановые опорные части;

ППЧ — подвижные полиуретановые опорные части;
НПЧ — неподвижные полиуретановые опорные части.

Стаканная опорная часть (рис. 18.3) 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 1000 кгс/см².

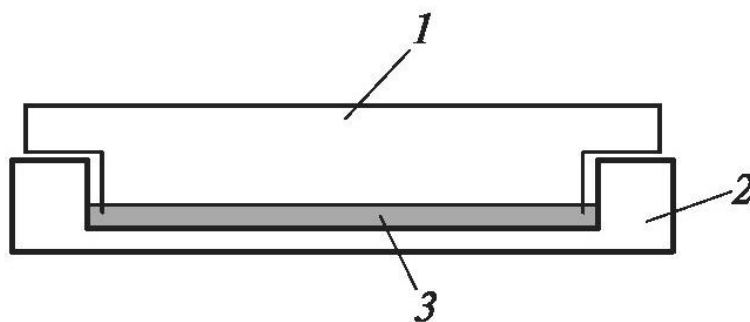


Рис. 18.3. Элементы опорной части стаканного вида:
1 - стальная крышка; 2 - стальная обойма; 3 - резиновая прокладка

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 стаканных меньше в 8-10 раз, а высота в 5 - 8 раз.

В комбинированной опорной части (рис. 18.4) 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.

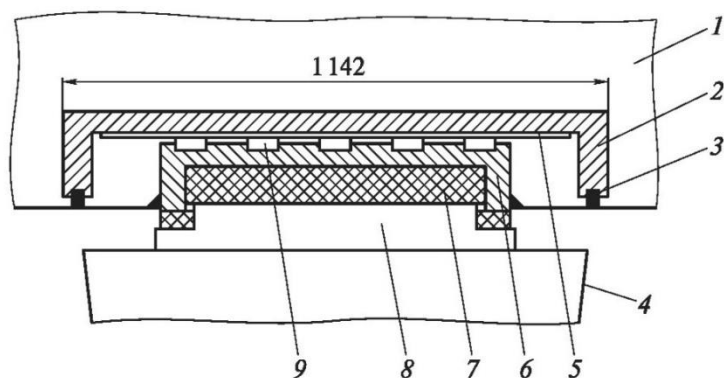


Рис. 18.4. Элементы комбинированной опорной части:
 1 - пролетное строение; 2 - стальная крышка; 3 - резиновая уплотняющая прокладка; 4 - опора; 5 - полированный лист из нержавеющей стали; 6 - стальная обойма; 7 - резиновая прокладка; 8 - стальная опорная плита; 9 - фторопласт

На рис. 18.5 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. 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.

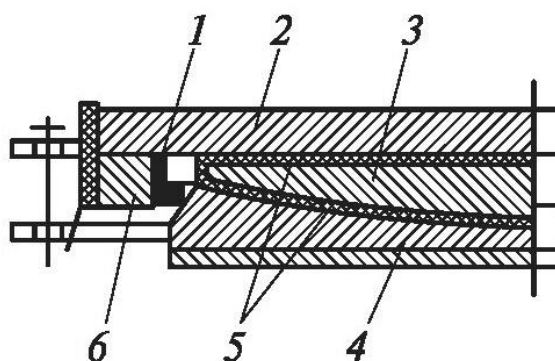


Рис. 18.5. Конструкция шаровой сферической линейно-подвижной опорной части (ШСОЧ - ЛП): 1 - пара трения; 2 - скользящая плита; 3 - верхний балансир (шаровой сегмент); 4 - нижний балансир; 5 - фторопластовый диск, ушки для транспортировки; 6 - направляющая

Тема 19. Основы расчета преднапряженных пролетных строений

Расчет по I группе предельных состояний

Расчет балки на прочность по нормальному сечению

Расчет основан на подборе и проверке достаточности продольной предварительно напряженной арматуры в нижнем уширении балки ПС по длине балки действию момента в рассматриваемых сечениях. Назначается максимальное количество пучков преднапряженной арматуры в пролете, затем определяется положение центра тяжести арматуры - a_p и рабочая высота сечения балки – h_0 (рис . 19.1) :

$$a_p = \frac{n_{1\text{ряд}} \cdot x_1 + n_{2\text{ряд}} \cdot x_2 + n_{3\text{ряд}} \cdot x_3 + \dots + n_{i\text{ряд}} \cdot x_i}{n}$$

$$h_0 = h - a_p.$$

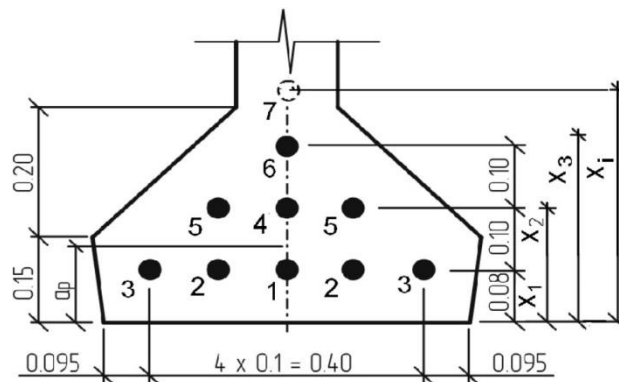


Рис. 19.1. Схема расположения пучков арматуры

Определяют высоту границы сжатой зоны бетона. Определяют условие $M' \leq M_h$ при выполнении которого «нейтральная ось» будет проходить по плите пролетного строения, где :

$$M_{h_f} = R_b b_f^l h_f^l (h_0 - 0.5h_f^l)$$

Для определения высоты сжатой зоны x воспользуемся результатами определения максимальных расчетных усилий и значением A_0 .

$$A_0 = \frac{M^I}{R_b b_f h_0^2} \quad \rightarrow \xi = , \quad \eta = ,$$

$$x = \xi h_0 \quad x \leq h_f^l.$$

Площадь сечения арматуры в рассматриваемом сечении:

$$A_{sp}^{проб} = \frac{M^I}{R_p h_0 \eta}.$$

Количество проволок в каждом пучке :

$$n_{s1} = \frac{A_{sp}^{проб}}{n \cdot A_{s1}}$$

где A_{s1} – площадь одной проволоки, n_{s1} – кратно 4 (по технологическим свойствам оборудования для создания предварительного натяжения пучков).

Действительная площадь напрягаемой арматуры :

$$A_{sp} = n_{s1} \cdot n \cdot A_{s1}$$

После подбора действительной площади напрягаемой арматуры проводят проверку прочности по принятому армированию. Для этого определяют границу сжатой зоны бетона и определяют условие прочности сечения $M_{ult} \geq M'$:

$$x = \frac{A_p \cdot R_p}{b_f^l \cdot R_b}$$

$$M^l \leq R_b b_f^l \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

Причем разница в процентах не должна быть более 10%.

$$\Delta = \frac{M_{ult} - M^l}{M^l} \cdot 100\%$$

Отрицательное значение Δ означает перегруз, который допускается в пределах : $|\Delta| \leq 5\%$.

С целью уменьшения изгибающего момента от усилия обжатия, растягивающего верхнюю зону балки (при натяжении на упоры), пучки в пролете «обрывают» (рис. 19.2). «Обрыв» пучков выполняется обмоткой концевых участков пучков промасленной плотной бумагой на битумной мастике, которая исключает сцепление пучков с бетоном.

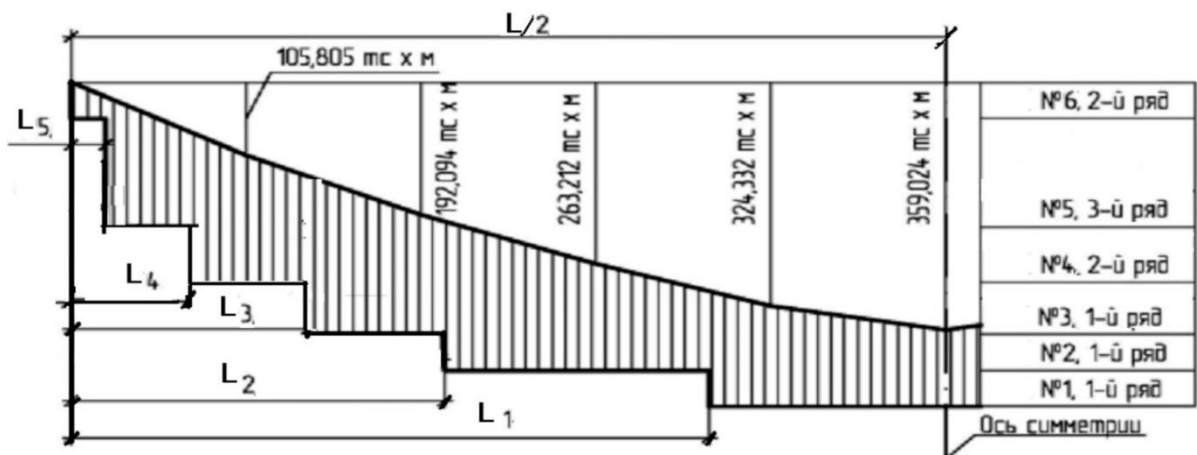


Рис. 19.2. Эпюра изгибающего момента

Расчет по прочности наклонных сечений должен производиться с учетом переменности сечения: на действие поперечной силы между наклонными трещинами и по наклонной трещине на действие поперечной силы.

Задаются диаметром (площадью сечения хомутов – A_{sw}), шагом хомутов (S_w) в стенке балки опорного ($b=26$ см) и приопорного ($b=26-16$ см) участка и производят проверку прочности по сжатому бетону между наклонными трещинами:

$$Q_i \leq 0,3\varphi_{w1}\phi_{b1}R_bbh_0,$$

где Q_i – поперечная сила на расстоянии не ближе h_0 от оси опоры ; ϕ_{b1} – определяется по формуле : $\phi_{b1} = 1 - 0,01R_b$, где расчетное сопротивление R_b [Мпа]; φ_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов

$$\phi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w \leq 1,3,$$

где $\eta=5$ – при хомутах, нормальных к продольной оси элемента,

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS_w} ; n_1 = \frac{E_s}{E_b}$$

– отношение модулей упругости арматуры и бетона, A_{sw} – площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости; S_w – расстояние между хомутами по нормали к ним; b – толщина стенки (ребра); h_0 – рабочая высота сжатой зоны бетона.

После подбора ветвей хомутов в сечениях балки проводят проверку прочности наклонного сечения по поперечной силе (рис. 19.3):

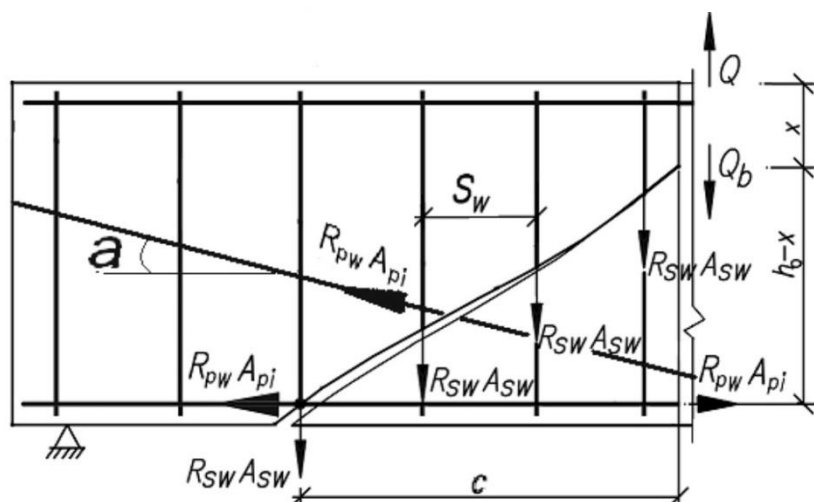


Рис. 19.3. Схема расчета хомутов нормальных к оси балки

Сначала определяем Q_b – поперечное усилие, передаваемое в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения:

$$Q_b = \frac{2 \times R_{bt} \times h_0^2 \times b}{c}$$

где c – проекция наклонного сечения на горизонтальную ось, R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению. При расчетах $h_0 \leq c \leq 2h_0$, так, что тангенс угла наклонного сечения равен $c = 2h_0$ и

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h_0}{c}$$

При этом необходимо выполнять условие:

$$Q_b \leq m \times R_{bt} \times b \times h_0.$$

где m – коэффициент условия работы, примем $m = 1,3$.

Q'_w – усилия, воспринимаемые горизонтальной арматурой. Для нормального сечения эта величина определяется выражением [кгс]:

$$Q'_w = 1000 A_w^r K.$$

где A_w^r – площадь преднапряженной продольной арматуры в см^2 ; K – коэффициент, определяемый в соответствии с СН 3.03.02-2019.

$\sum R_{sw} A_{sw}$ – усилие, воспринимаемое хомутами (сетки ребра балки):

$$\sum R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c = \frac{m_a 4 R_s A_{sw}}{s_w} 2h_0,$$

где $R_{sw} = m_a 4 R_s$ – расчетное сопротивление выбранного класса поперечной арматуры (хомутов); A_{sw} – площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости (ряду); \sum – по всем рядам поперечной арматуры, приходящихся на наклонное сечение с проекцией C . Конструктивно количество ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости должно быть n_s . Целое количество рядов для наклонного сечения с проекцией C (S_w):

$$m = \left| \frac{Q - Q_b - Q'_w}{R_{sw} A_{sw}} \right|.$$

Для создания каркаса армирование выполняют с минимальным диаметром хомутов 12 мм, шагом: в пределах приопорных участков длиной, равной 1/4 пролета, считая от оси опоры – 10 см; на среднем участке плиты длиной, равной 1/2 пролета – не более 20 см.

Определение величины и точки приложения усилия предварительного обжатия

Для определения величины и точки приложения усилия предварительного обжатия, необходимо вычислить геометрические характеристики приведенного сечения (без учета стыка омоноличиванием)

для середины пролета и на расстоянии 1,5 м от торца балки, а также полученные потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре балки пролетного строения.

Балка с натяжением на упоры (рис. 19.4)

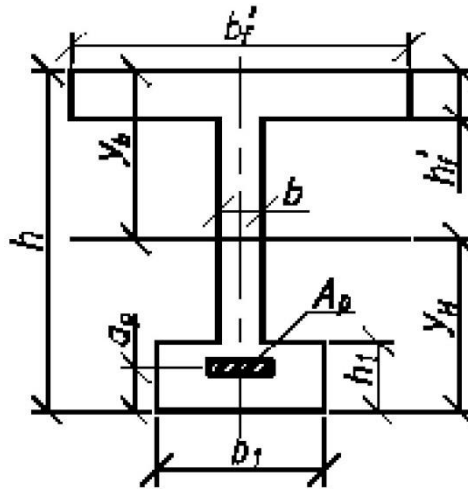


Рис. 19.4. Приведенное сечение балки с натяжением на упоры

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = (b'_f - b)h'_f + bh + (b_1 - b)h_1 + \frac{E_p}{E_b} A_p.$$

Статический момент сечения относительно нижней грани сечения балки:

$$S_x = \frac{bh^2}{2} + (b'_f - b)h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) + \frac{(b_1 - b)h_1^2}{2} + \frac{E_p}{E_b} A_p a_p.$$

Расстояние от низа балки до центра тяжести сечения:

$$y_H = \frac{S_x}{A_{red}},$$

$$y_b = h - y_H.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения:

$$J_{red} = \frac{b \cdot y_H^3}{3} + \frac{b \cdot y_b^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h_f^3}{12} +$$

$$+ (b'_f - b)h'_f \left(y_b - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{(b_1 - b)h_1^3}{12} +$$

$$+ (b_1 - b)h_1 \left(y_H - \frac{h_1}{2} \right)^2 + \frac{E_p}{E_b} A_p (y_H - a_p)^2.$$

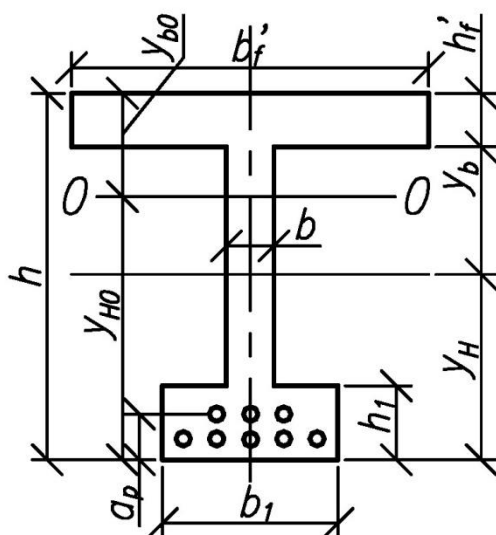


Рис. 19.5. Приведенное сечение балки с натяжением на упоры

Первая стадия работы

Площадь сечения ослабленного каналами:

$$A_o = (b'_f - b)h'_f + bh + (b_1 - b)h_1 - A_k,$$

где A_k – площадь сечения каналов.

Статический момент относительно низа балки:

$$S_o = (b'_f - b)h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) + \frac{bh^2}{2} + \frac{(b_1 - b)h_1^2}{2} - A_k a_p.$$

Расстояние от низа балки до центра тяжести ослабленного сечения:

$$y_{но} = \frac{S_o}{A_o} \quad y_{бо} = h - y_{но}.$$

Момент инерции приведенного сечения ослабленного каналами:

$$J_o = \frac{by_{но}^3}{3} + \frac{by_{бо}^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h_f^3}{12} + (b'_f - b)h'_f \left(y_{бо} - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{(b_1 - b)h_1^3}{12} + (b_1 - b)h_1 \left(y_{но} - \frac{h_1}{2} \right) - A_k (y_{но} - a_p)^2.$$

Вторая стадия работы

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = A_o + \frac{E_p}{E_b} A_p.$$

Статический момент сечения относительно оси 0-0:

$$S_o = \frac{E_p}{E_b} A_p (y_{но} - a_p).$$

Расстояние от оси 0-0 до оси 1-1, приведенного сечения:

$$C = \frac{S_o}{A_{red}}.$$

Расстояние от низа и верха балки от оси 1-1:

$$y_n = y_{но} - c \quad y_b = y_{бо} + c.$$

Момент инерции приведенного сечения :

$$J_{red} = \frac{by_n^3}{3} + \frac{by_b^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h_f'^3}{12} + (b'_f - b)h_f'(y_b - \frac{h_f'}{2})^2 + \frac{(b_1 - b)h_1^3}{12} + (b_1 - b)h_1(y_H - \frac{h_1}{2})^2 + \frac{E_p}{E_b} A_p (y_H - a_p)^2.$$

Вычисление потерь предварительного напряжения арматуры.

Начальная величина предварительного напряжения в арматуре без учета потерь – σ_{p1} не должна превышать – R_p .

$$\sigma_p = 0,9R_p.$$

Напряжение в элементах предварительно напряженных конструкций следует принимать по контролируемому усилию за вычетом:

первых потерь – на стадии обжатия бетона;

первых и вторых – на стадии эксплуатации.

Таблица 19.1

Первые потери - [$\sigma_{пот.1}$]:	Вторые потери - [$\sigma_{пот.2}$]:
– релаксации напряжений в арматуре - σ_1	– релаксации напряжений в арматуре - σ_1
– температурного перепада – σ_2	– усадка бетона при натяжении - σ_7
– деформации анкеров - σ_3	– ползучесть бетона - σ_8
– трения арматуры - σ_4	– деформация обжатия стыков между блоками - σ_{10}
– деформации стальных форм - σ_5	
– быстроснатекающая ползучесть - σ_6	

Полные потери:

$$\sigma_{пот.1} + \sigma_{пот.2}$$

Величина предварительного напряжения с учетом полных потерь:

$$\sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{пот.1} - \sigma_{пот.2}$$

Величина усилия обжатия:

$$P_p = \sigma_p A_p$$

Расчет балки пролетного строения по II группе предельных состояний

Расчет на образование трещин в середине пролета балки в стадии эксплуатации

Расчет выполняют на нормативные нагрузки по второй схеме нагружения АК с нагрузкой на тротуары, на выполнение условия предельных значений растягивающих напряжений в бетоне от действия нагрузок в стадии эксплуатации (M_n).

Величина усилия обжатия, с учетом первых и вторых потерь и коэффициента точности натяжения 0,9, составляет: $P_{p2} = 0,9 P_p$. Геометрические характеристики сечения принимаем с учетом сечения продольных швов замоноличивания : A_{red} , J_{red} , e_{0p} .

Величина растягивающего напряжения в бетоне у нижнего края сечения:

$$\sigma_{bp} = \frac{(M_n - P_{p2}e_{op})y_n}{J_{red}} - \frac{P_{p2}}{A_{red}},$$

где e_{op} – расстояние от центра тяжести до равнодействующей усилия обжатия:

$$e_{op} = y_n - a_p,$$

где e_{op} - расстояние от нижней поверхности балки до точки приложения равнодействующей P_{p2} .

Предельное значение растягивающих напряжений в бетоне для преднапряженных конструкций по 2б категории трещиностойкости составляет: $\sigma_{bp} \leq 1,4R_{bt,ser}$ то есть при выполнении данного условия трещины не образуются и расчет по раскрытию трещин не требуется.

Расчет балки по раскрытию трещин в нижней части сечения балки в середине пролета

Расчет сводится к удовлетворению предельного допуска расчетных значений ширины раскрытия трещины для данной конструкции:

$$a_{cr} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \times \psi \leq \Delta l_{cr},$$

где $\Delta\sigma_p$ – приращение растягивающего напряжения в напрягаемой арматуре, возникающего после снижения под временной нагрузкой предварительного сжимающего напряжения в бетоне до нуля; E_p – модуль упругости арматуры; $\psi = 0.35R_r$ – радиус армирования конструкции арматурой; Δl_{cr} – предельная ширина раскрытия трещины для конструкции;

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{pt}}{\mu_p},$$

где σ_{pt} – растягивающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести от действия постоянных и временных нагрузок (M_n); μ_p – коэффициент приведения площади арматуры к площади растянутого бетона $\mu_p = A_p/A_{bt}$;

$$\sigma_{pt} = \frac{(M_n - P_{p2}e_{op})y}{J_{red}} - \frac{P_{p2}}{A_{red}},$$

где y – расстояние от центра тяжести балки до центра тяжести растянутого бетона:

$$y = y_n - y_{n,bt}$$

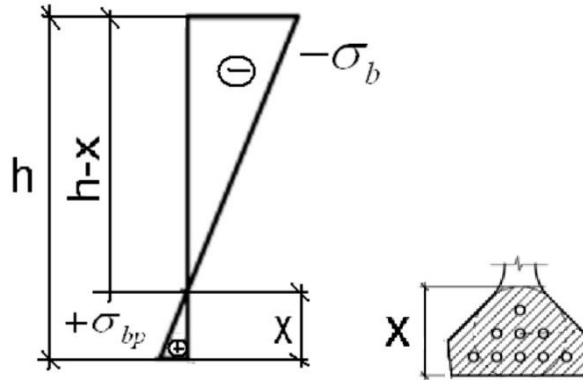
где $y_{n,bt}$ – расстояние от нижней грани до центра тяжести растянутого бетона.

Для определения положения $y_{n,bt}$ построим эпюру напряжений в сечении по граничным значениям растягивающих напряжений в бетоне на уровне

нижнего края сечения - σ_{bp} и величину сжимающих напряжений у верхнего края сечения балки - σ_p :

$$\sigma_b = \frac{P_{p2}e_{0p} - M_n}{J_{red}} - \frac{P_{p2}}{A_{red}}$$

Распределение нормальных напряжений по сечению балки примем линейными (рис. 19.6), высоту растянутого бетона X определяем по теореме подобия треугольников.



Положения $y_{n,bt}$ определяются следующей формулой:

$$y_{n,bt} = \frac{S_{bt}}{A_{bt}},$$

где S_{bt} – статический момент относительной нижней растянутой грани бетона;

A_{bt} – площадь растянутой зоны бетона (x).

Радиус армирования преднапряженной арматурой уширения балки пролетного строения в середине пролета:

$$R_r = \frac{A_{bt}}{\sum \beta n d},$$

где $\beta = 0,65$; n – число пучков; d – диаметр пучка.

Расчет прогиба балки в стадии эксплуатации

Прогибы, углы поворота и продольные перемещения вычисляются численными приемами по формулам строительной механики в зависимости от кривизны элементов $1/\rho$, а также относительных продольных перемещений.

Прогиб f следует определять по формуле

$$f(\alpha) = \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x$$

здесь $1/\rho(x)$ – кривизна элемента в заданном участке (x) от действующих нагрузок $M(x)$, в котором определяется прогиб. Полная кривизна изгибаемого элемента определяется по формуле:

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_4,$$

где $\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \left(\frac{Mg}{Bg}\right)_1$ – кривизна от действия постоянной нагрузки с учетом

образования трещин и ползучести бетона; $\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \left(\frac{Mv}{B}\right)_2$ – кривизна от действия

кратковременной нагрузки с учетом образования трещин;

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \left(\frac{Mp}{Bp}\right)_3$ – кривизна от действия предварительного обжатия (выгиб);

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_4$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия; $\bar{B}^*_g, \bar{B}, \bar{Bp}$ – жесткость сечения. При ширине раскрытия трещин в бетоне не более

0,015 см жесткость \bar{B}^*_g, \bar{B} можно определять по формуле: $B = 0,8 E_b I_b$, где E_b – модуль упругости бетона; I_b – момент инерции бетонного сечения плиты.

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \left(\frac{Mg}{Bg}\right)_1 = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{0,8 E_b \cdot I_{red}};$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \left(\frac{Mv}{B}\right)_2 = \frac{M_{max}''}{0,8 E_b \cdot I_{red}};$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \left(\frac{Mp}{Bp}\right)_3 = \frac{P_{p2} \cdot e_{op}}{0,8 E_b \cdot I_{red}};$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0}.$$

где φ_{b2} – коэффициент условия работы для тяжелого бетона, ε_b и ε'_b – относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия, и определяемые на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры $\varepsilon_b = \sigma_b / E_p$ и крайнего сжатого волокна бетона $\varepsilon'_b = \sigma'_b / E_p$. Значения $\sigma_b = \Sigma \sigma_6 + \sigma_7 + \sigma_8$, а σ'_b – то же для напрягаемой арматуры $A_{p'}$, если она имеется на уровне крайнего сжатого волокна.

Прогиб балки пролетного строения в середине пролета от действия постоянных и временных нагрузок с учетом всех преобразований получим для схемы загрузения № 1:

$$f = \frac{1}{\rho} (S) \cdot L_p^2 = \left(\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_4\right) \left(\frac{5}{48}\right) \cdot L_p^2 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 \left(\frac{1}{12}\right) L_p^2 \leq [f],$$

где S – коэффициент характера загрузения; $[f]$ – предельно допустимый прогиб конструкции/

Тема 20. Опоры балочных мостов

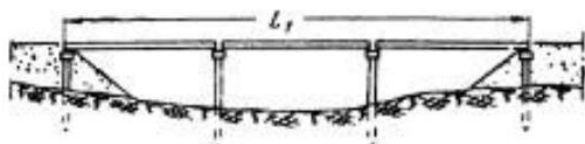
Все опоры железобетонных мостов условно делятся на две группы:
Гибкие опоры – как правило свайные с верхним ростверком, имеют возможность деформации в направлении вдоль пролётного строения.



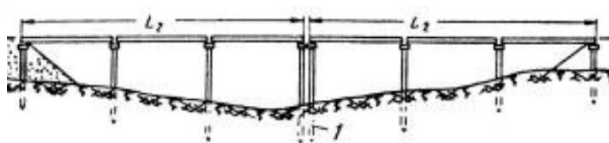
Массивные опоры – более жёсткие в направлении вдоль и поперёк пролётного строения.



В случае применения гибких опор мосты подразделяются по типу на:



Односекционные



Двухсекционные



Многосекционные

В состав каждой секции соответственно могут входить, например, опоры: двухрядные (более жёсткие в направлении вдоль пролётного строения

для восприятия нагрузок от температурных деформаций, разгона и торможения транспортных средств) и однорядные.

По типу промежуточные опоры делят на:

1. свайные однорядные
2. свайные двухрядные
3. свайные с промежуточной насадкой
4. стоечные на свайном ростверке
5. опоры-стенки
6. безростверковые опоры из спаренных свай
7. двухъярусные свайные опоры
8. опоры-стенки из Ж/Б шпунта

Береговые опоры по типу делят на:

1. свайные однорядные и двухрядные обсыпные
2. свайные со шкафной стенкой
3. стоечные со шкафной стенкой

Свайные опоры при наличии ледохода защищаются ледорезами. Ледорезы для однорядных опор представляют собой отдельно стоящую сваю, а для многорядных – куст отдельно стоящих свай, объединённых ростверком. Ледорезные сваи часто усиливаются с верховой стороны металлическим уголком.

Типы опор путепроводов:

1. стоечные из укрупнённых элементов
2. из оболочек, заполненных бетоном
3. одностолбчатые
4. V-образные

Массивные опоры применяются при больших пролётах и большой толщине льда при ледоходах.

Типы промежуточных массивных опор «быков»

1. сплошной бык
2. двухуровневый городского типа
3. бык с консолью
4. бык с отдельными столбами

Массивные крайние опоры называются Устоями, которые различают на:

1. устои с обратными стенками
2. обсыпные устои
3. устои с откосными крыльями
4. рамные устои

Тема 21. Расчет мостовых опор

К основным нагрузкам, действующим на опоры мостов, относятся:

1. собственный вес конструкций
2. боковое давление грунта
3. гидростатическое давление
4. горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы
5. горизонтальные поперечные удары подвижного состава
6. горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги
7. ветровая нагрузка
8. ледовая нагрузка
9. нагрузка от навала судов
10. нагрузки от реактивного усилия деформированных опорных частей

Расчёт опор ведётся по первой и второй группам предельных состояний с проверкой прочности, устойчивости и трещиностойкости железобетонных элементов мостовых опор. Как правило опоры представляют из себя рамные статические неопределимые системы, усилия в которых удобно определять с использованием автоматизированных расчётных комплексов.

Расчёт опорных частей и выбор их типа-размера выполняется на основании данных о величине температурных деформаций пролётного строения и величины расчётной вертикальной нагрузки, передаваемой пролётным строением.

Глава IV. Железобетонные мосты арочной, рамной и комбинированной систем

Тема 22. Основные системы арочных мостов

Арочные мосты можно разделить по конструкции арочной части на:



Мосты со сводами



Мосты с отдельными арками

В зависимости от расчётной схемы арочные мосты могут иметь шарнирные узлы, которые могут выполняться:

1. несовершенными в виде ослабления армирования
2. со свинцовыми прокладками
3. стальными с цилиндрическими вкладышами

Трёхшарнирные расчётные схемы арочных мостов выполняются с двух арочных дисков, которые различают на:

1. сплошные арочные диски
2. облегчённые арочные диски

При возведении арочных мостов навесным способом, когда отсутствует возможность установки каких-либо временных конструкций под пролётом, используют арки с жёсткой арматурой, которая представляет собой стальные фермы с продольными и поперечными связями. После сборки металлического «ядра» арки на него крепятся элементы опалубки и производится бетонирование.

Арочные мосты комбинированных систем подразделяются на:

1. безраспорные
 - гибкая арка с балкой жёсткости системы Лангера
 - жёсткая арка с гибкой затяжкой
 - гибкая арка с балкой жёсткости системы Аствацатурова
 - жёсткая арка с гибкой затяжкой системы Нильсена
2. распорные
 - гибкая арка с балкой жёсткости системы Консидера
 - жёсткая арка с наклонными подвесками

Промежуточные опоры арочных подразделяются на:

1. опоры со сплошным заложением от пят до уровня проезжей части
2. опоры с проёмом в верхней части
3. опоры с облегчённой верхней частью

Устои (береговые опоры) арочных мостов подразделяются на:

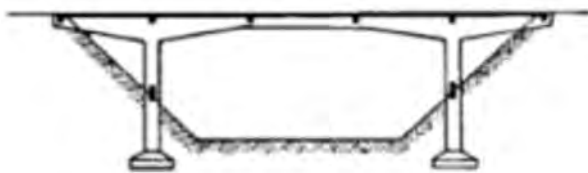
1. устои с наклонной подошвой фундамента
2. устои с горизонтальной подошвой фундамента
3. устои на свайном фундаменте
4. с подошвой фундамента уступами
5. кессонный фундамент

Тема 23. Рамные мосты

Основной особенностью рамных мостов является то, что опоры жёстко объединены с пролётным строением и работают совместно. За счёт этой особенности расчётной схемы максимальный изгибающий момент в конструкции снижается, но при этом перемещается из середины пролёта в узел сопряжения опоры и пролётного строения. Расчёт конструкции усложняется, при этом материалоемкость конструкции снижается.

Рамные мосты различают на:

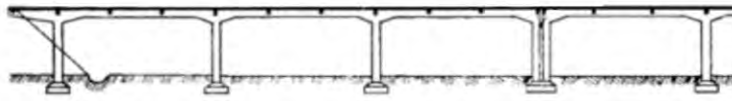
1. однопролётные безшарнирные с гибкими опорами



2. однопролётные порталные рамы



3. многопролётные с гибкими стойками



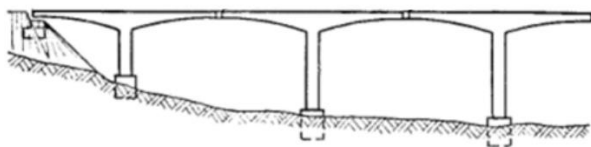
Мосты рамно-неразрезной системы Журавлёва активно применяются публики на территории Республики Беларусь. Таки сооружения имеют сборно-монолитную конструкцию и собираются оз отдельных элементов опор и балок пролётного строения.



Тема 24. Рамные мосты с предварительно напряженной арматурой

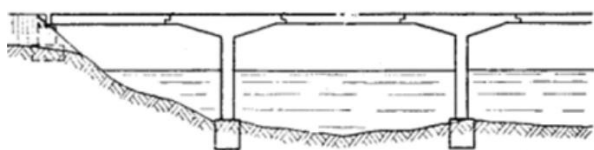
Рамные мосты с преднапряжённой арматурой имеют большую величину пролётов и позволяют решать проблему трещиностойкости железобетонных конструкций. Преднапрягаемая арматура всегда располагается со стороны растягивающего усилия, возникающего при изгибе. Таким образом в рамных мостах преднапрягаемая арматура, как правило, опускается к нижней части поперечного сечения в центре пролёта и поднимается у опор.

Мосты рамно-консольной системы представляют из себя цепочку из Т-образных рам, объединённых между собой продольно подвижными шарнирами.



В этом случае преднапрягаемая арматура располагается в верхней части поперечного сечения, что упрощает конструкцию.

Мосты рамно-подвесной системы представляют из себя цепочку из Т-образных рам, между которыми располагаются обычные балочные пролёты, объединённые с рамами продольно подвижными шарнирами.



Такая конструкция позволяет ещё больше увеличить длину пролёта без существенного усложнения конструкции.

Тема 25. Железобетонные мосты комбинированных систем

Арочно-консольные мосты по сути своей представляют собой рамно-консольную систему, в которой консоли выполнены в виде половин арок.



При этом основной несущей частью консоли является сама дуга арки, жёстко объединённая с опорами. Верхняя же часть консолей просто формирует основание для проезжей части.

Вантовые мосты с железобетонной балкой жесткости имеют наиболее большие пролёты среди железобетонных мостов.



Балка жёсткости в свою очередь может быть выполнена в виде рамно-консольной, рамно-подвесной или неразрезной систем

Тема 26. Строительство железобетонных мостов

Различают сборные, сборно-монолитные и монолитные железобетонные конструкции. Для первых двух железобетонные элементы изготавливаются на

заводах и поэлементно транспортируются к месту монтажа. Сборные конструкции не объединяются между собой арматурным каркасом. Сборно-монолитные – объединяются каркасом и омоноличиваются между собой.

Качество конструкций заводского изготовления как правило выше из-за лучших условий обеспечения соблюдения технологического процесса.

В условиях Республики Беларусь все опоры как правило устраиваются на свайном основании. В зависимости от конструкции опор сваи объединяются ростверками или сборными/сборномонолитными насадками. На ростверк устанавливается само тело опоры и ригель. Пролётное строение опирается на свайную насадку или ригель через опорные части. Создание поперечного уклона проезжей части может производиться с использованием подферменников.

Способ монтажа пролётного строения выбирается в зависимости от длины пролёта и возможности доступа в конструкции в пролёте. Монтаж пролётного строения может выполняться поэлементно стреловым или шлюзовым краном, надвижкой, навесной сборкой и др.

Глава V. Металлические мосты

Тема 27. Общие сведения

Для начала стоит отметить, что геополитические условия Республики Беларусь не способствуют применению металлических мостов и металлических конструкций из-за отсутствия сырья. Металлические мосты применяются при длинах пролёта 42 и более метров или в особых случаях, когда это оправдано с архитектурной, или другой точки зрения. При перекрытии больших пролётов как правило применяются сталежелезобетонные неразрезные пролётные строения.

Тем не менее, металлические мосты обладают следующими достоинствами:

1. индустриальность
2. высокая скорость монтажа
3. высокий коэффициент несущей способности относительно массы и недостатками:
 1. склонность к коррозии
 2. большие расходы на эксплуатацию (чистка, окраска)
 3. дефицитность стали (для РБ)

При конструировании пролётных строений мостов применяется следующие специальные марки стали: 16Д, 15ХСНД, 10ХСНД и 09Г2С. При выборе марки стали, помимо прочности обращают большое внимание на выносливость стали при большом количестве циклов нагружения-разгружения и коррозионную стойкость.

В отличие от деревянных и железобетонных конструкций металл имеет одинаковые механические характеристики как на сжатие, так и на растяжение, что упрощает проектирование. С другой стороны, все металлические конструкции являются тонкостенными, что выносит на первый план вопросы общей и местной устойчивости конструкций.

При проектировании мостов используется как листовая, так и фасонный прокат. К фасонному прокату относятся двутавры, швеллера, уголки, трубы и др.

По статической схеме металлические мосты различают на:

1. балочные
2. арочные
3. висячие
4. комбинированные

5. рамные

Тема 28. Мостовое полотно металлических мостов

Мостовое полотно металлических мостов включает в себя:

1. балочную клетку
2. ездовое полотно
3. тротуары
4. ограждения
5. деформационный шов
и др.

Ездовое полотно металлических мостов может выполняться:

1. деревянным
2. железобетонным
3. металлическим

Покрытие железобетонного и металлического ездового полотна выполняется с применением гидроизоляции, защитного слоя гидроизоляции и асфальтобетонного покрытия.

По бокам от проезжей части располагаются тротуары, отделённые от проезжей части силовым удерживающим ограждением безопасности, а с другой стороны, перильным удерживающим ограждением. Ограничивающие ограждения на мостах не применяются.

Для предотвращения попадания воды на нижележащие несущие конструкции по всему мостовому полотну выполняется непрерывный гидроизоляционный ковёр, который находится под покрытием проезжей и проходной части. Для организации удаления воды с мостового полотна обязательно предусматриваются продольные и поперечные уклоны, а при необходимости лотки и водоотводные трубки.

В тех местах, где несущие конструкции в связи с особенностями расчётной схемы имеют подвижные узлы выполняются деформационные швы. Основная их функция обеспечить неразрывность и герметичность гидроизоляционного ковра с сохранением сплошности и прочности покрытия мостового полотна.

Балочная клетка мостового полотна передаёт нагрузку от ездового полотна и тротуаров на главные балки пролётного строения. Как правило выполняется из прокатных двутавров. Элементы балочной клетки объединяются между собой и крепятся к главным балкам при помощи болтовых соединений.

Тема 29. Балочные металлические мосты

Балки пролётного строения металлических мостов как правило выполняют двутаврового или коробчатого поперечного сечения.



При проектировании металлических мостов применяют следующие статические схемы:

1. разрезные
2. неразрезные
3. консольные

Балки со сплошной стенкой применяют как правило в пролётных строениях с ездой поверху.

Поперечное сечение главных балок как правило выполняется сварным из листового проката. При этом два листа формируют верхнюю и нижнюю полки балки, а стенка формируется из одного или двух вертикально расположенных листов. Таким образом формируется двутавровое или коробчатое сечение. В некоторых случаях применяется два поясных листа сваренных между собой продольными швами.

Для обеспечения местной устойчивости стенки балки и свесов полки балки устанавливаются вертикальные, а при необходимости и горизонтальные диафрагмы. Диафрагмы также устанавливаются в местах объединения главных балок с другими элементами пролётного строения. При этом считается что сверлить отверстия для болтовых соединений в стенке и поясе главной балки нецелесообразно с точки зрения ослабления сечения. Поэтому все болтовые соединения с другими элементами выполняются через диафрагмы или другие фасонки и накладки.

Главные балки, их связи и балочная клетка разбивается на отдельные элементы, которые изготавливают на заводе, затем доставляют на строительную площадку и осуществляют их соединение. Соответственно все заводские соединения выполняются сварными, а монтажные на сварке или на высокопрочных болтах (фрикционные).

Тема 30. Сталежелезобетонные пролетные строения

Сталежелезобетонное пролётное строение это вариант балочного пролётного строения, в котором железобетонная плита проезжей части объединяется с балками пролётного строения для совместной работы. Таким образом железобетонная плита не только формирует основание для мостового полотна, но и воспринимает часть сжимающих усилий в центре пролёта. Объединение балок с плитой происходит при помощи упоров (стад-болтов), которые жёстко закрепляются при помощи сварки на верхнюю полку плиты, а затем омоноличиваются. Также могут использоваться и другие способы анкеровки плиты, такие как жёсткие металлические упоры из прокатного профиля, гнутые арматурные выпуски, закладные детали, высокопрочные болты и др. Основная идея совместной работы – предотвратить продольное смещение плиты относительно балок вдоль всего пролёта.



Помимо прочего плита в составе сталежелезобетонного пролётного строения помогает распределять сосредоточенные усилия в направлении поперёк пролёта, благодаря чему соседние балки лучше включаются в работу и «помогают» друг-другу.

После монтажа металлических балок сталежелезобетонного пролётного строения устраивается железобетонная плита и на этом этапе имеет большое значение этапность заливки этой плиты. Дело в том, что бетон деформируется во время схватывания что создаёт дополнительные напряжения в металлической части пролётного строения. А именно, при твердении происходит два противоположных процесса: бетон линейно расширяется от саморазогрева при твердении и при этом сжимается под действием эффекта усадки при твердении. Следует также учитывать и тот факт, что металлические балки деформируются под массой устраиваемой железобетонной плиты и напряжения в металлических балках «фиксируются»

после схватывания бетона, в то время как в бетоне напряжения условно остаются равны нулю.

В случае неразрезной статической схемы моста, как правило первым этапом устраиваются те участки плиты, которые находятся в сжатой зоне, т.е. в центре пролётов неразрезного пролётно-строя. Вторым этапом заливаются те участки, которые находятся в растянутой зоне – над опорами.

При необходимости, для искусственного регулирования усилий в сталежелезобетонных пролетных строениях используют преднапряжение, которое может быть реализовано тремя способами:

1. монтаж преднапряжённых стальных канатов на металлические балки пролётно-строя
2. предварительное напряжение Ж/Б плиты в надопорных зонах
3. создание предварительного напряжения в балках путём их поддомкрачивания или вывешивания

Тема 31. Расчет балок со сплошной стенкой

Расчёт мостовых балок со сплошными стенками принципиально не отличается от расчёта прочих металлических балок. Основное отличие – это множество вводимых в расчёты специальных коэффициентов.

После сбора нагрузок и определения усилий в элементах проводится проверка несущей способности по первой и второй группам предельных состояний.

Производится проверка на возникновение напряжений, превышающих предельные при действии изгибающего момента и поперечного усилия. Также проводится проверка балки на общую устойчивость и на местную устойчивость свесов полок и стенки балки. Проводится проверка балки по предельно допустимому прогибу под действием нормативных нагрузок. В некоторых случаях также проводится проверка выносливости (усталость металла при постоянном действии знакопеременных нагрузок).

При расчёте балок сталежелезобетонных мостов учитывается их совместное действие с плитой. Рассчитываются на прочность манкирующие устройства и сама плита сталежелезобетонного пролётно-строя.

Тема 32. Балочные пролетные строения со сквозными фермами

При большой высоте балочного пролётно-строя, при большой длине пролёта, целесообразно использовать балочные пролетные строения со сквозными фермами.

Пролетные строения со сквозными фермами могут быть как разрезными так и неразрезными, с ездой поверху или понизу, с параллельными или полигональными поясами.



Элементы ферм могут иметь поперечные сечения различной конфигурации. Чаще встречаются двутавровые сечения (двутавр повернут горизонтально) и коробчатые сечения. В коробчатых сечениях как правило предусматриваются отверстия для проветривания, для снижения вероятности возникновения коррозии.

Узлы и стыки элементов выполняются фрикционными на высокопрочных болтах как правило с накладками.

Для восприятия боковых и продольных нагрузок на пролётное строение между фермами устанавливаются верхние и нижние продольные горизонтальные связи, а также вертикальные поперечные связи. Связи могут выполняться с крестообразной, ромбовидной, или треугольной схемой расположения элементов. В качестве поперечного сечения для связей как правило принимают спаренные уголки.

Тема 33. Расчет пролетных строений со сквозными фермами

Как правило усилия в элементах ферм определяют при условии шарнирного соединения элементов между собой. Окончательное решение принимается на основании конструкции узлов соединения элементов.

Следовательно расчёт проводится преимущественно на осевое сжатие и растяжение элементов с проверкой по предельным растягивающим и сжимающим напряжениям. При расчёте следует учитывать различные ослабления сечений элементов отверстиями под болтовые соединения и вентиляционными отверстиями.

Как и в расчёте балок со сквозными стенками для элементов воспринимающие знакопеременные нагрузки выполняется расчёт на выносливость.

Кроме того, сжатые элементы обязательно следует проверять на общую устойчивость, с учётом характера закрепления концов элемента. При необходимости также проводится расчёт на местную устойчивость тонкостенных элементов поперечных сечений.

Особое внимание уделяется расчёту фрикционных болтовых соединений. Как правило фрикционное соединение выполняется равнопрочным с поперечным сечением соединяемых элементов с учётом его ослабления отверстиями. При расчёте по сортаменту выбирается конструктивно подходящий размер и класс прочности болтов, как правило диаметром 22 или 24 мм и для одного болта рассчитывается прочность одного болтоконтакта, а затем подбирается необходимое количество болтов.

Тема 34. Опорные части металлических балочных мостов

Для металлических балочных мостов из-за большой их ширины характерно обеспечение подвижности опорных частей не только в направлении вдоль пролёта, но и в направлении поперёк пролёта.

Современные тенденции развития проектирования мостов направлены на минимизацию количества деформационных швов в мостовых сооружениях, что влечёт за собой применение неразрезных или температурнонеразрезных пролётных строений. Что в свою очередь предполагает применение преимущественно шарнирных подвижных опорных частей.



Наиболее распространёнными опорными частями на территории Республики Беларусь сегодня являются полиуретановые опорные части. Однако номенклатура опорных частей ограничивается грузоподъёмностью в 140 тонн, что совсем немного, если речь идёт о металлических мостах больших пролётов. Поэтому в качестве опорных частей, в случае относительно

небольших вертикальных нагрузках и горизонтальных перемещениях, могут применяться резинометаллические опорные части. В случае же если требуется обеспечить большие горизонтальные перемещения при более высоких вертикальных нагрузках применяются металлические опорные части, опорные части балансирующего типа или секторные опорные части. В случае особо тяжёлых нагрузок применяются опорные части сферического типа.

Опорные части выбираются по величине расчётной вертикальной нагрузки и величине горизонтальных перемещений как правило из сортамента типоразмеров, предлагаемых производителем опорных частей. Однако в случае необходимости можно выполнить проектирование опорной части собственной конструкции с расчётом всех её элементов.

Тема 35. Металлические мосты арочной и комбинированной систем

Металлические мосты арочных систем можно разделить на мосты:

1. с ездой понизу
2. с ездой посередине
3. с ездой поверху

Выбор конкретной конструкции обуславливается высотой подмостового габарита и возможностями по устройству высокой насыпи на подходах к сооружению.

Металлические мосты комбинированных систем, по сути, представляют собой балочные разрезные или неразрезные статические расчётные схемы, усиленные арками. При этом арки могут выполняться как из сплошных сечений, так и в виде ферм.

Среди металлических мостов комбинированных систем отдельно стоит выделить мосты с гибкой аркой и балкой жёсткости у основания арки. Балка жёсткости монтируется к арке на подвески и может выполняться как со сплошной стенкой, так и в виде фермы.

Также встречаются конструкции неразрезных балочных пролётных строений, главный пролёт которых усилен гибкой аркой с подвесками и ездой понизу.

Конструкция жёсткой неразрезной балки может быть усилена полуарками с ездой поверху. Либо аркой с ездой посередине в центральном пролёте и полуарками в крайних пролётах.

Возможно усиление и гибкими арками с ездой поверху в случае применения пролётного строения в виде фермы.

Усиление балочных конструкций может выполняться как расположенными вертикально плоскими элементами арок, так и арками объединёнными продольными связями.

Тема 36. Висячие мосты

Мосты висячей статической схемы наиболее сложны в проектировании и строительстве, но при этом способны перекрывать наибольшие по длине пролёты. На сегодняшний день мост с самым большим пролётом в мире – мост Акаси-Кайкё в Японии с пролётом 1991 метр имеет как раз висячую конструкцию.



Различают следующие виды висячих мостов:

1. висячие мосты с кабелем или цепью

В этой конструкции балка жёсткости может крепиться к главному кабелю только через подвески или к центру главного кабеля непосредственно, а в остальных местах через подвески. Подвески могут выполняться как жёсткими, так и в виде стальных канатов.

Для повышения жёсткости пролётного строения также могут принять двухцепную систему Цаплин или систему с наклонным расположением подвесок.

Отдельно следует выделить висячие мосты безраспорной конструкции, когда главный кабель не закрепляется на береговых опорах, а крепится к концам пролётного строения.

Висячие мосты могут выполняться также прогопролётными.

2. висячие мосты с балкой жёсткости, поддерживаемой вантам

Ванты могут располагаться радиально по отношению к верху пилона, так и параллельно. Встречаются конструкции с односторонним расположением вант относительно пилона.

3. висячие мосты в виде вантовых ферм

Отличаются тем, что ванты формируют сложную систему растянутых элементов, распределяющих усилия. Выделяют вантовые системы Жискаляра

Пилоны висячих мостов различают на:

1. массивные пилон с жёстким закреплением у основания
2. качающиеся пилоны с шарниром у основания
3. железобетонные гибкие пилоны

Тема 37. Постройка металлических мостов

Сборка пролётных строений металлических мостов всегда выполняется поэлементно либо укрупнёнными модулями. Монтаж может осуществляться на временных подмостях, методом продольной или поперечной надвигки или др. Мосты висячих систем как правило сооружаются методом навесной сборки.

Элементы конструкции выполняются как правило сварными в заводских условиях, после изготовления всех элементов как правило на полигоне завода осуществляется контрольная сборка основных несущих элементов, для того чтобы выявить ошибки, которые могут быть допущены в проектной документации из-за которых вы просто не сможете собрать пролёт из элементов.

После контрольной сборки элементы вновь разъединяются и доставляются на строительную площадку. Здесь элементы собираются, в зависимости от способа монтажа, либо в укрупнённые модули, либо сразу в пролётное строение целиком.

Что касается изготовления элементов в заводских условиях, все конструкции свариваются из листового или фасонного проката. Листовой прокат раскраивается и нарезается на пластины и фасонки при помощи автоматизированных станков, как правило, плазменной резки. Фасонный прокат нарезается на нужные длины, после чего более детальная резка выполняется роботизированной «рукой» с плазменным резаком, которая отрезает элементы полком, выполняет отверстия и проводит прочие сложные операции. Также при необходимости может применяться гибка листовых и фасонных элементов.

Глава VI. Трубы

Тема 38. Общие сведения о трубах под насыпью

Трубы под насыпью можно разделить на три вида: для пропуска небольших естественных водотоков, для пропуска пешеходных потоков и для пропуска различного транспорта.

По материалу трубы различают на:

1. каменные
2. бетонные
3. железобетонные
4. металлические

По количеству отверстий водопропускные трубы различают на одно-, двух- и трёхочковые.

По форме поперечного сечения трубы различают на:

1. круглые
2. прямоугольные
3. овальные

Однако могут встречаться и более сложные сечения по очертанию напоминающие яйцо или прямоугольные с круглым сводом.

Водопропускные трубы могут быть металлическими гофрированными или железобетонными. Устройство труб происходит при строительстве дороги. Диаметр трубы, её длина, отметки расположения оголовков определяются проектной ситуацией и расчётом. На входе и выходе трубы из откоса производится укрепление откоса при помощи геосеки, наброски крупной гальки или щебня, бетонной плиткой или монолитным бетоном. Диаметры таких труб составляют как правило от 0,6 до 2 метров.



Выделяют следующие типы оголовков труб:

1. порталные
2. раструбные
3. воротниковые
4. обтекаемые

Трубы для пропуска пешеходных потоков имеют как правило прямоугольное сечение и собираются из готовых замкнутых звеньев. В этих трубах большое внимание уделяется гидроизоляции, которая как правило выполняется с наружной стороны.



Трубы для пропуска транспорта это достаточно большие сооружения они могут выполняться как каменными, так и металлическими. Металлические трубы собираются из отдельных гофрированных сегментов на болты.

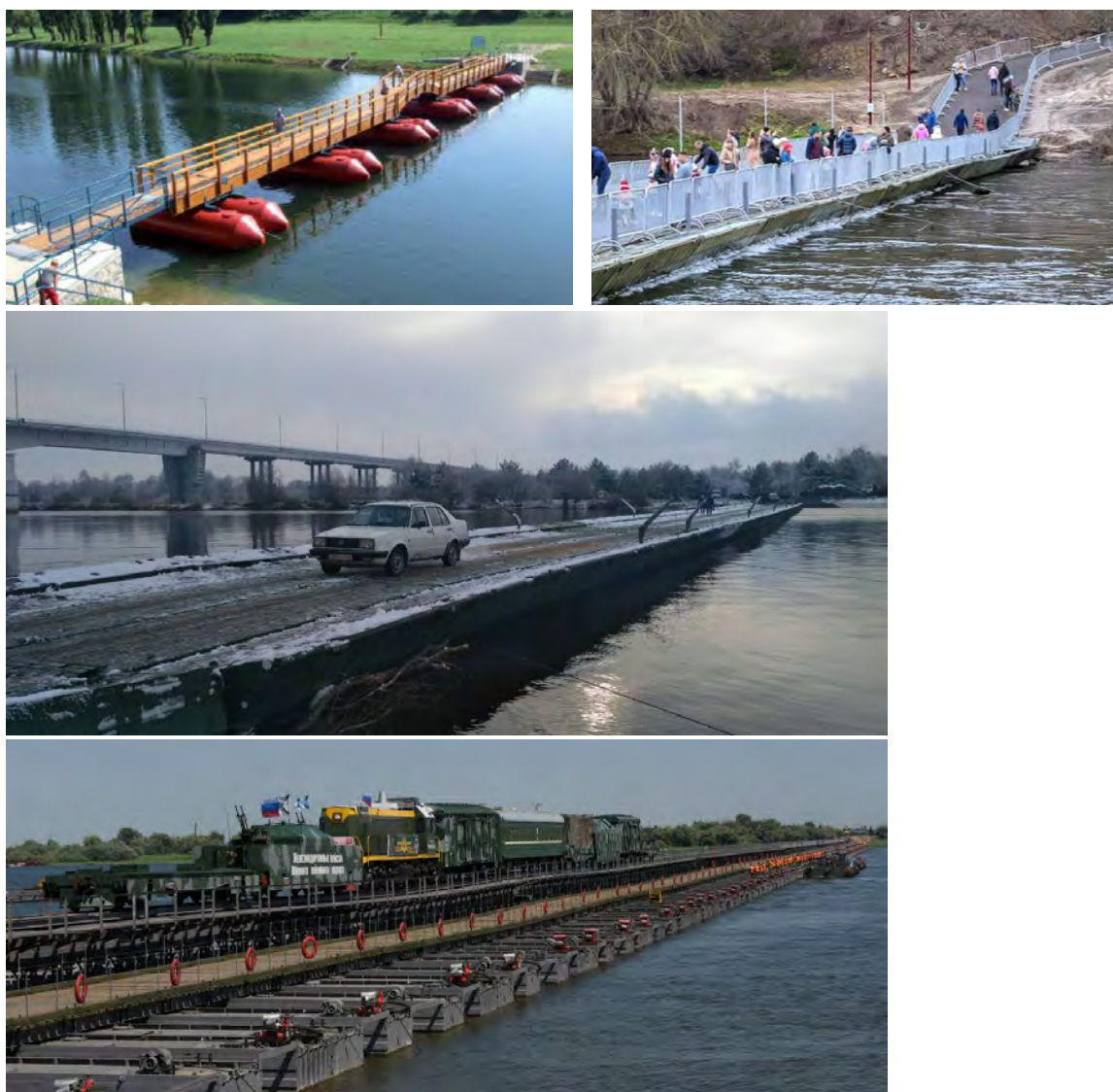


По сути, пешеходные и транспортные трубы являются более дешёвым заменителем небольших мостовых сооружений и по классификации могут быть уже отнесены к тоннелям.

Глава VII. Наплавные мосты и паромные переправы

Тема 39. Основные особенности наплавных мостов и условия их применения

К наплавным мостам относятся сооружений в основном временного типа, в которых пролётное строение либо непосредственно плавает на покорности водной преграды, либо опирается на плавучие опоры. Мосты могут пропускать как пешеходов, так и тяжёлый автомобильный транспорт. Существует также возможность устройства и железнодорожных понтонных мостов.



Основным недостатком этих сооружений является то, что они в большинстве случаев делают невозможным сплав по реке. Тем не менее устройство таких сооружений может занимать считанные часы, что делает их незаменимыми для экстренных ситуаций.

При устройстве таких мостов приходится решать две основные проблемы: борьба с течениями и переменный уровень воды. Для того чтобы зафиксировать понтоны в неподвижном состоянии используются различные якоря или в особых ситуациях применяются катера, постоянно толкающие своим ходом пролётное строение против течения. Для борьбы с переменным уровнем воды на сопряжениях с берегом устраиваются специальные подвижные трапы, которые позволяют понтонному мосту перемещаться в вертикальном направлении относительно берега.

К наплавным мостам также относятся и паромные переправы. Они применяются в тех случаях, когда движение через водную преграду совсем не значительное и составляет несколько автомобилей в час.



Глава VIII. Сооружения на горных дорогах

Тема 40. Специальные искусственные сооружения

Прокладка дороги через горные районы является не простой задачей, так как просто проложить дорогу вверх, а затем вниз по склону не представляется возможным из-за большого продольного уклона. Поэтому горные дороги как правило прокладываются поперёк склонов. На пути дороги могут встречаться каньоны, преодоление которых требует строительства специальных мостовых сооружений.

Специальные искусственные сооружения на горных автомобильных дорогах по своему назначению подразделяют на три группы:

1. для прокладки дороги
мосты, полумосты, виадуки, балконы



2. для защиты дороги
подпорные стенки, противообвальные сооружения, галереи



3. регуляционные и усиливающие трубы, водосбросы, лотки, струенаправляющие дамбы

Тема 41. Подпорные стенки для поддержания земляного полотна и нагорных косогулов

Подпорные стенки на горных дорогах можно разделить на верховые и низовые. Низовые это те которые удерживают дорожное полотно от обрушения, а верховые – удерживают горный массив от обрушения на дорогу.



Проектирование таких подпорных стен несколько сложнее чем в дисперсных грунтах, так как нет возможности создать достаточно большое пассивное давление для удержания стены от опрокидывания. Поэтому часто подпорные стена на горных дорогах удерживается при помощи анкеров, погруженных глубоко в горную породу за пределы зоны возможного обрушения горной породы.

Подпорные стенки могут выполняться из каменной кладки, бетона и железобетона (сборного или монолитного).

Тема 42. Галереи для защиты дорог от снежных обвалов и камнепадов

На горных дорогах могут происходить горные или снежные обвалы. Когда такое случается дорога оказывается просто перегорожена и движение по ней прекращается. Даже если в момент обвала на дороге никто не пострадал расчистка участка занимает длительное время. Зачастую технике даже затруднительно подобраться к месту обвала для его расчистки из-за скопления автомобилей.



Для того чтобы защитить дорогу от завалов могут возводиться специальные галереи. Их можно разделить на противолавинные и противообвальные. Галереи рассчитываются на нагрузку от массива грунта и снега, который может находиться на её покрытии с учётом угла естественного откоса.

По сути такие галереи попросту позволяют не прекращать движение по дороге после обвала.



Глава IX. Тоннели

Тема 43. Общие сведения о тоннелях

Тоннели – искусственные подземные или подводные сооружения для пропуска транспорта, людей или коммуникаций.

Различают тоннели по назначению:

1. транспортные
2. гидротехнические
3. коммуникационные
4. специальные
5. горнопроходческие

Различают тоннели по месту расположения:

1. горные
2. подводные
3. городские

Различают тоннели по способу строительства:

1. горный
2. открытый
3. щитовой

Как правило к строительству тоннелей прибегают в горной местности, если это оказывается дешевле строительства объезда или серпантина. В случае когда при вариантном проектировании стоит выбор между мостом и тоннелем, в пользу тоннеля всегда выступает отсутствие ограничений для крупного судоходства.

Как и для мостов в тоннелях существуют свои габариты приближения конструкций. Как и в трубах на входе из тоннеля сооружаются порталы, которые укрепляют грунт или породу вокруг и защищают от возможных обвалов.

Обделка тоннелей может отличаться в зависимости от способа строительства, но как правила она выполняется из монолитного или сборного железобетона, либо металла.

Способ гидроизоляции тоннеля также зависит от способа строительства. Как правило гидроизоляция находится за ограждающей конструкцией и не только ограждает пространство внутри тоннеля от влаги, но и защищает конструкцию обделки тоннеля.

Тема 44. Типы транспортных и пешеходных тоннелей

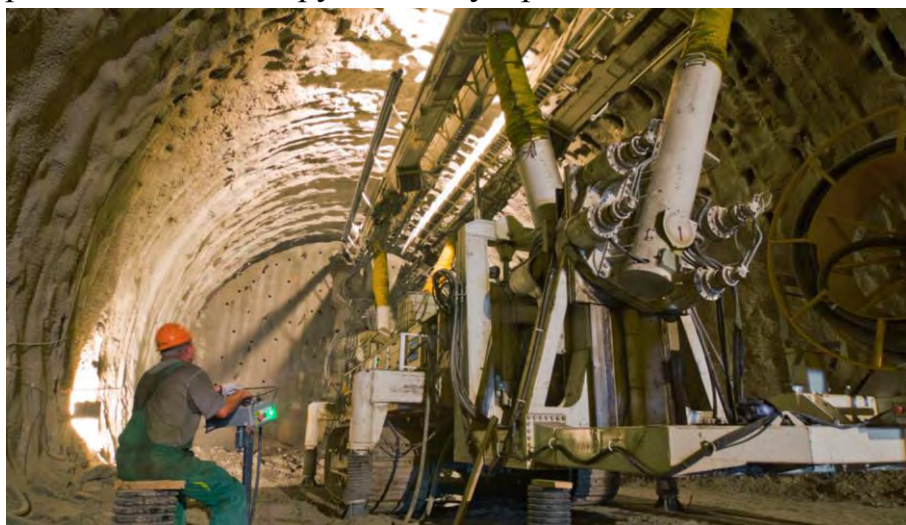
Городские тоннели как правило сооружаются в условиях плотной застройки не позволяющей решить транспортную проблему при помощи строительства развязки из-за экологических ограничений. Как следствие они строятся как правило на достаточно спокойном рельефе и опускаются ниже прочих автомобильных путей.

В конструкции городских тоннелей следует выделить закрытый и рамповый участки. Закрытый участок находится под землёй и практически не отличается никакими особенностями. В то время как рамповый участок заменяет собой портал, с тем лишь отличием что на рамповом участке невозможно выполнить распор боковых стенок тоннеля перекрытием. Таким образом рамповый участок состоит из широкого лоткового блока и двух массивных подпорных стен установленных на нём, которые удерживают грунт от обрушения на участке выхода из тоннеля.

Тема 45. Производство работ по постройке тоннелей

Как уже было указано выше различают горный, щитовой и открытый способы постройки тоннелей.

При строительстве горным способом ведётся разработка твёрдой породы при помощи специальных горных машин. Порода также может разрушаться при помощи специальных взрывов. Свод тоннеля как правило удерживается от обрушения естественным путём и не требует специальных поддерживающих конструкций до устройства обделки.



Щитовой способ применяется при строительстве тоннелей глубокого заложения в дисперсных грунтах, когда существует постоянный риск вывала

грунта из забоя и обрушения свода тоннеля. Свод тоннеля до устройства обделки удерживается хвостовой оболочкой проходческого щита



Открытый способ строительства тоннелей применяется в тоннелях мелкого заложения как правило в дисперсных грунтах. Часто находит свой применение в строительстве городских тоннелей. Если совсем просто – роется котлован, собираются тоннели, после чего выполняется обратная засыпка.



РАЗДЕЛ II. ПРАКТИЧЕСКИЙ

Глава I. Практические занятия

Практическое занятие № 1

Габариты мостов. Подмостовой габарит. Габарит приближения конструкций. Схемы временных нормативных нагрузок АК, НГ-60, НК-80, НК-112

Ширину проезжей части мостов или других дорожных искусственных сооружений назначают, руководствуясь нормативными габаритами. Габарит моста, называемый также габаритом приближения конструкций, - это контур, необходимый для беспрепятственного пропуска по сооружению подвижных транспортных средств и пешеходов, внутрь которого не должны вдаваться никакие части конструкции.



Рисунок – Подмостовой габарит неразводного судоходного пролета моста: ABCDA – контуры подмостового габарита; PCY – расчетный высокий судоходный уровень воды; ГМВ или ПУ – проектный уровень воды; H – общая высота подмостового габарита; H – высота подмостового габарита над PCY; B – ширина подмостового габарита; D – гарантированная глубина судового хода на перспективу;

Габариты мостов на автомобильных дорогах и в городах обозначают буквой Г и числом, соответствующим ширине в метрах проезжей части между бордюрами или ограждениями. При наличии разделительной полосы к обозначению габарита добавляется ее ширина, обозначаемая буквой С.

Схемы габаритов мостов на автомобильных дорогах и в городах приведены на рисунке

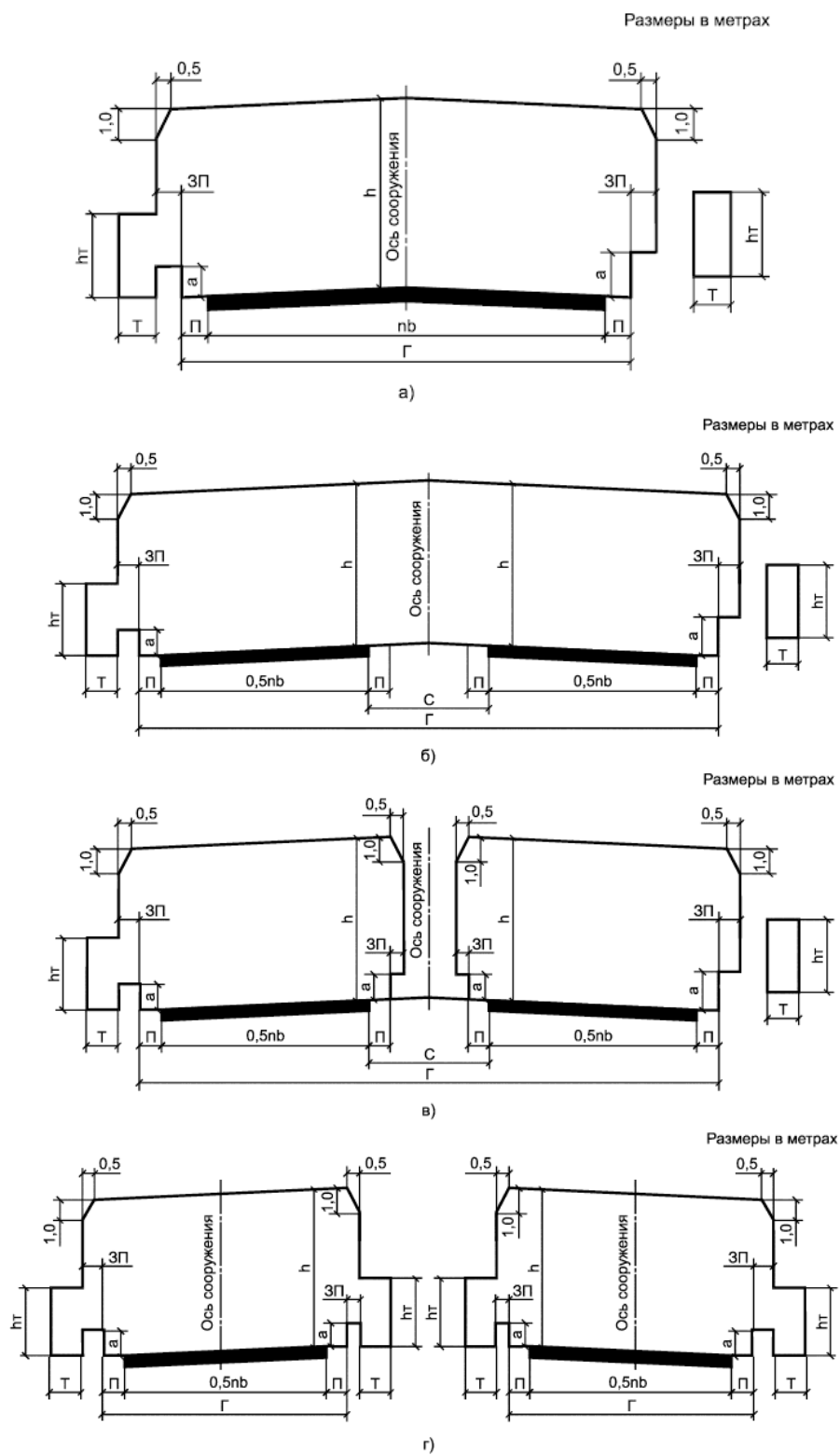
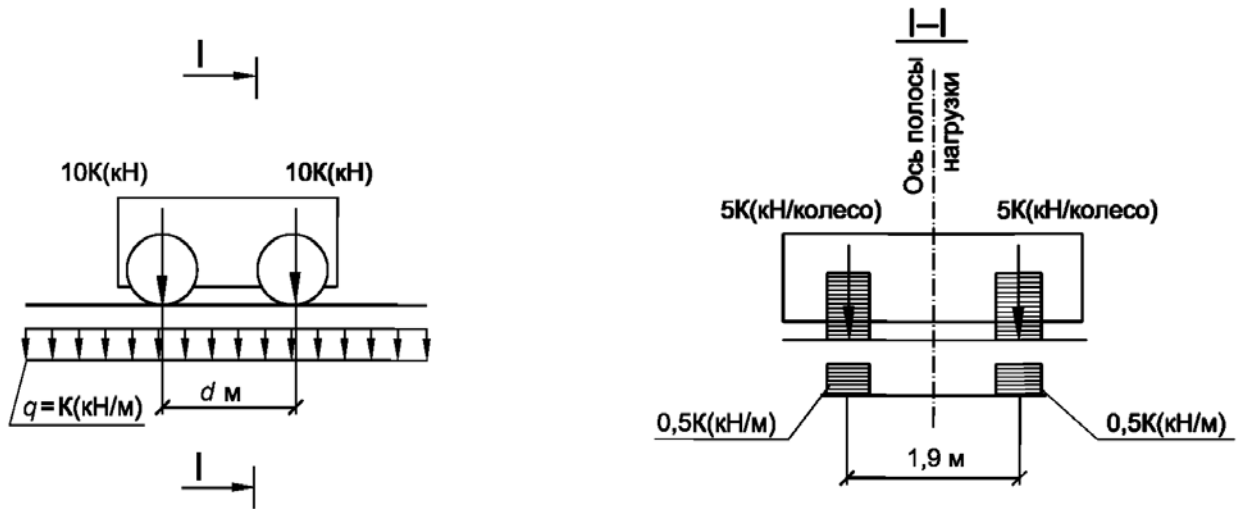


Рисунок – Схемы габаритов приближения конструкций мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования: а — при отсутствии разделительной полосы; б — с разделительной полосой без ограждений; в — с разделительной полосой при наличии ограждений; г — при раздельных пролетных строениях под каждое направление движения

Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения

Нагрузка АК



Нормативная нагрузка **АК** включает в себя одну двухосную тележку с нагрузкой на ось $10K$ (кН), и равномерно распределенную вдоль дороги нагрузку q интенсивностью K (кН/м).

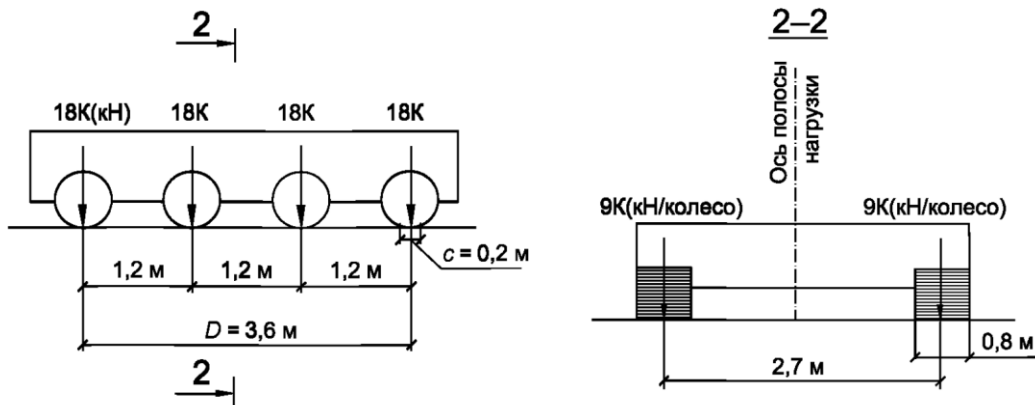
Класс нагрузки **К** для нормативной нагрузки **АК** следует принимать равным:

- 1) на дорогах всех категорий - **14**;
- 2) расположенных в рекреационных зонах городов - **11**;
- 3) для реконструируемых мостовых сооружений и объектов капитального ремонта - не менее **11**.

Базу тележки нагрузки АК при расчете автомобильных дорог следует принимать равной $2,5$ м, мостовых сооружений - $1,5$ м.

При расчетах совместно с нагрузкой АК интенсивность нормативной нагрузки на тротуарах мостовых сооружений следует принимать равной $4,0$ кПа.

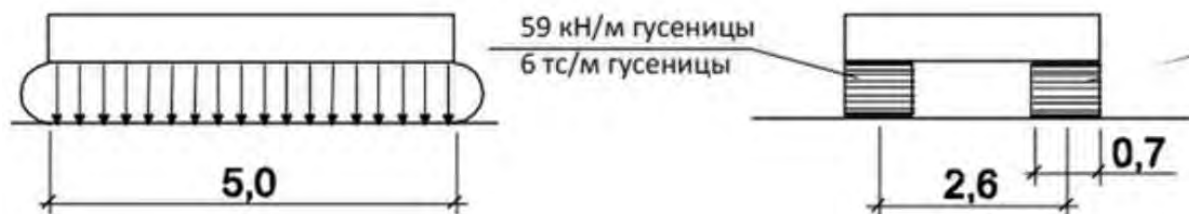
Нагрузка НК



В виде колесной нагрузки (одной четырехосной машины) НК-80 общим весом 785 кН (80 т/с)

В виде колесной нагрузки (одной четырехосной машины) НК-112 общим весом 1098 кН (112 т/с)

Нагрузка НГ-60



В виде гусеничной нагрузки (одной машины) НГ-60 общим весом 588 кН (60 т/с).

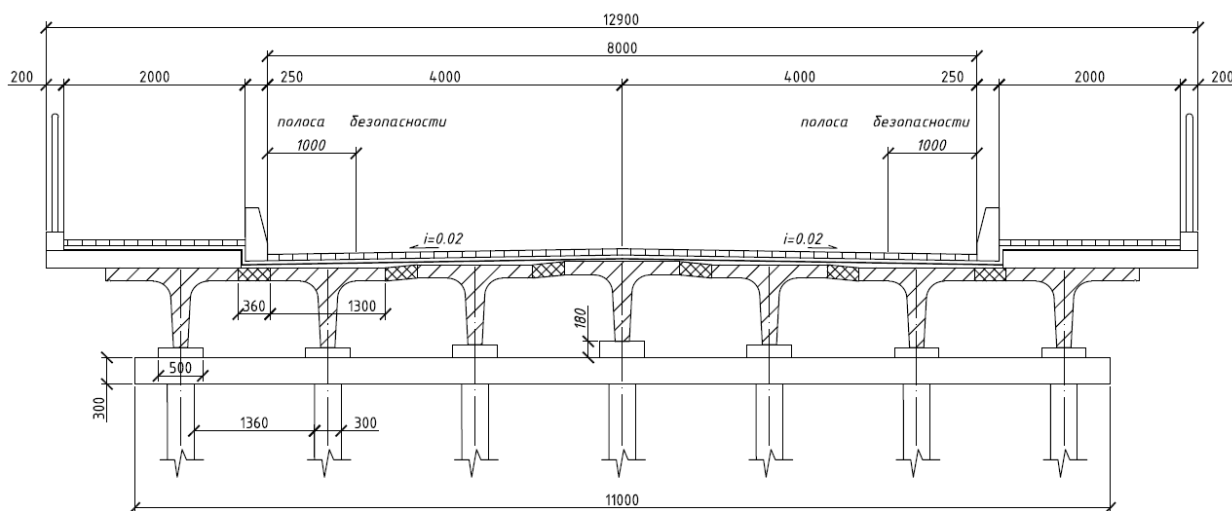
Нагрузки НК-112, НК-80 и НГ-60 не учитывают совместно с временной нагрузкой на тротуарах, а также при расчетах на выносливость. При расчетах по раскрытию трещин нагрузку НК-112 принимают с коэффициентом 0,8.

Практическое занятие № 2

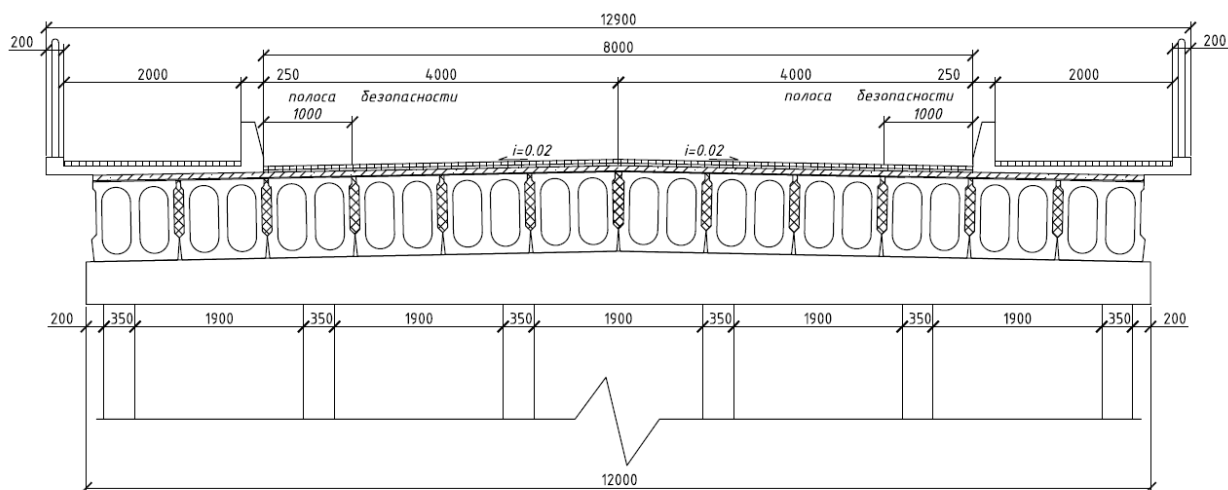
Разработка вариантов железобетонного моста

Современное строительство, в том числе транспортное, невозможно представить без железобетона, являющегося наиболее широко применяемым строительным материалом.

*Поперечный разрез моста с
балочным пролетными строениями*



*Поперечный разрез моста с
плитным пролетным строением*



Задачей вариантного проектирования является отыскание наиболее целесообразного для конкретных условий решения. Эта часть работы считается наиболее ответственным и значимым элементом проекта, так как не предполагает подачи студенту готовых решений. Цель – составление схемы моста – достигается путем анализа различных сочетаний пролетов и опор как по количеству, так и по конструктивному решению. Студент должен знать существующие системы железобетонных пролетных строений, возможные их

длины и область применения; конструкции опор и их фундаментов и конструктивные решения сопряжения пролетных строений с опорами.

Таблица сравнения вариантов

<i>Мост с балочными пролетными строениями</i>							
<i>№п/п</i>	<i>Наименование</i>	<i>Ед. изм.</i>	<i>Кол-во</i>	<i>Объем, м3</i>		<i>Стоимость, руб.</i>	
1	<i>Балки центрального пролета 18 м</i>	<i>шт.</i>	<i>7</i>	<i>6.48</i>	<i>45.36</i>	<i>4237</i>	<i>29659</i>
2	<i>Балки крайних пролетов 15 м</i>	<i>шт.</i>	<i>14</i>	<i>5.40</i>	<i>75.60</i>	<i>3024</i>	<i>42336</i>
3	<i>Свайная насадка плиты опоры</i>	<i>м3</i>	<i>2</i>	<i>4.95</i>	<i>9.90</i>	<i>3465</i>	<i>6930</i>
4	<i>Переходная плита</i>	<i>шт.</i>	<i>14</i>	<i>1.75</i>	<i>24.50</i>	<i>420</i>	<i>5880</i>
6	<i>Ложень</i>	<i>м3</i>	<i>2</i>	<i>3.68</i>	<i>7.36</i>	<i>2576</i>	<i>5152</i>
7	<i>Свайная насадка и шкафная стенка</i>	<i>м3</i>	<i>2</i>	<i>12.84</i>	<i>25.68</i>	<i>8988</i>	<i>17976</i>
8	<i>Итого</i>						<i>107 933</i>

<i>Мост с плитными пролетными строениями</i>							
<i>№п/п</i>	<i>Наименование</i>	<i>Ед. изм.</i>	<i>Кол-во</i>	<i>Объем, м3</i>		<i>Стоимость, руб.</i>	
1	<i>Плита центрального пролета 18 м</i>	<i>шт.</i>	<i>12</i>	<i>6.80</i>	<i>81.60</i>	<i>3798</i>	<i>45576</i>
2	<i>Плита крайнего пролета 15 м</i>	<i>шт.</i>	<i>24</i>	<i>5.67</i>	<i>136.08</i>	<i>3164</i>	<i>75936</i>
3	<i>Свайная насадка плиты опоры</i>	<i>м3</i>	<i>2</i>	<i>9.63</i>	<i>19.26</i>	<i>6741</i>	<i>13482</i>
4	<i>Переходная плита</i>	<i>шт.</i>	<i>24</i>	<i>1.13</i>	<i>27.12</i>	<i>420</i>	<i>10080</i>
6	<i>Ложень</i>	<i>м3</i>	<i>2</i>	<i>3.78</i>	<i>7.56</i>	<i>2646</i>	<i>5292</i>
7	<i>Свайная насадка и шкафная стенка</i>	<i>м3</i>	<i>2</i>	<i>13.19</i>	<i>26.38</i>	<i>9233</i>	<i>18466</i>
8	<i>Итого</i>						<i>168 832</i>

Работа над проектом состоит из нескольких этапов: сначала разрабатываются варианты моста и выполняется их технико-экономическое сравнение. Выбранный на основании технико-экономического сравнения вариант принимается для дальнейшей разработки, включающей приближенный расчет пролетного строения, а также разработку их конструкции.

Практическое занятие № 3

Расчет пролетного строения из обычного бетона.

Определение усилий от постоянной нагрузки

Несущие конструкции моста должны быть рассчитаны на действие постоянных нагрузок и неблагоприятных сочетаний временных нагрузок от подвижного состава. При этом все расчеты выполняют по методу предельных состояний.

Предусмотренные нормами нормативные постоянные и временные нагрузки от подвижного состава (транспортных средств) вводят в расчет с соответствующими динамическими коэффициентами и коэффициентами надежности по нагрузке.

К постоянным нагрузкам относятся нагрузки, постоянно действующие на конструкцию моста. Такой нагрузкой является нагрузка от собственного веса конструкций, которую определяют по проектным объемам элементов и частей конструкции и в соответствии с плотностью бетона, из которого они изготовлены. Для балочных пролетных строений нагрузку от собственного веса принимают равномерно распределенной по длине пролета.

В курсовом проекте необходимо произвести сбор постоянных нагрузок (нормативное значение и расчетное значение с учетом коэффициентов безопасности) и занести их в таблицу. Пример таблицы представлен ниже (табл. 1).

Таблица – Сбор постоянных нагрузок

№п/п	Наименование нагрузки	Нормативное значение	Коэфф. без. γ_f	Расчетное значение
1	Плита $t=150$ мм $\rho=25$ кН/м ³	3,75	1,35	5,06
2	Гидроизоляция $t=5,5$ мм $\rho=18$ кН/м ³	0,099	1,35	0,134
...
Σ	

Расчетный изгибающий момент от постоянной нагрузки на балку вычисляем по формуле:

$$M = \frac{ql^2}{8}, \text{ кН*м}$$

Поперечное усилие от постоянной нагрузки на балку вычисляем по формуле:

$$Q = \frac{ql}{2}, \text{ кН}$$

Практическое занятие № 4

Определение коэффициента поперечной установки. Определение усилий в элементах пролетного строения от временных нагрузок

КПУ – отношение доли временной вертикальной нагрузки, воспринимаемой одной рассматриваемой главной балкой, к временной нагрузке, находящейся на всем пролетном строении в одной полосе загрузки с двумя осями:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{2}$$

где y_i – соответствующие ординаты.

Самый простой способ определения КПУ – метод рычага. Применяется в тех случаях, когда поперечная конструкция пролетного строения нежесткая (например деревянный настил) и отсутствуют поперечные связи. Также часто применяется, если число главных балок пролетного строения не более двух.

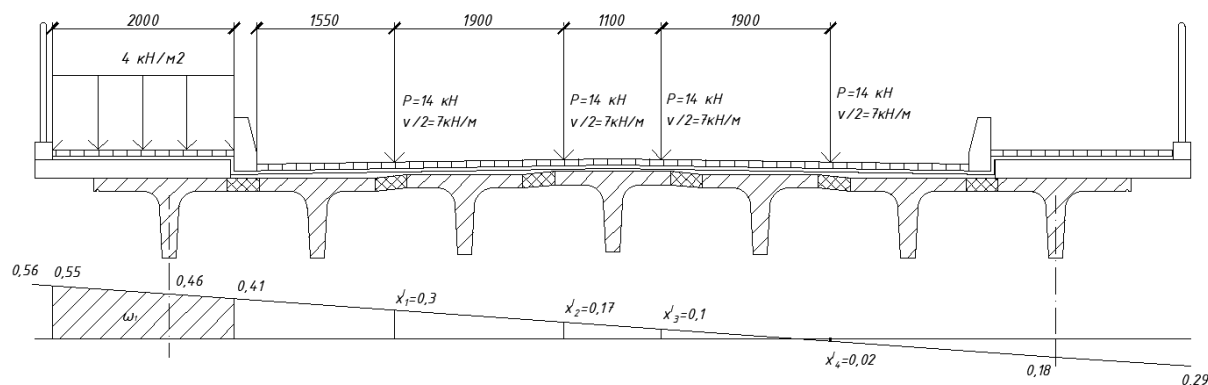
Второй способ – внецентренного сжатия, применяется в случае жесткой конструкции проезжей части и жестком контуре поперечного сечения пролетного строения, который обеспечивается за счет поперечных связей.

Для определения наиболее невыгодного расположения временной нагрузки на пролетном строении, необходимо построить линию влияния интересующего расчетного фактора – опорной реакции, изгибающего момента или перерезывающей силы в сечении.

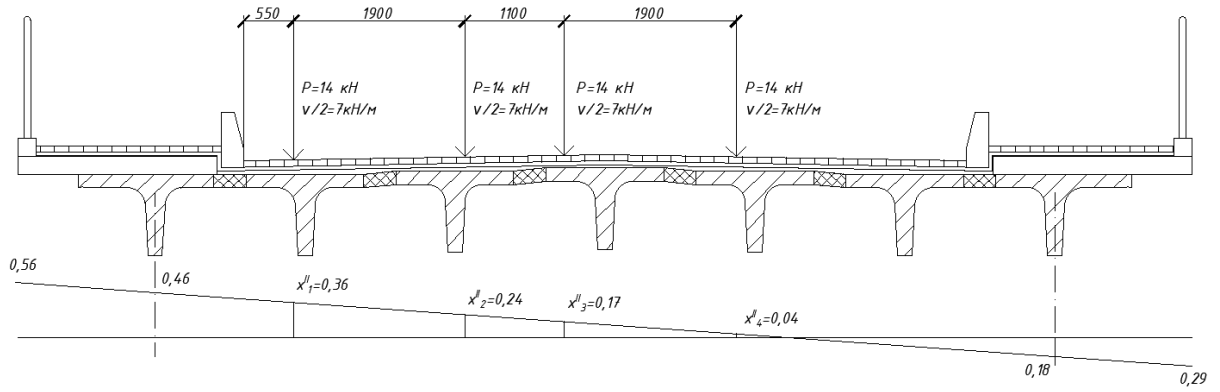
Усилия от временных нагрузок определяем по линиям влияния M и Q .

Пример построения эпюры линий влияния представлен ниже.

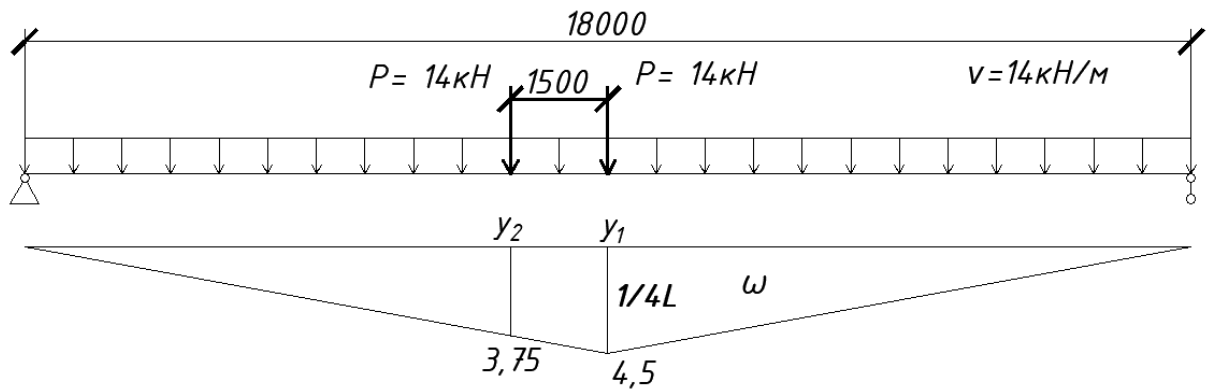
АК 1 случай:



АК 2 случай:



Линия влияния в продольном направлении:



Практическое занятие № 5

Определение суммарных усилий от постоянной и временных нагрузок в элементах пролетного строения

Усилия в сечениях следует определять для случаев действия расчётных и нормативных усилий, чтобы была обеспечена возможность проверки сечения, как на прочность, так и на выносливость. Результаты определения усилий в сечениях от постоянных нагрузок, временных по сочетаниям, нормативных и расчётных сводят, в итоге, в таблицу.

По найденным усилиям выполняют расчёт пролётных строений. Удачно подобранное сечение балки должно удовлетворять требованиям прочности, выносливости и жёсткости.

В предыдущих практических занятиях был произведен сбор от постоянных нагрузок, затем сбор временных нагрузок. Результаты суммарных усилий от временных и постоянных нагрузок необходимо занести в таблицу для дальнейшего расчета.

Пример таблицы определения суммарных усилий приведен ниже:

Сечения	Постоянная нагрузка				Суммарные усилия													
	M, кН·м		Q, кН		пост.+А-15(1сл.)+нагр. на гр.				пост.+А-15(2сл.)				пост.+НК-125					
	норм.	расч.	норм.	расч.	M, кН·м		Q, кН		M, кН·м		Q, кН		M, кН·м		Q, кН			
					норм.	расч.	норм.	расч.	норм.	расч.	норм.	расч.	норм.	расч.	норм.	расч.		
1-1	428,74	514,23	0	0	$321,54+383,99=705,53$	$428,74+499,61=928,35$			$428,74+651,90=1080,64$			78,5	134,20	$428,74+829,71=1258,45$	$514,23+912,68=1426,91$	80,75	88,81	
2-2	321,54	385,69	59,54	71,42	$321,54+595,22=916,76$	$385,69+595,22=980,91$	$59,54+92,56=152,10$	$71,42+149,89=221,31$	$321,54+503,20=824,74$	$385,69+812,35=1198,04$	$59,54+130,65=190,19$	$71,42+216,76=288,18$	$321,54+483,89=805,43$	$385,69+532,86=918,55$	$59,54+134,66=194,20$	$71,42+148,13=219,55$		

Практическое занятие № 6

Расчет ребра по предельным состояниям первой группы (на прочность по изгибающему моменту и поперечной силе)

Предельными считаются состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации требованиям, т.е. теряют способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получают недопустимые перемещения или чрезмерно раскрытые трещины.

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний.

Предельные состояния I группы (группа непригодности к эксплуатации):

- потеря прочности или несущей способности вследствие разрушения бетона или разрыва арматуры;
- потеря устойчивости;
- усталостное разрушение.

Этапы расчета предельных состояний первой группы:

1) *Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента* – это та часть расчета, в которой мы проверяем, выдержит ли наша конструкция воздействие изгибающего момента. Проверяется сочетание двух важных факторов: размер сечения элемента и площадь продольной арматуры. Если проверка показывает, что действующий на конструкцию момент меньше предельно допустимого, значит все хорошо, и можно переходить к следующему этапу.

2) *Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента* – это расчет конструкции на действие поперечной силы. Для проверки нам важно установить размеры сечения элемента и площадь поперечной арматуры. Так же, как и на предыдущем этапе расчета, если действующая поперечная сила меньше предельно допустимой, прочность элемента считается обеспеченной.

Предельные состояния II группы (группа непригодности к нормальной эксплуатации):

- чрезмерные прогибы или выгибы;
- образование трещин;
- чрезмерное раскрытие трещин.

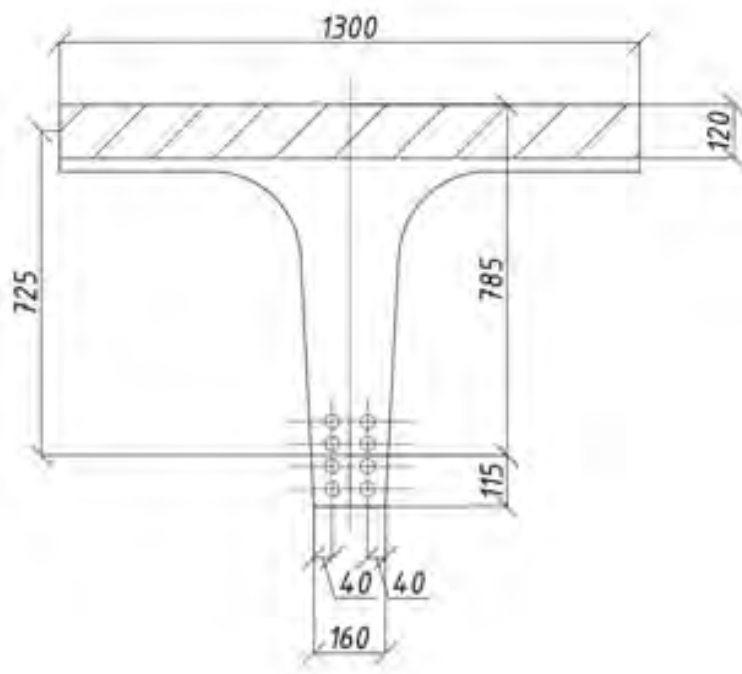
Расчет по предельным состояниям конструкции производят для всех стадий: изготовление, хранение, транспортирование, монтаж и эксплуатация.

Для предельных состояний I группы условие прочности обеспечивается, если усилие, возникающее в элементе от внешних воздействий, не будет превышать предельного усилия, которое может выдержать элемент, т. е. при соблюдении неравенства:

$$F \leq F_u$$

где F – усилие от расчетных нагрузок (M , N или Q); F_u – предельное усилие, которое может выдержать элемент (минимальная несущая способность сечения элемента).

На данном этапе проектирования необходимо произвести расчет и подбор сечения арматуры для балки.



Определяем требуемое количество арматуры и диаметр арматуры по формулам:

$$A_{s\ red} = \frac{M_{\text{полн}}^b}{f_{yd} \cdot \left(d_{\text{red}} - \frac{x_{\text{red}}}{2}\right)}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{\text{red}}}{\pi \cdot 8}}$$

После этого по сортаменту принимаем арматуру и ее диаметр.

$$A'_{1\ \text{ст red}} = \frac{\pi d_3^2}{4}, \text{ мм}^2$$

Рассчитаем несущую способность балки:

$$M_{rd}^b = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot z$$

где $z = d - \frac{x_{red}}{2}$, мм; $d = h - c_{cp}$; $c_{cp} = \frac{\sum A'_{ст red} \cdot c_{ст}}{A'_{s red}}$; $x = \frac{f_{yd} \cdot A'_{s red}}{f_{cd} \cdot b}$, мм

Для обеспечения несущей способности балки должно выполняться условие:

$$M_{rd}^b \geq M_{полн}^b$$

Практическое занятие №7

Расчет ребра балки по предельным состояниям второй группы

Расчет по второй группе предельных состояний должен обеспечить недопущение чрезмерного развития деформации (прогибов, углов поворота) и колебаний конструкций. Чаще всего расчет металлических конструкций сводится к проверке прогиба. В этом случае расчетная формула принимает следующий вид:

$$\frac{f}{l} \leq \frac{f_u}{l}$$

где f/l — относительный прогиб конструкции, определяемый в результате расчета от действия нормативных нагрузок с учетом нормативного сопротивления металла; f_u/l — предельно допустимый относительный изгиб, определяемый нормами; l — пролет изгибаемой конструкции.

Этапы расчета по второй группе предельных состояний:

1) *Расчет железобетонных элементов по образованию трещин* — это самый первый этап, в котором мы выясняем, образуются ли трещины в нашем элементе при воздействии действующих на него усилий. Трещины не образуются, если наш максимальный момент $M_{г}$ меньше момента $M_{сгс}$, вызывающего образование трещин.

2) *Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин* — это следующий этап, на котором мы проверяем величину раскрытия трещин в конструкции и сравниваем ее с допустимыми размерами. Если же расчет необходим, то нужно выполнить две его части:

а) *расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента*

б) *расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента*

Естественно, если согласно первому этапу расчета трещины не образуются, то этап 2 мы пропускаем.

3) *Определение прогиба* — это последний этап расчета по второму предельному состоянию для изгибаемых железобетонных элементов.

Ширину раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин a_{cr} необходимо определять по формуле:

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \cdot \Psi \leq \Delta_{cr}$$

Практическое занятие №8 Расчет плиты проезжей части

Определение расчётных усилий в плите проезжей части производится с учётом особенностей конструкции пролётного строения. Плита проезжей части работает под нагрузкой на изгиб в поперечном направлении. В зависимости от способа объединения главных балок выбирается соответствующая расчётная схема плиты.

Расчет плиты проводится на прочность, выносливость и трещиностойкость.

Исходная информация представлена компоновкой пролетного строения: расстояниями между осями главных балок, толщиной плиты проезжей части и дорожной одежды, толщиной стенки балки. Расчетная схема плиты - плоская, однопролетная, разрезная, поперечная по отношению к продольной оси пролетного строения. Расчетная схема загружается постоянной нагрузкой от веса самой плиты и дорожной одежды и временной нагрузкой от воздействия колес тележки АК или НК. Вначале подсчитывается постоянная нагрузка, так как она присутствует постоянно независимо от вида и наличия временной нагрузки и сочетается с любой принятой к расчету временной вертикальной нагрузкой. Подсчет нормативных и расчетных величин постоянной нагрузки на 1 м² плиты проезжей части может быть выполнен в табличной форме.

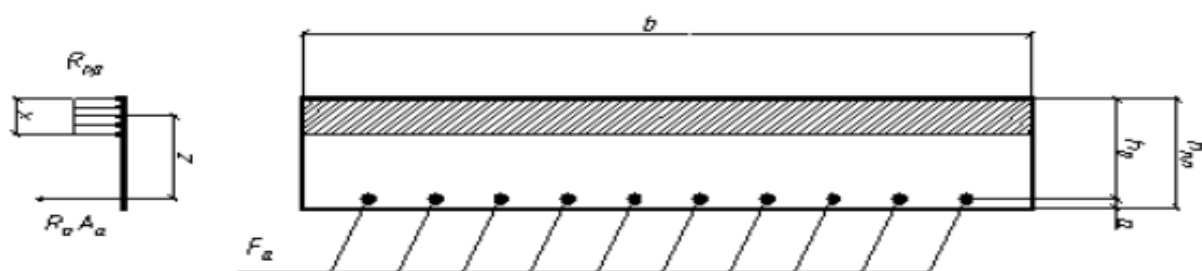


Рисунок – Расчетные схемы поперечного сечения плиты: а - при расчете на прочность; б - при расчете на выносливость; в - при расчете на трещиностойкость.

В начале расчёта по эмпирической формуле определяем плечо сил в поперечном сечении:

$$z = 0,875 * (h - c)$$

Определяем требуемое количество арматуры и диаметр арматуры по формулам:

$$A_{s2} = \frac{M_{\text{полн}}}{z * f_{yd}}$$

Определяем площадь поперечного сечения одного арматурного стержня:

$$A_{s2}^{1 \text{ ст.}} = \frac{A_{s2}}{n}$$

По сортаменту принимаем диаметр арматуры.

Рассчитаем несущую способность плиты:

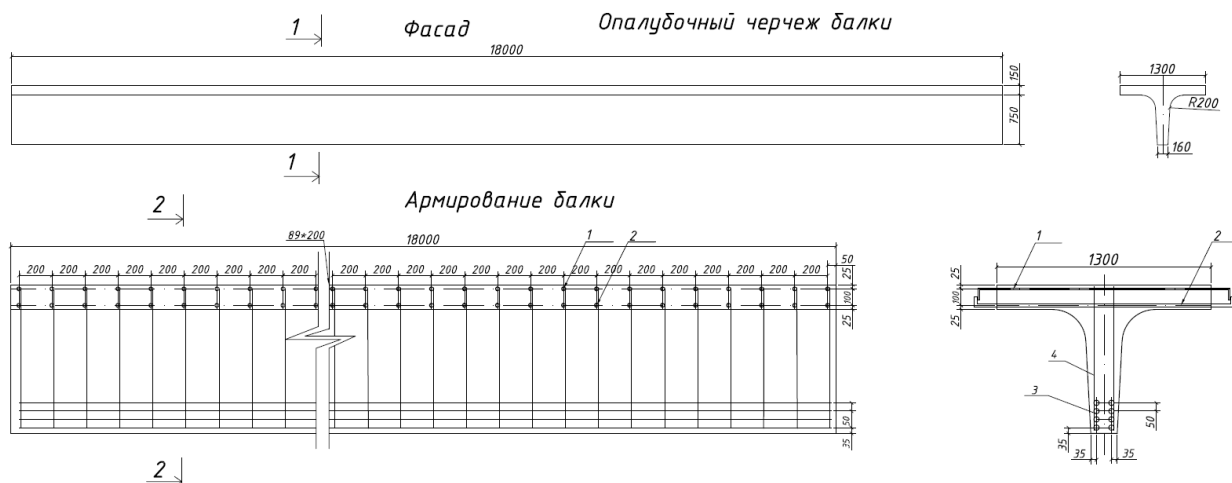
$$M_{rd}^{\text{полки}} = f_{cd} * x_{s2} * b * \left(d - \frac{x_{s1}}{2} \right)$$

Для обеспечения несущей способности полки должно выполняться условие:

$$M_{rd}^{\text{полки}} \geq M_{\text{полн}}^{\text{полки}}$$

Практическое занятие №9 Конструирование пролетного строения

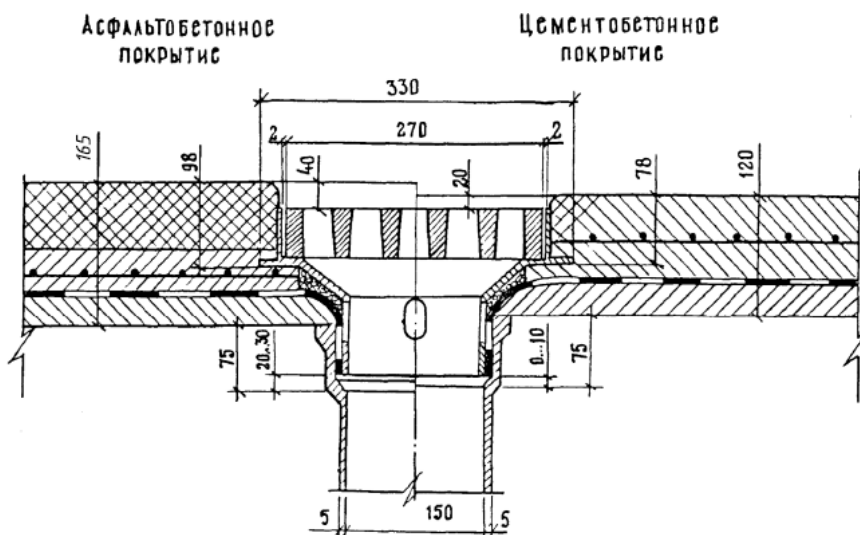
Конструирование пролётного строения представляет из себя принятие окончательных решений на основании вымоленного ранее расчёта. Принимается окончательное количество, шаг и диаметр арматуры. Конструируются узлы опирания, закладные детали.



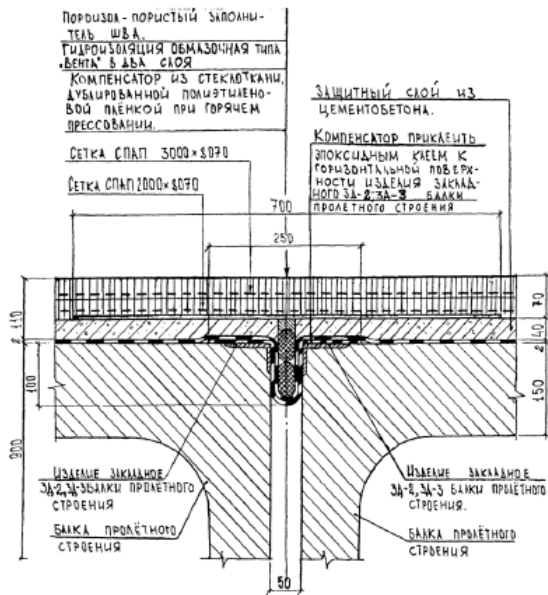
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, кг	Примечание
1	СТБ 1704-2012	Φ14 S500 l = 1970	89	217,9	
2	СТБ 1704-2012	Φ10 S500 l = 1970	89	155,69	
3	СТБ 1704-2012	Φ38 S500 l = 17900	8	1317,44	
4	СТБ 1704-2012	Φ20 S500 l = 850	178	311,38	
5	СТБ 2221-2011	Бетон класса В30 F200			

После конструирования пролётного строения приступают к компановке элементов мостового полотна.

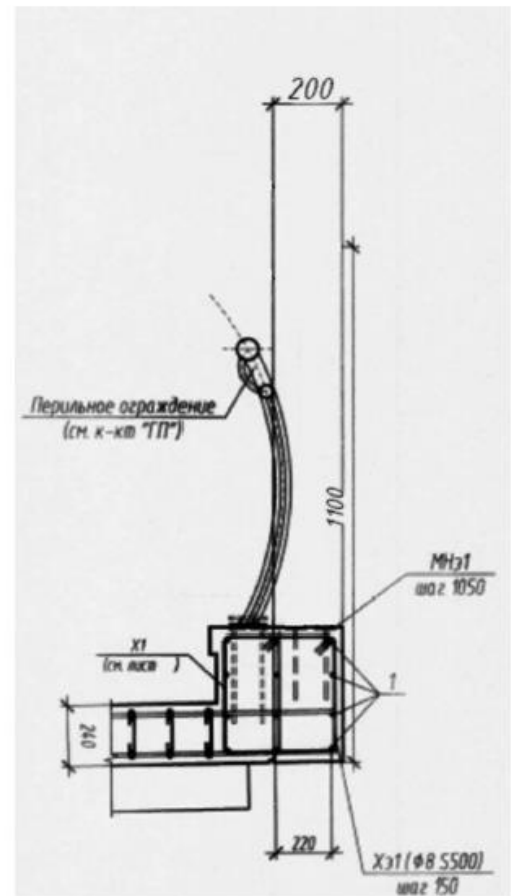
1. Схема устройства водоотвода



2. Деф шов закрытого типа



3. Перильное ограждение



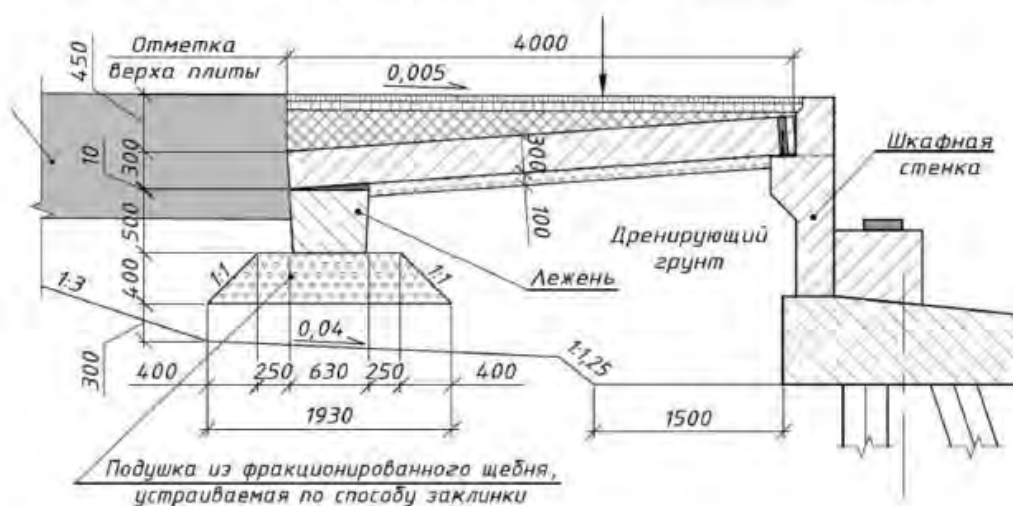
Практическое занятие №10

Конструирование опор

Проектируя опору, необходимо учитывать положение ряда характерных уровней воды в реке: уровень меженных вод (УМВ); уровни высоких вод: расчетный (ожидаемый при расчетном паводке (РУВВ) и наибольший (НУВВ) - (СН 3.03.01 Мосты и трубы); уровни ледохода низкий и наивысший, уровень наинизшего ледостава. В особых случаях принимаются во внимание и другие уровни.

В частности, для правильного учета затрат на вспомогательные сооружения (например, ограждения котлованов) необходимо знать рабочий уровень воды (РУ) - это наивысший уровень, который можно ожидать в период производства работ на данной опоре.

4. Схема устройства переходной плиты



Конструирование опор (включая и стадию разработки вариантов) начинается с анализа исходных данных: продольного профиля, слоев грунта, характерных уровней воды, уровня подошвы рельса (или верха проезжей части) или очертаний подмостовых габаритов, строительных высот и осей опирания пролетных строений и др. Целями анализа являются: оценка возможности использования типовых или повторно применяемых конструкций и выбор типа проектируемой опоры. Затем выполняется эскизный чертеж опоры, целями разработки которого являются: назначение расчетной схемы опоры, определение весовых и жесткостных характеристик элементов опоры для использования в дальнейших расчетах. На основании результатов расчетов назначаются окончательные размеры элементов, разрабатываются чертежи и определяются технико-экономические показатели опоры, включаемые и проектные материалы по мосту в целом.

Глава II. Лабораторные занятия

Лабораторная работа № 1

Нивелировка мостового полотна и низа балок пролётного строения

Цель работы: Обработать результаты нивелировки моста

Задачи нивелировки мостового полотна, подходов и низа балок:

- определение поперечных уклонов проезжей части;
- определение продольных уклонов и переломов проезжей части;
- определение высоты ограждений;
- определение прогиба балок пролётного строения;
- определение толщины покрытия проезжей части и тротуаров.

Измерения указанных выше параметров сооружения можно определить и другими методами, например, высоту ограждения можно измерить простой рулеткой, а уклоны допускается измерять электронным уровнем.

Точки для нивелировки в поперечном сечении выбираются по следующему принципу: на тротуарах уклон односторонний, поэтому достаточно двух точек. На проезжей части уклон двусторонний – принимается три точки. Дополнительно берутся точки на ограждении безопасности и перильном ограждении в начале и в конце моста.

Нивелировка точек проезжей и проехной частей, показанных на поперечном сечении, происходит над каждой опорой и в центре каждого пролёта (рис. 1.1). На подходах к мосту на расстояниях 5, 15 и 25 м от первой и последней опоры снимаются только точки проезжей части. Отметки низа балок снимаются по концам и в центре каждой балки.

Перед началом нивелировки всегда необходимо предварительно осмотреть сооружение – визуально определить направления и точки перелома уклонов – наметить расположение основных и дополнительных точек для съёмки. Необходимо измерить расстояния между точками нивелировки (табл. 1.1).

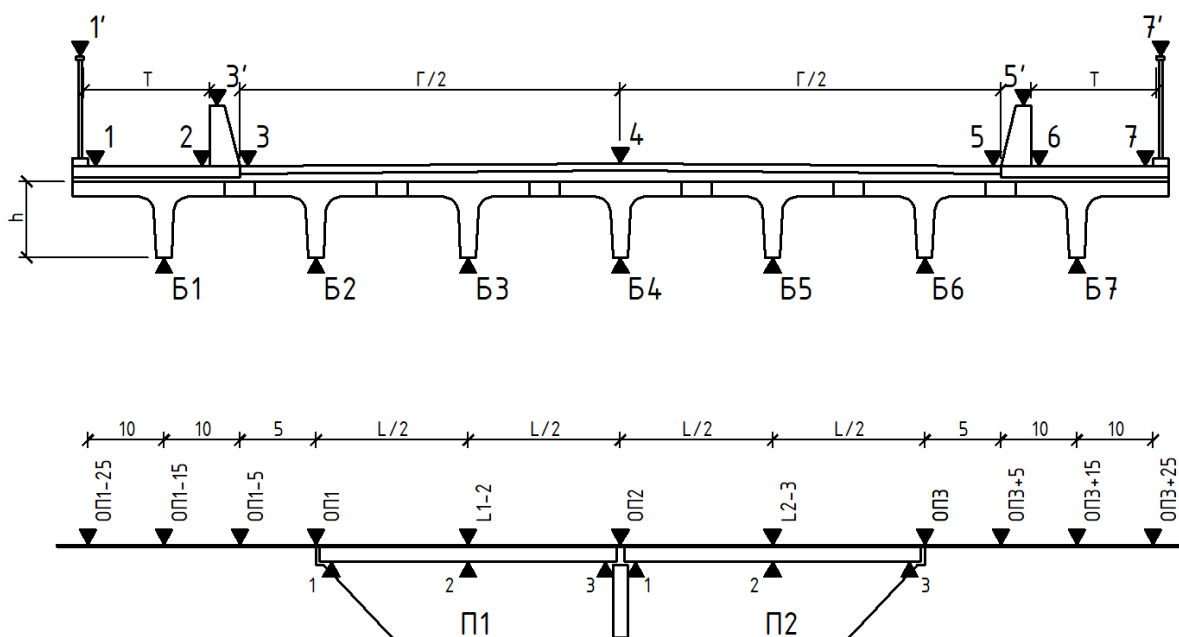


Рис. 1.1. Схемы расположения точек нивелировки пролётного строения моста.
 Поперечное сечение и продольный профиль

Таблица 1.1

Результаты обмеров и осмотра

Длина пролёта (для определения продольных уклонов)	L	
Габарит проезжей части (расстояние между точками 3,4 и 5)	Г	
Ширина тротуаров (расстояние между точками 1 и 2, 6 и 7)	T	
Строительная высота балки пролётного строения (для определения толщины покрытия)	h	
Расчётная скорость движения автомобилей (по дорожным знакам)	V	

Нивелировка дорожного полотна

Поперечные уклоны покрытия

Примем первый горизонт нивелира на отметке 10 000 мм.

Отметку каждой пронивелированной точки получим вычитанием значения, полученного по рейке, из 10 000 (рис. 1.2).

Заполняется таблица 1.2 значениями рассчитанных отметок.

После расчёта отметок заполняются столбцы со значениями и направлениями уклонов. Уклон вычисляется между соседними точками как разность отметок этих точек, делённая на расстояние в метрах. Направление уклона можно определить по отметкам. Где отметка больше – там точка выше. Направление уклона показывается диагональной линией в ячейке.

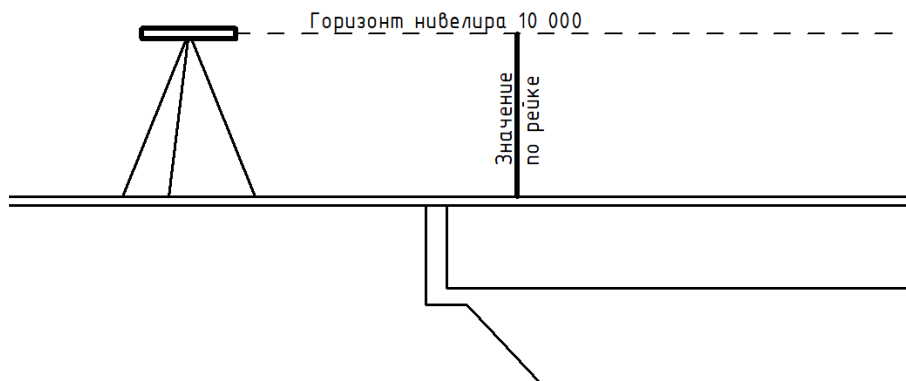


Рис. 1.2. Схема нивелировки дорожного полотна и подходов

Таблица 1.2

Отметки и уклоны мостового полотна и подходов

	Левый тротуар				Ездовое полотно							Правый тротуар			
	1'	1	Уклон ‰	2	3'	3	Уклон ‰	4	Уклон ‰	5	5'	6	Уклон ‰	7	7'
ОП1-25															
ОП1-15															
ОП1-5															
ОП1															
L1-2															
ОП2															
L2-3															
ОП3															
ОП3+5															
ОП3+15															
ОП3+25															

Продольные уклоны покрытия и переломы

Продольный профиль представляет собой диаграмму, неразрывно связанную с таблицей под ней. Над диаграммой всегда указываются направления на населённые пункты (рис. 1.3).

Отметки и названия участков в ячейках таблицы пишутся вертикально и относятся к линии, находящейся справа от подписи.

Уклоны между точками вычисляются как разница отметок, делённая на расстояние между точками в метрах. Направление уклона можно определить по отметкам.

На диаграмме над каждой точкой пишется её отметка.

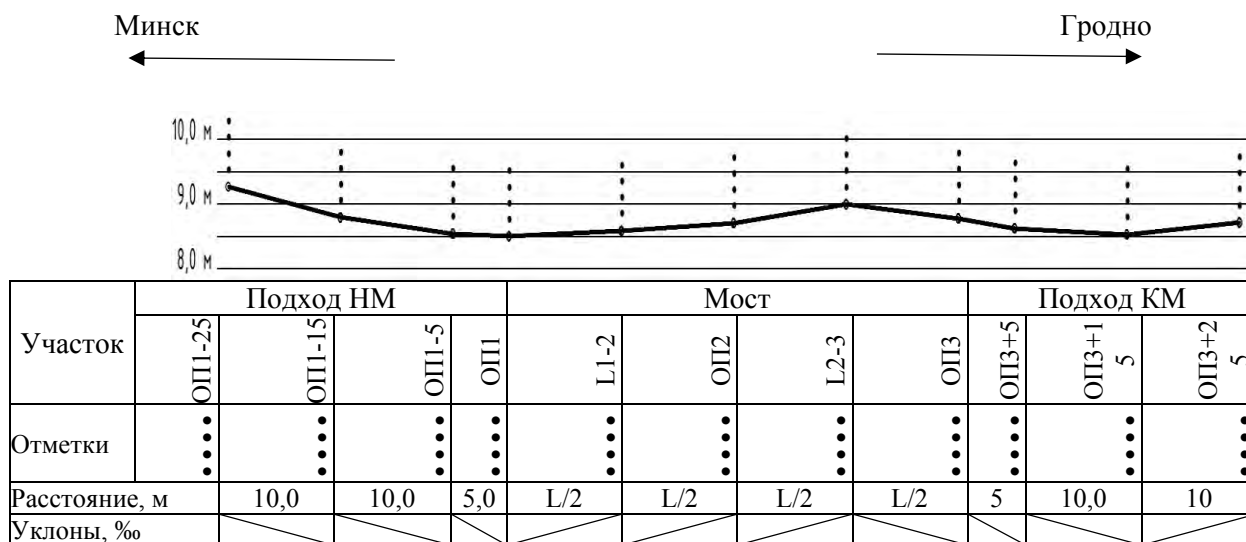


Рис. 1.3. Продольный профиль моста. Отметки, уклоны

Анализ полученных уклонов и переломов:

- поперечные уклоны проезжей части не должны быть менее 20 ‰;
- продольный уклон не более 30 ‰;
- максимально допустимые переломы продольного профиля:
90 км/ч – 8 ‰; 80 км/ч – 9 ‰; 70 км/ч – 11 ‰; 60 км/ч – 13 ‰.

Переломы находятся визуально (рис. 1.4) по продольному профилю, а затем вычисляются как разница между уклонами слева и справа от точки перелома с учётом знака. Если имеются переломы больше допустимых, то необходимо установить знак ограничения скорости.

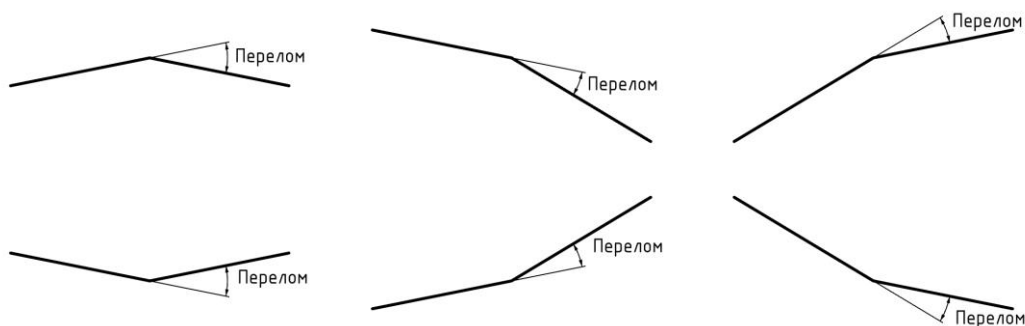


Рис. 1.4. Примеры переломов

Высоты парапетных и перильных ограждений безопасности

Для того чтобы определить высоту ограждений нужно найти разность отметок соответствующих точек. Вычисленные значения заносят в таблицу 1.3.

Высота ограждений				
	Левые перила	Левое ограждение безопасности	Правое ограждение безопасности	Правые перила
	$1' - 1$	$3' - 3$	$5' - 5$	$7' - 7$
ОП1				
ОП3				

Нивелировка низа пролётного строения

Нивелирный переход

Для определения отметок низа балок необходимо рассчитать нивелирный переход с верха моста (ГН1) на низ моста (ГН3) (рис. 1.5).

ГН1 ранее принят 10 000.

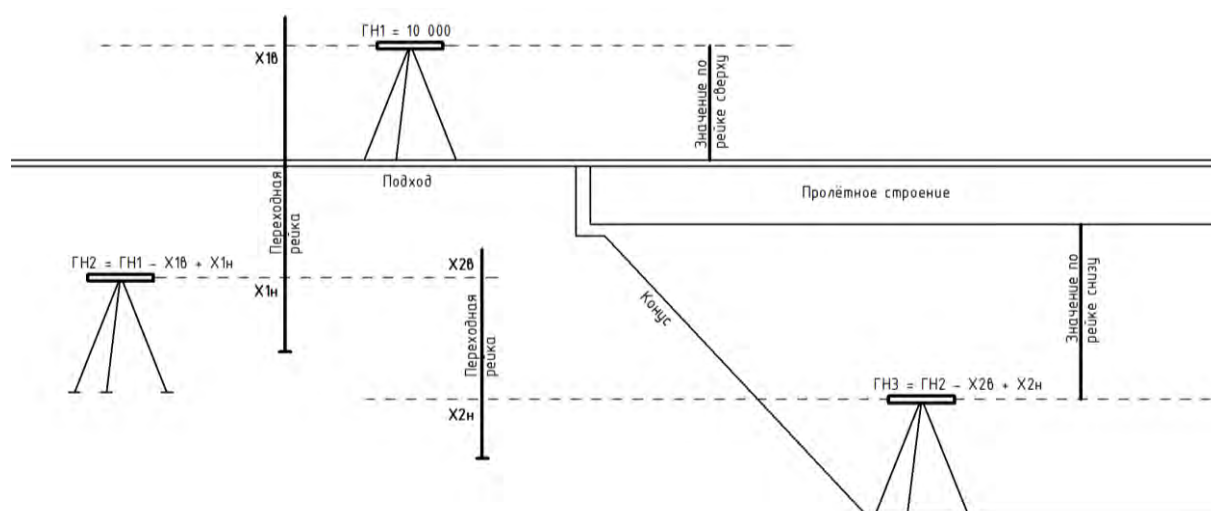


Рис. 1.5. Схема нивелирного перехода с верха моста на низ

Прогибы балок

Перед определением прогиба балок пересчитываются значения по рейке в отметки: к горизонту нивелирования ГН3 добавляем значения, полученные по рейке. Вычисленные значения заносят в таблицу 1.4.

Для определения прогиба балки необходимо найти среднее значение отметок по её концам и вычесть из него отметку центра балки.

Таблица 1.4

		Прогибы балок						
		Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6	Б7
Пролёт 1	у ОП1							
	центр							
	у ОП2							
	прогиб							
Пролёт 2	у ОП2							
	центр							
	у ОП3							
	прогиб							

Толщина покрытия на мосту

Толщина покрытия на мосту определяется в характерных точках на тротуарах и на проезжей части. Толщина покрытия необходима для определения нагрузки от собственного веса покрытий при расчёте грузоподъёмности моста.

Толщина покрытия тротуара определяется как разность отметки, полученной сверху и отметки низа ребра крайней балки, с учётом строительной высоты h балки пролётного строения (рис. 1.6). Вычисленные значения заносят в таблицу 1.5.

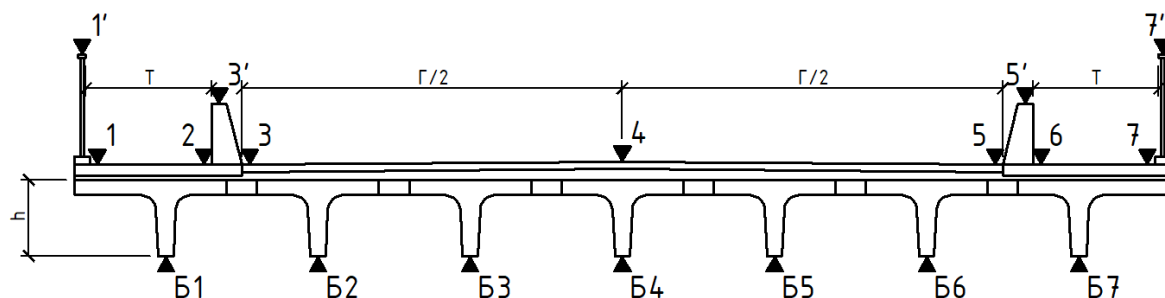


Рис. 1.6. Схема нивелировки. Поперечный профиль

Таблица 1.5

Толщина покрытия мостового полотна

	Лв Т	Лв ПЧ	Цр ПЧ	Пр ПЧ	Пр Т
ОП1					
ОП3					

Анализ высоты ограждений, прогибов балок и толщины покрытия:

- высота ограждения безопасности должна быть не менее 750 мм;
- высота перильного ограждения должна быть не менее 1100 мм;
- величина прогиба балок должна быть не более $1/400$ длины пролёта;
- толщина покрытия проезжей части должна быть (150 ± 50) мм.

Лабораторная работа № 2

Определение прочностных характеристик железобетонных элементов мостовых конструкций

Цель работы: ознакомиться со средствами и методами определения прочности бетона железобетонных конструкций на существующих мостовых сооружениях.

Задачи работы:

- изучить методы разрушающего контроля прочности бетона;
- изучить методы контроля прочности бетона вызывающие локальные разрушения;
- изучить методы неразрушающего контроля прочности бетона.

По способу воздействия на конструкцию методы определения прочности бетона в железобетонных конструкциях принято разделять на:

1. Разрушающие – основаны на исследовании стандартных бетонных кубов или призм на сжатие или изгиб до разрушения. Является наиболее точным и позволяет измерить прочность бетона непосредственно.

Во время изготовления железобетонных конструкций, из того же бетона, **отливаются образцы кубиков** (рис. 2.1), которые в последующем испытываются в лабораторных условиях (рис. 2.2).



Рис. 2.1. изготовление образцов бетона в металлических формах



Рис. 2.2. Испытание кубического образца бетона

Также существуют методы **высверливания и выпиливания образцов** (рис. 2.3) из уже возведённых железобетонных конструкций. С последующим их испытанием в лабораторных условиях (рис. 2.4).



Рис. 2.3. высверливание цилиндрического образца бетона



Рис. 2.4. Испытание цилиндрического образца бетона

2. Вызывающие локальные разрушения – основан на разрушении бетона небольшого участка конструкции.

Метод отрыва со скалыванием (рис. 2.5-2.7) основан на использовании зависимости усилия, необходимого для вырывания специального металлического анкера из бетона, от прочности исследуемого бетона. Вместе с анкером вырывается часть бетона конической формы.

Закладка анкера в бетон может производиться как при изготовлении конструкции, в свежееуложенный бетон, так и в существующую конструкцию. Во последнем случае в бетоне сверлится отверстие и устанавливается специальный многоразовый распорный металлический анкер.

Анкер устанавливается на глубину 30-50 мм. Расстояние от анкерного устройства до края конструкции должно быть не менее 150 мм. На анкер устанавливается специальный пресс, при помощи которого происходит вырыв анкера из бетона.

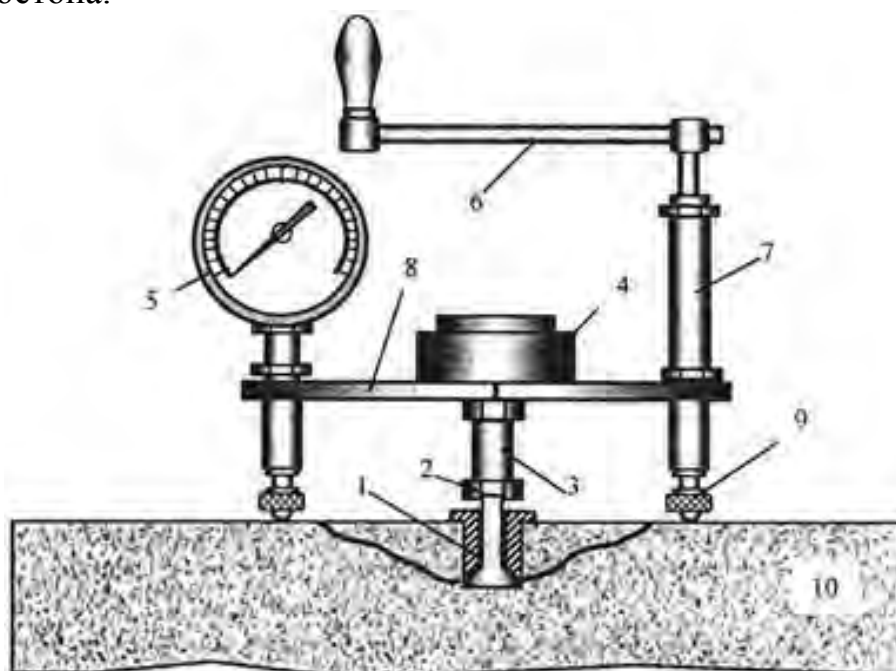


Рис. 2.5. Принципиальная схема испытания. 1 – анкерное устройство; 2 – захват; 3 – шток рабочего цилиндра; 4 – рабочий цилиндр; 5 – манометр; 6 – ручка; 7 – винтовой насос; 8 – раста прибора с маслопроводом; 9 – ножки со сферическими опорами; 10 – исследуемый бетон



Рис. 2.9. Измеритель прочности бетона ОНИКС-1.СР



Рис. 2.10. Измеритель прочности бетона ПОС-50МГ4 «Скол»

3. Неразрушающие - являются косвенными, основаны на существовании корреляционной зависимости между прочностью бетона и различными показателями, специфическими для каждого отдельного метода.

Метод пластических деформаций. Основан на использовании зависимости диаметра отпечатка, полученного вследствие пластических деформаций бетона от удара о его поверхность сферическим упругим телом, например, шариком, от прочности бетона. В этом случае учитываются только пластические свойства бетона.

Наиболее распространённым прибором, реализующим этот метод, является **Молоток Кашкарова** (рис. 2.11, 2.12).



Рис. 2.11. Общий вид Молотка Кашкарова и углового масштаба для определения диаметра отпечатка

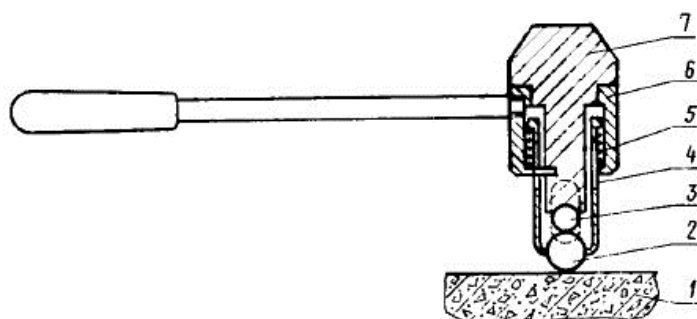


Рис. 2.12. Схема Молотка Кашкарова. 1 – исследуемый бетон; 2 – стальной шарик; 3 – Эталонный стержень; 4 – стакан; 5 – пружина; 6 – корпус; 7 – головка

В качестве эталонных образцов используют стержни диаметром 10-12мм из круглой прутковой стали с временным сопротивлением разрыву 420-450МПа.

Испытание может проводиться двумя способами:

- удар наносится непосредственно молотком Кашкарова;
- удар наносится любым молотком по головке молотка Кашкарова, установленного в исследуемую точку.

Удар следует наносить перпендикулярно к поверхности бетонного элемента с таким расчетом, чтобы диаметр отпечатка на бетоне составил $1/3 \dots 2/3$ диаметра шарика, а диаметр отпечатка эллипса на эталоне, измеренный под углом 30° к оси эталона, был не менее 2,5мм.

После удара на поверхности испытуемой конструкции и на поверхности эталонного стержня образуются отпечатки. Производится измерение диаметров отпечатка на бетоне d_B и на эталоне $d_Э$. По отношению этих величин с помощью тарировочного графика (рис. 2.13) определяется прочность бетона при сжатии.

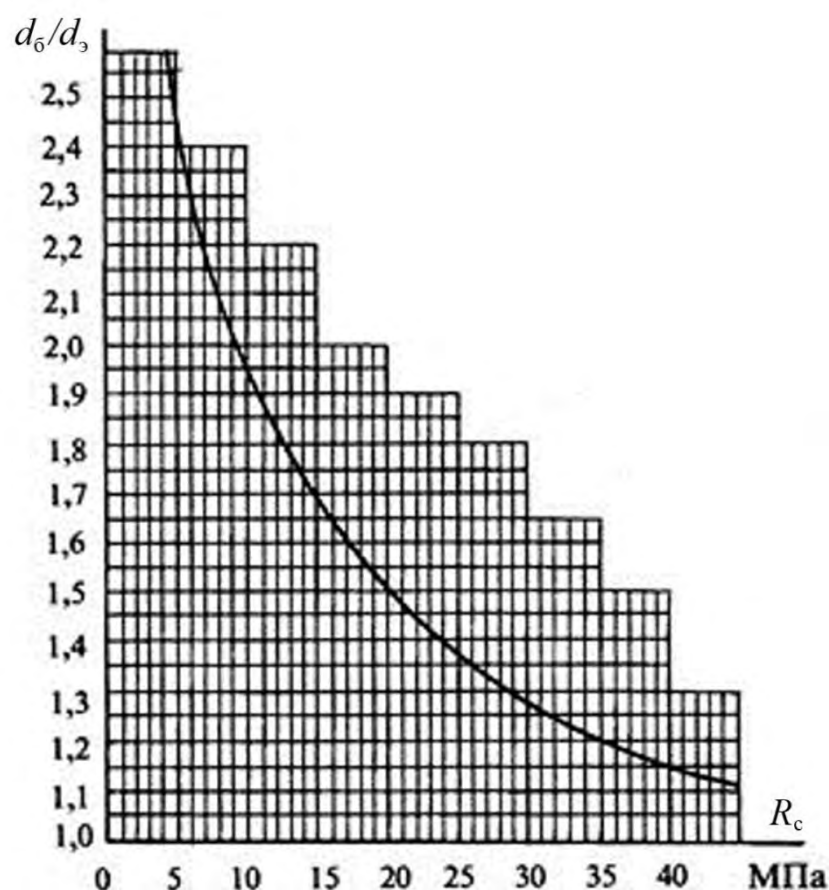


Рис. 2.13. Тарировочный график для Молотка Кашкарова

Метод упругого отскока основан на использовании зависимости величины отскока упругого тела при соударении его о поверхность бетона от прочности этого бетона.

Наиболее распространённым прибором, реализующим этот метод, является **Оригинальный молоток Шмидта (ОМШ)** (рис. 2.14, 2.15)

Склерометр ОМШ представляет собой цилиндрический корпус с металлическим плунжером. На корпусе находится измерительная шкала. в корпусе размещен ударный механизм с пружинами.

Для приведения прибора в рабочее положение необходимо надавить на корпус вдоль, уперев плунжер в твёрдую поверхность. Произойдёт характерный щелчок и плунжер выдвинется из корпуса. Прибор готов к испытанию.

Для проведения испытания необходимо, уперев плунжер перпендикулярно в испытываемую поверхность бетона, плавно, но с усилием надавить на корпус. При этом важно чтобы плунжер был перпендикулярен испытываемой поверхности. Плунжер переместится во внутрь корпуса до удара. После удара не отпуская прибор необходимо снять показания величины отскока с измерительной шкалы. Если сделать это неудобно, можно, удерживая кнопку на корпусе прибора, убрать его от испытываемой поверхности – показания шкалы будут зафиксированы.

Аналогичным действием с кнопкой плунжер фиксируется в корпусе и прибор приводится в сложенное положение.



Рис. 2.14. Общий вид склерометра ОМШ-2

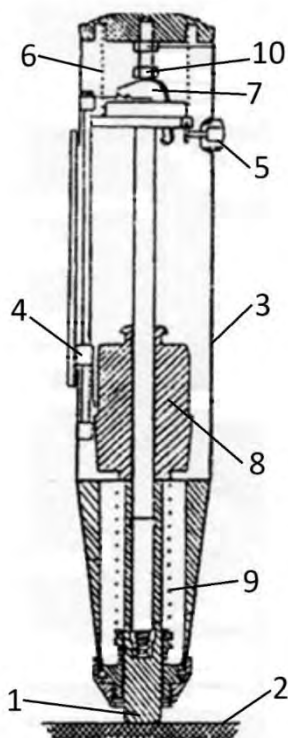


Рис. 2.15. Принципиальная схема склерометра ОМШ-2: 1 – Плунжер; 2 – испытываемая поверхность бетона; 3 – корпус; 4 – шкала прибора; 5 – кнопка-стопор; 6 – возвратная пружина; 7 – собачка; 8 – боёк; 9 – рабочая пружина; 10 – упорный болт

В процессе испытания с помощью ударной пружины ударник наносит удар по бойку и отскакивает от него. При этом величина отскока автоматически фиксируется на шкале прибора.

В процессе измерения необходимо фиксировать положение прибора относительно горизонта.

После испытания полученную величину отскока по специальной таблице или тарировочному графику (рис. 2.16) переводят в прочность бетона в МПа.

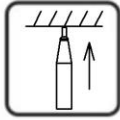

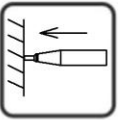
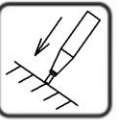
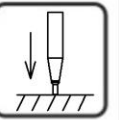
Величина отскока, R	Прочность на сжатие, МПа				
					
20			10.3	13.7	14.9
21			11.4	14.9	16.2
22		< 10	12.5	16.0	17.4
23		10.3	13.7	17.4	18.8
24	< 10	10.5	14.9	18.6	20.0
25	10.3	11.6	16.2	20.0	21.5
26	11.0	12.8	17.5	21.4	22.8
27	11.9	14.0	18.9	22.8	24.5
28	13.4	15.4	20.3	24.3	25.9
29	14.8	16.7	21.8	25.9	27.6
30	16.2	18.2	23.3	27.4	29.1
31	17.6	19.6	24.9	29.1	30.9
32	19.1	21.2	26.5	30.7	32.5
33	20.8	22.7	28.2	32.5	34.4
34	22.4	24.5	30.0	34.2	36.1
35	24.1	26.0	31.8	36.1	38.2
36	25.9	27.9	33.6	37.9	39.9
37	27.8	29.6	35.5	39.9	42.0
38	29.6	31.6	37.5	41.8	43.9
39	31.6	33.5	39.5	43.9	46.1
40	33.6	35.5	41.6	45.9	48.1
41	35.5	37.5	43.7	48.1	50.4
42	37.7	39.7	45.9	50.2	52.5
43	39.7	41.8	48.1	52.5	52.5
44	42.0	44.1	50.4	54.6	57.0
45	44.1	46.3	52.7	57.0	59.5
46	46.5	48.7	55.0	59.2	> 60
47	48.7	51.0	57.5	> 60	
48	51.3	53.6	60.0		
49	53.6	56.0			
50	56.8	58.8			

Рис. 2.16. Переводная таблица для склерометра ОМШ-2

Метод ударного импульса. В основу метода положено преобразование энергии удара бойка в электрический импульс, а прочность бетона определяют по форме электрического сигнала, которая зависит от упругих и пластических свойств бетона.

Наиболее распространённым приборами, реализующим этот метод, является **ОНИКС-2.5** (рис. 2.17) и **ИПС-МГ4** (рис. 2.18).



Рис. 2.17. Измеритель прочности бетона ОНИКС-2.5



Рис. 2.18 Измеритель прочности бетона ИПС-МГ4.03

Ультразвуковой импульсный метод. Используется зависимость скорости распространения импульсного ультразвука в теле бетона от его прочности.

Наиболее распространёнными приборами, реализующим этот метод, является ПУЛЬСАР-2.1 (рис. 2.19) и УКС-МГ4 (рис. 2.20).



Рис. 2.19. Измеритель прочности бетона ПУЛЬСАР-2.1



Рис. 2.20. Измеритель прочности бетона УКС-МГ4

Лабораторная работа № 3 Нивелировка водопропускных труб

Цель работы: Обработать результаты нивелировки водопропускной трубы

Нивелировку водопропускных труб (рис. 3.1) выполняют в рамках обследования с целью определения направления и величины уклона тела трубы, а также величины засыпки трубы.

Помимо нивелировки при обследовании определяют длину трубы, диаметр и количество отверстий, осматривают места стыковки звеньев трубы и пр.

В работе необходимо провести обработку данных нивелировки (рис. 3.2), полученных из полевого журнала.



Рис. 3.1. Общий вид водопропускной трубы

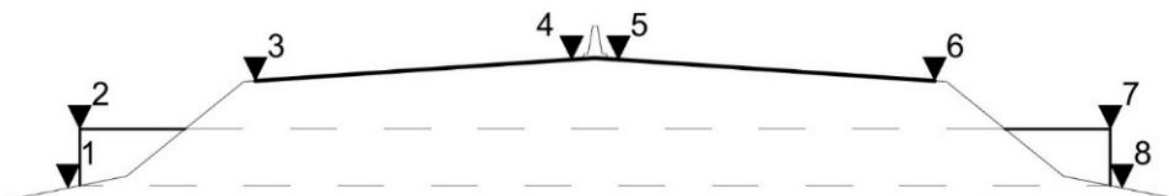


Рис. 3.2. Схема нивелировки водопропускной трубы

Точки 1 и 8 при нивелировке определяются справочно, для вычисления величины заиливания отверстия трубы.

Толщина засыпки определяется в трёх точках:

- Слева как разница отметок в точках 2 и 3;
- Справа как разница отметок в точках 6 и 7;
- В центре как разница отметок в точках 4 или 5 и среднего арифметического отметок точек 2 и 7.

Продольный уклон водопропускной трубы определяется как разница отметок точек 2 и 7, делённые на длину трубы.

Полученные в результате расчёта значения записываются в таблицу 3.1. Уклон трубы показывается в таблице диагональю в ячейке. Направление диагонали соответствует направлению уклона.

Таблица 3.1

Нивелировка водопропускной трубы

Труба			Номера точек							
			1	2	3	4	5	6	7	8
1	ПК 1634+48	отметки, мм								
		толщина засыпки, мм								
		уклон трубы, ‰								
		длина трубы, м								

Лабораторная работа № 4

Определение прочности бетона неразрушающими методами контроля

Цель работы: определить прочность бетона испытываемой конструкции.

Задачи работы:

- провести измерение молотком Кашкарова;
- определить прочность бетона по результатам испытания молотком Кашкарова;
- провести измерение молотком Шмидта;
- провести статистическую обработку результатов измерения;
- вычислить прочность бетона с гарантированной обеспеченностью 95%.

Определение прочности бетона с использованием молотка Кашкарова

Каждый студент в учебной группе производит по одному измерению с использованием молотка Кашкарова.

Удар следует наносить перпендикулярно к поверхности бетонного элемента с таким расчетом, чтобы диаметр отпечатка на бетоне составил $1/3 \dots 2/3$ диаметра шарика. Удар следует наносить строго перпендикулярно испытываемой поверхности так, чтобы стакан молотка Кашкарова не касался поверхности бетона.

После удара на поверхности испытываемой конструкции и на поверхности эталонного стержня образуются отпечатки. Производится измерение диаметров отпечатка на бетоне d_B и на эталоне $d_Э$. При измерении диаметра отпечатка на эталоне угловой масштаб следует прикладывать под углом 30° к оси эталонного стержня. По отношению значений d_B и $d_Э$ с помощью тарировочного графика (рис. 4.1) определяется прочность бетона при сжатии.

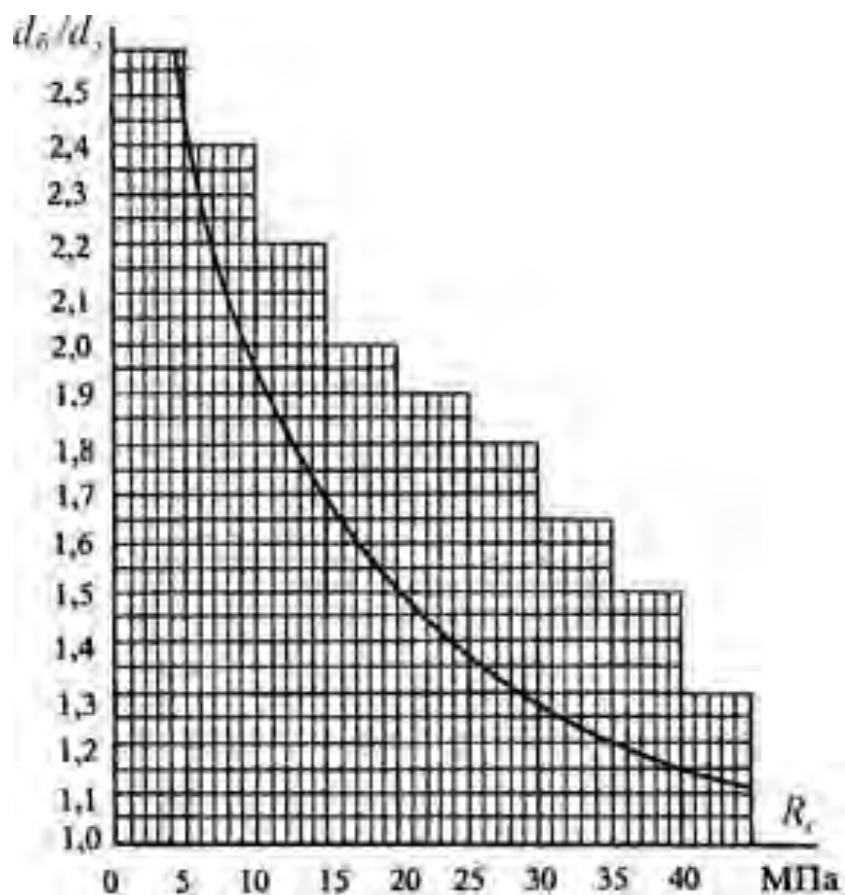


Рис. 4.1. Тарировочный график для Молотка Кашкарова

Прочность бетона, полученная в результате испытания, соответствует кубиковой прочности бетона (если не брать во внимание погрешность измерения).

Определяем класс прочности в соответствии с СТБ 2221-2020 и СТБ 1544-2005 (табл. 4.1).

При определении класса по СТБ 1544-2005:

Перед чертой - нормативное, гарантированное призматическое сопротивление - f_{ck} , МПа (при испытании цилиндрических или призматических образцов).

После черты - нормативное, гарантированное кубиковое сопротивление - $f_c^G, cube$ ($f_{ck, cube}$), МПа (при испытании кубиков с размером ребра 15 см)

Классы бетона

Класс бетона		f_{ck} , МПа	f_c^G , МПа
СТБ 2221-2020	СТБ 1544-2005		
B10	$C^8/10$	8	10
B12,5	$C^{10}/12,5$	10	12,5
B15	$C^{12}/15$	12	15
B20	$C^{16}/20$	16	20
B22,5	$C^{18}/22,5$	18	22,5
B25	$C^{20}/25$	20	25
B27,5	$C^{22}/27,5$	22	27,5
B30	$C^{25}/30$	25	30
B35	$C^{28}/35$	28	35
B40	$C^{32}/40$	32	40
B45	$C^{35}/45$	35	45
B50	$C^{40}/50$	40	50
B55	$C^{45}/55$	45	55
B60	$C^{50}/60$	50	60
B75	$C^{60}/75$	60	75
B85	$C^{70}/85$	70	85
B95	$C^{80}/95$	80	95
B105	$C^{90}/105$	90	105

Классы бетона (первый столбик) всё-таки без пробелов.

Определение прочности бетона с использованием молотка Шмидта

Каждый студент в учебной группе производит по десять измерений с использованием молотка Шмидта ОМШ.

Удар следует наносить перпендикулярно к поверхности бетонного элемента. При каждом ударе производится фиксация значения величины отскока по шкале прибора. Следует обращать внимание на то, что цена деления шкалы склерометра составляет две единицы. Для получения более «красивого» распределения экспериментальных данных рекомендуется округлять значения до целой цены деления (брать только чётные значения).

После проведения испытания каждый студент заполняет таблицу 4.2 результатов испытаний:

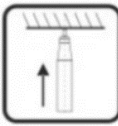
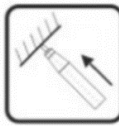
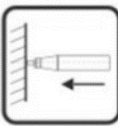

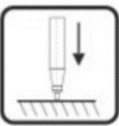
Таблица 4.2

Результаты испытания			
№	Величина отскока	Прочность бетона, МПа	Δx_t^2
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			

Прочность бетона (второй столбец таблицы) определяется по тарировочной таблице 4.3 в зависимости от величины отскока.

Таблица 4.3

Тарировочная таблица для склерометра ОМШ-2

Величина отскока, R	Прочность на сжатие, МПа				
					
20			10.3	13.7	14.9
21			11.4	14.9	16.2
22		< 10	12.5	16.0	17.4
23		10.3	13.7	17.4	18.8
24	< 10	10.5	14.9	18.6	20.0
25	10.3	11.6	16.2	20.0	21.5
26	11.0	12.8	17.5	21.4	22.8
27	11.9	14.0	18.9	22.8	24.5
28	13.4	15.4	20.3	24.3	25.9
29	14.8	16.7	21.8	25.9	27.6
30	16.2	18.2	23.3	27.4	29.1
31	17.6	19.6	24.9	29.1	30.9
32	19.1	21.2	26.5	30.7	32.5
33	20.8	22.7	28.2	32.5	34.4
34	22.4	24.5	30.0	34.2	36.1
35	24.1	26.0	31.8	36.1	38.2
36	25.9	27.9	33.6	37.9	39.9
37	27.8	29.6	35.5	39.9	42.0
38	29.6	31.6	37.5	41.8	43.9
39	31.6	33.5	39.5	43.9	46.1
40	33.6	35.5	41.6	45.9	48.1
41	35.5	37.5	43.7	48.1	50.4
42	37.7	39.7	45.9	50.2	52.5
43	39.7	41.8	48.1	52.5	52.5
44	42.0	44.1	50.4	54.6	57.0
45	44.1	46.3	52.7	57.0	59.5
46	46.5	48.7	55.0	59.2	> 60
47	48.7	51.0	57.5	> 60	
48	51.3	53.6	60.0		
49	53.6	56.0			
50	56.8	58.8			

Статистическая оценка результатов испытания

Для определения нормативной прочности бетона воспользуемся данными собранными всеми студентами.

Вычисляем среднее значение прочности бетона по учебной группе.

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{x}_i}{n}$$

где \bar{x}_i – среднее значение полученное каждым студентом;
 n – общее число испытаний (количество студентов).

Построение полигона распределения результатов измерений.

В центре оси абсцисс откладывается среднее значение результата измерений по учебной группе и ближайшее к нему значение дискретного ряда - прочность, соответствующая чётному значению величины отскока. Влево и вправо от центра откладывают другие значения дискретного ряда.

Вверх над каждой точкой по оси абсцисс откладывается количество совпадающих результатов измерений по всей учебной группе.

Вычисляем Среднеквадратическое отклонение.

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\Delta x_i^2)}{n - 1}}$$

где Δx_i – отклонение каждого измеренного значения от среднего арифметического по учебной группе: $\Delta x_i = \bar{x} - x_i$.

Определяем гарантированную с 95% вероятностью прочность испытуемого бетона.

Вычисляем ошибку среднего арифметического.

$$m_M = \frac{s}{\sqrt{n - 1}}$$

Истинное значение прочности бетона с вероятностью 95% удовлетворяет неравенству:

$$(\bar{x} - t_\alpha \cdot m_M) \leq f_{cube}^{ист}$$

где t_α – коэффициент Стьюдента, при односторонней доверительной вероятности 95% и количестве измерений больше 20 принимаем равным 1,645.

Строим границу, определённую неравенством, на уже построенной гистограмме распределения результатов испытания.

Таким образом прочность бетона испытываемой контракции соответствует $f_{cube}^{ист}$ МПа с гарантированной обеспеченностью 95%. То есть, вероятность того, что истинная прочность бетона ниже полученного значения составляет всего 5%.

Примем значение $f_{cube}^{ист}$ в качестве $f_c^G, cube$ и определим класс прочности в соответствии с СТБ 2221-2020 и СТБ 1544-2005

Лабораторная работа № 5

Механические методы определения прочности металла

Цель работы: определить прочность металла испытываемой конструкции.

По способу воздействия на конструкцию методы определения прочности металла в конструкциях принято разделять на:

1. Разрушающие методы – предусматривают вырезание опытных образцов стандартных размеров из металлических элементов мостовых конструкций (в тех сечениях, где это не приведет к опасному снижению несущей способности) и последующее их испытание:

1. На растяжение с определением предела текучести, временного сопротивления и относительного остаточного удлинения;
2. На сжатие с определением временного сопротивления (предела прочности при сжатии (для хрупких металлов));
3. На ударный излом с определением ударной вязкости с помощью специального копра.

2. Неразрушающие методы являются косвенными и основаны на существовании корреляционной зависимости между временным сопротивлением и различными показателями, специфическими для каждого отдельного метода.

Прибор Польши

Прибор Польши по принципу своей работы аналогичен молотку Кашкарова. Основные отличия: отсутствие ручки и форма эталона – квадратная. Принципиальная схема устройства прибора Польши приведена на рисунке 5.1.

В процессе испытания наносится удар молотком по бойку, что приводит к вдавливанию стального шарика как в металлическую поверхность исследуемого элемента мостовой конструкции, так и в стальной эталонный образец. По заранее известной твердости эталонного образца и отношению отпечатков вычисляется твердость испытываемого металла и по известной зависимости – его временное сопротивление.

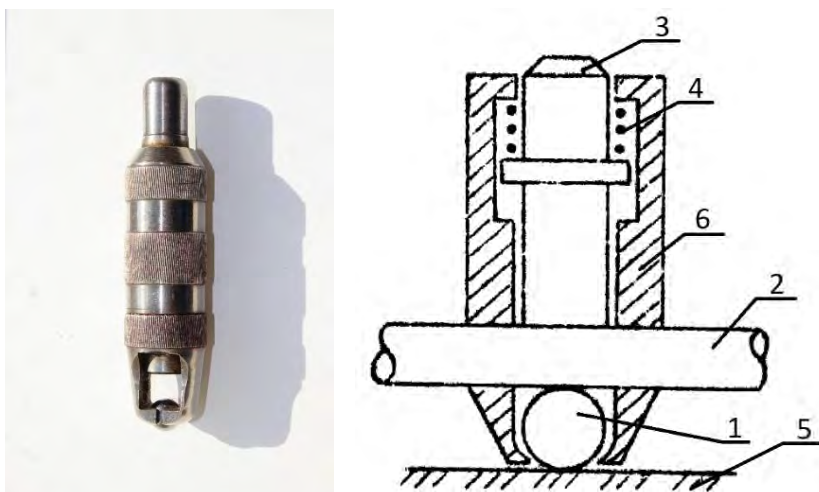


Рис. 5.1. Общий вид и схема устройства прибора Польди: 1 – стальной шарик; 2 – эталонный стержень; 3 – боёк; 4 – прижимная пружина; 5 – испытуемая металлическая поверхность; 6 – корпус

Определение твердости металла методом Рокуэлла

Принципиальная схема устройства прибора Рокуэлла приведена на рисунке 5.2. В качестве вдавливаемого элемента прибора используется алмазный конус с углом при вершине 120° или стальной закаленный шарик диаметром 1,588 мм.

В процессе испытания в металлическую поверхность исследуемого элемента мостовой конструкции с определённым усилием вдавливается конус или шарик. В результате испытания определяют твердость металла по Рокуэллу, беря отсчет непосредственно по шкале индикатора, установленного на измерительной головке прибора: по шкале HRB для насадки в виде шарика и HRC – в виде конуса.

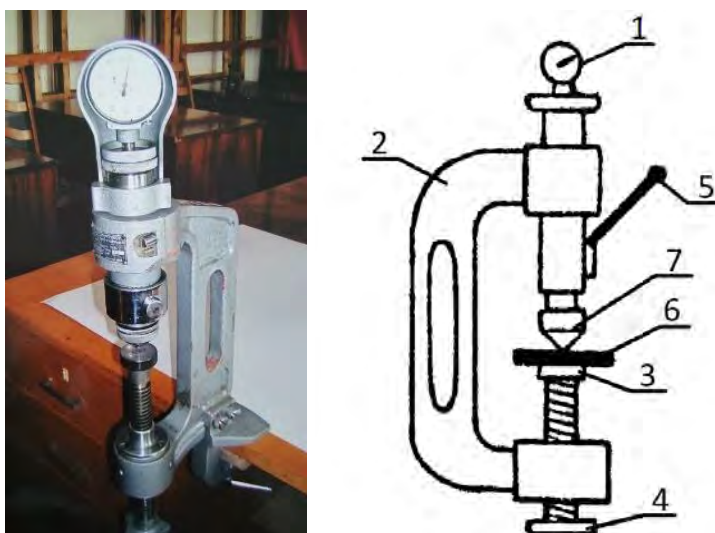


Рис. 5.2. Общий вид и схема устройства прибора Рокуэлла: 1 – индикатор; 2 – рама прибора; 3 – столик; 4 – маховичёк; 5 – ручка приложения нагрузки; 6 – испытываемый образец металла; 7 – вдавливаемая насадка (конус или шарик)

Ход работы

1. Исследуемый образец металла положить на столик прибора Рокуэлла и, придерживая образец рукой, вращением маховичка прибора добиться плотного касания образца и конуса или шарика прибора.

2. Привести ручку приложения нагрузки в вертикальное положение (предварительное нагружение) и совместить стрелки на шкале прибора с нулевым делением.

3. Повернуть ручку приложения нагрузки до упора и после ее удержания примерно в течение 3 сек. Вернуть в исходное (вертикальное) положение.

4. Снять отсчет на индикаторе по шкале «В» или по шкале «С» и занести в таблицу 5.1.

5. Отвернуть маховичок прибора, сдвинуть на несколько миллиметров исследуемый образец и повторить все операции требуемое число раз.

6. В зависимости от шкалы измерения «В» или «С» вычислить временное сопротивление металла R_i по одной из следующих формул:

$$R_i = 0,5 \cdot HРВ$$

$$R_i = 14 \cdot HPC - 40$$

Результаты вычисления величины R_i для каждого опыта занести в таблицу.

7. Вычислить среднее значение временного сопротивления исследуемого металла f_u

Таблица 5.1

Результаты испытания

№ опыта	Твердость металла по Рокуэлли HRB или HRC	Временное сопротивление металла R_i , кг/мм ²
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
Временное сопротивление $f_u = \sum R_i/n$		

Лабораторная работа № 6

Физические методы обследования элементов мостовых конструкций

Цель работы: изучить прочие методы диагностики металлических и железобетонных конструкций.

Магнитно-порошковый метод

Магнитно-порошковый метод позволяет определить скрытые для невооружённого взгляда дефекты и разрушения металлической конструкции.

Перед испытанием на поверхность исследуемого элемента наносят магнитно-порошковую суспензию. Затем с помощью намагничивающего устройства, подключенного проводят намагничивание исследуемого элемента, в результате чего магнитный порошок суспензии ориентируется вдоль силовых линий магнитного поля и, таким образом, обрисовывает картину скрытых дефектов, трещин и др (рис. 6.1). Чаще всего магнитно-порошковый метод применяется для контроля целостности сварных швов.

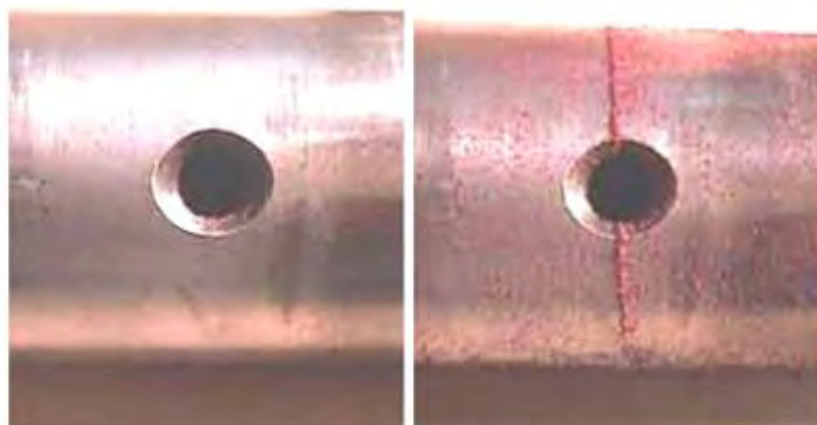


Рис. 6.1. Слева-зенькованное отверстие в трубе со скрытой для невооруженного взгляда трещиной.
Справа – скопление магнитно-порошковой суспензии вокруг трещины

Электромагнитный метод

Электромагнитный метод применяется для определения места расположения арматуры в бетоне, толщины защитного слоя и диаметра арматурных стержней.

Электромагнитный метод основан на изменении индуктивности датчика при изменении расстояния от него до арматуры. Для таких измерений используются приборы ИПА МГ-4 (рис. 6.2) или Поиск-2.5 или аналогичный устаревший прибор ИЗС-10н.

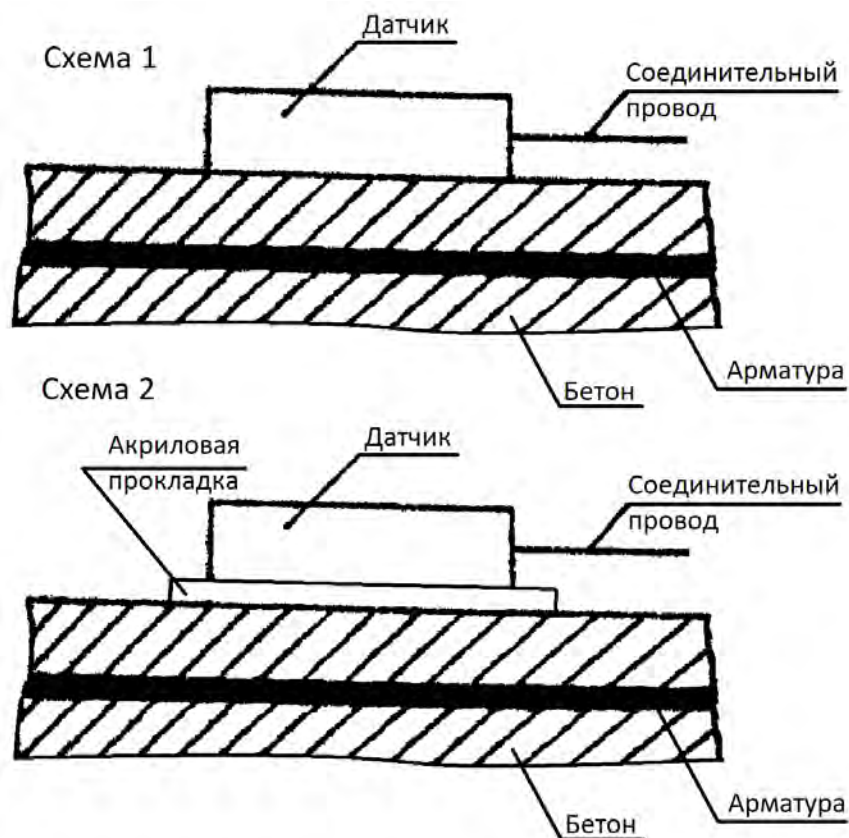


Рис. 6.2. Определение параметров армирования при помощи прибора ИПА МГ-4. Схема 1 – без прокладки. Схема 2 – с акриловой прокладкой

С помощью этих приборов можно выполнить следующие измерения:

- нахождение нормальной проекции арматурных стержней на поверхность железобетонных элементов мостовых конструкций;
- определение с точностью до 1мм защитного слоя стержневой арматуры известного диаметра;
- определение с точностью до 2 мм диаметра стержневой арматуры при известной толщине защитного слоя бетона;
- определение диаметра стержневой арматуры и толщины защитного слоя бетона, если ни один из этих параметров не известен. (производители приборов не нормируют точность и указывает что результаты определяются справочно) Скобки, оставим, забыл «не» написать.

Измерения по первым трём пунктам производятся по схеме 1, по четвёртому пункту – по схеме 1 затем по схеме 2.

Лабораторная работа № 7

Измерение прогибов и деформаций при статических испытаниях мостов

Цель работы: изучить методы и оборудование для измерения прогибов и деформаций при статических испытаниях мостов.

Испытание конструкций сооружений и отдельных их элементов проводится для оценки несущей способности, а также для проверки статических расчетов.

Все испытания делятся на два типа – статические и динамические.

При статических испытаниях нагрузка прикладывается плавно во избежание инерционных воздействий на конструкции и выдерживается в течение 15 минут до снятия показаний с приборов. Нагружение мостовых конструкций производится установкой на поверхность конструкции различных грузов, при помощи заезда автотранспорта или с помощью домкратов. При этом фиксируются следующие основные виды деформации:

- **прогибы;**
- **относительные деформации;**
- **углы поворота конструкций.**

Приборы для измерения прогибов

Для измерения прогибов используются прогибомеры Аистова-Овчинникова (ПАО) и прогибомеры Максимова (ПМ) (рис. 7.1). Принцип работы обоих приборов аналогичен. Отличаются они лишь точностью измерений – цена деления ПАО 0,01 мм, цена деления ПМ 0,1 мм.

Связь испытываемой конструкции и прогибомера осуществляется с помощью стальной проволоки диаметром около 0,4 мм, которая перекидывается через шкив прибора и натягивается как струна – к ее свободному концу проволоки привязан груз массой порядка 3 кг.



Рис. 7.1. Лицевая сторона прогибомеров.
Слева – прогибомер Аистова-Овчинникова
Справа – прогибомер Максимова

Установка прибора в пойменном пролёте (рис 7.2)

В исследуемой точке (как правило это центр пролёта) на нижнюю грань пролётного строения 6 надёжно крепится конец стальной проволоки 2. Крепление не должно допускать проскальзывания проволоки (рис.7.3).

Под исследуемой точкой надёжно устанавливается стойка 4 для крепления прогибомера 1. Это может быть деревянный брус вбитый в землю или прикрепленный к тяжёлому грузу (во избежание опрокидывания стойки)

Прогибомер 1 на струбцину крепится к стойке 4. Спущенная с пролётного строения проволока 2 перекидывается через шкив прогибомера 1. На свободный конец проволоки подвешивается груз 3 – натяжитель проволоки.

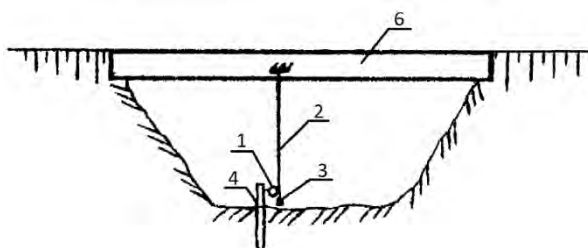


Рис. 7.2. Схема установки прогибомера в пойменном пролёте (над землёй)



Рис. 7.3. Пример установки прогибомеров ПАО при испытании путепровода

Установка прибора в русловом пролёте (рис. 7.4)

Прогибомер 1 устанавливается под пролётным строением 6 в измеряемой точке. Проволока 2 надёжно привязывается свободным концом к грузу – якорю 5. Якорь опускается на дно реки. Проволока перекидывается через шкив прогибомера 1, после чего на её второй свободный конец вешается груз 3 – натяжитель проволоки.

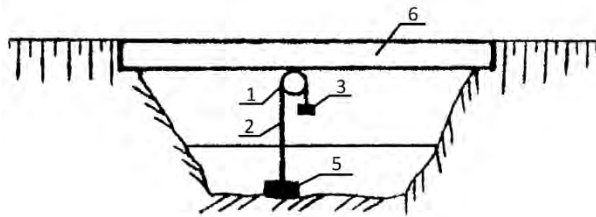


Рис. 7.4. Схема установки прогибомера в русловом пролёте (над водой)

Приборы для измерения деформаций

Сегодня для измерения относительных деформаций испытуемой конструкции чаще всего применяют **аналоговые или электронные индикаторы, тензорезисторы или тензометры струнного типа.**

Задача измерений: Зафиксировав некоторое расстояние на конструкции (базу измерений) измерить уменьшение или увеличение этого расстояния.

В общем случае по приборам, мы получаем абсолютные деформации базы измерения. Поделив эти деформации на длину базы получаем относительные деформации и умножая последние на модуль упругости материала получаем напряжение, возникающее в конструкции на исследуемом участке.

Установка индикаторов (рис. 7.5, 7.6)

На конструкцию устанавливается два крепления 3 (разговорное название «антабки») расстояние между этими креплениями принимается за базу измерения l . На одно из креплений жёстко устанавливается индикатор 2. В другое крепление одним концом жёстко заживается спица 4 (сегодня в качестве спиц часто используют стержень стеклопластиковой арматуры) При этом второй конец спицы должен упираться в шток индикатора 2.

При деформациях конструкции, расстояние между креплениями 3 будет изменяться. Спица при этом будет передавать перемещение от левого по схеме крепления к индикатору и давить на его шток. Индикатор же, установленный на втором креплении, будет показывать абсолютные деформации базы измерений.

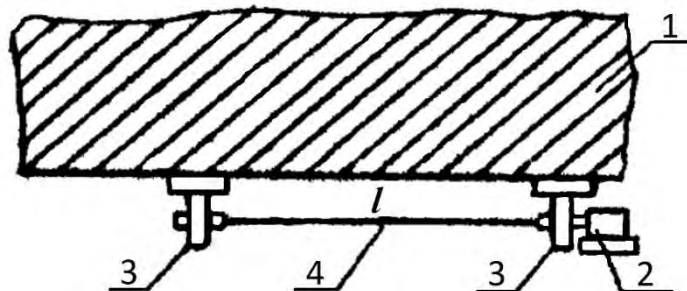


Рис. 7.5. Схема установки индикатора для измерения относительных деформаций



Рис. 7.6. Пример установки аналоговых и электронных индикаторов

Установка тензорезисторов (рис. 7.7, 7.8)

Принцип работы тензорезистора заключается в изменении его электрического сопротивления при деформации.

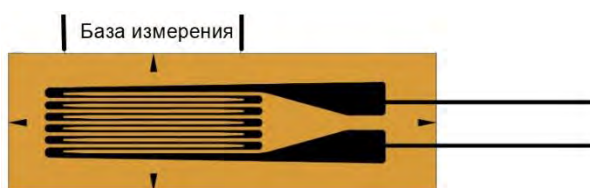


Рис. 7.7. Схема фольгового тензорезистора



Рис. 7.8. Общий вид тензорезисторов и пример подключения к тензометру по полумостовой схеме

Тензорезисторы приклеиваются к хорошо зачищенной поверхности испытываемого элемента. Измерительный – вдоль направления измеряемых деформаций, термокомпенсационный – поперёк.

При нагружении конструкции ее деформация передается через слой клея чувствительному элементу датчика (проволоке), удлиняя или укорачивая его, в результате чего изменяется электрическое сопротивление тензорезистора, регистрируемое тензометром.

Так как при деформации изменения сопротивлений составляют доли ома, для обеспечения высокой точности измерений с обеспечением термокомпенсации тензорезисторы подключают в специальные схемы – мостовые схемы (мост Уитстона).

На рисунках 7.9 и 7.10 представлены схемы подключения тензорезисторов. Контакты 1 и 6 служат для подачи питания на мост. По контактам 4 и 5 осуществляется контроль напряжения питания на мосту с учётом поправки на потери напряжения от магистральных проводов (базовое значение напряжения). По контактам 2 и 3 происходит измерение напряжения разбаланса моста.

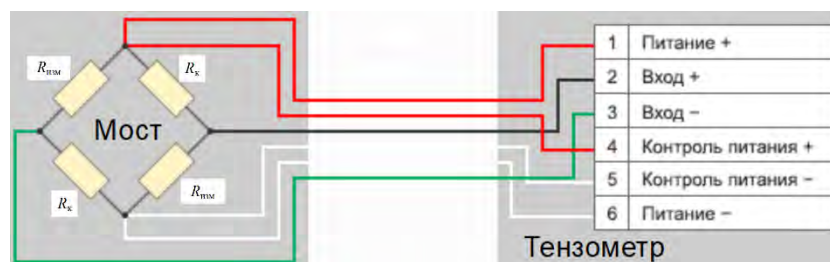


Рис. 7.9. Мостовая схема подключения тензорезисторов к цифровому тензомеру. Коэффициент чувствительности схемы $S = 4/(2K)$

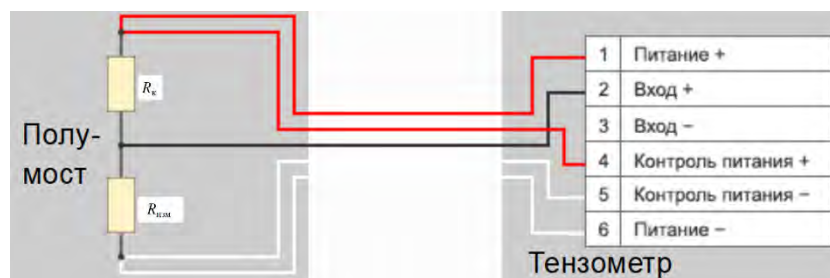


Рис. 7.10. Полумостовая схема подключения тензорезисторов к цифровому тензомеру. Коэффициент чувствительности схемы $S = 4/K$

Мостовая схема в отличие от полумостовой обладает более высокой чувствительностью, но требует большего количества датчиков – тензорезисторов.

Резисторы, обозначенные как R_K являются термокомпенсационными. $R_{изм}$ – Измерительными. Так как все они при изменении температуры меняют своё сопротивление по одному закону – разбаланс моста от изменения температуры не происходит.

Механическое напряжение, возникающее в конструкции может быть вычислено по формуле:

$$\sigma = \varepsilon E = EOD \cdot S \cdot E,$$

где EOD – Единицы относительной деформации, получаемые с тензометра;

S – Коэффициент чувствительности моста;

ε – относительная продольная деформация датчика (материала конструкции);

E – модуль упругости материала конструкции;

K – коэффициент тензочувствительности тензорезистора.

Струнные тензометры

Струнные тензометры (рис 7.11, 7.12) применяются похожим образом, что и тензорезисторы. Но при этом не могут быть подключены в мостовые схемы (не имеют термокомпенсации) и имеют принципиально отличающийся принцип работы.

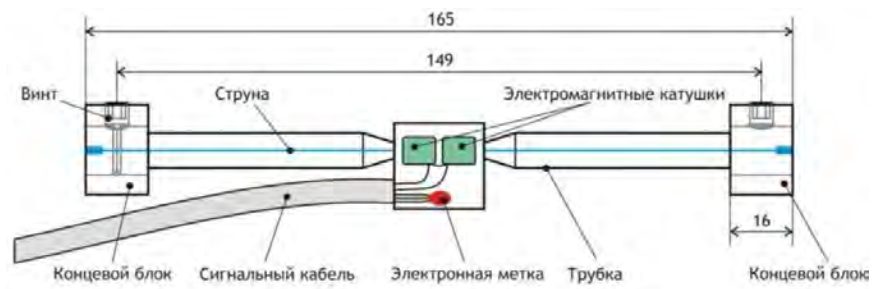


Рис. 7.11. Схема струнного тензометра



Рис. 7.12. Общий вид струнного тензометра

Концевые блоки крепятся на испытываемую конструкцию. В трубке между концевыми блоками натянута металлическая струна. На электромагнитные катушки опрашивающим прибором по проводу подаётся кратковременный возмущающий электрический импульс, от которого струна начинает совершать колебания. Этими же катушками снимается сигнал – частота собственных колебаний струны. Логично что при изменении натяжения струны при изменении расстояния между концевыми блоками частота колебания струны будет меняться (как звук при изменении натяжения струны гитары). Используя зависимость между частотой колебания и относительным удлинением струны, мы можем получить величину относительных деформаций.

Лабораторная работа № 8

Определение коэффициента поперечной установки

Цель работы: изучить особенности совместной работы балок в ребристом пролётном строении.

Определение КПУ в пролётном строении по результатам испытания

Первый этап испытания проводится с целью определения коэффициента поперечной установки.

Как и при испытании реального сооружения нашей целью станет построение линии влияния для каждой балки пролётного строения. Для этого заполняем таблицу 8.1 в соответствии по полученными результатами испытания.

Таблица 8.1

		Линия влияния балки B_i					
Положение нагрузки		Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6
ЕОД, мВ/В	до						
	после						
	разность						
Напряжение, МПа							
КПУ							

Коэффициент чувствительности тензометрической схемы

$$S = 4/K, \text{ мВ/В},$$

где K – коэффициент чувствительности одного тензорезистора.

Относительные деформации волокон балки

$$\varepsilon = \Delta \text{ЕОД} \cdot S, \text{ мм/м},$$

Напряжения, возникающие в балке

$$\sigma = \varepsilon \cdot E, \text{ МПа},$$

где E – модуль упругости материала балки (в нашем случае алюминий 70 000 МПа).

Для определения коэффициента поперечной установки необходимо вычислить напряжения, возникающие в одной балке при установке на неё той же нагрузки. Геометрические характеристики балки приведены в таблице 8.2.

Значения геометрических характеристик балки и нагрузка

Величина	Обозначение	Размерность	Значение
Длина пролёта	L	мм	1000
Ширина балки	b	мм	10
Высота балки	h	мм	20
Толщина стенки балки	t	мм	2
Нагрузка	P	кг	10

Нагрузка на балку вычисляется по формуле:

$$F = P \cdot g, \text{ Н}$$

Момент сопротивления балки W определим по сортаменту:

$$W = 0,4, \text{ см}^3$$

Вычисляем напряжения от загрузки одиночной балки:

$$\sigma_1 = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot L}{4 \cdot W}, \text{ МПа}$$

где M – изгибающий момент в одиночной балке под нагрузкой P .

Определяем коэффициент поперечной установки: делим напряжения, возникшие в балках пролётного строения на напряжение, рассчитанное для одиночной балки.

Строим линии влияния коэффициентов поперечной установки. Для каждой из трёх серий загрузений (рис 8.1).

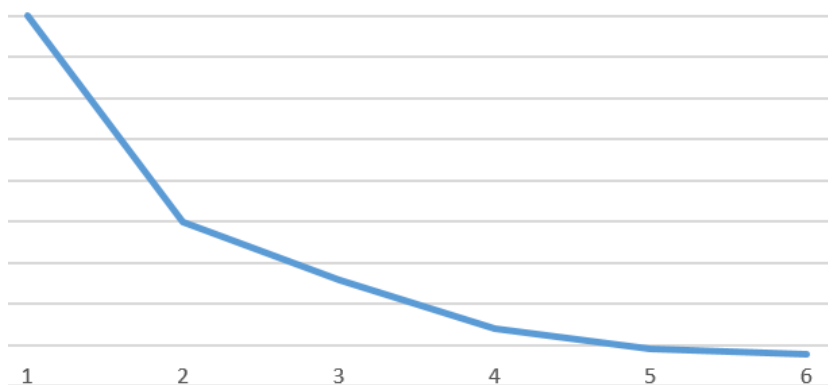


Рис. 8.1. Пример опытной линии влияния КПУ для балки Б1

Определение КПУ в пролётном строении ручным расчётом

Вычисляем коэффициенты поперечной установки в соответствии с геометрическими характеристиками испытательной установки (рис 8.2):

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) \pm \left(\frac{a_1^2}{2(a_1^2 + a_2^2 + a_3^2)}\right)$$

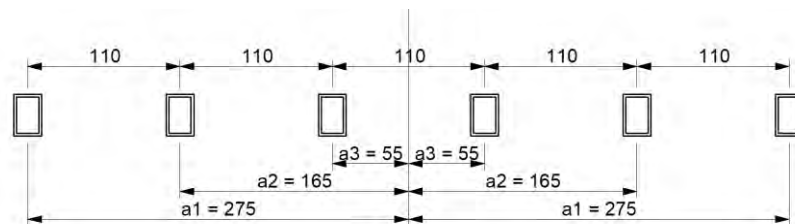


Рисунок 8.2 – Схема поперечного сечения макета пролётного строения

Строим теоретическую линию влияния КПУ по методу внецентренного сжатия (рис 8.3).

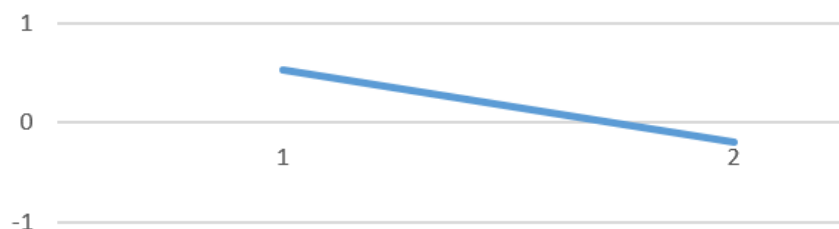


Рис. 8.3. Пример линии влияния КПУ для балки Б1, рассчитанной по методу внецентренного сжатия

Определение КПУ в пролётном строении компьютерным расчётом

Рассматриваем модель макета пролётного строения в SOFiSTiK. Выписываем значения возникающих в нижнем поясе балок напряжений в таблицу 8.3.

Таблица 8.3

Значения геометрических характеристик балки и нагрузка

	При загрузении балки...					
	Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6
Напряжения в балке Б1						
Напряжения в балке Б2						
Напряжения в балке Б3						
КПУ в балке Б1						
КПУ в балке Б2						
КПУ в балке Б3						

Строим теоретическую линию влияния КПУ по результатам компьютерного расчёта для всех балок.

Сравнивая экспериментальные данные, ручной расчёт и компьютерный расчёт строим на одной диаграмме (рис 8.3) линии влияния КПУ для балки Б1

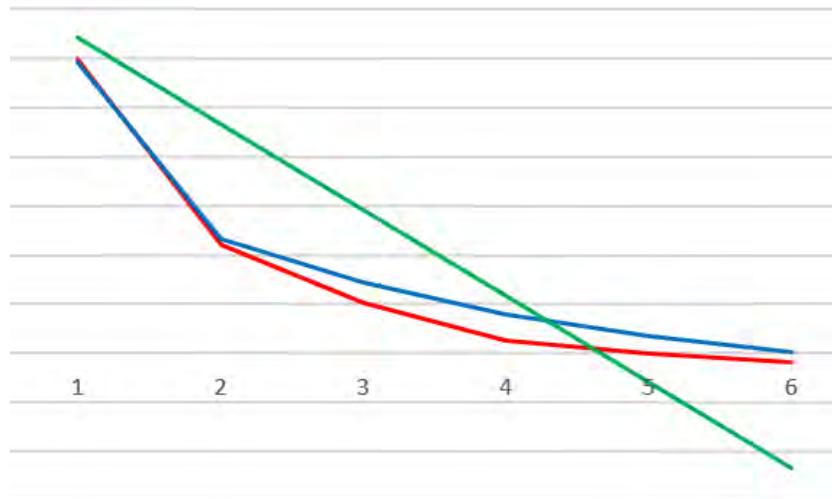


Рис. 8.3. Сравнение линий влияния КПУ для балки Б1

Определение КПУ в пролётном строении с дефектами

Локально разбираем балочную клетку экспериментальной установки (моделируем нарушение совместной работы балок) – удаляем в любом месте два болтика крепления связей и ещё в двух местах по одному болтику.

Повторяем измерения, заполняем таблицы и строим линии влияния уже для всех шести балок.

Таблица 8.4

Линия влияния балки Б_i

Положение нагрузки		Б1	Б2	Б3	Б4	Б5	Б6
ЕОД, мВ/В	до						
	после						
	разность						
Напряжение, МПа							
КПУ							

Глава III. Требования к курсовому проекту

Целью курсового проекта является обеспечение практического освоения теоретического материала, выработка навыков проектирования и конструирования пролетных строений и опор различных типов мостов.

Пояснительная записка содержит 20–30 листов формата А4 (210×297 мм). В ней должны быть отражены:

- Технико-экономическое сравнение двух вариантов: Краткое описание вариантов, подсчёт материалоемкости и стоимости, обоснование выбора варианта.

- Сбор нагрузок и расчёт элементов пролётного строения: плиты проезжей части на изгиб по нагрузке НК, Балки пролётного строения на изгиб и на срез по нагрузке АК I и II случай.

- Расчёт и подбор опорных частей, Расчёт температурных деформаций пролётного строения и деформационного шва.

Общие требования для всех вариантов:

- 1) Обеспечение максимальной долговечности и наименьших эксплуатационных расходов, наименьшей строительной стоимости, наименьшей трудоемкости и сроков постройки

- 2) Обеспечение наибольшего удобства эксплуатации и красивого архитектурного вида.

Мост должен учитывать свободный пропуск воды во время паводка, без существенного подмыва русла и опор.

Графическая часть содержит 1 лист А2 и 2 листа А3.

Лист 1 - Два варианта моста: Фасад, совмещённый с продольным разрезом. Поперечный разрез каждого из вариантов. Формат А2 в Autodesk AutoCAD.

Лист 2 - Опалубочные чертежи балки пролётного строения: фасад и разрез, Армирование балки пролётного строения: фасад и разрез, спецификация элементов. Формат А2 в Autodesk AutoCAD.

Лист 3 - Узлы пролётного строения 4 на выбор: Перильное ограждение, ограждение безопасности, устройство водоотводной трубки, устройство деформационного шва, устройство тротуара, устройство проезжей части, узел опирания балки и др. Формат А3 в Autodesk AutoCAD.

На выполнение курсового проекта отводится всего 60 часов, в том числе 16 аудиторных часов на практические занятия.

РАЗДЕЛ III. КОНТРОЛЬ ЗНАНИЙ

Глава 1. Вопросы к зачёту 7-й семестр

- 1) Общие сведения о мостах (конструктивные элементы, гидравлические элементы, генеральные размеры).
- 2) Разделение мостов на группы.
- 3) Основные данные для проектирования мостов. Подмостовой габарит.
- 4) Габариты мостов. Габарит приближения конструкций.
- 5) Схемы временных нормативных нагрузок: АК, НГ-60, НК-80, нагрузки на тротуарах.
- 6) Лесной материал и его сортамент.
- 7) Металлические скрепления деревянных мостов.
- 8) Защита деревянных мостов от загнивания.
- 9) Конструкция однопролетных мостов с разбросными прогонами.
- 10) Типы многопролетных балочных деревянных мостов. Пролетные строения с разбросными прогонами.
- 11) Пролетные строения с составными прогонами. Конструкция балок на колодках.
- 12) Пролетные строения с прогонами на пластинчатых нагелях.
- 13) Пролетные строения в виде клееных конструкций.
- 14) Основы расчета деревянных мостов по предельным состояниям. Две группы предельных состояний.
- 15) Расчет проезжей части мостов с разбросными прогонами (расчет наката).
- 16) Расчет прогонов на прочность.
- 17) Расчет прогонов на прогиб.
- 18) Особенности расчета балок на колодках. Балка.
- 19) Особенности расчета балок на колодках. Колодки.
- 20) Расчет стяжных болтов балок на колодках.
- 21) Опоры деревянных эстакадных мостов. Крепление опор в зависимости от высоты.

- 22) Врубki опор.
- 23) Типы ферменных пролетных строений. Ригельно-раскосные фермы.
- 24) Фермы Гау-Журавского. Общие схемы. Конструктивные элементы.
- 25) Фермы Гау-Журавского. Поперечные балки. Виды связей, стыки поясов, подушки.
- 26) Дощато-гвоздевые фермы.
- 27) Пролетные строения в виде гибкой арки с балкой жесткости.
- 28) Расчет ферм Гау-Журавского. Определение усилий.
- 29) Расчет поясов ферм Гау-Журавского.
- 30) Расчет раскосов ферм Гау-Журавского (на устойчивость в плоскости фермы).
- 31) Расчет раскосов ферм Гау-Журавского (на устойчивость из плоскости фермы).
- 32) Защита деревянных мостов от ледохода. Типы ледорезов.
- 33) Общие сведения о железобетонных мостах. Достоинства, недостатки. Примеры рекордных пролетов.
- 34) Материалы железобетонных мостов. Бетон.
- 35) Материалы железобетонных мостов. Арматура.
- 36) Мостовое полотно железобетонных мостов. Ездовое полотно. Тротуары, ограждения, бордюры, перила.
- 37) Мостовое полотно железобетонных мостов. Светильники, водоотвод, деформационные швы.
- 38) Мостовое полотно железобетонных мостов. Сопряжение с насыпью.
- 39) Основные разновидности балочных мостов (по статической схеме, по типу несущей конструкции).
- 40) Основные разновидности балочных мостов (по типу армирования, по способу постройки).
- 41) Балочная клетка монолитных мостов.
- 42) Типы сборных пролетных строений. Область применения.
- 43) Плитные пролетные строения.
- 44) Ребристые пролетные строения из обычного бетона.
- 45) Опорные части железобетонных балочных мостов.

- 46) Методы определения усилий в пролетных строениях.
- 47) Определение усилий в пролетных строениях по линиям влияния.
- 48) Определение КПУ по методу внецентренного сжатия.
- 49) Определение КПУ по методу рычага.
- 50) Расчет пролетных строений по предельным состояниям первой группы (по изгибающему моменту).
- 51) Расчет пролетных строений по предельным состояниям первой группы (по поперечной силе, 1-я формула).
- 52) Расчет пролетных строений по предельным состояниям первой группы (по поперечной силе, 2-я формула).
- 53) Расчет на раскрытие трещин пролетных строений из обычного бетона.
- 54) Расчет на прогиб пролетных строений из обычного бетона.
- 55) Общие схемы армирования преднапряженных пролетных строений.
- 56) Классификация преднапряженных пролетных строений.
- 57) Пример ребристого пролетного строения с натяжением арматуры до бетонирования.
- 58) Неразрезные и консольные пролетные строения.
- 59) Типы анкеров. Натяжение пучков.
- 60) Расчет преднапряженных пролетных строений на прочность в стадии эксплуатации (по изгибающему моменту).
- 61) Категории железобетонных мостовых конструкций по трещиностойкости.
- 62) Геометрические характеристики сечений.
- 63) Потери напряжений.

Глава 2. Вопросы к экзамену 8-й семестр

- 1) Опоры балочных мостов. Секционные мосты.
- 2) Типы промежуточных гибких опор (конструкция).
- 3) Конструкции береговых гибких опор. Ледорезы.
- 4) Конструкция опор путепроводов.
- 5) Конструкция массивных промежуточных опор-быков.
- 6) Детали промежуточных массивных опор.
- 7) Устои и сопряжения с берегом.
- 8) Арочные ж/б мосты. Общие сведения.
- 9) Конструкция арочной части. Ж.б. мосты со сводами.
- 10) Конструкция арочной части. Ж.б. мосты с отдельными арками.
- 11) Конструкция шарниров арочных мостов.
- 12) Мосты из арочных дисков.
- 13) Арочные мосты с жесткой арматурой.
- 14) Арочные ж/б мосты комбинированных систем (безраспорные).
- 15) Арочные ж/б мосты комбинированных систем (распорные).
- 16) Опоры арочных мостов.
- 17) Мосты рамных систем. Основные типы мостов из обычного бетона.
- 18) Рамные мосты с преднапряженной арматурой.
- 19) Мосты рамно- консольной системы.
- 20) Мосты рамно-подвесной системы
- 21) Мосты арочно-консольной системы и вантовой.
- 22) Металлические мосты. Общие сведения.
- 23) Материалы металлических мостов.
- 24) Основные механические характеристики стали.
- 25) Сортамент металла.
- 26) Основные системы металлических мостов.
- 27) Мостовое полотно металлических мостов. Деревянное ездовое полотно.

- 28) Мостовое полотно металлических мостов. Железобетонное ездовое полотно.
- 29) Мостовое полотно металлических мостов. Металлические настилы.
- 30) Балочная клетка металлических мостов.
- 31) Сопряжение продольных балок с поперечными.
- 32) Тротуары, перила, деформационные швы металлических мостов.
- 33) Пролетные строения со сплошной стенкой (со сплошными балками).
- 34) Сечение балок со сплошной стенкой.
- 35) Стыки сплошных балок
- 36) Пролетные строения с объединенными балками (сталежелезобетонные пролетные строения). Поперечное сечение пролетного строения со сборной ж/б плитой.
- 37) Соединительные элементы в сталежелезобетонных пролетных строениях.
- 38) Методы искусственного регулирования усилий в объединенных балках.
- 39) Расчет балок со сплошной стенкой на прочность.
- 40) Расчет балок со сплошной стенкой на общую устойчивость (приближенный способ).
- 41) Расчет балок со сплошной стенкой на общую устойчивость по СНиП.
- 42) Расчет балок со сплошной стенкой на местную устойчивость.
- 43) Расчет балок со сплошной стенкой на выносливость.
- 44) Балочные пролетные строения со сквозными фермами. Основные схемы главных ферм.
- 45) Сечения и конструкция элементов сквозных ферм.
- 46) Узловые сопряжения сквозных ферм.
- 47) Узловые сопряжения сквозных ферм.
- 48) Деталь сварной фермы с ездой понизу. Узел 1.
- 49) Пролетные строения со сквозными фермами, объединенные с ж/б плитой пр. части.
- 50) Связи металлических балочных пролетных строений.
- 51) Расчет элементов сквозных ферм на прочность и устойчивость.

- 52) Расчет узловых фасонки на выкалывание.
- 53) Расчет узловых фасонки на прочность.
- 54) Расчет связей.
- 55) Основные принципы размещения опорных частей.
- 56) Конструкция опорных частей.
- 57) Расчет опорных частей. Нижний балансир.
- 58) Расчет опорных частей. Верхний балансир.
- 59) Расчет опорных частей. Шарнир.
- 60) Металлические мосты комбинированных систем.
- 61) Расчет стыкового соединения (монтажный стык) балки жесткости.
- 62) Металлические арочные мосты.
- 63) Сечения арок металлических мостов. Детали.
- 64) Основные системы висячих мостов. Висячие мосты с кабелем или цепью.
- 65) Висячие мосты с балкой жесткости, поддерживаемой вантами.
- 66) Висячие мосты с вантовыми фермами. Типы пилонов. Детали.
- 67) Трубы. Оголовки и фундаменты водопропускных труб.
- 68) Гидроизоляция труб.
- 69) Конструкция ж.б. и металлических труб.
- 70) Горные тоннели. Подводные тоннели.
- 71) Обделка тоннелей, сооружаемых щитовым методом.
- 72) Городские транспортные тоннели.
- 73) Пешеходные тоннели

РАЗДЕТ IV. ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЙ

Целью изучения учебной дисциплины является формирование у студентов знаний и навыков, необходимых для проектирования и строительства мостов и сооружений на дорогах, освоение студентами комплекса знаний, отражающих современное состояние мостостроения и строительства транспортных сооружений на дорогах и перспективы развития данных отраслей.

Основными задачами учебной дисциплины являются:

ознакомление студентов с основными видами транспортных сооружений и методами их расчетов;

ознакомление студентов с основными видами и свойствами материалов, которые применяются при строительстве мостов и сооружений на дорогах;

ознакомление студентов с методами изготовления и монтажа мостовых сооружений.

Учебная дисциплина базируется на знаниях, полученных при изучении таких дисциплин как: «Теоретическая механика», «Сопротивление материалов», «Строительная Механика», «Дорожно-строительные материалы и изделия», «Дорожное грунтоведение и механика земляного полотна», «Инженерная геодезия», «Информатика».

В результате освоения дисциплины «Мосты и сооружения на дорогах» студент должен:

знать:

основные виды транспортных сооружений на дорогах;

основные виды и свойства строительных материалов, применяемых в транспортном строительстве;

основные методы расчетов элементов транспортных сооружений на дорогах (пролетных строений, опор, труб и т.д.);

методы изготовления и монтажа мостовых конструкций;

уметь:

производить сравнение вариантов транспортных сооружений и выбор наиболее эффективных решений;

рассчитывать нагрузки, действующие на сооружения, габариты мостов и сооружений на дорогах;

определять нагрузки, действующие на элементы мостовых конструкций;

выполнять расчет и конструирование пролетных строений, опор и труб;

осуществлять подробное описание (паспортизацию) мостового сооружения;

работать с нормативной и научно-технической литературой, максимально использовать современные инновационные технологии, знать их возможности;

владеть:

методами определения нагрузок, действующих на элементы мостовых конструкций;

методиками расчета и конструирования элементов мостовых сооружений;

способами защиты мостовых конструкций от погодно-климатических условий и солевой коррозии.

Рабочая программа

Номер раздела, темы, занятия	Название раздела, темы, занятия; перечень изучаемых вопросов	Количество аудиторных часов			Количество часов СР	Форма контроля знаний
		лекции	практические занятия	лабораторные занятия		
7 семестр						
I	Введение					
1	Задачи, стоящие перед народным хозяйством в деле строительства транспортных сооружений	0,5			1	
2	Классификация транспортных сооружений	0,5			1	
	Лабораторная работа №1. Нивелировка мостового полотна и низа балок пролётного строения			2	2	Защита лаб. работы
3	Основные данные для проектирования	1,0			2	
II	Деревянные мосты					
4	Общие сведения	2			2	
	Лабораторная работа №2. Определение прочностных характеристик железобетонных элементов мостовых конструкций			2	1	Защита лаб. работы
5	Однопролетные балочные мосты	2			2	
6	Основные системы деревянных мостов	2			2	

	Лабораторная работа №3. Нивелировка водопропускных труб			2	2	Защита лаб. работы
7	Принципы расчета деревянных мостов	2			2	
8	Деревянные мосты с балочными фермами	2			2	
	Лабораторная работа №4. Определение прочности бетона неразрушающими методами контроля			2	1	Защита лаб. работы
9	Опоры деревянных мостов	1			2	
10	Основные положения расчета ферм Гау-Журавского, дощатых и клефанерных ферм	2			2	
	Лабораторная работа №5. Механические методы определения прочности металла			2	2	Защита лаб. работы
11	Защита опор от ледохода	1			2	
III	Железобетонные балочные мосты					
12	Общие сведения о железобетонных мостах	2			2	
	Лабораторная работа №6. Физические методы обследования элементов мостовых конструкций			2	1	Защита лаб. работы
13	Мостовое полотно железобетонных мостов	2			2	
14	Основные разновидности балочных мостов	2			2	
	Лабораторная работа №7. Измерение прогибов и деформаций при статических испытаниях мостов			2	2	Защита лаб. работы
15	Основные положения проектирования и расчета железобетонных балочных мостов	2			2	
16	Пролетные строения с предварительно напряженной арматурой	2			2	
	Лабораторная работа №8. Определение коэффициента поперечной установки			2	1	Защита лаб. работы
17	Неразрезные и консольные балочные мосты с напрягаемой арматурой	2			2	
18	Опорные части железобетонных балочных мостов	2			2	

19	Основы расчета преднапряженных пролетных строений	2			2	
	Итого за 7 семестр	32		16	48	зачет
	Всего аудиторных часов за 7 семестр	48				
	8 семестр					
20	Опоры балочных мостов	4			4	
	Практическое занятие №1. Габариты мостов. Подмостовой габарит. Габарит приближения конструкций. Схемы временных нормативных нагрузок АК, НГ-60, НК-80, НК-112.		1		4	
21	Расчет мостовых опор	2			2	
IV	Железобетонные мосты арочной, рамной и комбинированной систем					
22	Основные системы арочных мостов	2			2	
	Практическое занятие №2. Разработка вариантов железобетонного моста.		1		3	
23	Рамные мосты	2			2	
24	Рамные мосты с предварительно напряженной арматурой	2			2	
	Практическое занятие №3. Расчет пролетного строения из обычного бетона. Определение усилий от постоянной нагрузки.		1		3	
25	Железобетонные мосты комбинированных систем	2			2	
26	Строительство железобетонных мостов	2			2	
	Практическое занятие №4. Определение коэффициента поперечной установки. Определение усилий в элементах пролетного строения от временных нагрузок.		2		6	
V	Металлические мосты					
27	Общие сведения	1			1	
28	Мостовое полотно металлических мостов	1			1	
	Практическое занятие №5. Определение суммарных усилий от постоянной и временных нагрузок в элементах пролетного строения.		2		6	
29	Балочные металлические мосты	2			2	

30	Сталежелезобетонные пролетные строения	2			2	
31	Расчет балок со сплошной стенкой	1			1	
	Практическое занятие №6. Расчет ребра по предельным состояниям первой группы (на прочность по изгибающему моменту и поперечной силе).		2		6	
32	Балочные пролетные строения со сквозными фермами	2			2	
33	Расчет пролетных строений со сквозными фермами	1			1	
34	Опорные части металлических балочных мостов	1			1	
	Практическое занятие №7. Расчет ребра балки по предельным состояниям второй группы.		2		6	
35	Металлические мосты арочной и комбинированной систем	1			1	
36	Висячие мосты	2			2	
37	Постройка металлических мостов	2			2	
	Практическое занятие №8. Расчет плиты проезжей части.		2		6	
УІ	Трубы					
38	Общие сведения о трубах под насыпью	2			2	
УІІ	Наплавные мосты и паромные переправы					
39	Основные особенности наплавных мостов и условия их применения	2			2	
	Практическое занятие №9. Конструирование пролетного строения.		2		6	
УІІІ	Сооружения на горных дорогах					
40	Специальные искусственные сооружения	1			1	
41	Подпорные стенки для поддержания земляного полотна и нагорных косогоров	0,5			1	
42	Галереи для защиты дорог от снежных обвалов и камнепадов	0,5			1	
	Практическое занятие №10. Конструирование опор.		1		3	
ІХ	Тоннели					

43	Общие сведения о тоннелях	1			1	
44	Типы транспортных и пешеходных тоннелей	1			1	
45	Производство работ по постройке тоннелей	2			2	
	Итого за 8 семестр	48	16		92	защита курсового проекта, экзамен
	Всего аудиторных часов за 8 семестр	64				
	Всего аудиторных часов за 7 и 8 семестр	112				