

Министерство образования Республики Беларусь  
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ  
УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра «Мосты и тоннели»

Е. А. Мойсейчик, В. В. Черкасов

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО МОСТА

Учебно-методическое пособие к курсовому проекту по дисциплине «Проектирование мостов» для студентов специальности 1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены»

Электронное учебное издание

Рекомендовано учебно-методическим объединением в области строительства и архитектуры Республики Беларусь в качестве учебно-методического пособия для студентов специальности 1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены» УО «Белорусский национальный технический университет»

Минск БНТУ 2022

УДК 624.21  
М34

Рецензенты:

Кафедра «Архитектура и строительство» УО «Белорусский государственный университет транспорта» (заведующий кафедрой, канд. архитектуры, доцент А.В. Евстратенко, профессор, к.т.н., доцент А.А. Васильев);

Научный руководитель отраслевой мостовой лаборатории, ведущий научный сотрудник, к.т.н. О.М. Вайтович.

Изложены общие положения расчета металлических мостов на основе СН 3.03.01 – 2019. Мосты и трубы. Приведены сведения о составе проекта, методике технико-экономического сравнения вариантов моста, расчете пролетных строений с ортотропными плитами проезжей части, балочных пролетных строений, опор и свайных фундаментов. Предназначено для студентов специальности 1-70 03 02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены», изучающих дисциплину «Проектирование мостов». Рекомендуется для использования при дипломном проектировании и выполнении проектных работ специалистами проектных организаций.

© Мойсейчик Е.А., Черкасов В.В., 2022  
© Белорусский национальный  
технический университет, 2022

Оглавление	
ВВЕДЕНИЕ	4
1 СОСТАВ И ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА	5
2 СОСТАВЛЕНИЕ ВАРИАНТОВ МОСТА И ИХ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ	8
3. КОНСТРУКТИВНЫЕ ФОРМЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО МОСТА И ИХ РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ, ЖЕСТКОСТЬ, УСТОЙЧИВОСТЬ, ДОЛГОВЕЧНОСТЬ	15
3.1 Проектирование балочной клетки проезжей части	15
3.1.1 Расчет продольных балок	16
3.1.2 Расчет поперечных балок	25
3.1.3 Прикрепление балок проезжей части	28
3.2 Расчет элементов главных ферм	31
3.2.1 Определение усилий в элементах ферм	31
3.2.2 Подбор сечений элементов решетчатых ферм	33
3.2.3 Проверка сечений элементов решетчатых ферм на прочность и устойчивость	36
3.2.4 Расчет поясов ферм на действие ветра и вертикальной нагрузки	37
3.2.5 Расчет стыков поясов	39
3.2.6 Расчет пролетных строений на выносливость	40
3.3 Расчет и конструирование фрикционных соединений на высокопрочных болтах	43
3.4 Расчет связей	45
3.5 Графическая часть курсового проекта	47
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	51
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	52
Приложение 1 Единичные укрупненные расценки для определения стоимости при вариантном проектировании	54
Приложение 2 Коэффициенты $\alpha$ для двутавровых, коробчатых и тавровых сечений	59
Приложение 3 Обозначение способов сварки по ГОСТ 8713-70.	60
Приложение 4 Требования к наименьшей толщине или сечению деталей конструкции в автодорожных мостах	62
Приложение 5 Эквивалентные нагрузки	63
Приложение 6 Форма основной надписи для листов основного комплекта чертежей	64

## ВВЕДЕНИЕ

В учебно-методическом пособии приведены сведения по общим вопросам проектирования балочных металлических пролетных строений мостов в соответствии с требованиями новых белорусских норм проектирования СН 3.03.01 – 2019. Мосты и трубы [1]. При составлении пособия использовалась концепция, реализованная кафедрой в методических указаниях к курсовому проекту металлического моста по дисциплине «Проектирование мостов» (составитель – В.В. Черкасов, Минск, БПИ, 1980).

В пособии приводятся сведения о вариантном проектировании мостов, проектировании стальных сплошностенчатых и ферменных пролетных строений и их узлов и соединениях. Наряду с современными болтовыми соединениями даны сведения и о соединениях на заклепках. Сведения о расчете и конструировании заклепочных соединений приведены с учетом того, что часть мостов, построенных в прошлом столетии, выполнена с использованием заклепочных соединений и в настоящее время требует оценки грузоподъемности пролетных строений, замены вышедших из строя заклепок. Такая замена заклепок может производиться с использованием высокопрочных болтов, обеспечивающих передачу усилий в соединениях за счет трения. Эта задача не может быть качественно выполнена без четкого понимания работы соединений, выполненных с применением заклепок и болтовых фрикционных соединений.

Основной целью данного пособия является повышение эффективности работы студентов при выполнении в сжатые сроки курсового проекта стального моста по дисциплине «Проектирование мостов».

Достижению названной цели будут способствовать необходимые для выполнения курсового проекта материалы, содержащиеся в приложениях, и рекомендованных учебных пособиях родственных кафедр вузов России. Такой подход основан на идентичности требований норм проектирования мостов и труб Беларуси (СН 3.03.01 – 2019) и России (СП.35.13339.2011).

Улучшению качества пособия способствовали советы и замечания рецензентов. В оформлении рисунков пособия, наборе текста значительную помощь оказал инженер кафедры «Мосты и тоннели» А.В. Кулан.

## 1 СОСТАВ И ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

**Задания** на проектирование выдаются студентам кафедрой «Мосты и тоннели» в индивидуальном порядке.

Проект состоит из пояснительной записки и графической части.

**Содержание пояснительной записки** включает технико-экономическую и расчетно-конструктивную части.

Технико-экономическая часть включает краткое описание вариантов, подсчет стоимости каждого варианта, технико-экономическое сравнение и обоснование выбора варианта.

В расчетно-конструктивной части рассматриваются нижелепечисленные конструктивные формы, рассчитываемые на прочность, жесткость, устойчивость, долговечность.

Расчет проезжей части: продольных и поперечных балок, их креплений.

Расчет главных ферм: определение усилий и подбор сечений элементов, сходящихся в заданных узлах; для балок со сплошной стенкой – подбор сечений и расчет упоров. Расчеты ведутся на прочность, устойчивость и выносливость.

Расчет двух-трех узлов или стыков.

Расчет продольных и поперечных связей и опорных частей.

В состав проекта входят 3 листа **графических материалов**, оформленных в соответствии с указаниями п.3.5 настоящего пособия.

Оформление пояснительной записки.

**Пояснительную записку** проекта выполняют в соответствии с требованиями ГОСТ 2.105–95 на листах формата А4 ГОСТ 2.301–68 с рамкой и основной надписью на первом (заглавном) листе по форме 2, на последующих листах – по форме 2а по ГОСТ 2.104–2004.

Пояснительная записка курсового проекта должна содержать текстовую часть, расчетные и конструктивные схемы, расчетные формулы, соответствующие числовые выражения и результаты расчетов.

Пояснительную записку оформляют с применением электронных печатающих и графических устройств вывода (ГОСТ 2.004–88) в редакторе Word, шрифт Times New Roman Cyr., 14 pt.

Объем пояснительной записки курсового проекта 40–50 страниц.

Первой страницей курсового проекта является задание на проектирование. Все листы пояснительной записки размещаются согласно оглавлению, на обложке проекта – титульный лист стандартной формы.

Каждая страница должна иметь поля шириной: слева – 25 мм, справа и сверху – по 20 мм и снизу – 10 мм.

Главы, разделы и подразделы пишутся на отдельных строках и соответствуют их названиям и расположению, указанным в оглавлении и нумерации страниц пояснительной записки.

Расчетные величины предваряются пояснительной текстовой частью, затем приводится формула с последующим текстовым разъяснением входящих в формулу величин, числовые выражения и результат решения с указанием размерности.

При подстановке в формулу числовых значений величин, имеющих различную размерность, используются переводные коэффициенты.

При представлении расчетов в табличной форме небольшие по объему расчеты размещают по ходу текста, а большие – на отдельных листах. Все таблицы должны иметь название и номер.

Пояснительная записка сопровождается необходимым количеством пронумерованных схем (рисунков).

Рекомендуется принимать расстояние между заголовками и текстом в пояснительной записке – 15 мм. Расстояние между заголовками раздела и подраздела 8 мм.

Абзацы в тексте начинают отступом, равным 15–17 мм.

Опечатки, описки и графические неточности, обнаруженные в процессе выполнения пояснительной записки, допускается исправлять подчисткой или закрашиванием белой краской. Поврежденные листы текстовых документов должны быть перепечатаны.

Пояснительная записка курсового проекта должна включать следующие составные части и разделы:

1. Титульный лист;
2. Реферат
4. Задание на курсовое проектирование;
4. Оглавление (содержание);
5. Введение;

6. Основная часть;
7. Заключение
8. Список использованных источников;
9. Приложения.

В пояснительной записке курсового проекта должны применяться научно-технические термины, обозначения и определения, установленные соответствующими стандартами, а при их отсутствии – общепринятые в научно-технической литературе.

Пояснительная записка начинается с **титulyного листа**, на котором указываются министерство, к которому относится вуз, название вуза, факультета и кафедры, фамилия и инициалы, подпись студента, курс и группа, название проекта данные о руководителе, город и год выполнения работы (приложение А).

В **реферате** указывают объем пояснительной записки и количество вставленных рисунков, таблиц, литературных источников и приложений, а также от 5 до 15 ключевых слов и словосочетаний.

Реферат должен отражать объект и цель исследований (проектирования). Объем реферата – неполная страница. Пример составления и оформления реферата приведен в приложении Б.

В **оглавлении** приводится перечень всех заголовков записки с указанием страниц. Заголовки должны быть написаны так, чтобы по расположению можно было судить об их соотношении между собой по значимости (главы, разделы, подразделы).

**Введение** представляет собой описание в сжатом виде всей работы. Вначале объясняются актуальность работы, излагается цель проектирования, задачи, которые нужно выполнить в курсовом проекте, характеризуются методы решения задач, используемая нормативная, техническая и проектная документация, описывается структура работы.

**Основная часть** состоит из двух глав, которые делятся на разделы, подразделы. В главах отображаются самостоятельные проблемы проекта, в разделах, подразделах – отдельные логически связанные части.

Главы и разделы пояснительной записки завершаются краткими выводами.

В основной части должны быть последовательно и обоснованно рассмотрены две главы :

Глава 1. Составление вариантов моста и их технико-экономическое сравнение.

Глава 2. Конструктивные формы пролетных строений металлического моста и их расчет на прочность, жесткость, устойчивость, долговечность.

**Заключение** – обязательная часть пояснительной записки. В нем автор проекта должен сформулировать основные выводы по проекту, изложить степень достижения поставленной цели, уровень использования типовых и самостоятельных решений при проектировании и расчете элементов пролетных строений, дать оценку аналогов и новизны, достоинств и недостатков разработанного проектного решения, определить возможные перспективные решения конструктивных форм пролетных строений моста.

**В списке использованных источников** дается перечень использованной литературы с полным библиографическим описанием источников по ГОСТ 7.1-2003 и нумерацией по порядку упоминания в тексте.

**В приложения** включается перечень разработанного графического материала (с описанием каждого листа).

## 2 СОСТАВЛЕНИЕ ВАРИАНТОВ МОСТА И ИХ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ

Цель составления вариантов – получение наиболее рационального решения. Необходимо вычертить не менее трёх вариантов, каждый из которых мог бы претендовать на лучшее решение.

Порядок составления вариантов следующий:

По заданным отметкам и расстояниям на чертеже наносятся: продольный профиль перехода, горизонты воды, линия размыва и геологические данные. Вертикальный и горизонтальный масштабы принимаются одинаковыми – 1:250 или 1:500 в зависимости от длины моста.

Над наиболее глубокой частью русла, на основании заданных подмостовых габаритов, размещаются судходные пролёты. В дальнейшем они могут быть несколько смещены, при условии достаточной глубины воды у опор при меженном горизонте. С учётом строительной высоты пролётных строений и проезжей части назначается отметка ездового полотна в судходных пролётах. Для



уменьшения высоты пойменных опор и насыпей подходов, в обе стороны от судоходных пролётов устраиваются продольные уклоны в пределах максимального уклона (20‰ – автодорожные мосты; 20-30‰ – большие мосты), разрешаемого СН 3.03.01-2019 (п.5.8.5, 5.8.6 [1]). Судоходные пролёты устраиваются на вертикальной кривой или на горизонтальной площадке. При заданной отметке одного из подходов или большой высоте одного из берегов может быть принят односторонний уклон по всей длине моста или уклон может изменяться над судоходными пролётами. Перед разбивкой на пролёты следует ориентировочно наметить начало и конец моста. Для этого к расчётному отверстию надо добавить ширину всех опор и длину конусов насыпи выше ГВВ. Размещение сооружения должно обеспечивать одинаковые глубины воды у конусов. Лишнюю часть заданного профиля рисовать не следует. В курсовом проекте металлического моста русловые пролёты должны быть перекрыты металлическими или сталежелезобетонными пролётными строениями, остальные – при пролётах менее 40-60 м – следует назначать железобетонными. Сумма пролётов в свету по горизонту высоких вод должна быть не менее заданного отверстия.

При компоновке схем вариантов следует использовать типовые конструкции пролётных строений и опор, в отдельных случаях, как исключение, могут применяться индивидуальные решения. В каждом варианте следует использовать наименьшее число типов пролётных строений и опор, что улучшает технологию строительства.

Одной из главных задач вариантного проектирования является установление наиболее выгодной разбивки на пролёты. В связи с этим, приняв типы опор и оснований в соответствии с видами грунтов и опорными давлениями, при тех же условиях, их следует сохранять во всех вариантах. При необходимости, варианты типов опор и оснований могут быть рассмотрены отдельно.

Во всех случаях желательно применять сборные опоры. Массивные сборные опоры устраиваются при больших пролётах. Они проектируются с вертикальными стенками для возможности разбивки тела опор на стандартные блоки; уширение опоры книзу делается уступами. Монолитные массивные опоры проектируются с наклоном граней от 40:1 до 20:1. Применение их возможно при сильном ледоходе и толщине льда 1 м и более. Как сборные, так и

монолитные опоры выше ГВВ при большой высоте целесообразно проектировать столбчатыми. При слабом ледоходе и толщине льда до 0,3–0,4 м опоры могут устраиваться в виде оболочек, объединённых поверху ригелем. Пойменные опоры, в зависимости от мощности ледохода, могут устраиваться сборными массивными, в виде опор-стенков, свайными или из оболочек, объединённых ригелем.

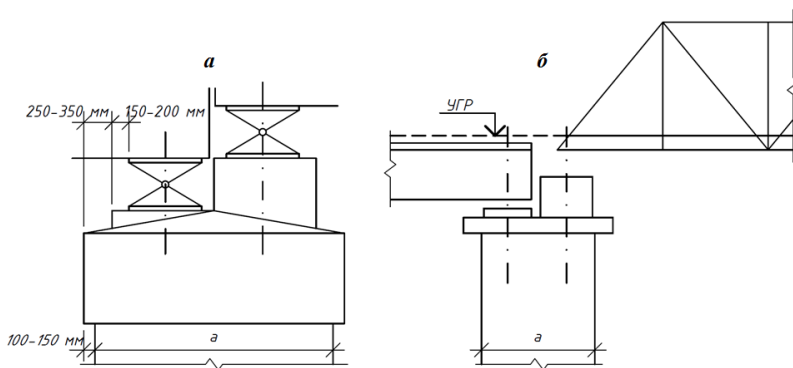


Рисунок 1- Схема к определению размеров береговых опор

Ширина быков вдоль моста поверху  $a$  определяется из условия размещения опорных частей и подферменников (рис. 1, а). При вариантном проектировании она может быть ориентировочно принята по таблице 1.

Таблица 1- Рекомендуемые размеры опоры

Пролет, м	Ширина опоры поверху «а», м, при пролетных строениях		Пролет, м	Ширина опоры поверху «а», м, при пролетных строениях	
	разрезных	неразрезных		разрезных	неразрезных
40	1,6	1,2	100	3,0	2,2
60	2,0	1,6	120	3,6	2,6
80	2,5	1,8	150	4,5	3,2

Разница в отметках опирания при неодинаковой высоте соседних пролётных строений компенсируется различной высотой подферменников на переходной опоре.

В схемах вариантов опорные части могут не вычерчиваться (рис.1,б), но отметка верха подферменной площадки должна быть вычислена правильно, с учётом высоты опорных частей, которая может быть принята ориентировочно равной одной сотой пролёта.

Строительная высота металлической фермы при езде понизу зависит в наибольшей степени от высоты поперечной балки, следовательно, от расстояния между главными фермами. Ориентировочно она может быть принята при габаритах проезда Г-7, Г-11,5, Г-17 и Г-21 соответственно: 1,5-1,8 м, 2,3-2,6 м, 3,0-3,2 м и 3,5-4,0 м. Строительная высота железобетонных пролётных строений определяется, если к высоте главных балок добавить толщину слоёв проезжей части 15-20 см. Типовые унифицированные железобетонные пролётные строения при длине 15, 18, 24, 33 и 42 м имеют высоту, соответственно: 0,9; 1,2; 1,5 и 2,1 м. Аналогично, на основании принятой высоты главных ферм и толщины проезжей части может быть подсчитана строительная высота пролетного строения со сплошными балками или решетчатыми фермами с ездой поверху.

Высота подферменника определяется из условия, чтобы верх сливов при уклоне 1:10 был не выше верха подферменника. При большой разнице в отметках опирания соседних пролетных строений на переходной опоре, вместо слишком высокого подферменника, может быть сделана качающаяся железобетонная стенка, выполняющая назначение шарнирно-подвижных опорных частей.

В опорном узле оси элементов должны центрироваться по оси подферменника (см. рис. 1, б). Так как схема фермы вычерчивается по осям элементов, при определении отметки подферменника к высоте опорных частей надо добавить половину высоты нижнего пояса.

Ширина тела сборных опор у обреза фундамента получается путём развития уступов с таким же средним наклоном, как для монолитных.

Устои при пролете до 24 м устраиваются, как правило, козлового типа с заглублением свай в естественный грунт не менее чем на 3,5–4,5 м. Так как длина железобетонной сваи не превышает 12–14 м, при большой высоте насыпи козловая опора устраивается на железобетонных стойках, опертых на свайный ростверк или фундамент на естественном основании. Устои козлового типа могут применяться и при больших пролетах, но в этом случае стойки делают-

ся из оболочек, заполненных бетоном (рис. 2,а). При пролетах более

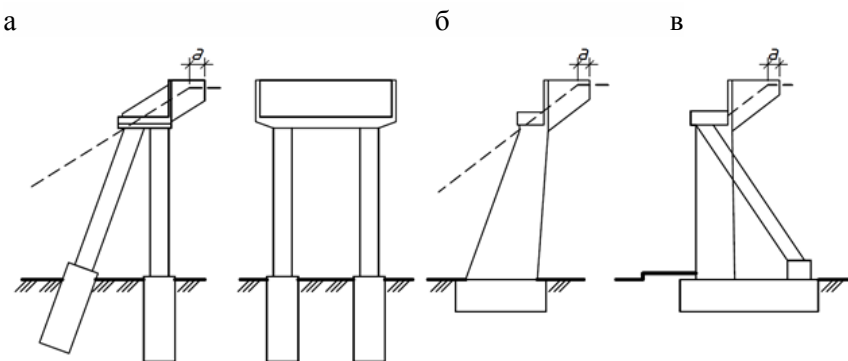


Рисунок 2- Схемы устоев моста

30 м чаще применяются обсыпные устои с открылками (рис. 2,б). При устройстве проезда по набережной значительное сокращение длины моста достигается применением устоев с откосными крыльями (рис. 2,в)

Конец устоя или его открылка должен входить в насыпь на величину «а» (см. рис. 2), которая принимается не менее 0,75 м при высоте насыпи до 6 м и не менее 1,0 м при высоте насыпи свыше 6 м ( [1]). Откосы конусов должны иметь уклоны на высоту до 6 м ниже бровки насыпи не круче 1:1,25, на высоту следующих 6 м – не круче 1:1,5 м на высоту ниже 12 м – 1:1,75. В пределах подтопления откосы конусов должны устраиваться не круче 1:1,5 ([1]).

Обрез фундамента или верх ростверка устраивается обычно ниже ГМВ на 0,5 м, а при отсутствии воды – на уровне поверхности грунта.

При плотных гравелистых, крупнопесчаных, скалистых, глинистых грунтах опоры возводятся на естественном основании, при этом глубина их заложения принимается на 2,5 м ниже поверхности грунта или отметки общего размыва (рис. 3,а).

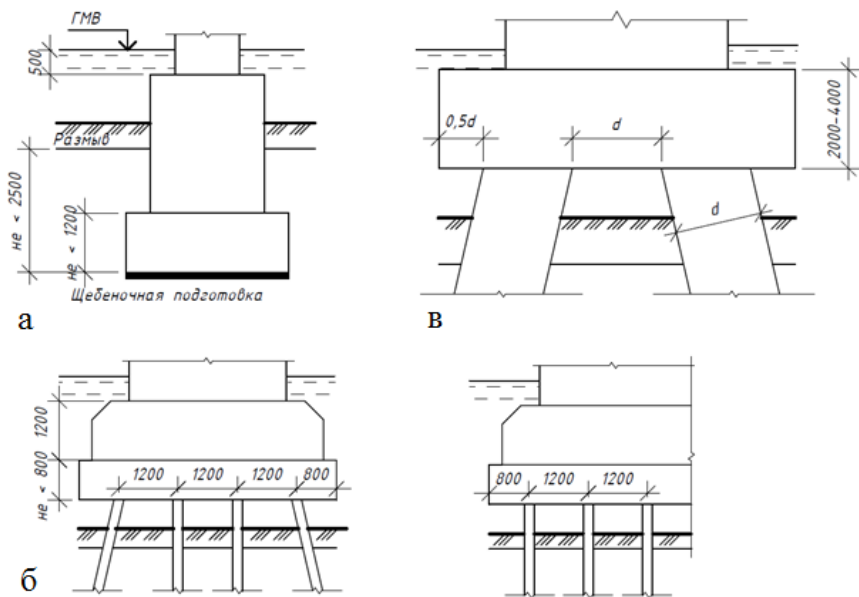


Рисунок 3 – Схемы фундаментов мостов

При глубине залегания надежных грунтов более 4–6 м устройство фундаментов на естественном основании нерационально, и в этом случае применяют опускные колодцы. Для достижения надежных грунтов, залегающих на глубине более 6–8 м, в пределах длины железобетонных свай (12–14 м), устраивают свайные основания. При большей глубине фундирования рациональны оболочки, погружение которых может вестись на глубину до 25–30 м. Если необходимо достигнуть еще большей глубины, применяют также опускные колодцы.

Применение высоких свайных ростверков (рис.3, б, в) рационально при большой глубине воды или при большой мощности слабого грунта. Отличие низкого ростверка от высокого заключается в передаче действующих на опору горизонтальных сил непосредственно грунту через боковую поверхность ростверка, тогда как в высоком ростверке горизонтальные силы воспринимается сваями или оболочками, и их крайние ряды делают обычно наклонными. Оболочки диаметром 2 м и более погружают вертикально. Число свай или оболочек определяется по их несущей способности, кото-

рая вычисляется в зависимости от их длины и видов грунтов. Максимальное давление опоры определяется подсчетом веса вышележащих конструкций и временной нагрузки. При вариантном проектировании давление на опору от неразрезных пролетных строений может быть подсчитано приближенно, как для статически определимой разрезной системы.

Размеры ростверков в плане определяются из условия размещения свай или оболочек. Расстояния между осями стандартных железобетонных свай принимаются равными 1,2 м, расстояние от оси крайней сваи до края ростверка – 0,6 м, расстояние в свету между оболочками – не менее величины их диаметра. Высота ростверка назначается приблизительно 0,4 ширины, но не менее 2 м. Объем кладки опор подсчитывается по принятым размерам или приближенно – по формулам (стр.55 [2]).

Вес металла металлических пролетных строений определяется по формуле проф. Н.С. Стрелецкого (с. 57 и табл. 8,9, и 10 [2]). Объем железобетона пролетных строений может быть принят в соответствии с типовыми проектами унифицированных пролетных строений: 0,38 м<sup>3</sup>/м<sup>2</sup> при длине 12 и 15 м, 0,41 м<sup>3</sup>/м<sup>2</sup> при длине 18 и 24 м и 0,44 м<sup>3</sup>/м<sup>2</sup> при длине 33 и 42 м (м<sup>3</sup> железобетона на м<sup>2</sup> проезжей части и тротуаров).

Сравнение вариантов ведется по следующим технико-экономическим показателям: по стоимости, трудоемкости и продолжительности строительства. Кроме того, учитываются: удобства эксплуатации, дефицитность материалов и архитектурные требования. Пример сравнения вариантов моста приведен в пособии [3].

На фасадах и поперечных разрезах схем вариантов должны быть указаны высотные отметки: горизонтов воды, бровки ездового полотна в средней части моста и на въездах, подферменных площадок или подферменников, уступов и обрезов фундаментов, заложения фундаментов или низа свайных ростверков, глубины погружения свай или оболочек; должны быть указаны размеры пролетов, полной длины моста по каждому варианту, габарит проезда или ширина тротуаров, расстояния между главными фермами, строительная высота пролетных строений, размеры тела опор и фундаментов, диаметры свай и оболочек, откосы конусов. Для каждого варианта указывается его стоимость, вес металла, объем бетона и железобетона частей сооружения.

### 3 КОНСТРУКТИВНЫЕ ФОРМЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО МОСТА И ИХ РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ, ЖЕСТКОСТЬ, УСТОЙЧИВОСТЬ, ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

#### 3.1 ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

Несущие конструкции проезжей части балочных металлических мостов обычно состоят из балочной клетки и настила: железобетонной (рис.4) или стальной ортотропной плиты [4,5]. Применение стальной ортотропной плиты значительно снижает вес проезжей части, но увеличивает общий расход металла, и поэтому целесообразно лишь при пролётах более 140-150 м.

Балочная клетка в общем случае состоит из поперечных и продольных балок [6 - 8]. При частом расположении поперечных балок продольные балки могут не ставиться, а при небольших пролётах и малых расстояниях между главными балками, железобетонная плита может опираться на главные балки, и балочная клетка может не устраиваться. При езде понизу и гибком нижнем поясе поперечные балки располагаются только в узлах ферм. Так как расстояния между узлами значительны, плиты проезжей части поддерживаются продольными балками. Расстояния между продольными балками принимаются равными 2,5–3,5 м. При их расположении учитывается, что опирание плиты на гибкий нижний пояс недопустимо (рис.4а,б).

При жестком нижнем поясе плита проезжей части может опираться не только на продольные балки, но также и на нижний пояс (рис. 4 в, г), поэтому продольные балки располагаются так, чтобы расстояние балки до жёсткого пояса приблизительно равнялось расстояниям между балками. При габаритах проезда до 8-9 м и жёстком нижнем поясе может быть целесообразно частое расположение поперечных балок, и при расстоянии между ними до 3-4 м продольные балки не ставятся.

В зависимости от ширины, тротуар может опираться на одну или две продольные тротуарные балки, расположенные на металлических консолях (см. рис. 4, а, б, г). При малой ширине тротуар может располагаться на консоли железобетонной плиты (см. рис. 4, в).

При езде поверху, вследствие большой строительной высоты,

целесообразно применять решётчатые поперечные балки, одновременно выполняющие роль поперечных связей.

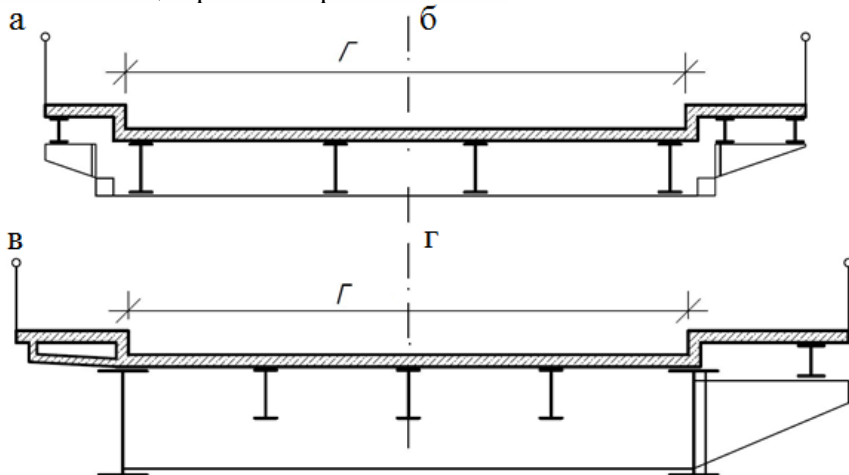


Рисунок 4 – Несущие конструкции мостов

На рис. 5,а и 5,б представлены поперечные разрезы пролётных строений с решётчатыми фермами и балками со сплошной стенкой при езде поверху.

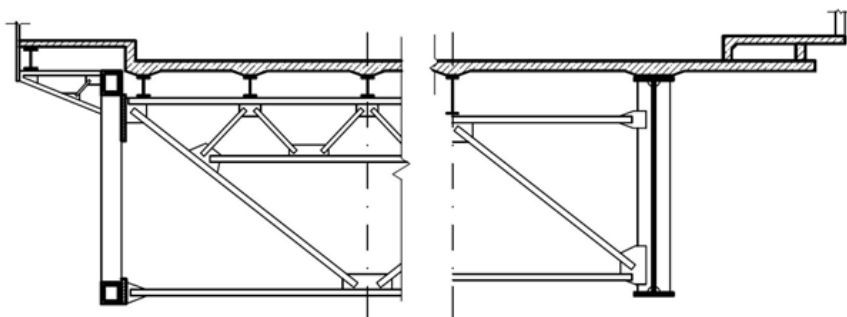


Рисунок 5 – Поперечные разрезы пролётных строений мостов

### 3.1.1 Расчёт продольных балок

Продольные балки объединяются в местах опирания на поперечные балки с помощью «рыбок», однако точный расчёт их как



неразрезных балок не имеет смысла, так как на усилия в них оказывают влияние упругие перемещения опор, податливость соединений и другие факторы. Поэтому принято момент в середине пролета продольных балок находить как в разрезной балке, без учета неразрезности. «Рыбки» рассчитываются на отрицательный момент, равный 0,6 момента в пролете.

Расчетная постоянная нагрузка складывается из веса дорожного полотна, включающего дорожное покрытие, изоляцию, выравнивающий слой и защитный слой с коэффициентом надежности по нагрузке 1,5 и собственного веса балки с коэффициентом надежности по нагрузке 1,1. Последний с достаточной точностью, может быть подсчитан по формуле:

$$p_6 = (0,6 + 0,01 \times l_{np}), \text{ тс/м,}$$

где  $l_{np}$  – пролет продольной балки, равный расстоянию между осями поперечных балок, вес балки  $p_6$  имеет нормальное значение.

Временная автомобильная вертикальная нагрузка определяется по таблицам эквивалентных нагрузок (стр. 266-267[1]) с учетом коэффициента поперечной установки  $\eta$ , коэффициента надежности по нагрузке  $n = 1,4$  м, динамического коэффициента  $1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + v}$ , где  $\lambda = l_{np}$ .

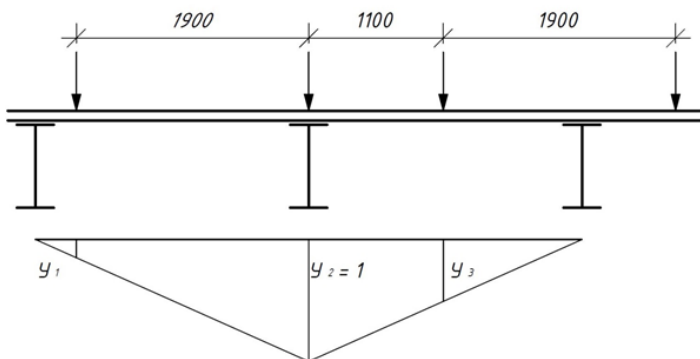


Рисунок 6 – Схема определения нагрузки на продольные балки

При отсутствии жестких часто поставленных поперечных связей между продольными балками, распределение нагрузки между ними принимается по закону рычага (рис.6):

$$\eta = 0,5 \sum y_i ,$$

коэффициент 0,5 учитывает, что каждое колесо передает половину давления на ось.

Для подбора сечения балки подсчитывается изгибающий момент в середине пролета и поперечная сила на опоре. При этом следует иметь в виду, что эквивалентная нагрузка для подсчета момента и поперечной силы различна в связи с неодинаковым положением вершин треугольных линий влияния.

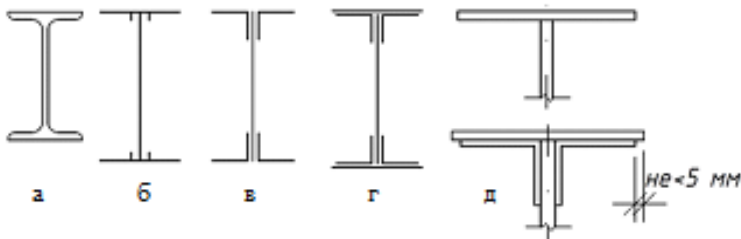


Рисунок 7 – Сечения продольных балок моста

Наиболее рациональная высота продольных балок обычно находится в пределах  $1/7 - 1/10$  пролёта. Варианты сечений указаны на рис. 7, а, б, в, г, д. Толщиной вертикального листа следует задаваться минимально допустимой, равной 10 мм, размеры уголков должны быть не менее  $100 \times 100 \times 10$  мм. При подборе сечения определяются необходимые размеры полок, при этом надо учитывать требования норм проектирования [1]. Если требуемая по расчету толщина пояса сварной балки превышает 60 мм, то для пояса следует применять пакет из двух листов. При проектировании следует отдавать предпочтение прокатным и сварным конструкциям (рис. 7, а, б).

Изменение сечения пояса следует осуществлять в зоне расположения его стыков, предусматривая скосы по ширине или по толщине, а при необходимости – то и другое одновременно, с уклоном 1:8 – для растянутого пояса и 1:4 – для сжатого. Поясные пакеты из двух листов необходимо компоновать так, чтобы их ширина отличалась не менее чем на 100 мм. Для автодорожных и городских мостов в поясах балок нормы [1] разрешают применять пакеты из листов одинаковой ширины, соединенных сварными швами, наложенными по соприкасающимся кромкам, с разделкой кромок.

Наружный лист пакета пояса, обрываемый в пролете балки, необходимо продолжить за место теоретического обрыва на длину, обеспечивающую прикрепление 50% площади сечения листа. Обрываемый лист должен удовлетворять требованиям: его толщина на конце – 10 мм; он выполняется с симметричными скосами по ширине (со сведением на нет) с уклоном 1:4; скос по толщине с уклоном 1:8 – при растяжении и 1: 4 – при сжатии листа. Косые швы на конце листа предусматриваются с соотношением катетов 1:2 (большой катет – по направлению усилия в листе) и механической обработкой для получения плавных переходов к смежному листу поясного пакета (кривизна перехода – с радиусом не менее 5 мм).

При железобетонной плите проезжей части сечение продольной балки в пролете следует рассчитывать как сталежелезобетонное (см. [1]). В связи с участием плиты в работе балки, сечение верхнего горизонтального листа может быть принято меньше, чем нижнего. Напряжение в стальной балке от первой и второй частей нагрузки суммируется, напряжение в бетонной плите может не проверяться ввиду значительно площади сечения бетона.

Проверка прочности продольной балки производится по двум сечениям: на действие изгибающего момента  $M$  в середине пролета и поперечной силы  $Q$  в опорном сечении:

$$\sigma_{max} = \frac{M}{\alpha W_n} \leq R_y m, \quad (1)$$

$$\tau_{max} = \frac{QS}{\alpha_2 I t_w} \leq R_s m, \quad (2)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий увеличение несущей способности сечения за счет развития ограниченных пластических деформаций, равных 0,06% и определяется по таблице 1 и приложению 2;

$W$  – момент сопротивления поперечного сечения балки;

$I$  – момент инерции поперечного сечения балки;

$S$  – статический момент части сечения балки (лежащий по одну сторону от нейтральной оси) относительно нейтральной оси;

$t_w$  – толщина стенки балки;  $m$  – коэффициент условий работы балки, принимаемый по таблице Л.57 [1]; для неоговоренных в подразделе 11.4.1 [1] случаев принимается  $m = 1$ ;

$R_y$  – расчетное сопротивление стального проката растяжению

Таблица 1 – Коэффициенты  $\alpha$

	$\alpha = \alpha_1$	если $\tau_m \leq 0,25R_y$	При одновременном действии в сечении элемента момента $M$ и поперечной силы $Q$
	$\alpha = \alpha_1 \frac{\sqrt{1-\alpha^2} + 1}{1+2\alpha}$ при этом $0 \leq \alpha \leq \alpha_1$	если $0,25R_y < \tau_m \leq R_y$ , где $\tau_m = \frac{Q}{h_w t_w}$ ;	
	Для кольцевых сечений $\alpha_1 = 1,15$ Для прямоугольных и Н-образных сечений $\alpha_1 = 1,25$ Для двутавровых, тавровых и корабчатых сечений коэффициент $\alpha_1$ определяется по таблице П.2	$\tau_m = \frac{Q}{h_w t_w}$ – среднее касательное напряжение в стенке; $\alpha = \frac{Q}{Q_u}$ – отношение действующей поперечной силы к предельной поперечной силе $Q_u$ , которая определяется по формуле 4; $b$ – ширина, мм; $b = \sqrt{1 - 0,25\alpha^2}$ – для корабчатых сечений; $b = \sqrt{1 - 0,0625\alpha^2}$ – для двутавровых сечений; $a = \frac{\sum A_f}{\sum A_w}$ – отношение площадей поясов к площадям стенок;	
	$Q_u = \frac{R_s l t \alpha_2}{S} m$	предельная поперечная сила; коэффициент $\alpha_2$ определяется по формуле 5;	
	коэффициент $\alpha_2$	$\alpha_2 = 1,25 - 0,25 \frac{\tau_{min,ef}}{\tau_{max,ef}}$ , где $\tau_{min,ef}, \tau_{max,ef}$ – значения минимального и максимального касательных напряжений в предположении упругой работы стали; при наличии ослаблений стенки отверстиями под болты вместо $t$ в формулу 4 подставляется величина $t_{ef} = t \frac{a-d}{a}$ , где $a$ – шаг болтов, $d$ – диаметр отверстий;	

(сжатия), величина которого определяется по п.11.3.2 и таблице 46 [1].

$R_s$  – расчетное сопротивление стального проката сдвигу, величина которого определяется по таблице 45 [1].

При расчете момента сопротивления  $W_n$  поперечного сечения балки учитывают неравномерность распределения нормальных напряжений по ширине поясов (напряжения убывают от мест соединения стенки с поясами к краям поясов) посредством замены геометрической ширины пояса на условную («эффективную») ширину  $b_{ef}$ :

$$b_{ef} = \sum v b_i,$$

где  $v$  - коэффициент приведения, принимаемый по таблице 2;

$b_i$  – ширина участка пояса, заключенная в рассматриваемом сечении между двумя точками с максимальными напряжениями  $\sigma_{max}$  ( $b_i = b$ ) или между такой точкой и краем пояса ( $b_i = b_k$ ), при этом должны выполняться условия:  $b \geq 0,04l$  и  $b \geq 0,02l$  (в противном случае  $v=1$ );

$l$  – длина пролета разрезной балки или расстояние между точками нулевых моментов в неразрезной балке.

Таблица 2 – Коэффициенты приведения  $v$

$\sigma_{min}/\sigma_{max}$	Коэффициент $v$	$\sigma_{min}/\sigma_{max}$	Коэффициент $v$
1,0	1	0,5	0,85
0,7	1	0,33	0,72

Величина среднего касательного напряжения  $\tau_m$  определяется на основании допущения о передаче всей поперечной силы  $Q$  на стенку сечения с размерами  $h_w$  (высота) и  $t_w$  (толщина).

Высота поясных швов или шаг поясных болтов (заклепок) устанавливается расчетом. При расчете прикрепления верхнего пояса продольной балки к стенке учитывается действие вертикальной нагрузки (формулы Л.129, Л.130, Л.138, Л.143[1]).

Полученная высота сварных швов округляется в большую сторону до 1 мм и не должна приниматься меньше значений указанных в таблице 3 (см. приложение 1 ГОСТ 14771-76\*), и не пре-

вышать 1,2 толщины более тонкого элемента.

Таблица 3- Наименьшие размеры катета углового шва

y, МПа	σ	Минимальный катет углового шва для толщины более толстого из соединяемых элементов, мм								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
400	≤	4	5	10	16	22	32	40	80	
400	>								0	

При проектировании стальных балок особое внимание уделяют обеспечению их общей устойчивости и местной устойчивости составных элементов.

Общая устойчивость разрезной балки и сжатой зоны пояса неразрезной балки обеспечивается при объединении сжатого пояса с железобетонной или стальной плитой. При отсутствии такого объединения необходимо выполнять расчет общей устойчивости сплошностенчатых балок, изгибаемых в одной плоскости, по формуле:

$$\frac{M}{W_c} \leq \varepsilon \varphi_b m R_y,$$

где  $M$  – наибольший расчетный изгибающий момент в пределах расчетной длины  $l_{ef}$  сжатого пояса балки;

$W_c$  – момент сопротивления поперечного сечения балки (для крайнего волокна сжатого пояса);

$\varepsilon$  – коэффициент, принимаемый по п. Л.2.6. [1];

$\varphi_b$  – коэффициент, учитывающий изгибно-крутильную форму потери устойчивости балки, величина которого определяется по формулам Л.35-Л.37 [1];

$m$  – коэффициент условий работы балки, принимаемый по таблице Л.57 [1]; для неоговоренных в подразделе 11.4.1 [1] случаев принимается  $m = 1$ ;

$R_y$  – расчетное сопротивление стального проката, величина которого определяется по п.11.3.2 и таблице 46 [1].

Местная устойчивость элементов составных балок обеспечи-

вается конструктивно-технологическими методами (пункт 11.5.3 [1] и расчетом (пункты Л 2.9, Л.2.10 [1]). К конструктивно-технологическим методам можно отнести: ограничения, накладываемые на соотношение ширины поясов к их толщине; укрепление стенки поперечными и продольными ребрами жесткости; повышение изгибно-крутильной жесткости балочного стержня; гофрирование стенки и др. Поперечные ребра жесткости из полос, уголков или тавров устанавливаются в опорных сечениях, в местах передачи сосредоточенных сил, в местах расположения поперечных связей в сплошных изгибаемых балках и в соответствии с расчетом местной устойчивости (для стадий изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации). При укреплении стенки балки только поперечными ребрами жесткости их размеры принимаются следующими:

- ширина не менее  $b_h = \frac{h_w}{30} + 40$  - для ребер, устанавливаемых с двух сторон стенки;

- ширина не менее  $b_h = \frac{h_w}{24} + 50$  - для односторонних ребер;

- толщина ребра – не менее  $t_s = 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ ,

где  $h_w$  – высота стенки, в миллиметрах;

$E = 2,06 \cdot 10^5$ , МПа – модуль упругости прокатной стали, принимаемый по таблице 56 [1].

Расчет местной устойчивости полок и стенок балок выполняют для случаев, когда: 1) полки и стенки не подкреплены ребрами жесткости и 2) имеется подкрепление полок и стенок ребрами жесткости. К первому случаю относят полки и стенки балок, поперечные сечения которых приведены на рисунке 8.

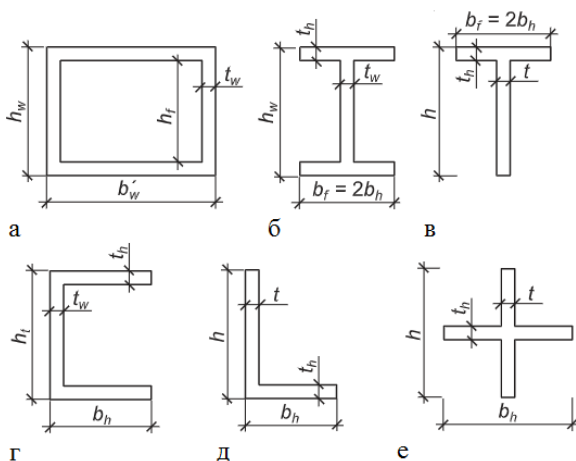


Рисунок 8 – Схемы расчетных сечений элементов, не подкрепленными ребрами жесткости

Устойчивость полок и стенок балок с поперечными сечениями, показанными на рисунке 8, при среднем касательном напряжении  $\tau_{m, \leq 0,2\sigma_x}$ , считается обеспеченной, если отношение высоты стенки ( $h, h_w$ ) или ширины полки ( $b_f, b_h$ ) к соответствующей толщине ( $t, t_w, t_f, t_f$ ) не превышает  $0,951\alpha / \sqrt{\sigma_{x,cr,ef}}$ , где  $\alpha$  – коэффициент, определяемый по формулам Л.45, Л.46 [1];  $\sigma_{x,cr,ef}$  – приведенное критическое напряжение, определяемое по формулам таблицы Л.8 [1].

При подкреплении полок и стенок ребрами жесткости (второй случай) прямоугольные пластинки, заключенные между закреплениями их по контуру, следует рассчитывать на местную устойчивость. Такой расчет выполняется по формулам подразделов Л.2.10.3 – Л.2.10.7 [1] с учетом всех компонент напряженного состояния ( $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ ), определенных в предположении упругой работы стали по сечению брутто и без учета коэффициента продольного изгиба.

При эскизном проектировании расчет местной устойчивости стенок балки можно не делать, следя лишь за тем, чтобы расстояния между ребрами жесткости не превосходили 2 м и удвоенной высоты стенки.

При размещении продольных балок в одном уровне с попе-



речными, восприятие опорного момента обеспечивается листовыми накладками («рыбками»). Их постановка удобна при одинаковой высоте балок. В автодорожных мостах изгибающий момент в поперечных балках обычно значительно больше, чем в продольных и поперечные балки имеют большую высоту. В таком случае продольная балка в нижней части снабжается консольными листами для размещения «рыбки» (рис. 9).

При расчете поперечной балки достаточно определения изгибающего момента в середине пролета, а также поперечной силы на опоре и в середине пролета. При наличии продольных балок нагрузку на поперечную балку считают условной, передающейся в местах опирания продольных балок. Непосредственное опирание железобетонной плиты на поперечные балки мало влияет на усилия в них и не учитывается.

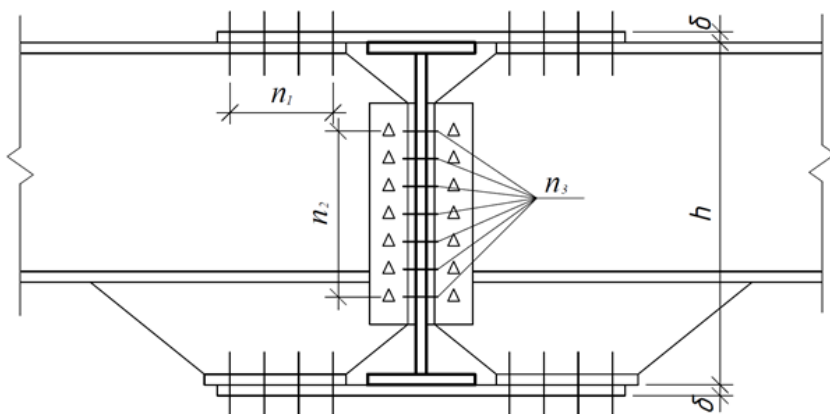


Рисунок 9 – Примыкание поперечных балок моста к продольным

### 3.1.2 Расчет поперечных балок

Давление на поперечную балку  $P$  от ряда колес может быть получено загрузением соответствующей линии влияния непосредственно грузами (рис. 10, а) или эквивалентной нагрузкой (приложение 5, рис. 10, б):

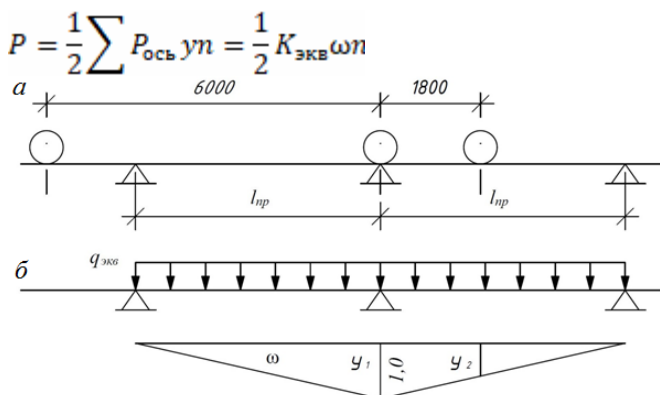


Рисунок 10 – Схема определения давления на поперечную балку

На рис. 11 показана линия влияния изгибающего момента в середине пролета поперечной балки. При загрузке ее, временная нагрузка может быть поставлена симметрично относительно оси моста, что не повлияет на результат подсчета вследствие симметрии линии влияния. При определении момента от постоянной нагрузки следует учесть нагрузку на тротуарных полосах.

Для получения максимального значения поперечной силы у опоры нагрузка Н-80 сдвигается в крайнее положение и один тротуар загружается толпой (рис. 11, б). При проверке на нагрузку НК-80 толпа на тротуарах не учитывается (п.7.3.2.8 [1]). Загружение линии влияния поперечной силы в середине пролета показано на рис. 11,в.

Если длина линии влияния давления на поперечную балку вдоль пролета превышает 25 м (т.е. расстояния между поперечными балками более 12,5 м), необходимо учитывать коэффициент многорядности, и в этом случае, помимо определения усилия при полном загрузении, следует делать проверку на меньшее число полос движения. Так же как при расчете продольных балок, временная нагрузка Н-80 учитывается с динамическим коэффициентом  $1 + \mu$ . Подвижная нагрузка НК-80 и нагрузка от толпы на тротуарах вводится в расчет без динамического коэффициента (п. 7.1.5 [1]). При расчетах на выносливость нагрузка НК-80 не учитывается (п.7.3.2.8 [1]).

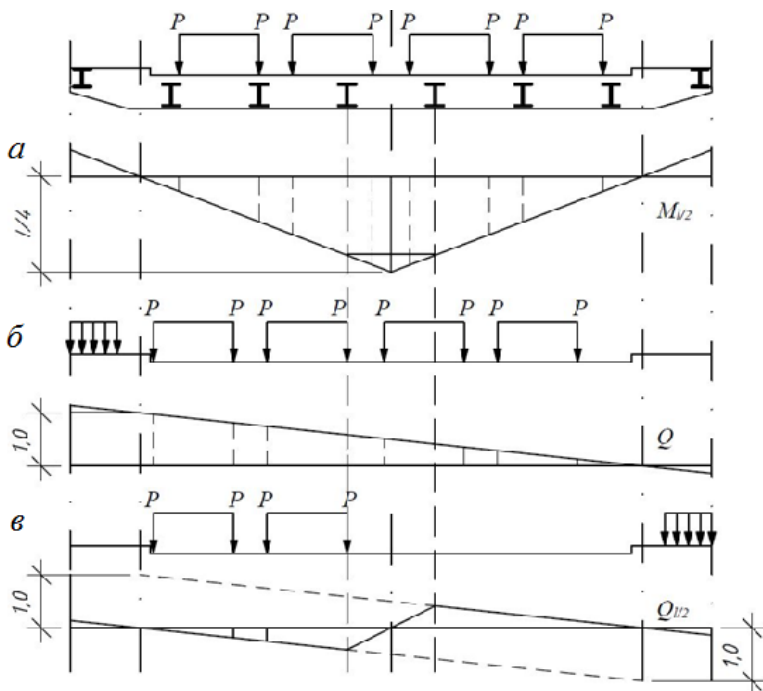


Рисунок 11 – Линии влияния усилий в поперечной балке

Вертикальный лист поперечной балки назначается по возможности тонким (минимальная толщина 10 мм) при условии, что удовлетворяется требование прочности по касательным приведенным (по теории прочности) напряжениям.

Прочность балки проверяется по нормальным напряжениям, по касательным напряжениям (см. расчет продольной балки) и по нормальным напряжениям по косым площадкам (по приведенным напряжениям). В точке примыкания стенки к поясу (точка 1, рис.12)

нормальные  $\sigma_x$  и касательные  $\tau_{xy}$  напряжения, меньше соответствующих максимальных напряжений. Совместное влияние этих напряжений на прочность стального сечения оценивают из условия

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y m.$$

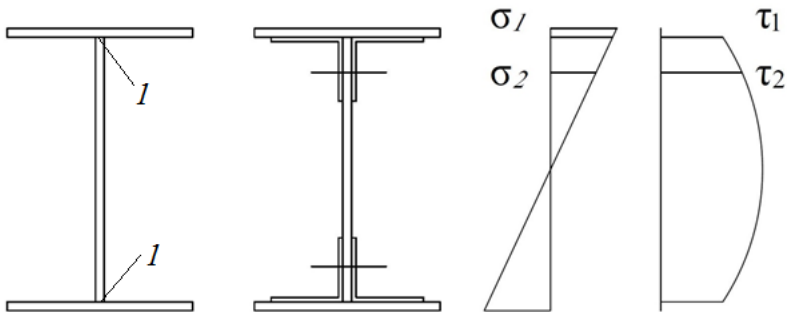


Рисунок 12 – Распределение нормальных и касательных напряжений по высоте сечения поперечной баки

Шаг поясных болтов (заклепок) или катет сварного шва крепления полки к стенке определяются так же, как для продольных балок. Вертикальная нагрузка на верхний пояс при определении шага не учитывается.

На участках, на которых поперечная сила  $Q = 0$ , шаг заклепок принимается максимально допустимым, но не больше  $7d$  и не больше  $16t$ , где  $d$  – номинальный диаметр болта,  $t$  – толщина наиболее тонкого элемента, расположенного снаружи пакета (табл. 62 [1]).

### 3.1.3 Прикрепление балок проезжей части

В прикреплении продольной балки к поперечной действует опорный изгибающий момент  $M_{оп}$   $0,6M_0$  (п.Л.5.2.5 [1] ) и поперечная сила  $Q$ . Усилие и напряжение в «рыбках»:

$$S = \frac{M_{оп}}{h+t_f}, \quad \sigma = \frac{S}{A_p} \leq mR_y,$$

где  $A_p = b_{нт}t_f$ ;  $b_{нт}$  – ширина «рыбки» за вычетом заклепочных отверстий;

$m = 0,9$  – коэффициент условий работы соединения, принимаемый по таблице Л.47 [1].

Количество односрезных болтов (заклепок) для прикрепления «рыбки» определяется из условия равнопрочности:  $n_b = F_p \mu$ . Здесь

$\mu$  – коэффициент сопротивления болтов (заклепок), равный необходимому их числу для прикрепления 1 см<sup>2</sup> рабочей площади, берется наибольшим из условия среза и смятия (таблицы 4,5).

В конструкциях с фрикционными высокопрочными соединениями необходимо обеспечивать возможность свободной постановки высокопрочных болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей и гайковертов.

Таблица 4 - Значения коэффициентов  $\mu$  для высокопрочных болтов (сталь -40X)

Диаметр отверстий для болтов, мм	20	23	26
Полки из углеродистой стали	0,433	0,282	0,234
Полки из низколегированной стали	0,504	0,328	0,273
Примечание: значения коэффициента $\mu$ даны при одной площадке трения; при двух площадках значения $\mu$ надо уменьшить в два раза			

Таблица 5- Значения коэффициентов  $\mu$  для заклепок

Диаметр за- клепки, мм	20		23		26	
	З	М	З	М	З	М
Заводская или монтажная						
Срез заклепки	0,398	0,455	0,301	0,344	0,236	0,269
Смятие за- клепки	0,250/t	0,286/t	0,217/t	0,248/t	0,192/t	0,220/t
Примечания: 1. Для заклепок, работающих на двойной срез, коэффициент $\mu$ следует уменьшить в 2 раза; 2. Толщина сминаемого элемента t принимается как фактическая толщина элемента или как сумма сминаемых элементов пакета						

Уголки прикрепления принимаются минимального допустимого размера (приложение 4, для автодорожных мостов -100×100×10 мм). Число двухсрезных заводских заклёпок, соединяющих уголки прикрепления продольной балкой (рис.8):

$$n_2 = \frac{Q}{m_2 R_0} \mu$$

где  $m_2=0,9$  – коэффициент условий работы соединения, принимаемый по таблице Л.47 [1].

Монтажные заклепки, соединяющие уголки крепления с поперечной балкой, рассчитываются на смятие и на одиночный срез на основании того же условия и с коэффициентом условной работы  $m_2 = 0,9$ . При расчете необходимо учитывать число срезов заклепок в соответствии с примечанием 1 в таблице 5. Расположение заклепок  $n_2$  и  $n_3$  должно быть увязано: обычно они становятся с одинаковым шагом.

Поперечная балка прикрепляется к главным фермам обычно также с помощью уголков. Число заводских болтов (заклепок) в прикреплении уголков к поперечной балке (рис. 13):

$$n_4 = \frac{Q_n}{R_0} \mu_n \text{ или } n_2 = \frac{Q}{m_2 R_0} \mu_{op}$$

где  $m_2 = 0,9$ .

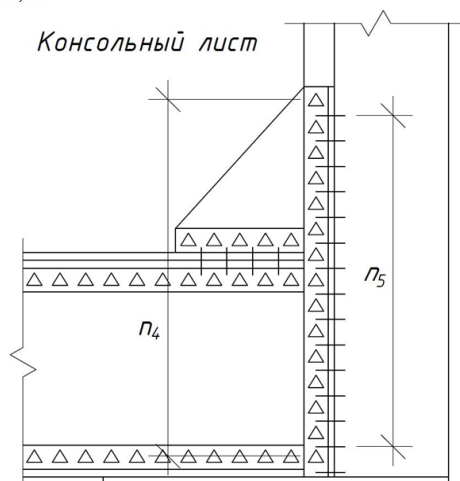


Рисунок 13 – Крепление поперечной балки к главной ферме (балке)

Число монтажных односрезных болтов (заклепок) в соединении уголков крепления с главной фермой  $n_5$  определяется так же, но коэффициент условий работы принимается  $m_2 = 0,85$  (п.Л.49 [1]).

Если требуемое число болтов (заклепок) не размещается по

высоте, прикрепление осуществляется с помощью консольного листа (рис.13). Возможно также использование уголков с более широкой полкой для размещения заклепок в два ряда.

## 3.2 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ГЛАВНЫХ ФЕРМ

### 3.2.1 Определение усилий в элементах ферм

Линии влияния для определения усилий в элементах ферм строятся обычными методами строительной механики. Для получения усилий в элементах статически неопределимых решетчатых ферм удобно пользоваться типовыми программами и расчеты выполнять на ЭВМ. Для неразрезных балок следует применять таблицы ординат или площадей линии влияния, например, по приложению 10 [9]. При выполнении курсового проекта нет необходимости в построении линии влияния усилий для всех элементов ферм или большого числа сечений балок. В решетчатых фермах обязательно определение усилий в элементах, сходящихся в тех узлах, которые заданы для конструирования. В неразрезных балках должны быть найдены максимальные усилия в главном и соседнем с ним пролетах и над промежуточной опорой. Для разрезных пролетных строений со сплошными балками следует найти изгибающие моменты и поперечные силы в середине, четверти пролета и у опоры.

Постоянная нагрузка считается распределённой равномерно между всеми фермами пролетного строения: если в поперечном сечении имеется две фермы, то постоянная нагрузка, приходящаяся на все пролетное строение, делится на два, если четыре фермы, то - на четыре.

Приходящаяся на одну ферму нагрузка множится на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  и на  $\sum \omega$  – алгебраическую сумму площадей линии влияния. Собственный вес конструкций учитывается с коэффициентом  $\gamma_f = 1,1$  или  $0,9$ , вес слоев проезжей части с коэффициентом  $\gamma_f = 1,2$  - $2,0$  или  $0,9$  (т.11 [1] ). Из двух значений коэффициента  $\gamma_f$  (больше или меньше единицы) принимается то, которое увеличивает суммарное расчетное воздействие. Если суммарное усилие от постоянной нагрузки имеет другой знак, чем усилие от временной нагрузки (рис 14, а), постоянная нагрузка принимается с коэффициентом  $\gamma_f = 0,9$ . Если постоянная нагрузка увели-

чивает усилие от временной нагрузки, она учитывается с коэффициентом  $\gamma_f$  больше единицы (рис. 14, б).

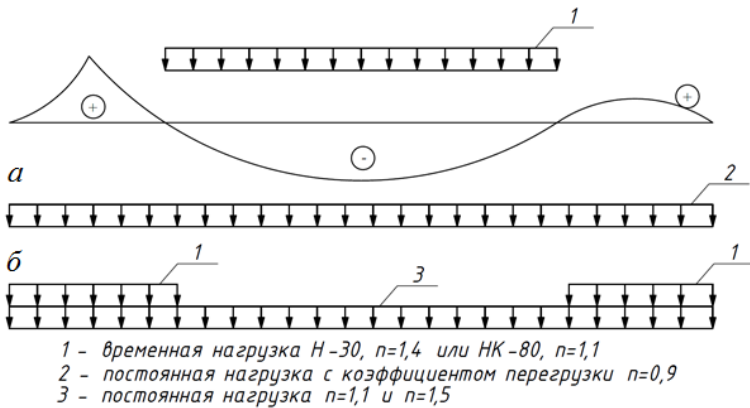


Рисунок 14 – Схемы к определению нагрузки на ферму моста

Коэффициент поперечной установки для временной нагрузки при двух главных фермах в поперечном сечении принимается по закону рычага, при большем числе ферм и устройстве жестких поперечных связей между всеми фермами, коэффициент поперечной установки может быть получен методом внецентренного сжатия.

Непосредственное загрузке линий влияния временной нагрузкой целесообразно при длине участка линии влияния менее 4-6 м. При большей длине рекомендуется пользоваться эквивалентными нагрузками. Величина эквивалентной нагрузки зависит от длины загрузения  $\lambda$  и формы линии влияния. Эквивалентные нагрузки для треугольных линий влияния приведены в приложении П.5 и даны стр. 474-475 [2]. При большой длине загрузения нагрузка Н-30 дает большее значение усилий, чем нагрузка НК-80, поэтому нагрузка НК-80 приведена в таблицах по длине загрузения только до 80 м. При большей длине проверка на НК-80 не требуется. Эквивалентные нагрузки для криволинейных линий влияния приведены на с.476 [2].

Полное расчетное усилие:

$$S = S_n + S_{вр}(1 + \mu)$$

где  $1 + \mu$  – динамический коэффициент для металлических мостов,



принимаемый по подразделу 7.3.11.1 [1], например, для элементов автодорожных и городских мостов всех систем, кроме главных ферм (балок) и пилонов висячих и вантовых мостов,

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

железнодорожных мостов и обособленных мостов под пути метрополитена и трамвая всех систем (кроме основных элементов главных ферм неразрезных пролетных строений) независимо от устройства пути (на балласте или поперечинах)

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

но не менее 1,15.

Величина  $\lambda$  - равна пролету фермы для основных стержней фермы (поясов, раскосов). Для дополнительных стержней, работающих на местную временную нагрузку (подвесок, стоек),  $\lambda$  равна длине загрузки линии влияния.

### 3.2.2 Подбор сечений элементов решетчатых ферм

В современных мостах для всех элементов решетчатых ферм применяют, как правило, сварные сечения Н-образной и коробчатой формы [3 - 5]. При этом в решетчатых главных фермах пояса, сжатые элементы ферм и опор следует проектировать коробчатого сечения, а материал элементов коробчатого и Н-образного сечений должен концентрироваться в элементах, расположенных в плоскости фермы. Монтажные соединения выполняются на высокопрочных фрикционных болтах (заклепках). С целью уменьшения количества сварных швов сечения составных элементов решетчатых ферм следует компоновать из минимального количества деталей. Примеры конструкций таких ферм приведены на стр. 147-149 [4] и в §30 и 33 [3]. Применение высокопрочных болтов позволяет значительно сократить размеры узловых фасонок и упростить соединения, так как болты воспринимают большие усилия, чем заклепки.

При курсовом проектировании следует в основном использовать соединения на высокопрочных болтах. Возможно также применение цельносварных конструкций (примеры даны на стр. 151-156 [4]).

Для выполнения узловых сопряжений необходимо согласование ширины всех элементов ферм. Размер каждого элемента в плос-

кости фермы не рекомендуется делать более  $\frac{1}{15}$  его длины, так как с увеличением высоты сечения возрастают дополнительные напряжения в элементах от влияния жесткости узлов. Обычно ширину всех элементов фермы определяет размер сечения наиболее сильно работающей панели верхнего пояса (обозначим его « $b$ »). Для более удобного сопряжения элементов в узлах высоту поясов  $h$  также делают постоянной. Для предварительного назначения  $b$  и  $h$  можно пользоваться следующими эмпирическими формулами (с 357 [2]):

$$b = h - 0,2l, \quad h = l - l^2/400,$$

где  $l$  – пролет фермы в метрах.

Для возможности доступа в пространство между ветвями элементов при изготовлении и эксплуатации (сварка, постановка болтов или окраске и др.) ширина сечений элементов ферм должна быть не менее 350 – 400 мм.

Необходимая площадь сечения  $A$  сжатых или растянутых усилием  $N$  элементов ориентировочно может быть подсчитана из условия устойчивости или прочности по формуле:

$$A = \frac{10N}{k_s (R_y - 10)m},$$

где  $A$  – в  $\text{см}^2$ ,  $N$  – в кН,  $R_y$  – в МПа;

$k_s$  – коэффициент, принимаемый для поясов: при сжатии – 0,82, при растяжении – 1; для раскосов: при сжатии – 0,65, при растяжении – 0,85;

$m$  – коэффициент условий работы, принимаемый по табл.57 [3].

Здесь  $N$  – продольное усилие; 0,82 и 0,65 – ориентировочное значение коэффициента  $k_s$  ( из условий продольного изгиба); расчетное сопротивление уменьшено на 10 МПа для учета изгиба от собственного веса.

Зная требуемую площадь сечения брутто  $A$ , высоту и ширину сечения, подбирают размеры элементов, при этом должны соблюдаться следующие конструктивные требования.

Гибкость элементов в плоскости и из плоскости фермы не должны превышать допустимых значений. Гибкость стержней сплошного сечения определяется как отношение свободной длины к соответствующему радиусу инерции. В плоскости соединительных элементов для стержней составного сечения на соединительных

планках или перфорированных листах находится приведенная гибкость:

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_{\text{Б}}^2}$$

За свободную длину при определении гибкости ветви  $\lambda_{\text{Б}}$  принимается расстояние между крайними болтами (заклёпками) соединительных планок или расстояние в свету между приваренными планками; в перфорированном листе – 80 % длины отверстия. При соединительной решетке приведенная гибкость находится в соответствии с п. Л.2.2 [1].

Толщина листов сварных элементов из углеродистой и низколегированной сталей не должна превышать 60 мм, для стыковых накладок и узловых фасонных листов при применении фрикционных соединений наибольшая толщина листов не должна быть более 16 мм т. 58 [1].

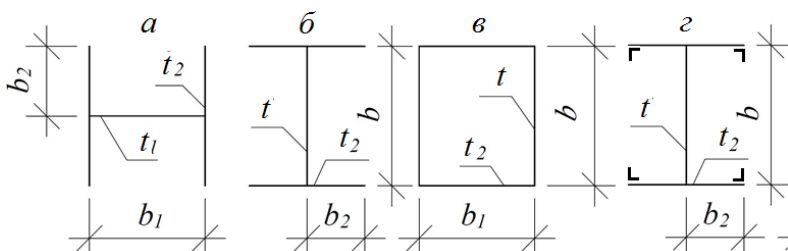


Рисунок 15 – Схемы к определению предельной гибкости листов сечений ферм

В составных элементах решетчатых ферм отношение расчетной ширины листов к их толщине (рис. 15) не должно превышать значений, указанных в таблице 6 (п.11.5.2.4 [1]).

Наименьшая толщина горизонтальных листов в Н-образных сечениях должна составлять от общей толщины соединяемых листов  $t$ , не менее: 0,4  $t$  (в элементах с болтовыми соединениями); 0,6  $t$  (в сварных и прокатных элементах при  $t < 24$  мм); 0,5  $t$  (в сварных и прокатных элементах при  $t > 24$  мм).

В конструкциях стальных мостов не допускается применение сечений, имеющих размеры менее указанных в таблице П.4.

Сечение жесткого нижнего пояса обычно принимается двутавровым. При ширине элементов решетки 400 – 450 мм, ширина

горизонтальных листов нижнего жесткого пояса назначается 500 – 600 мм, так как фасонки, прикрепляющие раскосы, приравниваются на расстоянии от края не менее 3 см. Высота стенки жесткого нижнего пояса принимается 1500 – 2000 мм при толщине ее 12 – 20 мм.

Таблица 6 - Максимальное отношение ширины листа к его толщине

№ рисунков	Отношение $\xi = b/t$	Наименование элементов сечений
15,в	60	вертикальные и горизонтальные листы коробчатых элементов
15,а	45	горизонтальные листы Н-образных элементов
15,б	20	листы со свободными (неокаймленными) свесами
15,г	30	листы со свесами, окаймленными уголками или ребрами
<p>Примечания. За расчетную ширину <math>b</math> листа следует принимать:</p> <p>а) при обеих закрепленных продольных кромках:          -для элементов с болтовыми соединениями — расстояние между ближайшими рисками болтов, соединяющих данный лист с перпендикулярными ему листами или соединительными связями;          -для сварных и прокатных элементов — расстояние между осями указанных листов;</p> <p>б) при закреплении одной продольной кромки:          -для элементов с болтовыми соединениями — расстояние от свободного края листа до ближайшей риски болтов;          -для сварных и прокатных элементов — расстояние от свободного края листа до оси ближайшего листа, расположенного перпендикулярно данному.</p>		

### 3.2.3 Проверка сечений элементов решетчатых ферм на прочность и устойчивость

Сжатые элементы проверяются на прочность по площади нетто и на устойчивость по площади брутто. Расчеты на устойчи-

вость сжатых элементов ферм выполняют в соответствии с указаниями п.Л.2.[1]. Растянутые элементы должны быть проверены на прочность по указаниям п.Л.1.[1]. При расчетах на прочность и устойчивость учитываются изгибающие моменты от действия собственного веса:

$$M_{св} = 0,8 \frac{g_{св} l^2}{8} \cos \alpha$$

где коэффициент 0,8 учитывает упругую заделку в узлах,  $\alpha$  – угол наклона элемента к горизонту.

При одновременном действии изгиба и осевой силы полученное напряжение сравнивается с  $R_y$  (п.Л.1.3 [1]).

Для всех сжатых и растянутых элементов проверяется гибкость, которая не должна превышать указанных в таблице Л.9 [1] предельных значений. Расчетная длина элементов решетки фермы принимается (т.Л.22 [1]) из плоскости фермы принимается равной полной геометрической длине, которая определяется как расстояние между центрами узлов или узлами прикрепления связей; в плоскости фермы – полной геометрической длине (пояса), или полной расчетной длине умноженной на 0,8 (опорные стойки, раскосы, прочие элементы).

### 3.2.4 Расчет поясов ферм на действие ветра и вертикальной нагрузки

Ветровые воздействия на мосты принимаются в соответствии с п.8 СН 2.01.05. Для автодорожных мостовых сооружений и мостовых сооружений в населенных пунктах разрешается определять ветровую нагрузку по ГОСТ 33390. При воздействии на конструкции мостов двух или нескольких временных нагрузок (например, вертикальной и ветровой) уменьшение вероятности одновременного достижения ими наиболее неблагоприятных для конструкции значений учитывают введением коэффициента сочетания нагрузок  $\psi$ .

При необходимости одновременного учета воздействия ветра и дорожного движения сопутствующее воздействие от ветра и транспортных средств на мост ограничивают в соответствии с требованиями п.8.1 СН 2.01.05.

Вертикальная нагрузка, как правило, создает большие усилия

в поясах ферм, чем ветровая, поэтому проверка на действие одного ветра часто не требуется. Расчет ведется на одновременное действие временной вертикальной нагрузки и ветра. В этом случае нормативную интенсивность полной ветровой поперечной горизонтальной нагрузки можно принимать равным  $0,59 \text{ кН/м}^2$ , а временная вертикальная нагрузка – с коэффициентом 0,8. При отсутствии загрузки вертикальной нагрузкой -  $0,59 \text{ кН/м}^2$ .

Для ветровой нагрузки во всех случаях сочетания с вертикальной нагрузкой и в зависимости от вида подвижного состава, создающего нагрузку, коэффициент  $\psi$  следует принимать равным (п.8.4 [1]):

а) при загрузении железнодорожным подвижным составом и поездами метрополитена:

— не защищенными от воздействия бокового ветра — 0,5;

— защищенными галереями от воздействия бокового ветра — 1,0;

б) при загрузении автотранспортными средствами и вагонами трамвая — 0,25.

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

Рабочую боковую поверхность моста, воспринимающую давление ветра, следует определять по указаниям п.6.1.4 ГОСТ 33390 или по указаниям п.8.3.1 СН 2.01.05. По опыту проектирования рабочая боковая поверхность моста составляет при двух фермах 0,4, при трех и более – 0,5; на боковую поверхность проезжей части – 1,0, на перила 0,3 – 0,8. В запас прочности давление ветра на главные фермы можно принять распределенным по 60 % на верхнюю и нижнюю системы связей, давление ветра на проезжую часть – 80 % на продольные связи в уровне проезда и 40 % – в плоскости негрузового пояса. Давление ветра на колонны автомобилей не учитывается. При определении расчетных усилий ветровая нагрузка принимается с коэффициентом надежности по нагрузке в зависимости от стадии «жизни»:  $\gamma_f = 1,4$ (эксплуатация);  $\gamma_f = 1,0$ (строительство и монтаж). Временная автомобильная и постоянная нагрузки – со своими коэффициентами надежности по нагрузке.

Усилие в любой панели пояса от ветровой нагрузки находится как изгибающий момент в простой балке, пролетом равной пролету фермы, деленный на расстояние между осями ферм в плане.

### 3.2.5 Расчет стыков поясов

Из соображений удобства монтажа стыки поясов делаются совмещенными и располагаются в узлах. Площадь сечения всех накладок принимается равной площади наиболее мощного из сопрягаемых элементов пояса:  $F_{\text{нт.накл.}} = F_{\text{нт.}} \frac{1}{m_2}$ , где  $m_2$  принимается равным единице для сжатого пояса и  $m_2 = 0.9$  – для растянутого. Число болтов (заклепок) для прикрепления накладок (рис. 16):

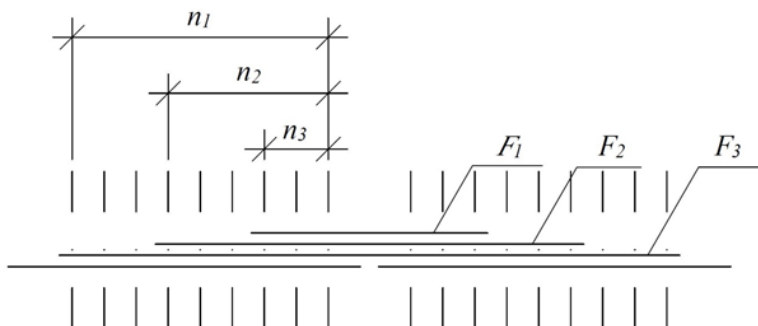


Рисунок 16 – Схема крепления поясных накладок

$$n_1 = F_1 \mu \frac{1}{m_2} \alpha$$

$$n_2 = (F_1 + F_2) \mu \frac{1}{m_2} \alpha$$

$$n_3 = (F_1 + F_2 + F_3) \mu \frac{1}{m_2} \alpha$$

$$\alpha = \frac{F_{\text{нт.}}}{\sum F_{\text{нт.накладки}}}$$

Коэффициент стыка  $\alpha$  исключает запасы, введенные в площади накладок сравнительно с площадью сечения стыкуемых элементов. Коэффициент условий работы  $m_2 = 1$  при непосредственном контакте накладки с перекрываемым элементом.  $m_2 = 0,9$  при при-

креплении через один лист и  $m_2 = 0,8$  при прикреплении через два и более листов.

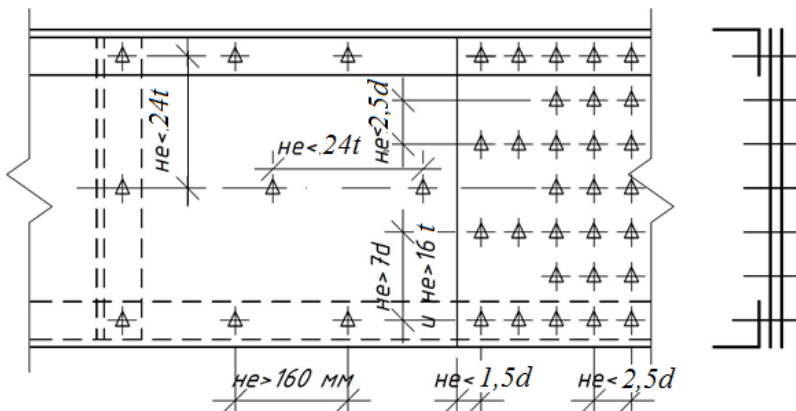


Рисунок 17 – Схема расположения болтов (заклепок)

На рис. 17 показана схема размещения высокопрочных болтов (заклепок). Для уменьшения длины стыковой накладке, желательна небольшая плотность размещения заклепок в ее прикреплении. В крайних рядах число заклепок уменьшают, чем достигается увеличение площади нетто по крайнему ряду. Увеличение числа болтов (заклепок), начиная со второго ряда, не ослабляет стержень, так как часть усилия уже передано на накладку. При размещении заклепок и болтов следует руководствоваться допустимыми расстояниями, указанными в т. 62 [1] и на рис. 17.

Стандартные риски в полках уголков приведены в таблице 8.

Диаметр болтов следует назначать не более  $\frac{1}{4}$  ширины полки.

Пример расчета и конструирования ферм приведен в пособии [9].

### 3.2.6 Расчет пролетных строений на выносливость

Проверка на выносливость для мостов обязательна для элементов и креплений, работающих на знакопеременные усилия; в остальных случаях, как показывает опыт проектирования, проверка может не делаться. Расчет на выносливость ведется по норматив-



ным нагрузкам с учетом динамического коэффициента.

Таблица 8 – Расположение рисков

Ширина полки, мм		75	80	90	100	110	125	125	140	140	160	180	200	220	250
Число рядов болтов		1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2
Расстояние от ближайшей риски	А	45	45	50	55	60	70	55	60	55	60	65	80	90	100
	Б	30	35	40	45	50	75	35	40	35	30	40	40	40	60
Примечания. А – расстояние от оси заклепки до обушка; Б – расстояние от оси заклепки до края пера; 2 – двухрядное расположение в шахматном порядке.															

Расчет на выносливость элементов стальных конструкций и их соединений (кроме канатов) следует выполнять по формулам:

$$\sigma_{max,ef} \leq \gamma_w R_y m,$$

$$\tau_{max,ef} \leq 0,75 \gamma_w R_y m,$$

где  $\sigma_{max,ef}$  — абсолютное наибольшее нормальное напряжение (растягивающее — положительное), МПа;

$\tau_{max,ef}$  — абсолютное наибольшее скалывающее напряжение при расчете угловых швов на срез (его направление принимается за положительное), МПа;

$\gamma_m$  — коэффициент;

$m$  — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 57[1].

Напряжения  $\sigma_{max,ef}$  и  $\tau_{max,ef}$  следует определять соответственно по формулам таблицы 9 и формулам (Л.119)—(Л. 130) [1]. от нагрузок, указанных в разделе 7.

Коэффициент  $\gamma_m$  следует определять по формуле

$$\gamma_w = \frac{1}{\xi \vartheta \left[ (\alpha \beta \pm \delta) - (\alpha \beta \mp \delta) \rho \right]} \leq 1,$$

Таблица 9 Сводка формул для расчета  $\sigma_{\max,ef}$

Напряженное состояние	Формулы для определения $\sigma_{\max,ef}$
Растяжение или сжатие	$\sigma_{\max,ef} = N/A_n$
Изгиб в одной из главных плоскостей	$\sigma_{\max,ef} = \frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}}, \sigma_{\max,ef} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}}$
Растяжение или сжатие с изгибом в одной из главных плоскостей	$\sigma_{\max,ef} = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M}{\alpha_3 W}$
Изгиб в двух главных плоскостях	$\sigma_{\max,ef} = \frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}}$
Растяжение или сжатие с изгибом в двух главных плоскостях	$\sigma_{\max,ef} = \frac{N}{A_n} \pm \left( \frac{M_x y}{\alpha_3 I_{x,n}} \pm \frac{M_y x}{\alpha_3 I_{y,n}} \right)$
<p>Примечания.</p> <p>1. Обозначения: <math>M, M_x, M_y</math> — приведенные изгибающие моменты в рассматриваемом сечении, кН м, определяемые в соответствии с Л.1.3.1 [1];</p> <p>2. <math>\gamma_f</math> — коэффициент, принимаемый равным 1,05.</p> <p>3. При расчете элементов с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах в формулы настоящей таблицы следует подставлять характеристики сечения брутто.</p>	

где  $\xi$  — коэффициент, равный: 1,0 — для железнодорожных и пешеходных мостов; 0,7 — для автодорожных и городских мостов;

$\vartheta$  — коэффициент, зависящий от длины загрузки  $\lambda$  линии влияния при определении  $\sigma_{\max}$ , и рассчитываемый по формуле Л.105 [1];

$\alpha, \delta$  — коэффициенты, учитывающие марку стали и нестаци-

онарность режима нагруженности, принимают по таблице Л.40 [1];  
 $\beta$  — эффективный коэффициент концентрации напряжений, принимаемый по таблице Л.42 [1];  
 $\rho$  — коэффициент асимметрии цикла переменных напряжений.

Коэффициент  $\rho$  следует определять по формулам:

$$\rho = \sigma_{\max} / \sigma_{\min}, \rho = \tau_{\max} / \tau_{\min}$$

Где  $\sigma_{\max}$ ,  $\sigma_{\min}$ ,  $\tau_{\max}$ ,  $\tau_{\min}$  — наименьшие и наибольшие по абсолютной величине значения напряжений со своими знаками, определяемые в том же сечении и по тем же формулам, что и  $\sigma_{\max}$ ,  $\tau_{\max}$ ; при этом следует принимать  $\alpha = 1,0$ .

В формуле для  $\gamma_w$  верхние знаки в скобках следует принимать для расчета по формуле  $\sigma_{\max,ef} \leq \gamma_w R_y m$ , если  $\sigma_{\max} > 0$ , и всегда для расчета по формуле  $\tau_{\max,ef} \leq 0,75 \gamma_w R_y m$ .

### 3.3 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФРИКЦИОННЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

В соединениях элементов, работающих на осевое усилие, фрикционные болты рассчитываются на сопротивление сдвигающему усилию по плоскости трения. Количество высокопрочных болтов в соединении  $n$  при действии продольной силы  $N$ , проходящей через центр тяжести соединения, следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{m Q_{bh} n_s},$$

где  $m$  — коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 57 [1];

$Q_{bh}$  — расчетное усилие, кН, воспринимаемое каждой поверхностью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом;  $n_s$  — количество расчетных срезов одного болта.

При действии в плоскости соединения изгибающего момента или продольной силы с изгибающим моментом усилие, приходящееся на рассматриваемый высокопрочный болт, следует определять в соответствии с Л.5.4.14 и Л.5.4.16 [1].

Высокопрочные болты, соединяющие стенки и пояса составных балок, следует рассчитывать по формулам п.Л.5.4.19 [1].

Расчет фрикционных соединений креплений балок проезжей части пролетных строений с решетчатыми главными фермами допускается выполнять только на поперечную силу с учетом дополнительного коэффициента условий работы  $m_b$  согласно таблице Л.49 [1].

Расчетное усилие  $Q_{bh}$ , кН, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (одним болтоконтактом), следует определять по формуле

$$Q_{bh} = \frac{P\mu}{\gamma_{bh}},$$

где  $P$  — усилие натяжения высокопрочного болта, кН;

$\mu$  — коэффициент трения, принимаемый по таблице 54 [1];

$\gamma_{bh}$  — коэффициент надежности, принимаемый по таблице Л.48 [1].

В конструкциях с фрикционными соединениями должна быть обеспечена возможность свободной постановки высокопрочных болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей и гайковертов. Номинальный диаметр отверстий под высокопрочные болты во фрикционных соединениях принимают в соответствии с таблицей 10. Усиление натяжения высокопрочного болта  $P$ , кН, определяют по формуле

$$P = R_{bh} A_{bn} m_{bh},$$

где  $R_{bh}$  — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, МПа; определяют в соответствии с п.11.3.8 [1];

$m_{bh}$  — коэффициент условий работы высокопрочных болтов при натяжении их крутящим моментом, равный 0,95.

Количество высокопрочных болтов должно быть не менее двух:

- в креплениях связей главных ферм и проезжей части;
- в каждом продольном ряду креплений или стыковой накладке (считая от оси стыка).

Таблица 10 Соотношения диаметров болтов и диаметров отверстий

Группа соединений	Номинальный диаметр отверстий во фрикционных соединениях при номинальном диаметре болтов, мм			
	18	22	24	27
Стыки и крепления основных несущих элементов и связей, определяющих проектное положение конструкций	21	25	28	30
Крепления: связей, не определяющих проектное положение конструкций; стыковых накладок (рыбок) поясов продольных балок; тормозных связей и горизонтальных диафрагм проезжей части	23	28	30	33

В стыках и креплениях растянутых и сжато-растянутых элементов количество болтов в двух первых поперечных рядах (считая от сечения элемента или накладки с полным усилием) следует принимать одинаковым. Количество болтов в последующих рядах следует увеличивать постепенно.

В стыках и креплениях уголков с двухрядным расположением болтов первый болт должен быть расположен у обушка.

Количество рядов болтов вдоль усилия должно быть минимальным.

В продольных и поперечных стыках стенок балок следует располагать болты с каждой стороны стыка в один ряд.

Во фрикционных соединениях с большим количеством высокопрочных болтов их диаметр следует назначать по возможности максимальным. Полную длину высокопрочных болтов следует назначать из условия, чтобы верх гайки после затяжки находился ниже границы фаски болта.

### 3.4 РАСЧЕТ СВЯЗЕЙ

Главные пролетные строения (фермы, некоторые балки, арки)

соединяют между собой системой связей с образованием пространственной конструкции. Связи устанавливаются в уровне верхних и нижних поясов пролетных конструкций, в плоскостях раскосов, подвесок, стоек сквозных конструкций. В железнодорожных мостах для передачи продольных тормозных усилий от балок проезжей части на пояса ферм и далее на неподвижные опорные части устраивают тормозные рамы. В железнодорожных мостах, открытых сверху для обеспечения требуемого габарита, в автодорожных и городских мостах верхние связи не ставят. В таких пролетных строениях устойчивость верхних поясов обеспечивается поперечными рамами, в состав которых включают поперечные балки и элементы решетки.

В качестве расчетной схемы верхних и нижних связей по поясам принимают их геометрические схемы в виде ферм.

Усилия в элементах связей определяют от нагрузок: поперечной ветровой, поперечных ударов подвижного состава, деформаций элементов главных пролетных строений.

Расчетные усилия в элементах связей определяют при невыгодных сочетаниях нагрузок. При этом учитывают возможность изменения направления действия ветровой нагрузки, поперечных ударов, а также – особенности конструкций и порядка монтажа пролетных строений. При болтовых креплениях связей из уголкового профиля, центрированных по рискам, ближайшим к обушке, допускается не учитывать возможный эксцентриситет.

Усилия в элементах продольных связей с крестовой, ромбической и треугольной решетками от деформации поясов главных ферм или балок следует определять от вертикальной нагрузки, которая воздействует после включения их в работу.

Усилия в элементах продольных связей, не соединенных с продольными балками или соединенных при наличии разрывов в них, допускается определять по формулам пунктов

Распределение ветровой нагрузки между верхней и нижней системами продольных связей учитывается так же, как при расчете поясов ферм. Усилия в раскосах связей находятся как  $\frac{Q}{\sin \varphi}$ , где  $Q$  – поперечная сила от горизонтальных усилий в данной панели,  $\varphi$  – угол между раскосом и поясом. Сечение раскосов подбирается по наибольшему усилию в крайней панели и может быть принято оди-

наковым на несколько панелей или по всей дине пролетного строения.

Портальные рамы рассчитываются на передачу горизонтального давления от верхних продольных связей на опоры моста. Изгибающие моменты в ногах portalной рамы находятся в предположении заделки их нижних концов.

### 3.5 ГРАФИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Чертежи металлических мостовых конструкций выполняются в две стадии: КМ и КМД.

Документация на стадии КМ разрабатывается проектной организацией в соответствии с требованиями СТБ 21.504-2005 [10] и ГОСТ 21502 – 2016 [11]. В ней должны быть указаны марки сталей и требования к ним в соответствии с действующими нормативными документами, типы и размеры заводских и монтажных сварных швов, участки сварных швов с полным проплавлением толщины детали, угловые швы с роспусками (недоварами) и способы защиты от коррозии. Документация КМ должна содержать все данные для заказа металлопроката и крепежных изделий (метизов).

Документацию на стадии КМД разрабатывает конструкторское подразделение завода-изготовителя металлических конструкций с учетом его технологических возможностей (наличие профилей, метизов, станочного парка и др.). Завод-изготовитель при разработке чертежей КМД обязан соблюдать проектно-технологические требования чертежей КМ. Отступления от чертежей КМ должны быть согласованы с проектной организацией, разработавшей их. В состав документации КМД, кроме детализированных чертежей конструкций, должны входить монтажно-маркировочные схемы, схемы общих сборок с индивидуальной заводской маркировкой стыков, листы готовых элементов и ведомости метизов [12]. Положение сварных стыков завод вправе назначать из условий рационального и экономичного раскроя металлопроката с соблю-

дением конструктивных требований действующих норм и стандартов.

При выполнении и оформлении чертежей стадий КМ и КМД курсового проекта следует руководствоваться правилами строительного черчения. Чертежи выполняются на белой плотной бумаге формата А1.

На чертежах изображение моста дается в трех видах: фасад, поперечные разрезы, план. Как правило, дается еще продольный разрез, который рекомендуется совмещать с фасадом моста.

В курсовом проекте на чертежах стадии КМ должна быть показана конструкция продольных и поперечных балок в поперечном разрезе, в продольном разрезе и в плане с конструкцией и креплением продольных и поперечных связей; конструкция тротуарных консолей, конструкция проезжей части и поперечный разрез пролетного строения; в трех проекциях заданные узлы, заводские и монтажные стыки элементов, фасад и план главной балки на половине длины пролета с размещением заводских и монтажных стыков, ребер или уголков жесткости (если задан проект пролетного строения со сплошной стенкой), конструкция элементов решетчатой фермы, сходящихся в заданных узлах (если задан проект решетчатой фермы); конструкции опорных частей и деформационных швов в соответствии с расчетными опорными давлениями и найденными горизонтальными перемещениями.

Один-два узла пролетных конструкций могут быть выполнены в стадии КМД.

Масштабы при выполнении чертежей мостов принимают по ГОСТ 2.301-68:

план, фасад, разрез.....1:50,1:100,1:200;  
узлы, детали.....1:2,1:5,1:10,1:20,1:25.

Величину масштаба автор проекта выбирает самостоятельно с учетом требований ГОСТ 2.302-68, но при этом должен учитывать следующее:

– насыщение поля чертежа графической информацией по возможности должно быть равномерным;

– выбранный масштаб должен позволить ясно представить проекционное изображение для чтения чертежа.



Чертежи оформляются рамкой, которая находится внутри чертежа границ формата: сверху, справа и снизу – 5 мм, слева – 20 мм. Внутри рамки в правом нижнем углу располагается основная надпись, оформляемая по форме 3, установленной СТБ 2255-2012 (приложение 6).. Надписи на чертежах должны быть четкими, размеры проставляют в миллиметрах без обозначения единиц измерения.

На строительных чертежах сплошной толстой линией обводятся только несущие конструктивные элементы (опоры, пролетные строения), попавшие в секущую плоскость. Остальные видимые конструктивные элементы обводятся линиями в два раза тоньше основной толстой линии, а размерные и выносные линии - в три раза тоньше. Толщину сплошной основной линии следует принимать в интервале 0,8 - 1 мм.

Расположение изображений должно соответствовать требованиям ГОСТ 2.305-68. Направление взгляда для разрезов и сечений принимается по плану справа налево и снизу вверх.

При нанесении размеров следует руководствоваться ЕСКД ГОСТ 2.307-68 и СПДС ГОСТ 21.101-97.

Размерные линии от контура изображения размещаются на расстоянии 12 - 16 мм, а друг от друга - на расстоянии 6 - 10 мм. На пересечении размерных и выносных линий ставятся засечки сплошной толстой линией. При нанесении размеров диаметров, размеров, углов, дуг размерные линии ограничиваются стрелками .

Отметки уровней (высоты, глубины) элементов конструкций проставляются в метрах с тремя десятичными знаками. На видах, фасадах, разрезах и сечениях отметки помещаются на выносных линиях и обозначаются условным знаком, который выполняется основными линиями длиной 2 - 4 мм, проведенными под углом  $45^{\circ}$  к выносной линии. При простановке отметок указываются знаки «+» и «-».

Сварные швы указываются на чертежах согласно требованиям ГОСТ 2.312-72. Видимые швы показываются сплошной линией, невидимые – пунктирной.

Крепежные детали обозначаются условными знаками. Наиболее распространено обозначение заводских заклепок кружком, мон-

тажных – кружком, зачерненным полностью или на половину, высокопрочные болты – треугольником. Обязательно также указание на чертежах марок стали основных конструкций, болтов и заклепок.

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

В пособии приведены рекомендации и вспомогательные материалы по выполнению курсового проекта металлического моста. Пособие составлено с учетом требований действующих в Республике Беларусь нормативно-технических правовых актов, государственных и межгосударственных стандартов.

Авторы надеются, что каждый студент, выполнивший курсовой проект в соответствии с указаниями пособия и изучивший предложенный материал, приобретет начальный профессиональный уровень, который станет базой для дальнейшего освоения проектных технологий и поможет ему в выполнении как смежных курсовых так и дипломного проекта по кафедре «Мосты и тоннели».

В пособии уделено заметное внимание оформлению пояснительной записки и графической части проекта. Знание основ проектирования мостов необходимо любому современному инженеру специальности 1–70.03.02 «Мосты, транспортные тоннели и метрополитены». Овладев основными нормами и правилами выполнения проектов металлических мостов на стадиях КМ и КМД, студенты смогут разрабатывать проектную документацию по металлическим мостам для различных стадий их жизни.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Строительные нормы Республики Беларусь: СН 3.03.01 – 2019. Мосты и трубы [Текст]: нормативно-технический материал. – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 304 с.

2. Поливанов, Н.И. Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов/Н. И. Поливанов.–Москва: Транспорт, 1970. – 516 с.

3. Проектирование металлического моста: учебно-методическое пособие курсовому проекту по дисциплине «Проектирование мостов» / Н. В. Хамидуллина, А.А. Ревякин; ФГБОУ ВО РГУПС. – Ростов н/Д, 2017. – 60 с.

4. Владимирский, С.Р. Металлические пролетные строения мостов с ортотропными плитами: Конструирование и расчет. Учебное пособие. Изд. 2-е, перераб. и доп. - СПб: Изд-во ДНК, 2006. - 96 с.

5. Корнеев, М.М. Стальные мосты: Теоретическое и практическое пособие к проектированию В 2-х томах.- Киев: Издательство «Академпред», 2010.-Т.1.- 532 с.

6. Корнеев, М.М. Стальные мосты: Теоретическое и практическое пособие к проектированию В 2-х томах.- Киев: Издательство «Академпред», 2010.-Т.2.- 490 с.

7. Металлические мосты/ К.Г. Протасов, А.В. Теплицкий, С.Я. Крамарев., М.К. Никитин. – Москва: Транспорт, 1973.- 352 с.

8. Гибшман, Е.Е. Проектирование металлических мостов/Е.Е. Гибшман. – Москва: Транспорт, 1969.- 416 с.

9. Проектирование металлического сквозного пролетного строения: учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Левтринский ; М-во трансп. и коммуникаций Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2018. – 61 с.

10. СТБ 21.504-2005. СПДС Конструкции металлические. Правила выполнения чертежей марки КМ. - Минск, Минстройархитектуры, 2006.- 25 с.

11. ГОСТ 21.502-2016 Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций. – М.: Стандартинформ, 2017. – 29 с.

12. Временная инструкция о составе и оформлении строительных рабочих чертежей зданий и сооружений. – М.: ВО Союзметалло-стройниипроект, 1979. – 35 с.

Приложение 1

Единичные укрупненные расценки для определения стоимости при варианном проектировании

№	Наименование элементов моста	Единица измерения	Стоимость, у.е.
1	2	3	4
<b>ОПОРЫ</b>			
1	Устройство подушек щебеночных под фундаменты	1 м <sup>3</sup>	25
2	Устройство подушек песчаных, из гравия, дресвяных или их смеси	1 м <sup>3</sup>	16
3	Устройство подушек песчано-щебеночных под фундаменты	1 м <sup>3</sup>	28
4	Устройство бетонных подушек при подводном бетонировании	1 м <sup>3</sup>	65
5	Устройство сборных фундаментов	1 м <sup>3</sup>	17
6	Устройство монолитных фундаментов	1 м <sup>3</sup>	49
7	Сооружение сборных железобетонных стоечных опор мостов под железные дороги	1 м <sup>3</sup>	49
8	То же, под автомобильные дороги	1 м <sup>3</sup>	85
9	Устройство из монолитного железобетона подферменных площадок	1 м <sup>3</sup>	55
10	То же, укладка с плавсредств	1 м <sup>3</sup>	65
11	Устройство из монолитного железобетона крыльев устоев	1 м <sup>3</sup>	71
12	Установка сборных железобетонных подферменников и ригелей однобалочных на мостах под автомобильные дороги	1 м <sup>3</sup>	20

## Продолжение таблицы

1	2	3	4
13	Установка сборных железобетонных подферменников и ригелей двухбалочных на мостах под автомобильные дороги <b>ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ</b>	1 м <sup>3</sup>	13
14	Перевозка на плаву и установка на опоры металлических пролетных строений длиной до 88 м	пролетное строение	9100
15	Перевозка на плаву и установка на опоры металлических пролетных строений длиной от 88 м до 158 м	пролетное строение	10600
16	Укладка переходных сборно-монолитных плит длиной до 7 м	1 м <sup>3</sup>	45
17	Укладка переходных сборно-монолитных плит длиной свыше 7 м	1 м <sup>3</sup>	45
18	Установка кранами пролетных строений длиной до 12 м (пакетные однопролетные)	пролетное строение	268
19	Стоимость стального пролетного строения моста длиной до 12 м	комплект	2000g
20	Установка кранами пролетных строений длиной до 30 м (пакетные однопролетные)	пролетное строение	2012
21	Стоимость стального пролетного строения моста длиной до 30 м	комплект	2000g
22	Установка кранами пролетных строений длиной свыше 30 м (пакетные однопролетные)	пролетное строение	4101
23	Стоимость стальных конструкций моста длиной свыше 30 м	комплект	2000g
24	Сборка стальных пролетных строений навесным и полунавесным способом расчетным пролетом до 66 м	1 т	184

## Продолжение таблицы

1	2	3	4
25	То же, расчетным пролетом от 66 м до 110 м	1 т	153
26	То же, расчетным пролетом выше 110 м	1 т	127
27	Продольная передвижка однопутных стальных пролетных строений по готовому основанию, расчетный пролет до 55 м, расстояние передвижки до 62 м	пролетное строение	12013
28	То же, расчетный пролет до 70 м, расстояние передвижки до 90 м	пролетное строение	15168
29	То же, расчетный пролет до 90 м, расстояние передвижки до 120 м	пролетное строение	19043
30	То же, расчетный пролет до 110 м, расстояние передвижки до 150 м	пролетное строение	27075
31	Подъем стальных пролетных строений	1 м	1749
32	Опускание стальных пролетных строений	1 м	1625
33	Установка сборных балластных корыт	1 м <sup>3</sup>	18092
34	Укладка мостового полотна	1 пог.м	228
35	Устройство стальных смотровых приспособлений для пролетных строений	1 т	311
36	Установка стальных сварных перил	1 т	147
37	Стоимость стальных сварных перил	1 т	2000g
38	<p style="text-align: center;"><b>ПРИМЕЧАНИЯ</b></p> Вес металла в пролетных строениях металлических мостов (М, в тоннах): $M = M_1 + M_2 + M_3,$ (П1)	1 т	2000g



1	2	3	4
39	<p>где</p> <p><b><math>M_1</math> – вес конструкций балочной клетки</b> проезжей части и тротуаров;            Вес металла балочной клетки на один квадратный метр плана моста между осями ферм, балок и т.п. принять:            -при одних поперечных балках-(40-60) кг/м<sup>2</sup>;            -при продольных и поперечных балках-(80-120) кг/м<sup>2</sup>;            -масса металла тротуарной конструкции - (30-50) кг/м<sup>2</sup>.</p> <p><b><math>M_2</math> – масса пролетных конструкций</b> (главных ферм, балок и т.п.)            Массу <math>M_2</math> конструкций можно определить по методу характеристик, предложенному проф. Н.С. Стрелецким [],</p> $M_2 = g_{\phi} = \frac{1,4ak_o + 1,2bg_{np}}{R/\gamma - 1,2bl(1+b)} l$ <p>(П2)</p> <p>где <math>g_{\phi}</math> – масса в кг 1 пог. м фермы и др.;</p> <p><math>l</math> – расчетный пролет, м;</p> <p><math>n_{ep}=1,4</math> и <math>n_{nocm}=1,2</math> – коэффициенты надежности по нагрузке;</p> <p><math>\gamma</math> – плотность стали, 7850 кг/м<sup>3</sup>;</p> <p><math>g_{np}</math> – масса проезжей части и тротуаров в кг 1 пог.м фермы, балки и др.;</p> <p><math>k_o</math> - эквивалентная нагрузка от всех видов временной нагрузки с учетом коэффициентов поперечной установки, многополосности и динамического коэффициента, <math>k_o = (1 + \mu)k_o\beta_o\eta_{авт} + 0,4\eta_m</math>;</p> <p><math>\eta_{авт}</math> и <math>\eta_m</math> – коэффициенты поперечной установки (автомобиль, толпа);</p> <p><math>\beta_o</math> – коэффициент многополосности;</p>	1 т	2000 $M_1$
		1 т	2000 $M_2$

## Окончание таблицы

1	2	3	4
40	$k_3$ – эквивалентная нагрузка от одного ряда автомобилей для треугольной линии влияния с вершиной в четверти пролета; 0,4-нагрузка от толпы, т/м <sup>2</sup> ; $a, b$ – характеристики веса, принимаемые по таблице П2 <b><math>M_3</math> – масса связевых конструкций</b> определяется по формуле $M_3 = 0,1g_{\phi}$ .	1 т	2000 $M_3$
Примечание: Стоимость в рублях Республики Беларусь получается умножением величин столбца 4 на коэффициент, указываемый преподавателем			

Приложение 2

Коэффициенты  $\alpha$  для двутавровых, коробчатых и тавровых сечений

$\frac{A_{f,min}}{A_w}$	Значения коэффициента $\alpha_1$ при отношении $\frac{A_{f,min} + A_w}{A}$ , равном										
	0,01	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	1,243	1,248	1,253	1,258	1,264	1,269	1,274	1,279	1,283	1,267	1,243
0,1	1,197	1,191	1,195	1,199	1,202	1,206	1,209	1,212	1,214	1,160	-
0,2	1,152	1,155	1,168	1,162	1,165	1,168	1,170	1,172	1,150	-	-
0,3	1,128	1,131	1,133	1,136	1,139	1,142	1,144	1,145	1,097	-	-
0,4	1,100	1,113	1,115	1,118	1,120	1,123	1,125	1,126	1,069	-	-
0,5	1,097	1,099	1,102	1,104	1,106	1,109	1,110	1,106	1,061	-	-
0,6	1,087	1,089	1,091	1,093	1,095	1,097	1,099	1,079	-	-	-
0,7	1,078	1,080	1,082	1,084	1,086	1,088	1,090	1,055	-	-	-
0,8	1,071	1,073	1,075	1,077	1,079	1,081	1,082	1,044	-	-	-
0,9	1,065	1,067	1,069	1,071	1,073	1,074	1,076	1,036	-	-	-
1,0	1,060	1,062	1,064	1,066	1,067	1,069	1,071	1,031	-	-	-
2,0	1,035	1,036	1,037	1,038	1,039	1,040	1,019	-	-	-	-
3,0	1,024	1,025	1,026	1,027	1,028	1,029	1,017	-	-	-	-
4,0	1,019	1,019	1,020	1,021	1,021	1,022	1,015	-	-	-	-
5,0	1,015	1,015	1,016	1,017	1,018	1,018	-	-	-	-	-

Для коробчатых сечений  $A_w$  равна сумме площадей стенок. Для тавровых сечений  $A_{f,min} = 0$

### Приложение 3

Обозначение способов сварки по ГОСТ 8713-79. Швы сварных соединений. Автоматическая и полуавтоматическая сварка.

Условные обозначения шва сварного соединения	Пределы толщины свариваемых элементов, мм	Форма поперечного сечения шва	<u>Способы сварки:</u> С – стыковые соединения У – угловые соединения Т – тавровые соединения Н – соединения внахлест
С2 А П	2–20	Рис. П.3 а	Двусторонний без скоса кромок
С4 А П	2–12	Рис. П.3 б	Односторонний без скоса кромок
С13 А П	14–24	Рис. П.3 в	Двусторонний со скосом двух кромок
С20 А П	16–50	Рис. П.3 г	Односторонний с криволинейным скосом одной кромки
СС21 А П	24–160	Рис. П.3 д	Односторонний с криволинейным скосом двух кромок в методичке Изображен двусторонний а подписан односторонний
У2 А <sub>пш</sub> П <sub>пш</sub>	6–14	Рис. П.3 е	Двусторонний с предварительным наложением подварочного шва
У3 А <sub>пш</sub>	8–20	Рис. П.3 ж	Двусторонний с предварительным наложением подварочного шва со скосом одной кромки
У4 А <sub>пш</sub> П <sub>пш</sub>	20–40	Рис. П.3 з	Двусторонний с предварительным наложением подварочного шва с двумя скосами одной кромки
Т1 А П	3–40	Рис. П.3 и	Двусторонний без скоса кромок
Т10 А П	16–40	Рис. П.3 к	Двусторонний с двумя скосами одной кромки
Т12 А	30–60	Рис. П.3 л	Двусторонний с двумя криволинейными скосами одной кромки
Н1 А	1–20	Рис. П.3 м	Двусторонний без скоса кромок

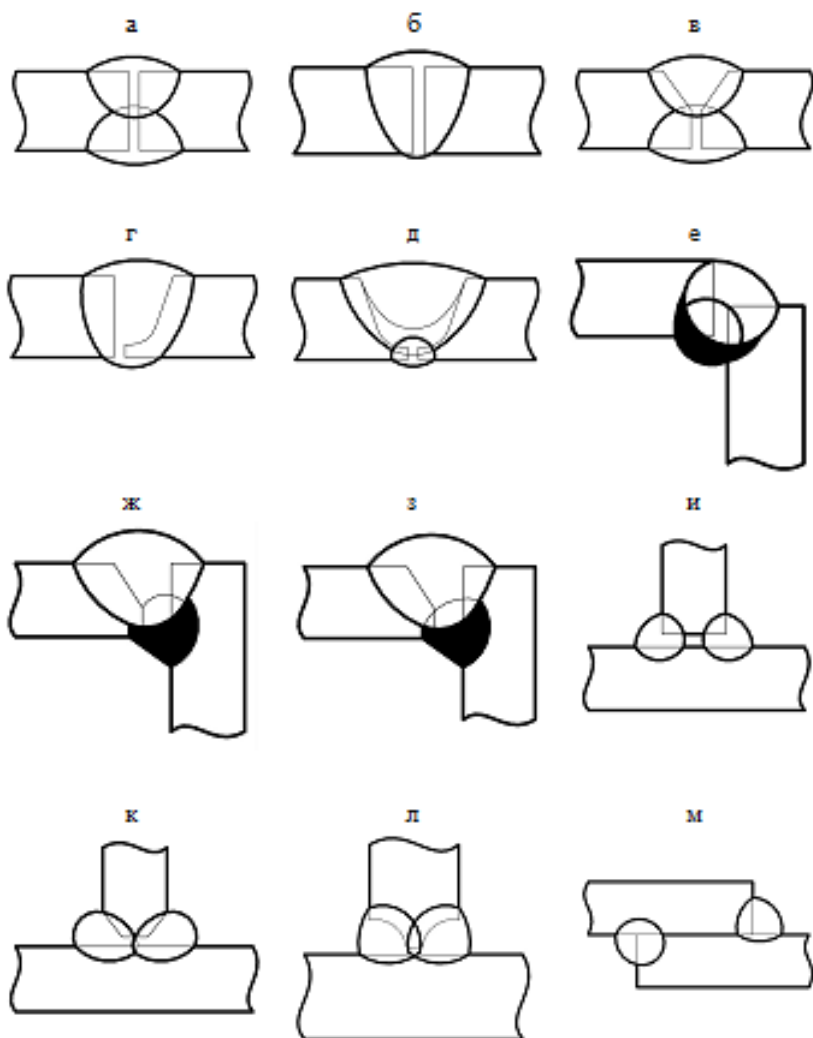


Рисунок П.3 - Форма поперечного сечения выполненного шва

#### Приложение 4

Требования к наименьшей толщине или сечению деталей конструкции в автодорожных мостах (заимствовано из таблицы 58 СН 3.03.01 – 2019 [1])

Детали конструкции	Наименьшая толщина или сечение деталей конструкции, мм
Вертикальные стенки сварных изгибаемых главных балок	12/10
Узловые фасонки связей	10/8
Накладки в стыках ребер ортотропной плиты и планки	8/8
Горизонтальные опорные листы	20/20
Листы настила ортотропных плит	12/14
Ребра ортотропных и ребристых плит	12/12
Уголки фланцевых креплений продольных и поперечных балок	100x100x12 / 100x100x12
Уголки элементов связей	80x80x8 / 80x80x7
<p>Примечания.</p> <p>1. Наименьшая толщина или сечение деталей конструкции: числитель – для мостов и труб под железную дорогу; знаменатель – для автодорожных, городских и пешеходных мостов и труб.</p> <p>2. В соответствии с требованиями СН 3.03.01 – 2019 [1] (п. 11.5.2.1), наибольшая толщина проката, допустимая в сварных стальных элементах, составляет 60 мм, а в стыковых накладках и узловых фасонных листах при применении фрикционных соединений – 16 мм.</p>	

Приложение 5

Эквивалентные нагрузки от одиночной тяжелой нагрузки НК-80

Длина загружения X, м	Эквивалентная нагрузка, кН/м	
	в середине и четверти	на конце
4	176,5	215,7
5	163,2	200,8
6	156,9	183,1
7	147,3	166,6
8	137,3	152,0
9	127,9	139,5
10	119,2	128,7
11	111,5	119,3
12	104,6	111,1
13	98,46	104,0
14	92,87	97,7
15	87,87	92,1
16	83,36	87,1
18	75,51	78,4
20	69,04	71,4
22	63,55	65,5
24	58,84	60,5
26	54,82	56,2
28	51,19	52,5
30	48,15	49,1
32	45,31	46,3
36	40,70	41,4
40	36,87	37,5
50	29,91	30,2
60	25,11	25,4
70	21,67	21,9
80	19,02	19,2

## Приложение 6

Форма основной надписи для листов основного комплекта чертежей

185										120					
10	10	10	10	15	10										
						(1)									
(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(5)			Стадия	Масса	Масштаб				
Изм. Кол.ч. Лист № док. Подпись Дата						70			(6)	(24)	(25)				
(10)	(11)	(12)	(13)				15	15	20						
									Лист (7)		Листов (8)				
						(23)			(9)						
115 = 55										15		15		15	

В графах основной надписи указывают:

**в графе 1** – обозначение документа (основного комплекта чертежей, чертежа изделия, текстового документа и др.);

**в графе 5** – наименование изделия и/или наименование документа;

**в графе 6** – условное обозначение стадии проектирования;

**в графе 7** – порядковый номер листа (при двусторонней печати – страницы текстового документа. На документах, состоящих из одного листа, графу не заполняют);

**в графе 8** – общее число листов документа. Графу заполняют только на первом листе. При двусторонней печати на первом листе текстового документа указывают общее число страниц;

**в графе 10** – характер работы (разработал, проверил, нормоконтроль, утвердил), свободные строки допускается заполнять, по усмотрению разработчика, должностями лиц, ответственных за выпуск документа (главный инженер (архитектор) проекта, начальник отдела, главный специалист и т.п.);



**в графах 11 – 13** – фамилии и подписи лиц, указанных в графе 10, и дату подписания. Если необходимо согласование документа, то подписи должностных лиц, согласовывающих документ, размещают на поле для подшивки листа;

**в графах 14 – 19** – номера граф таблицы изменений;

**в графе 23** – обозначение материала детали (графу заполняют только на чертежах деталей);

**в графе 24** – массу изделия, изображенного на чертеже, в килограммах, без указания единицы измерения. Массу изделия в других единицах измерения приводят с указанием единицы измерения;

**в графе 25** – проставляют масштаб в соответствии с ГОСТ 2.302.