

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные технологии и конструкции»

В. В. ЛЕВТРИНСКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО СКВОЗНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

*Одобрено методической комиссией строительного факультета
в качестве учебно-методического пособия
по курсовому и дипломному проектированию*

Гомель 2018

УДК 624.014(075.8)

ББК 30.4

Л82

Р е ц е н з е н т – заведующий кафедрой «Проектирование, строительство и эксплуатация транспортных объектов» канд. техн. наук, доцент *П. В. Ковтун* (БелГУТ)

Левтринский, В. В.

Л82 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.
ISBN 978-985-554-783-0

Приведены основные положения расчета балочных стальных пролетных строений мостов с решетчатыми главными фермами, расчет пролетного строения под однопутную железную дорогу. Дан пример эскизного расчета пролетного строения под однопутную железную дорогу расчетным пролетом 100 м. Составлено с учетом требований ТКП 45-3.03-232–2011 «Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования».

Предназначено для курсантов специальности «Управление подразделениями транспортных войск» и студентов специальности «Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство». Может быть использовано при дипломном проектировании и в проектной практике для самостоятельного изучения и проведения контроля знаний.

УДК 624.014(075.8)

ББК 30.4

ISBN 978-985-554-783-0

© Левтринский В. В., 2018

© Оформление. БелГУТ, 2018

ОГЛАВЛЕНИЕ

| | |
|---|------|
| Введение | 4 |
| 1 Расчет балок проезжей части | 7 |
| 1.1 Расчет продольной балки..... | 8 |
| 1.1.1 Определение силовых факторов..... | 8 |
| 1.1.2 Подбор сечения продольной балки..... | 12 |
| 1.1.3 Расчет продольных балок..... | 14 |
| 1.2 Расчет поперечной балки..... | 19 |
| 1.2.1 Определение расчетных усилий..... | 19 |
| 1.2.2 Подбор сечения поперечной балки..... | 21 |
| 1.2.3 Расчет поперечной балки по несущей способности..... | 21 |
| 1.3 Расчет соединения элементов проезжей части..... | 23 |
| 1.3.1 Расчет соединения продольных балок с поперечной..... | 23 |
| 1.3.2 Расчет соединения поперечной балки с главной фермой..... | 25 |
| 1.4 Конструирование проезжей части..... | 27 |
| 1.4.1 Конструирование связей проезжей части..... | 27 |
| 1.4.2 Конструирование ребер жесткости..... | 28 |
| 2 Расчет элементов главных ферм | 29 |
| 2.1 Определение нагрузок, действующих на одну металлическую ферму..... | 30 |
| 2.1.1 Нагрузка от собственного веса конструкций и эквивалентной временной нагрузки. Определение усилий в элементах от основных нагрузок..... | 30 |
| 2.1.2 Горизонтальная поперечная ветровая нагрузка..... | 30 |
| 2.1.3 Горизонтальная поперечная нагрузка от ударов подвижного состава..... | 33 |
| 2.1.4 Горизонтальная продольная тормозная нагрузка от подвижного состава..... | 33 |
| 2.2 Определение усилий в элементах главной фермы..... | 35 |
| 2.3 Подбор сечений элементов главной фермы..... | 36 |
| 2.4 Расчет прикрепления элементов решетки главной фермы..... | 42 |
| 2.5 Расчет стыков элементов поясов главной фермы..... | 43 |
| 3 Расчет порталных рам и связей между главными фермами | 44 |
| 3.1 Расчет порталной рамы (поперечные связи между главными фермами при езде понизу)..... | 44 |
| 3.2 Расчет продольных связей между фермами..... | 46 |
| Приложения | |
| А Нормативные нагрузки..... | 49 |
| Б Справочные данные для расчета элементов металлических пролетных строений..... | 51 |
| В Коэффициенты к нормативным нагрузкам..... | 53 |
| Г Коэффициенты для ветровых нагрузок и их сочетания..... | 55 |
| Д Справочные данные для мостовых сталеб..... | 56 |
| Е Основные сведения о пролетных строениях..... | 58 |
| Ж Пример оформления чертежа..... | вкл. |
| Список литературы | 61 |

ВВЕДЕНИЕ

Металлические мосты сооружают на различных дорогах, в любых климатических условиях. На Белорусской железной дороге в настоящее время находятся в эксплуатации более 1850 мостов, более 300 из них металлические (в том числе 50 больших). При строительстве мостов через широкие глубоководные реки металлические конструкции экономически целесообразны при больших пролетах (свыше 60 м). Это сокращает число опор, уменьшает продолжительность и стоимость строительства.

В мостостроении применяют лишь относительно малую часть металлических материалов, а именно – сплавы железа с углеродом и легирующими добавками. Их широкое использование обусловлено наилучшим соответствием свойств материала условиям работы мостовых сооружений. Необходимо использовать такие марки строительных сталей, которые обладают высоким пределом текучести и одновременно достаточными пластичностью и ударной вязкостью, холодостойкостью, достаточной сопротивляемостью циклическим и динамическим нагрузкам. Сталь хорошо сваривается, легко обрабатывается. Достижения металлургической промышленности позволяют в массовых количествах производить ее с заранее заданными и гарантированными физико-механическими и технологическими свойствами.

Стальные пролетные строения имеют различные статические схемы и разнообразные конструктивные формы. Они легко расчленяются на блоки и элементы любых размеров, удобные для производства, перевозки и монтажа. Поэтому большим преимуществом стальных мостов является возможность максимальной индустриализации их изготовления, применение высокопроизводительной автоматической электросварки, высокое количество и степень заводской готовности конструкций, а также возможность комплексной механизации, круглогодичность исполнения и монтаж в сокращенные сроки.

Масса стальных пролетных строений немного меньше соответствующих железобетонных. Это снижает нагрузку на опоры мостов, уменьшает транспортно-технологические расходы. Хотя стальные пролетные строения существенно более чувствительны к возрастанию в перспективе временных нагрузок, их несущую способность можно сравнительно просто повысить за

счет усиления элементов. Металлические мосты имеют длительный срок службы (до 100 лет и более).

При перекрытии больших пролетов при строительстве железнодорожных мостов широко используются балочные металлические пролетные строения с решетчатыми (сквозными) главными фермами. В этих пролетных строениях вместо сплошного листа вертикальной стенки устроена дискретная решетка, элементы которой вместе с поясами образуют геометрически неизменяемую конструкцию. Разрезное металлическое решетчатое пролетное строение однопутного железнодорожного моста состоит из двух главных ферм, объединенных в пространственную конструкцию системой продольных и поперечных связей. Непосредственно воспринимает нагрузку от пространственных средств проезжая часть, которая передает ее на главные несущие конструкции пролетного строения – фермы.

При проектировании мостов производится расчет несущих конструкций с целью гарантирования безопасности сооружения в процессе его эксплуатации и строительства, то есть наступления предельных состояний, при которых оно перестает удовлетворять определенным заданным требованиям.

Предельные состояния подразделяются на две группы. К первой группе предельных состояний металлических мостов относятся состояния, характеризуемые разрушением любого характера: потери устойчивости формы, появление усталостных повреждений, потеря устойчивости положения. Не допускать наступления предельных состояний первой группы позволяют расчеты на прочность, выносливость и устойчивость.

Вторая группа включает предельные состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию сооружения вследствие недопустимых деформаций конструкций в результате прогиба, поворота или осадок, чрезмерных колебаний.

Величины напряжений (деформаций), определяемые в элементах конструкций при расчетах мостов в стадии их эксплуатации и при строительстве, не должны превышать установленных нормами расчетных сопротивлений (предельных деформаций).

Согласно учебному плану студенты и курсанты по дисциплине «Проектирование мостов» должны выполнить курсовой проект «Расчет элементов металлического сквозного пролетного строения железнодорожного моста». Предлагается разработать болтосварное металлическое сквозное пролетное строение с ездой понизу, при этом указываются расчетная вертикальная нагрузка, материал пролетного строения, его основные размеры, вид мостового полотна.

При эскизном проектировании и в курсовом проекте в целях упрощения расчетов допускается расчленять пространственную конструкцию на отдельные плоскостные системы: главные фермы, продольные балки, поперечные балки, связи, учитывая при необходимости их взаимодействие и взаимное влияние.

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ

Выполнение курсового проекта по дисциплине «Проектирование мостов» преследует следующие учебные цели: закрепление знаний, полученных при изучении теоретического материала по расчету и конструированию мостов, более детальное изучение конструкций основных элементов пролетного строения, формирование начальных навыков в их проектировании, развитие творческого мышления. В результате разработки и защиты проекта у студентов должны сформироваться навыки в работе с типовой проектной документацией, нормативной базой, справочниками, технической литературой. Студент обязан твердо знать последовательность проектирования мостов, чувствовать ответственность за принимаемые в проекте решения и правильно их обосновывать. Важно научиться свободно «читать» чертежи и уметь их разрабатывать по всем правилам.

Курсовой проект включает следующие *разделы*.

Введение. Общая характеристика пролетного строения

1 Расчет балок проезжей части

1.1 Расчет продольной балки

1.2 Расчет поперечной балки

1.3 Расчет соединения элементов проезжей части

1.4 Конструирование проезжей части

2 Расчет элементов главных ферм

2.1 Определение нагрузок, действующих на одну металлическую ферму

2.2 Определение усилий в элементах главной фермы

2.3 Подбор сечений элементов главной фермы

2.4 Расчет прикрепления элементов решетки главной фермы

2.5 Расчет стыков элементов поясов главной фермы

3 Расчет portalной рамы и связей между главными фермами

3.1 Расчет portalной рамы

3.2 Расчет продольных связей между фермами

ОФОРМЛЕНИЕ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

Пояснительная записка курсового проекта состоит из текста и расчетов. Записка должна быть написана чернилами (пастой) черного, синего или фиолетового цвета на одной стороне листов белой писчей бумаги формата А4 со штампом. Изменение цвета чернил по ходу записки не допускается.

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

Пояснительная записка разбивается на главы и разделы, которые нумеруются и пишутся на отдельной строке. Страницы проекта должны быть пронумерованы.

В расчетах текстом сначала пишется название вычисляемой величины, затем формула с последующим текстовым разъяснением входящих в формулу величин, числовые подстановки и результат решения с указанием размерности.

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

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

Пояснительная записка сопровождается необходимым количеством схем. Все схемы нумеруются и имеют названия.

При выполнении и оформлении чертежа курсового проекта следует руководствоваться правилами строительного черчения. Чертеж выполняется на белой плотной бумаге формата А1.

На чертеже размещается схема пролетного строения, продольные и поперечные балки балочной клетки и их конструкция.

Рекомендуется применять масштабы 1:25, 1:50, 1:75, 1:100. Величину масштаба автор проекта выбирает самостоятельно, 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 штамп. Надписи на чертежах должны быть четкими, размеры проставляют в миллиметрах без обозначения единиц измерения.

Первой страницей курсового проекта являются исходные данные на проект, в конце записки приводится перечень использованной литературы. Все листы пояснительной записки размещаются согласно оглавлению, на обложке проекта – титульный лист стандартной формы.

1 РАСЧЕТ БАЛОК ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

Проезжая часть пролетных строений работает в сложных условиях. Через мостовое полотно она непосредственно воспринимает местную нагрузку от подвижного состава и, кроме того, будучи связана с главными фермами, взаимодействует с ними и воспринимает дополнительные усилия от совместной работы с ездовыми поясами главных ферм.

В практике используют два различных подхода к проектированию проезжей части и ее связей с главными фермами.

Первый состоит в том, что, обеспечивая надежную работу проезжей части на непосредственно приложенную к ней местную нагрузку, принимают специальные конструктивные меры к максимальному уменьшению дополнительных усилий в ее элементах от совместной работы с ездовыми поясами главных ферм. К таким мерам относятся разрывы непрерывности продоль-

ных балок, обеспечение свободного взаимного смещения продольных балок и прикрепляемых к ним диагоналей горизонтальных продольных связей главных ферм, уменьшение горизонтальной изгибной жесткости поперечных балок и др.

Второй подход, наиболее часто используемый при проектировании современных мостов, наоборот, предусматривает принятие специальных мер к наиболее полному пространственному взаимодействию проезжей части с главными фермами. Осуществляется это постановкой специальных диафрагм, соединяющих продольные балки с поясами главных ферм, прикреплением диагоналей горизонтальных продольных связей между фермами к поясам продольных балок, а также применением других конструктивных решений, обеспечивающих совместную работу проезжей части с главными фермами. В рассматриваемом случае продольные балки проезжей части, кроме усилий от местной нагрузки, воспринимают дополнительные продольные усилия от совместной работы с ездовыми поясами главных ферм.

В настоящее время конструкции металлических мостов рассчитываются с применением новых информационных технологий, как пространственные. При эскизном проектировании в целях упрощения расчета допускается условное расчленение конструкции на отдельные плоскостные системы, учитывая при необходимости их взаимодействие и взаимное влияние. К одной из таких условных плоскостных систем относится и проезжая часть пролетных строений с решетчатыми главными фермами.

В курсовом проектировании можно использовать этот принцип, причем расчет продольных и поперечных балок проезжей части на местную нагрузку допускается вести только с учетом постоянной и временной вертикальных нагрузок. Проезжая часть при этом не включается в совместную работу с главными фермами.

1.1 Расчет продольных балок

1.1.1 Определение силовых факторов

Определяем усилия в продольных балках, необходимые для их расчета на **прочность**.

За расчетную схему продольной балки при расчете на прочность можно принять балку, свободно лежащую на двух опорах и нагруженную равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса и вертикальной нагрузкой от подвижного состава (рисунок 1.1).

Нормативную нагрузку от собственного веса двух продольных балок с учетом веса связей между балками можно ориентировочно определять по формуле

$$P_{пр.б}^H = (0,04d + 0,2), \quad (1.1)$$

где d – панель продольной балки, м.

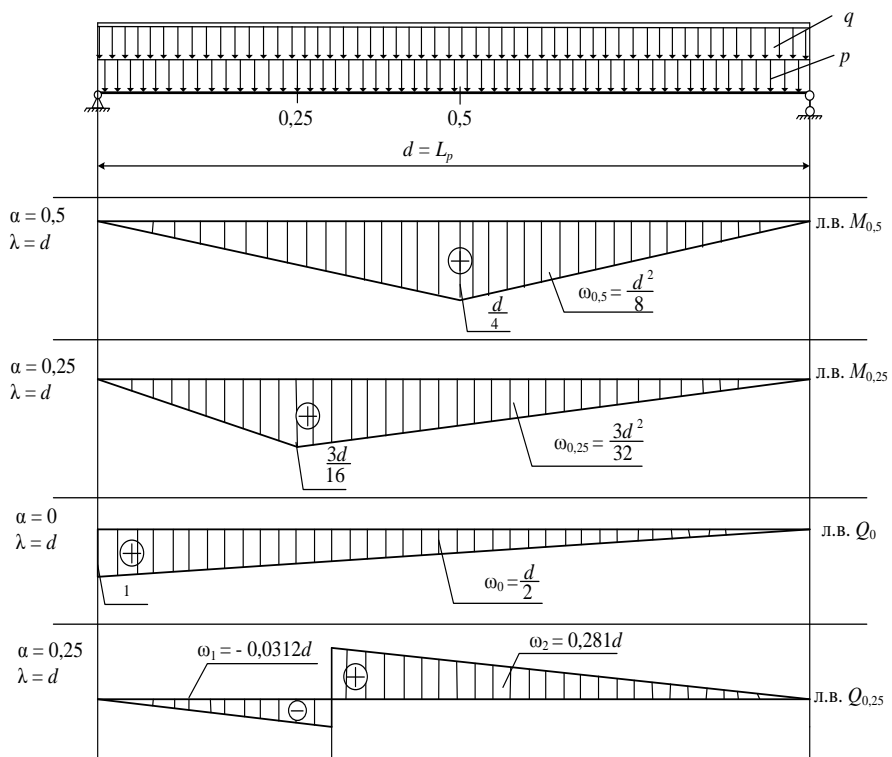
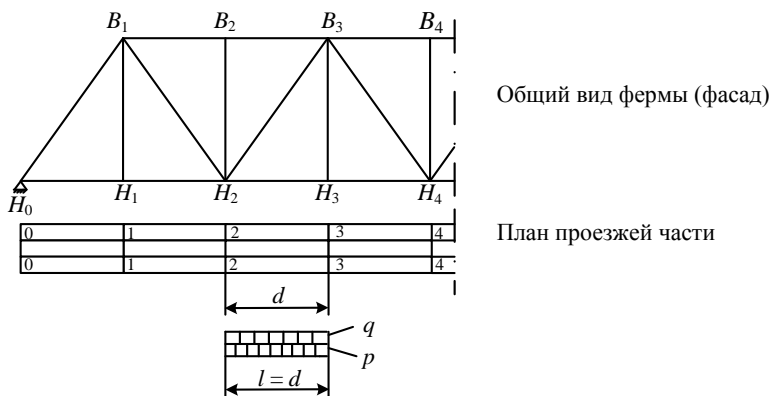


Рисунок 1.1 – Расчетная схема продольной балки при расчете на прочность и линии влияния основных расчетных усилий

Расчетная постоянная нагрузка на одну балку

$$p = 0,5 \left(\gamma_{f,\delta} P_{\text{пр},\delta}^{\text{H}} + \gamma_{f,\text{м.п}} P_{\text{м.п}}^{\text{H}} \right), \quad (1.2)$$

где $P_{\text{м.п}}^{\text{H}}$ – нормативная нагрузка от мостового полотна (приложение А); $\gamma_{f,\delta}$, $\gamma_{f,\text{м.п}}$ – коэффициенты надежности к постоянным нагрузкам (приложение В).

Расчетные значения усилий в балке находятся следующим образом:

– изгибающий момент в балке

$$M = p\omega_i + 0,5\gamma_{f,q}(1+\mu)\omega_i q_i, \quad (1.3)$$

тогда изгибающий момент в середине пролета

$$M_{0,5} = \frac{pd^2}{8} + 0,5\gamma_{f,q}(1+\mu)\frac{q_{0,5}d^2}{8}, \quad (1.4)$$

изгибающий момент в четверти пролета

$$M_{0,25} = \frac{3pd^2}{32} + 0,5\gamma_{f,q}(1+\mu)\frac{3q_{0,25}d^2}{32}; \quad (1.5)$$

– поперечная сила в балке

$$Q = p\sum_{i=1}^n \omega_i + 0,5\gamma_{f,q}(1+\mu)q_i\sum_{i=1}^n \omega_i, \quad (1.6)$$

тогда наибольшая поперечная сила у опоры

$$Q_0 = \frac{pd}{2} + 0,5\gamma_{f,q}(1+\mu)\frac{q_0d}{2}, \quad (1.7)$$

поперечная сила в четверти пролета

$$Q_{0,25} = p(0,281 - 0,0312)d + 0,5\gamma_{f,q}(1+\mu)q_{0,5}(0,281 - 0,00312)d, \quad (1.8)$$

где q_0 , $q_{0,25}$, $q_{0,5}$ – эквивалентные временные вертикальные нагрузки для линий влияния с параметрами $\lambda = d$ и α , равной 0, 0,25 и 0,5 соответственно; 0,5 – коэффициент, учитывающий распределение временной нагрузки на две продольные балки; $\gamma_{f,q}$ – коэффициент надежности вертикальной нагрузки от подвижного состава (см. приложение В); ω_i – площади участков линий влияния соответствующих усилий; $1 + \mu$ – динамический коэффициент от вертикальной подвижной нагрузки (см. приложение В).

В расчетах на **выносливость** изгибающие моменты в продольных балках определяют, как в неразрезных балках на упругоподатливых опорах (рисунки 1.2 и 1.3).

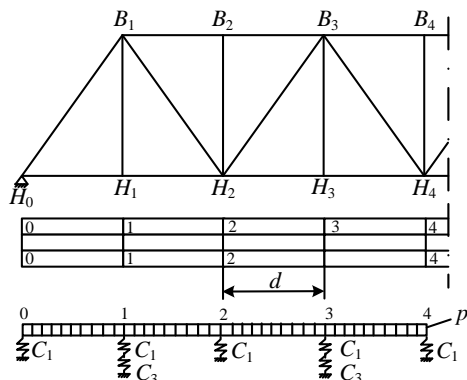


Рисунок 1.2 – Схема продольной балки при расчете на выносливость

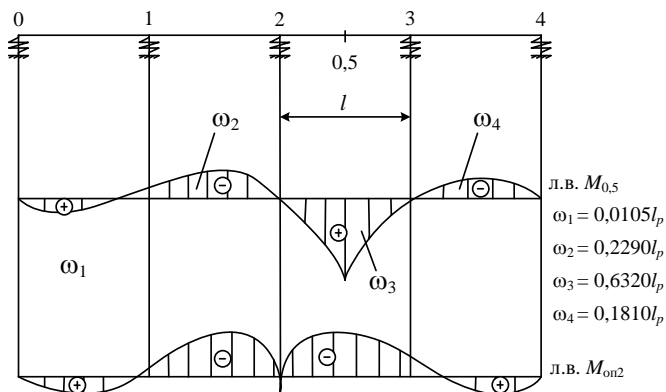


Рисунок 1.3 – Линия влияния изгибающих моментов при расчете на выносливость

Жесткость упругих опор продольных балок определяется изгибной жесткостью поперечных балок (в месте пересечения с продольными).

Нормативная вертикальная эквивалентная нагрузка при расчете на выносливость создается подвижным составом, состоящим из нагрузки «ЕСК», которой загружается только один участок линии влияния, имеющий наибольшую площадь, и нагрузки «К», которой загружаются другие участки линии влияния. Загружение ведется последовательно по участкам линии влияния: отдельно справа налево и слева направо. Максимальное и минимальное усилия определяются **невыгоднейшим из загрузений**.

Так, для определения минимального и максимального моментов в середине пролета продольной балки ($M'_{0,5\min}$ и $M'_{0,5\max}$) следует произвести два загрузения по схеме, показанной на рисунке 1.4.

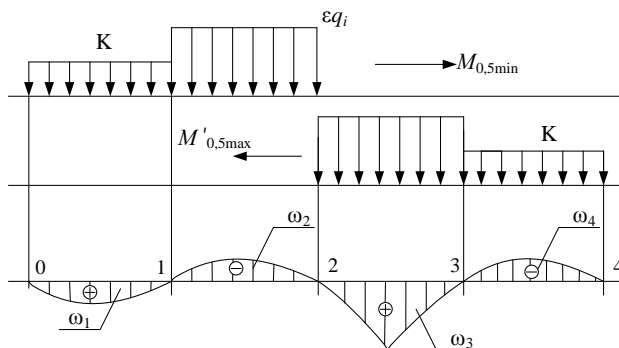


Рисунок 1.4 – Схема загрузки участков линии влияния для определения минимального и максимального изгибающих моментов в середине пролета продольной балки при расчете ее на выносливость

Изгибающие моменты в продольной балке при расчете на выносливость определяются по формуле

$$M' = 0,5 \left(p_{\text{пр.б}}^{\text{H}} + p_{\text{мп.б}}^{\text{H}} \right) \sum_{i=1}^n \omega_i + 0,5 \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon \sum_{i=1}^r \omega_i q_i, \quad (1.9)$$

где ε – понижающий коэффициент (см. приложение В); n – количество участков линии влияния; r – количество участков линии влияния, загружаемых временной нагрузкой, $r < n$; ω_i – площадь i -го участка; q_i – временная вертикальная нагрузка, которая создается подвижным составом, состоящим из нагрузки СК (загружающей только один участок) и нагрузки $9,81K$, кН/м (K , тс/м) пути.

Тогда расчетный изгибающий момент в середине балки при расчете на выносливость:

– максимальный

$$M'_{0,5\text{max}} = 0,5 \left[\left(p_{\text{пр.б}}^{\text{H}} + p_{\text{мп.б}}^{\text{H}} \right) \sum_{i=1}^4 \omega_i + \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon (q_1 \omega_3 - q_2 \omega_4) \right]; \quad (1.10)$$

– минимальный

$$M'_{0,5\text{min}} = 0,5 \left[\left(p_{\text{пр.б}}^{\text{H}} + p_{\text{мп.б}}^{\text{H}} \right) \sum_{i=1}^4 \omega_i + \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \varepsilon (q_2 \omega_1 - q_1 \omega_2) \right]. \quad (1.11)$$

1.1.2 Подбор сечения продольной балки

Наиболее рациональным сечением продольной балки в балочной клетке является двутавровое, состоящее из вертикального, двух или четырех горизонтальных листов (рисунок 1.5).

Подбор размеров сечения начинают с назначения его высоты h . С целью экономии стали и уменьшения веса балки толщину вертикального листа следует назначить минимальной, равной 12 мм; толщина горизонтальных листов должна быть не менее 10 мм. Наименьшая ширина горизонтальных листов продольных балок определяется условием опирания на верхний пояс деревянных поперечин или железобетонных плит мостового полотна с их закреплением. С учетом прочности мостового полотна, ширина верхнего горизонтального листа должна быть не менее 240 мм. Максимальная ширина верхнего горизонтального листа из условия обеспечения его местной устойчивости должна быть не более 20 его толщин. Таким образом, ширина пояса должна быть в пределах:

$$20t_f \geq b_f \geq 240 \text{ мм.} \quad (1.12)$$

От правильного выбора высоты зависит экономичность балок.

Для предварительного назначения высоты h продольной балки можно воспользоваться следующей приближенной формулой

$$h = \sqrt{\frac{2,4M_{0,5}}{mR_y t_w}}, \quad (1.13)$$

где $M_{0,5}$ – расчетный изгибающий момент в середине пролета балки (в первом приближении может определяться для разрезной схемы); R_y – расчетное сопротивление стали (приложение Д); m – коэффициент условий работы (см. приложение Д); t_w – толщина вертикальной стенки балки.

Опыт проектирования показывает, что высоты продольных балок находятся в пределах 1/5–1/8 величины панели проезжей части.

Размеры сечения поясов можно определить, исходя из общей площади сечения одного пояса, которая из условия прочности может назначаться по формуле

$$A_f \geq \frac{0,5M_{0,5} - 0,08t_w h^2 R_y}{0,48hR_y}. \quad (1.14)$$

Так как $A_f = b_f t_f$, то, задавшись одним из размеров сечения пояса, можно легко получить другой размер. При этом должно соблюдаться условие (1.12). При соблюдении этого условия толщина горизонтального листа сжатого пояса t_f должна быть не менее величины $\sqrt{A_f/20}$.

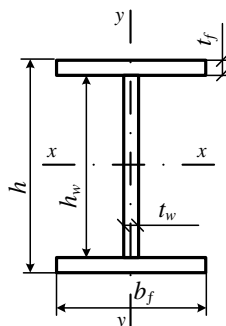


Рисунок 1.5 – Расчетное сечение продольной балки

Для дальнейших расчетов необходимо определить для каждого сечения основные геометрические характеристики:

$$A = t_w h_w + 2t_f \beta_f;$$

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2;$$

$$S_x = \frac{t_w h_w^2}{8} + S_f; \quad S_f = b_f t_f \frac{h_w + t_f}{2};$$

$$W_{xn} = \frac{2I_{xn}}{h},$$

где I_x, I_{xn} – моменты инерции брутто и нетто относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения, см^4 (для курсового проектирования $I_{xn} = 0,9I_x$); W_{xn} – момент сопротивления сечения нетто, см^3 ; S_x – статический момент отсеченной части относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения, см^3 ; A – площадь сечения брутто, см^2 .

Подсчеты геометрических характеристик целесообразно представить в табличной форме (таблица 1.1).

Т а б л и ц а 1.1 – Подсчет геометрических характеристик сечений продольной балки

| Сечение | Состав сечения | $A, \text{см}^2$ | $S_x, \text{см}^3$ | $I_x, \text{см}^4$ | $I_{xn}, \text{см}^4$ | $W_{xn}, \text{см}^3$ |
|--------------|----------------|------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| <i>Итого</i> | | | | | | |

1.1.3 Расчет продольных балок

Расчет по несущей способности включает в себя расчеты на прочность и выносливость. Также проводятся расчеты по деформациям.

На прочность рассчитываются, как правило, три сечения балки: в середине пролета, в четверти пролета (в месте изменения сечения) и вблизи опоры.

Сечение в середине пролета (0,5) рассчитывается только на действие изгибающего момента, так как изгибающий момент в нем максимальный, а поперечная сила в этом сечении незначительна или равна нулю. Расчет производится по формуле

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{0,5}}{\chi W_{xn}} \leq mR_y, \quad (1.15)$$

где χ – коэффициент, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций в сечении, приблизительно может быть принят равным 1,1.

Сечение в четверти пролета (0,25) рассчитывается на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы – по приведенным напряжениям.

Расчет по приведенным напряжениям ($\sigma_{пр}$) производят в уровне поясных швов, где нормальные (σ_x) и касательные (τ_{xy}) напряжения имеют наибольшие значения (рисунок 1.6), по формуле

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15mR_y. \quad (1.16)$$

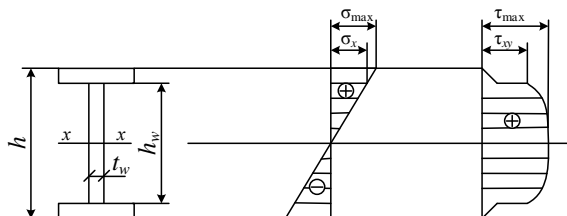


Рисунок 1.6 – Эпюры нормальных и касательных напряжений в сечении балки

Нормальные и касательные напряжения определяются по формулам:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_{max} h_w}{h}; \quad (1.17)$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{0,25}}{h_w t_w}. \quad (1.18)$$

Сечение у опоры проверяют на прочность только по поперечной силе, поскольку изгибающий момент равен нулю, по формуле

$$\tau_{max} = \frac{Q_0 S_x}{\chi I_x t_w} \leq mR_s, \quad (1.19)$$

где χ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения в стенках касательных напряжений (приблизительно можно принять 1,15); $R_s = 0,58R_y$ – расчетное сопротивление стали стенки балки на срез.

Расчет на выносливость производят, как правило, для сечения в середине пролета по формуле

$$\sigma = \frac{M'_{0,5}}{\chi_3 W_{nx}} \leq \gamma_w mR_y. \quad (1.20)$$

Здесь χ_3 – коэффициент, принимаемый равным 1,06; γ_w – коэффициент, учитывающий снижение прочности стали при действии многократно повторяющейся нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Расчет по деформациям балок заключается в определении максимального прогиба их от нормативной нагрузки (f_{\max}) и сравнении его с предельным, установленным нормам (f_u), то есть должно соблюдаться условие:

$$f_{\max} \leq f_u. \quad (1.21)$$

Максимальный прогиб балок в середине пролета (f_{\max}) определяется только от вертикальной поездной нагрузки, как в неразрезных балках, по формуле

$$f_{\max} = \frac{0,5q_{0,5}l_p^4}{128EI_x}, \quad (1.22)$$

где $l_p = d$ – длина панели фермы; E – модуль упругости прокатной стали балок, $E = 2,06 \cdot 10^6$ кгс/см².

Предельный прогиб

$$f_u = \frac{l_p}{800 - 1,25l_p}, \quad (1.23)$$

но не более $l_p / 600$, где l_p – в метрах.

В случае невыполнения условий (1.15), (1.16), (1.19)–(1.21) следует увеличить размеры сечения продольной балки.

Пример выполнения раздела 1.1.

Исходные данные:

- металлическое сквозное пролетное строение, $l_p = 100,0$ м;
- длина панели фермы и продольной балки $d = 10,0$ м;
- высота фермы $H = 15,0$ м;
- высокопрочные болты $\varnothing 22$ мм;
- расстояние между осями продольных балок $b = 1,9$ м;
- расчетная вертикальная нагрузка – С14;
- материал – сталь 10ХСНД низколегированная;
- мостовое полотно безбалластное на железобетонных плитах.

Определение усилий при расчетах на прочность (см. п. 1.1.1).

Расчетная схема продольной балки приведена на рисунке 1.1. Необходимо выполнить схему с заданными размерами продольной балки.

Нормативные постоянные нагрузки на продольные балки (см. приложения А и Е)

$$P_{\text{прод.б.}}^{\text{н}} = 0,04 \cdot 10 + 0,2 = 0,60 \text{ тс/м} = 5,89 \text{ кН/м.}$$

$$P_{\text{м.п}}^{\text{н}} = 22,6 \text{ кН/м.}$$

Расчетная постоянная нагрузка на одну продольную балку

$$P = 0,5(1,1 \cdot 5,89 + 1,2 \cdot 22,6) = 16,8 \text{ кН/м.}$$

Находим эквивалентные нормативные временные нагрузки на продольные балки заданного класса q_0 , $q_{0,25}$, $q_{0,5}$ (см. приложение А) и коэффициенты к ним $\gamma_{f,q}$ и $(1 + \mu)$ (см. приложение В)

$$\gamma_{f,q} = 1,3 - \frac{1,3 - 1,15}{50} \cdot 10 = 1,27;$$

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + 10} = 1,45;$$

$$q_{0,5} = 218,2 \text{ кН/м}; \quad q_{0,25} = 233,8 \text{ кН/м}; \quad q_0 = 249,3 \text{ кН/м}.$$

Расчетные усилия в продольной балке при работе на прочность определяются по формулам (1.4–1.8):

$$M_{0,5} = \frac{16,8 \cdot 10^2}{8} + 0,5 \cdot 1,27 \cdot 1,45 \frac{218,2 \cdot 10^2}{8} = 2721,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{0,25} = \frac{3 \cdot 19,8 \cdot 10^2}{32} + 0,5 \cdot 1,27 \cdot 1,45 \frac{3 \cdot 233,8 \cdot 10^2}{32} = 2175,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_0 = \frac{16,8 \cdot 10}{2} + 0,5 \cdot 1,27 \cdot 1,45 \frac{249,3 \cdot 10}{2} = 1231,7 \text{ кН};$$

$$Q_{0,25} = 16,8(0,281 - 0,0312) \cdot 10 + 0,5 \cdot 1,27 \cdot 1,45 \cdot 233,8(0,281 - 0,0312) \cdot 10 = 579,7 \text{ кН}.$$

При расчетах **на выносливость** (см. п. 1.1.1) необходимо иметь значения максимальной и минимальной нагрузок, действующих на продольную балку.

Необходимо выполнить расчетные схемы и схемы загрузки (см. рисунки 1.2–1.4) с заданными размерами продольной балки.

При определении значений изгибающего момента в середине пролета продольной балки $\epsilon = 0,85$ (см. приложение В).

$$\text{Величина } 1 + \frac{2}{3}\mu = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{18}{30 + 10} = 1,3 \text{ (см. приложение В)}.$$

Расчетные усилия определяются по формулам (1.10) и (1.11).

$$M'_{0,5\max} = 0,5[(5,89 + 22,6)(0,11 - 2,29 + 6,32 - 1,81) + 1,3 \cdot 0,85(218,2 \cdot 6,32 - 14 \cdot 9,81 \cdot 1,81)] = 657,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M'_{0,5\min} = 0,5[(5,89 + 22,6)(0,11 - 2,29 + 6,32 - 1,81) + 1,3 \cdot 0,85(14 \cdot 9,81 \cdot 0,11 - 218,2 \cdot 2,29)] = -234,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для дальнейших расчетов принимаем $M'_{0,5\max} = 657,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Подбираем сечение продольной балки (см. п. 1.1.2).

Принимаем толщину вертикального листа 12 мм.

Определяем предварительную высоту продольной балки

$$h = \sqrt{\frac{2,4 \cdot 2721,3}{0,9 \cdot 350 \cdot 10^3 \cdot 0,012}} = 1,32 \text{ м}.$$

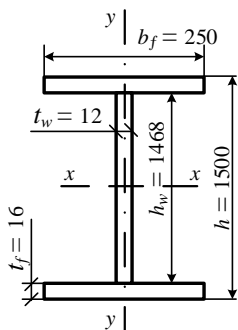


Рисунок 1.7 – Расчетное сечение продольной балки


Принимаем высоту продольной балки $h = 1,5$ м, значение которой лежит в пределах 1,25–2,0 м.

Определяем размеры сечения горизонтальных поясов: $A_f \geq \frac{0,5 \cdot 2721,3 - 0,08 \cdot 0,012 \cdot 1,5^2 \cdot 350 \cdot 10^3}{0,48 \cdot 1,5 \cdot 350 \cdot 10^3} = 0,0024 \text{ м}^2 = 24 \text{ см}^2$.

Назначаем площадь сечения горизонтального пояса $A_f = 40 \text{ см}^2 \geq 24 \text{ см}^2$, а $t_f = 16 \text{ мм} = 1,6 \text{ см}$. Тогда $b_f = 40/1,6 = 25 \text{ см}$, что соответствует условию (1.12).

Определяем основные геометрические характеристики сечения (рисунок 1.7), результаты расчетов представляем в табличной форме (таблица 1.2).

Т а б л и ц а 1.2 – Подсчет геометрических характеристик сечений продольной балки

| Сечение | Состав сечения | A , см ² | S_x , см ³ | I_x , см ⁴ | $I_{x_{пл}}$, см ⁴ | $W_{x_{пл}}$, см ³ |
|---|------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
|  | 2 г.л. 250×16 | 80,00 | 2968 | 440452 | – | – |
| | В.л. 1468×12 | 176,16 | 3232 | 316358 | – | – |
| <i>Итого</i> | | 256,16 | 6200 | 756900 | 681210 | 9083 |

Производим расчет выбранной балки **на прочность**.

Производим расчет на действие изгибающего момента в середине пролета

$$\sigma_{\max} = \frac{2721,3 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 9083} \leq 0,9 \cdot 350 \text{ МПа.}$$

272,4 < 315,0 МПа – условие выполнено.

По приведенным напряжениям в четверти пролета

$$\sigma_x = \frac{272,4 \cdot 146,8}{150} = 266,3 \text{ МПа; } \tau_{xy} = \frac{579,7 \cdot 10}{146,8 \cdot 1,2} = 32,9 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{266,3^2 + 3 \cdot 32,9^2} \leq 1,15 \cdot 0,9 \cdot 350 \text{ МПа.}$$

272,3 < 363,2 МПа – условие выполнено.

На действие поперечной силы у опоры

$$\tau_{\max} = \frac{1231,7 \cdot 10 \cdot 6200}{1,15 \cdot 756900 \cdot 1,2} \leq 0,9 \cdot 0,58 \cdot 350 \text{ МПа.}$$

73,2 < 182,7 МПа – условие выполнено.

Производим расчет выбранной балки **на выносливость**.

$$\text{Для сечения в середине пролета } \sigma = \frac{657,8 \cdot 10^3}{1,06 \cdot 9083} \leq 0,85 \cdot 0,9 \cdot 350.$$

$68,3 < 267,8$ МПа – условие выполнено.

Производим расчет **по деформациям**, сравнивая максимальный прогиб с предельным.

$$\text{Предельный прогиб } f_u = \frac{10}{800 - 1,25 \cdot 10} = 0,0127 \text{ м} = 1,27 \text{ см.}$$

$$1,27 \text{ см} < \frac{10}{600} = 0,0166 \text{ м} = 1,66 \text{ см.}$$

$$\text{Максимальный прогиб } f_{\max} = \frac{0,5 \cdot 218,2 \cdot 10^{12}}{128 \cdot 2,06 \cdot 10^6 \cdot 756900} = 0,55 \text{ см.}$$

$0,55 \text{ см} < 1,27 \text{ см}$ – условие выполнено.

Окончательно принимаем выбранную продольную балку:

$h = 1500$ мм, $h_w = 1468$ мм, $t_w = 12$ мм, $b_f = 250$ мм, $t_f = 16$ мм.

1.2 Расчет поперечной балки

Поперечные балки решетчатых пролетных строений следует рассчитывать как элементы рам, образованных поперечной балкой и примыкающими к узловым фасонкам элементами главных ферм.

Поперечная балка воспринимает собственный вес, давление (опорные реакции) S от примыкающих к ней продольных балок (смежные панели), а также горизонтальные усилия, обусловленные совместной работой проезжей части с поясами главных ферм. Вследствие этого поперечные балки следует рассчитывать как элементы, изгибаемые в двух главных плоскостях.

При курсовом проектировании горизонтальные воздействия на поперечную балку можно не учитывать, так как для их определения необходимо выполнять сложные пространственные расчеты пролетного строения. При эскизных расчетах пренебрегают также собственным весом поперечной балки, поскольку он сравнительно невелик.

1.2.1 Определение расчетных усилий

Поперечные балки проезжей части сквозных пролетных строений независимо от характера включения их в совместную работу с главными фермами деформируются в двух главных плоскостях. При курсовом проектировании горизонтальный изгиб поперечных балок можно не учитывать.

Поперечные балки следует рассчитывать как элементы рам, образованных поперечной балкой и примыкающих к узловым фасонкам элементами главных ферм (подвесками, стойками).

При расчете поперечной балки (при эскизном проектировании) в качестве расчетной схемы можно принимать балку, свободно лежащую на двух опорах с пролетом, равным расстоянию между осями главных ферм B и нагруженную двумя сосредоточенными силами S , – давлением концов продольных балок (рисунок 1.8).

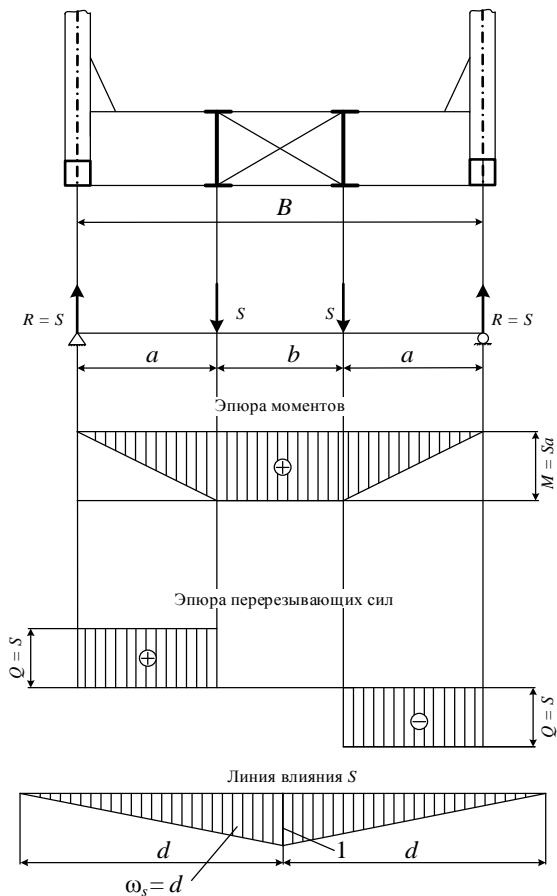


Рисунок 1.8 – Расчетная схема эпюры усилий для поперечных балок

Поскольку сечение поперечной балки менять по длине нецелесообразно из-за незначительной ее длины, то для расчета необходимо определить только максимальные значения изгибающего момента и поперечной силы в ее сечениях. В таком случае наибольший изгибающий момент в пролете поперечной балки B при расчете на прочность

$$M = Sa. \quad (1.24)$$

Наибольшая поперечная сила на участках a

$$Q = S. \quad (1.25)$$

Максимальный изгибающий момент при расчете на выносливость

$$M' = S'a, \quad (1.26)$$

где

$$S = p\omega_s + 0,5\gamma_{f,q}(1 + \mu)q\omega_s, \quad (1.27)$$

$$S' = 0,5\left(p_{\text{пр.}\sigma}^{\text{н}} + p_{\text{м.п}}^{\text{н}}\right)\omega_s + 0,5\left(1 + \frac{2}{3}\mu\right)\varepsilon q\omega_s, \quad (1.28)$$

где ω_s – площадь линии влияния S ; значения $\gamma_{f,q}$; $1 + \mu$; $1 + 2/3\mu$; ε ; q – должны соответствовать значениям линий влияния продольных балок при $\lambda = 2d$ и $\alpha = 0,5$ (см. приложения А–В).

1.2.2 Подбор сечения поперечной балки

Наиболее рациональным сечением как продольной, так и поперечной балки является двутавровое, состоящее из вертикального и двух или четырех горизонтальных листов (рисунок 1.9).

По конструктивным соображениям высоту сечения поперечной балки назначают равной высоте сечения продольных балок. По расчетам поперечные балки мощнее продольных. Толщину вертикального листа следует принимать наименьшей (не более 12 мм). Увеличение толщины допускается, если не обеспечивается прочность стенки по касательным напряжениям. Размеры сечения поясов балки назначают по той же методике, что и размеры продольных балок (см. п. 1.1.2). Подсчитанные геометрические характеристики подобранного сечения сводят в таблицу 1.3.

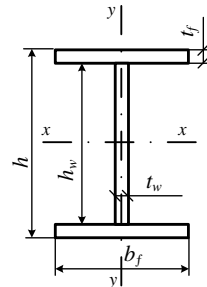


Рисунок 1.9 – Расчетное сечение поперечной балки

Т а б л и ц а 1.3 – Подсчет геометрических характеристик сечений поперечной балки

| Сечение | Состав сечения | A , см ² | S_x , см ³ | I_x , см ⁴ | $I_{xл}$, см ⁴ | $W_{xл}$, см ³ |
|--------------|----------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | | | | | |
| <i>Итого</i> | | | | | | |

1.2.3 Расчет поперечной балки по несущей способности

Расчет поперечных балок включает в себя расчеты на прочность и выносливость. Расчет на прочность производим по формулам (1.15) и (1.19), как и расчет продольных балок. Расчет по приведенным напряжениям производят в уровне поясных швов, где нормальные и касательные напряжения имеют наибольшее значение (σ_{max} и τ_{max}) по формуле (1.16).

Расчет на выносливость производят по формуле (1.20), т. к. вертикальная жесткость поперечной балки всегда больше вертикальной жесткости продольной балки, а длина поперечной балки, как правило, меньше длины продольных балок, расчет поперечной балки по деформациям можно не производить. Окончательно определяем сечение продольных и поперечных балок.

Пример выполнения раздела 1.2.

Расчетная схема эпюры усилий для поперечных балок приведена на рисунке 1.8. Необходимо выполнить схему по заданным параметрам. Определяем нагрузки и коэффициенты к ним при загрузении поперечной балки ($\lambda = 20,0$ м; $\alpha = 0,5$), $P = 16,8$ кН/м; $P_{\text{прод.б.}}^{\text{H}} = 5,89$ кН/м; $P_{\text{м.п.}}^{\text{H}} = 22,6$ кН/м

(определено в разделе 1.1); $q_{0,5} = 184,4$ кН/м; $\gamma_{f,q} = 1,3 - \frac{1,3-1,15}{50} \cdot 20 = 1,24$;

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + 20} = 1,36; \quad 1 + \frac{2}{3}\mu = 1,24; \quad \varepsilon = 0,85 \text{ (см. приложения А–В, Е).}$$

$$\text{Рассчитываем } a = \frac{5,8 - 1,9}{2} = 1,95 \text{ м; } \omega_s = 10 \text{ м}^2.$$

Максимальная поперечная сила при расчете **на прочность**

$$Q = S = 16,8 \cdot 10 + 0,5 \cdot 1,24 \cdot 1,36 \cdot 184,4 \cdot 10 = 1722,9 \text{ кН.}$$

Максимальный изгибающий момент

$$M = Sa = 1772,9 \cdot 1,95 = 3359,6 \text{ кН}\cdot\text{м (1.24).}$$

Изгибающий момент при расчете **на выносливость**

$$M' = S'a = [0,5(5,89 + 22,6) \cdot 10 + 0,5 \cdot 1,24 \cdot 0,85 \cdot 184,4 \cdot 10] \cdot 1,95 = 2172,7 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Подбираем сечение поперечной балки (см. п. 1.2.2).

Назначаем ее по высоте, равной высоте продольных балок – 1,5 м. Подбираем толщину вертикального и горизонтального листов.

Назначаем толщину вертикального листа 12 мм, а размер горизонтальных листов – 310×20 мм.

Рассчитываем геометрические характеристики подобранного сечения и сводим их в таблицу (таблица 1.3, п. 1.2.2), где $S_x = 7785$ см³, $I_x = 990240$ см⁴, $I_n = 891216$ см⁴, $W_n = 11880$ см³.

Производим расчет выбранной балки **на прочность**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{3359,8 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 11880} \leq 0,9 \cdot 350 \text{ МПа;}$$

257,1 < 315 МПа – условие выполнено.

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1722,9 \cdot 10 \cdot 7785}{1,15 \cdot 990240 \cdot 1,2} \leq 0,9 \cdot 0,58 \cdot 350 \text{ МПа;}$$

98,2 < 182,7 МПа – условие выполнено.

$$\sigma_{пр} = \sqrt{257,1^2 + 3 \cdot 508,12^2} \leq 1,15 \cdot 0,9 \cdot 350 \text{ МПа};$$

254,0 < 363,2 МПа – условие выполнено.

Производим расчет выбранной балки **на выносливость**

$$\sigma = \frac{2172,7 \cdot 10^3}{1,06 \cdot 11880} \leq 0,85 \cdot 0,9 \cdot 350 \text{ МПа};$$

172,5 < 267,8 МПа – условие выполнено.

Окончательно принимаем выбранную поперечную балку: $h = 1500 \text{ мм}$,
 $h_f = 1460 \text{ мм}$, $t_w = 12 \text{ мм}$, $b_f = 310 \text{ мм}$, $t_f = 20 \text{ мм}$.

1.3 Расчет соединения элементов проезжей части

1.3.1 Расчет соединения продольных балок с поперечной

В современных мостах продольные балки, как правило, присоединяются к поперечной с помощью соединительных уголков сечением не менее $100 \times 100 \times 12 \text{ мм}$ (рисунок 1.10) и высокопрочных болтов (фрикционная часть соединения), а также с помощью накладок «рыбок».

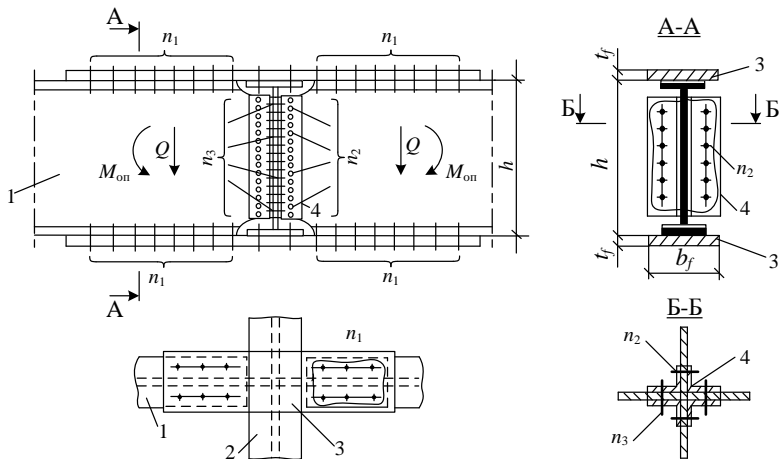


Рисунок 1.10 – Схема прикрепления продольных балок к поперечной:

1 – продольная балка; 2 – поперечная балка; 3 – горизонтальная накладка (рыбка);
 4 – вертикальный уголок

Продольные и поперечные балки имеют одинаковую высоту. При расчете предполагается, что опорный изгибающий момент, действующий в местах пересечения продольных балок с поперечными, воспринимается только «рыбками». Тогда для проезжей части, не включаемой в совместную работу с главными фермами, величина опорного момента принимается равной

$$M_{оп} = 0,6M_{0,5}, \quad (1.29)$$

где $M_{0,5}$ – расчетный изгибающий момент в середине пролета продольной балки. Вертикальное усилие в «рыбке» без учета продольной силы в балке определяется по формуле

$$N_p = \frac{M_{оп}}{h + t_p}, \quad (1.30)$$

где h – высота сечения продольной балки, мм; t_p – толщина «рыбки», принимаемая равной 10–16 мм (кратной 2 мм). При ширине «рыбки», равной ширине пояса продольной балки b_f , ее толщина может рассчитываться и по формуле (если известно N_p):

$$t_p = \frac{N_p}{0,9b_f R_y}. \quad (1.31)$$

По усилию N_p подбирается сечение «рыбки» по прочности. «Рыбка» рассчитывается, как центрально растянутый элемент, по формуле

$$\sigma_p = \frac{N_p}{A_n} \ll mR_y, \quad (1.32)$$

где A_n – площадь сечения «рыбки» нетто, мм².

Количество высокопрочных болтов n_1 (см. рисунок 1.10), необходимое для прикрепления «рыбки» к поясу продольной балки, определяется по формуле

$$n_1 \gg \frac{N_p}{mQ_{bh}n_s}. \quad (1.33)$$

Число заводских болтов n_3 , прикрепляющих соединительные уголки к стенке продольной балки, и число монтажных болтов n_2 , прикрепляющих соединительные уголки к стенке поперечной балки (см. рисунок 1.10), определяется по формуле

$$n \gg \frac{Q}{mm_b Q_{bh} n_s}, \quad (1.34)$$

где Q – поперечная сила, действующая в соединении (Q_0); m – расчетный коэффициент условий работы (см. приложение Д); m_b – дополнительный коэффициент условий работы в соединении (см. приложение Д); n_s – число контактов в соединении; Q_{bh} – расчетная несущая способность одного высокопрочного болта по одной плоскости контакта

$$Q_{bh} = m_{bh} R_{bh} A_{bh} \mu \frac{1}{\gamma_{bh}}, \quad (1.35)$$

m_{bh} – коэффициент условий работы высокопрочных болтов, равный 0,95; R_{bh} – расчетное сопротивление высокопрочного болта растяжению, $R_{bh} = 0,7R_{bun}$, R_{bun} – наименьшее временное сопротивление стали высокопрочных болтов (см. приложение Д); A_{bh} – площадь сечения болта нетто (см. приложение Б); μ – коэффициент трения (см. приложение Б); γ_{bh} – коэффициент надежности (см. приложение Б).

1.3.2 Расчет соединения поперечной балки с главной фермой

Схема прикрепления поперечной балки к узлу главной фермы представлена на рисунке 1.11. Конструкция прикрепления воспринимает поперечную силу S (опорную реакцию балки) и изгибающий момент от жесткого закрепления балки в узле. Неблагоприятное влияние изгибающего момента на работу прикрепления учитывается при определении числа болтов введением коэффициентов условий работы m и m_b . Крепление конца поперечной балки к узлу осуществляется с помощью уголков сечением не менее $100 \times 100 \times 12$ мм.

Число заводских болтов n_1 , прикрепляющих соединительные уголки к стенке поперечной балки, и число монтажных болтов n_2 , прикрепляющих соединительные уголки к узлу фермы, подсчитываются по формуле

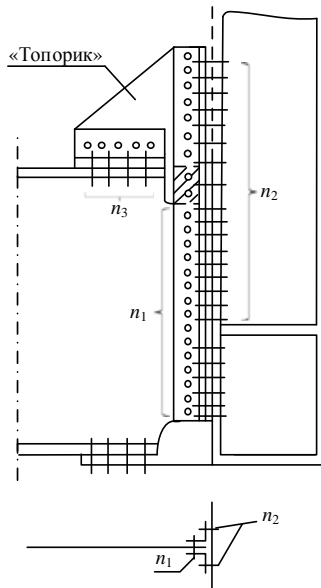


Рисунок 1.11 – Схема прикрепления поперечной балки к узлу главной фермы

$$n \geq \frac{S}{mm_b Q_{bh} n_s}. \quad (1.36)$$

При расчете числа болтов n_1 , устанавливаемых на заводе, следует учитывать, что они (в отличие от болтов, прикрепляющих уголки к узлу главной фермы) имеют две плоскости трения ($n_s = 2$).

Монтажные болты, установленные в пределах высоты пояса фермы, не включаются в расчетное число болтов n_2 .

Пример выполнения раздела 1.3.

Схема прикрепления продольных балок к поперечной приведена на рисунке 1.10. Необходимо выполнить схему по своим заданным параметрам. Принимаем ширину «рыбки» равной ширине пояса продольной балки – 250 мм.

Принимаем «рыбку» общим сечением 250×24 мм, состоящую из двух накладок толщиной по 12 мм. Для их крепления используем болты $\varnothing 22$ мм (отверстие для постановки каждого болта – 25 мм), $A = 25 \times 2,4 = 60 \text{ см}^2$. Площадь нетто $A_n = 60 - 2(1,2 + 1,2) \cdot 2,5 = 48 \text{ см}^2$.

$$\text{Усилие в «рыбке» } N_p = \frac{0,6 \cdot 2721,3}{1,5 + 0,024} = 1071,3 \text{ кН.}$$

$$\text{Проверяем прочность «рыбки» } \sigma_p = \frac{1071,3 \cdot 10}{48} \ll 0,9 \cdot 350 \text{ МПа.}$$

223,2 \ll 315 МПа – условие выполнено.

Расчетную несущую способность одного «болтоконтакта» определяем для пескоструйной обработки поверхностей (таблица Б.1) крепления с помощью высокопрочных болтов 40X «селект» диаметром 22 мм (таблицы Б.3, Б.4)

$$Q_{bn} = 0,95 \cdot 0,7 \cdot 1100 \cdot 3,03 \cdot 0,580 \cdot \frac{1}{1,362} = 94,4 \text{ кН, что равно табличному значению (таблица Б.5).}$$

Требуемое количество болтов n_1 для прикрепления «рыбки» определяем по формуле (1.33) $n_1 \geq \frac{1071,3}{0,9 \cdot 94,4 \cdot 1} = 12,6$ шт. Принимаем 14 шт., т. к. болты ставятся в два ряда.

Определяем число болтов n_2 (при $n_s = 2$) и n_3 (при $n_s = 1$), необходимое для восприятия поперечной силы $Q = Q_0 = 1231,7 \text{ кН}$ (см. раздел 1.1):

$$n_2 = \frac{1231,7}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 94,4 \cdot 2} = 8,1 \text{ шт., принимаем 10 шт.;}$$

$$n_3 = \frac{1231,7}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 94,4 \cdot 1} = 16,1 \text{ шт., принимаем 18 шт.}$$

Схема прикрепления поперечной балки к узлу главной фермы показана на рисунке 1.11. Необходимо выполнить схему по своим заданным параметрам. Число высокопрочных болтов n_1 , прикрепляющих соединительные уголки к стенке поперечной балки, определяется для восприятия

$$Q = S = 1722,9 \text{ кН: } n_1 = \frac{1722,9}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 94,4 \cdot 2} \geq 11,2 \text{ шт., принимаем 12 шт., а число}$$

$$\text{монтажных болтов } n_2 = \frac{1722,9}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 94,4 \cdot 1} \geq 22,5 \text{ шт.}$$

Поскольку количество высокопрочных болтов n_2 превышает 20 болтов, необходимо произвести корректировку расчета, приняв несущую способность одного болтоконтакта 109 кН (см. таблицу Б.5) $n_2 = \frac{1722,9}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 109 \cdot 1} = 20,3$ шт.

Принимаем 22 шт. (два ряда по 11 шт.).

1.4 Конструирование проезжей части

1.4.1 Конструирование связей проезжей части

Продольные балки в каждой панели связываются между собой поперечными и продольными связями. В железнодорожных мостах продольные балки проезжей части должны иметь продольные связи по верхним и нижним поясам. Но из-за относительно небольшой высоты продольных балок проезжей части достаточно одной плоскости продольных связей (обычно в верхних поясах). Прикрепление продольных связей к стенкам балок в железнодорожных мостах не допускается. Поперечные связи располагаются на расстояниях, не превышающих двух высот балок. Продольные связи между балками принимаются обычно треугольной или крестовой системой, поперечные – крестовой или полураскосной системой. Необходимо производить увязку расположения элементов продольных и поперечных связей, имея в виду, что они образуют общие пространственные узлы A (рисунок 1.12). Элементы связи обычно центрируются на оси вертикальных стенок балок. Угол наклона диагоналей связей целесообразно принимать 45–50 градусов.

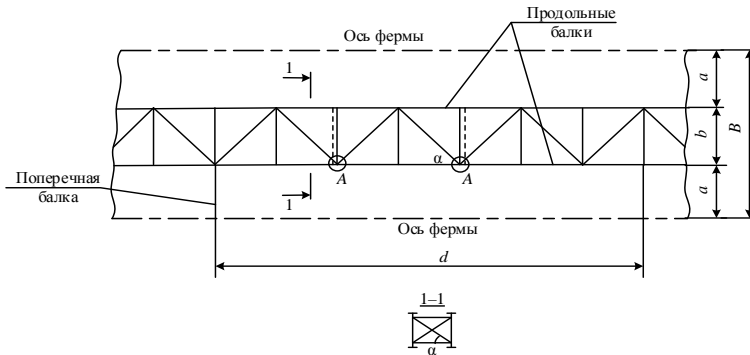


Рисунок 1.12 – Связи между продольными балками

Элементы связей воспринимают сжимающие или растягивающие усилия. Минимальный размер сечений элементов связей балочной клетки определяется из условия обеспечения предельной гибкости $\lambda_{пр}$:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} \leq \lambda_{пр}, \quad (1.37)$$

где $\lambda_{пр}$ – предельная гибкость элементов продольных связей в железнодорожных мостах, $\lambda_{пр} = 130$; l_0 – свободная длина элемента; i_{\min} – минимальный радиус инерции поперечного сечения элемента связи.

При курсовом проектировании свободную длину элементов связи можно принимать равной его геометрической длине. Число высокопрочных болтов n для прикрепления элемента связи площадью сечения A определяется по формуле

$$n = \frac{\varphi A m R_y}{Q_{bh}}, \quad n \geq 2, \quad (1.38)$$

где φ – коэффициент понижения несущей способности для центрально сжатых стержней (см. приложение Б).

1.4.2 Конструирование ребер жесткости

Для обеспечения местной устойчивости сжатых зон вертикальных стенок балок применяются ребра жесткости. Расстояние между ними определяются расчетом. Кроме того, ребра жесткости должны быть предусмотрены в местах расположения поперечных связей. Поэтому в железнодорожных мостах ребра жесткости располагаются на расстоянии, не превышающем двух высот стенки балки h_w . Наименьшая толщина ребра $t_s = 10$ мм, но не менее $2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$, где b_h – ширина выступающей части ребра.

В балках со стенкой, укрепленной симметричными двухсторонними ребрами, $b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40$ мм, а в случае укрепления стенок балок односторонними

ребрами $b_h \geq \frac{h_w}{24} + 50$ мм.

В балках больших высот помимо вертикальных может возникнуть необходимость установки горизонтальных ребер жесткости.

Пример выполнения раздела 1.4.

Выбираем системы связей проезжей части. Назначаем связи: продольные – треугольные с распорками, поперечные – крестовые. При длине панели 10 м поперечные связи располагаем через 2,5 м, что менее размера двух высот продольных балок (2·1,5 м).

Панель продольных связей между соседними поперечными балками в итоге состоит из трех распорок и четырех диагоналей.

Выполняем схему аналогично рисунку 1.12. Угол наклона диагоналей (можно через \arctg) составляет 38° , что близко к оптимальному.

В связях используем уголок $100 \times 100 \times 12$ мм ($i_{\min} = 4,64$ см).

Определяем осевую длину диагоналей продольных связей:

$$l = \sqrt{2,5^2 + 1,9^2} = 3,14 \text{ м.}$$

Проверяем гибкость сечения диагонали:

$$\lambda = \frac{3,14}{4,64} = 67,6 < 130 \text{ – условие выполнено.}$$

Площадь сечения уголка $A = 22,56 \text{ см}^2$.

При $\lambda = 67,6$ для стали 10ХСНД $\varphi = 0,65$ (см. таблицы Б.2 и Б.5) и $Q_{bh} = 82$ кН:

$$n = \frac{0,65 \cdot 0,9 \cdot 350 \cdot 22,56}{82 \cdot 10} = 5,63 \text{ шт.}$$

Поскольку n превышает 5 шт., производим корректировку расчета:

$$n = \frac{0,65 \cdot 0,9 \cdot 350 \cdot 22,56}{94 \cdot 10} = 4,92 \text{ шт.}$$

Принимаем 6 шт.

Для монтажа поперечных связей и обеспечения местной устойчивости вертикальных стенок продольных балок укрепляем их симметричными двухсторонними вертикальными ребрами жесткости из прокатного металла.

Расстояние между ребрами (2,5 м) не превышает двух высот вертикальной стенки продольной балки (2×1,468 м), что соответствует нормам.

Рассчитаем толщину металла при ширине выступающей части ребра

$$b_n \geq \frac{1468}{30} + 40 = 89 \text{ мм. Тогда толщина металла}$$

$$t_s = 2 \cdot 89 \sqrt{\frac{350 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^5 \cdot 10^6}} = 10,4 \text{ мм} > 10 \text{ мм.}$$

Принимаем толщину ребра жесткости равной 12 мм.

2 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ГЛАВНЫХ ФЕРМ

Главная ферма – главная несущая конструкция пролетного строения. При расчетах элементов решетчатых главных ферм кроме сил в общем случае учитываются и возникающие в них изгибающие моменты. Изгиб может быть вызван деформацией порталных рам от воздействия ветровых ферм, жесткостью узлов фермы, внецентренным прикреплением связей, диафрагм, воздействием собственного веса элементов, удлинением подвесок, эксцентричной передачей на опорные части продольных сил от торможения поезда, вызывающей изгиб элементов главных ферм, сходящихся в опорном узле, и др.

Для эскизного проектирования обязательен учет изгиба опорных раскосов в плоскости порталных рам. Расчет остальных элементов главных ферм допускается производить только на действие осевых сил.

В современных пролетных строениях все элементы главных ферм сварные, а основные типы сечений – коробчатые и Н-образные. Расчет главных ферм начинается с определения нагрузок, действующих на ферму. Если по условиям расчета проезжая часть включена в совместную работу с поясами главных ферм, то значения в них корректируются, а затем проводится возвратный повторный расчет продольных и поперечных балок. После определения нагрузок определяются усилия в элементах ферм и подбираются их сечения.

2.1 Определение нагрузок, действующих на одну металлическую ферму

2.1.1 Нагрузка от собственного веса конструкций и эквивалентной временной нагрузки. Определение усилий в элементах от основных нагрузок

Нормативная нагрузка от собственного веса пролетного строения, кН/м, складывается из веса главных ферм, проезжей части и связей; определяется по данным типовых проектов. Разрешается для расчетов использовать формулу:

$$P_{\text{пр.стр}}^{\text{н}} = 9,81 \left(2,13 + 0,008l_p + 0,00016l_p^2 \right), \quad (2.1)$$

где l_p – расчетный пролет фермы в метрах.

Нормативная временная нагрузка от подвижного состава q принимается в зависимости от класса нагрузки по положению вершины линии влияния (α) и длины загрузки (λ) (см. приложение А).

Расчетные нагрузки определяются путем умножения нормативных нагрузок на соответствующие коэффициенты надежности, динамический коэффициент и т. д. Эти нагрузки считаются основными. Усилия от них в элементах ферм определяются с помощью линий влияния. Растягивающие усилия считаются положительными, сжимающие – отрицательными. Вид линий влияния в элементах ферм с треугольной решеткой со стойками и подвесками показан на рисунке 2.1.

Осевые усилия в элементах ферм соответственно от воздействия следующих нормативных нагрузок: постоянной от собственного веса конструкции (N_p) и временной вертикальной от подвижного состава (N_q) определяются по формулам

$$N_p = 0,5 \left[P_{\text{м.п}} + P_{\text{пр.стр}} \right] \sum \omega_i, \quad (2.2)$$

$$N_q = 0,5q\omega_i, \quad (2.3)$$

где $\sum \omega_i$ – сумма площади линии влияния (ω_i для N_q – большая площадь линии влияния одного знака); q – нормативная временная вертикальная нагрузка от подвижного состава ($\lambda = l_p$, $\alpha = 0,5$) (см. приложение А).

2.1.2 Горизонтальная поперечная ветровая нагрузка

Нормативная погонная ветровая нагрузка на главные фермы (рисунок 2.2) определяется по формуле

$$W_{\text{ф}} = 0,2q_0k_hC_{w,\text{ф}}H_{\text{ф}}, \quad (2.4)$$

где 0,2 – коэффициент заполнения решетчатых ферм; q_0 – скоростной напор ветра, $q_0 = 0,7$ кН/м²; k_h – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте, $k_h = 1,4$; $C_{w,\text{ф}}$ – аэродинамический коэффициент (см. приложение Г); $H_{\text{ф}}$ – высота главной фермы (по осям поясов ферм).

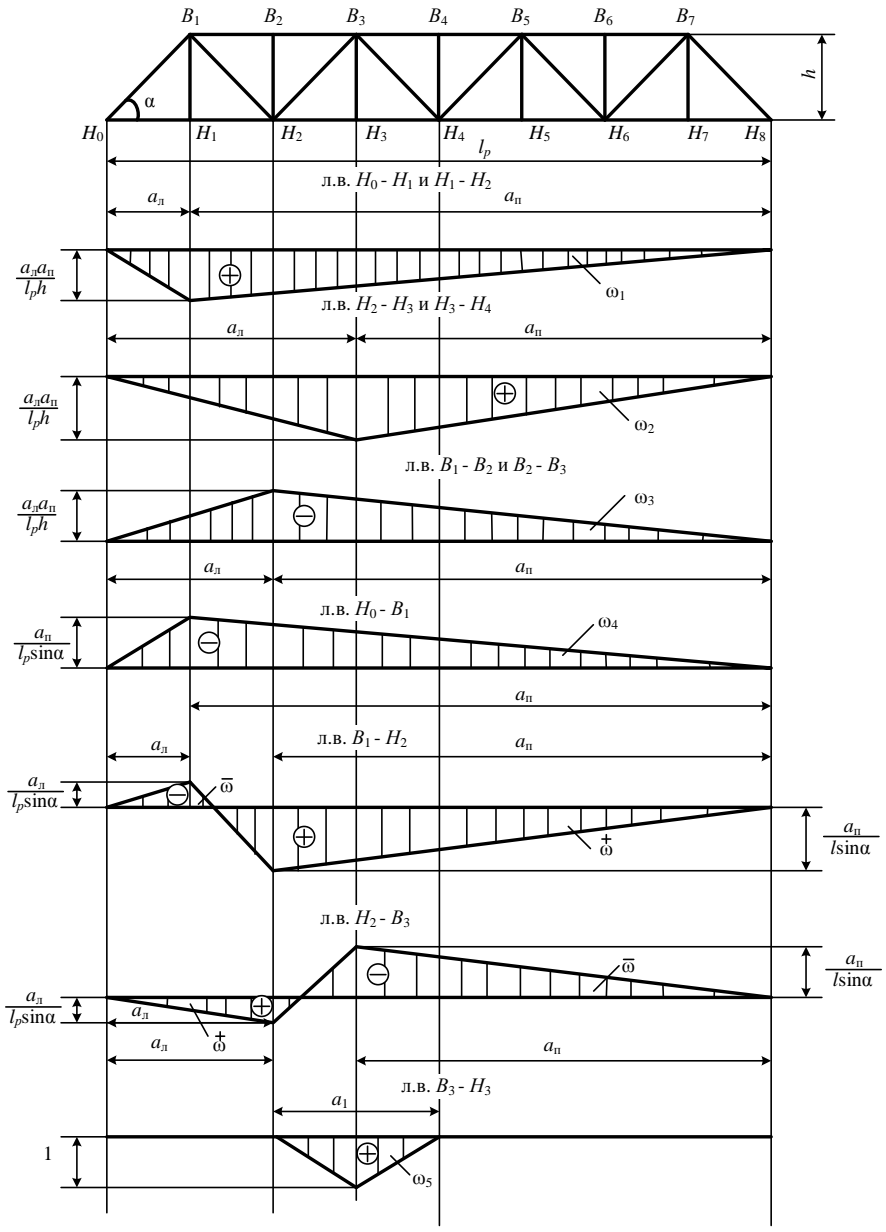


Рисунок 2.1 – Линии влияния усилий в элементах фермы

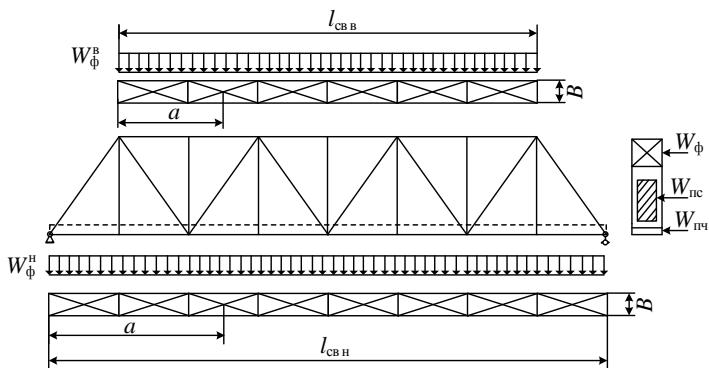


Рисунок 2.2 – Схема пролетного строения для определения усилий в элементах конструкций от ветровой нагрузки

Нормативная погонная нагрузка от ветра на железнодорожный состав определяется по формуле

$$W_{пс} = 3,0q_0k_hC_{w,пс}, \quad (2.5)$$

где 3,0 – высота подвижного состава, м.

Нормативная погонная нагрузка от ветра на проезжую часть принимается, как на сплошную полосу, высотой, равной высоте продольных балок, с учетом мостового полотна, за вычетом высоты пояса фермы:

$$W_{пч} = q_0k_hC_{w,пч}(h_{пч} - h_n). \quad (2.6)$$

Определяемые нагрузки, кН/м, распределяются между ветровыми фермами следующим образом:

$$W_{\phi}^H = 0,6W_{\phi} + 0,8(W_{пч} + W_{пс}); \quad (2.7)$$

$$W_{\phi}^B = 0,6W_{\phi} + 0,4(W_{пч} + W_{пс}). \quad (2.8)$$

Усилие в элементе пояса главной фермы от нормативной ветровой нагрузки приближенно может определяться по формуле:

$$N_w = \frac{M_{wa}}{B} = \frac{W_{\phi}^B a}{2}(l_{св} - a) \frac{1}{B}, \quad (2.9)$$

где M_{wa} – изгибающий момент в сечении «а» фермы связей от воздействия нагрузки W_{ϕ} (при этом на верхние пояса действует нагрузка W_{ϕ}^B , на нижние – W_{ϕ}^H); B – расстояние между осями главных ферм (высота фермы связей); a – расстояние от ближайшего конца фермы связей до середины панели пояса фермы, в которой определяется усилие; $l_{св}$ – расчетный пролет горизонтальной фермы связей.

2.1.3 Горизонтальная поперечная нагрузка от ударов подвижного состава

Нормативная горизонтальная поперечная нагрузка от ударов подвижного состава считается приложенной в уровне верха головки рельса и принимается равной $U = 0,06K$, кН/м, где K – класс нагрузки СК.

Для участия нижних и верхних продольных связей ферм в ее восприятии по аналогии при распределении давления ветра при эскизном проектировании разрешается учитывать с помощью коэффициентов: 0,8 – для ездового пояса и 0,4 – для неездового пояса фермы. Осевое усилие N_y в пояском стержне главных ферм от нормативной нагрузки U определяют по формуле:

$$N_y = \frac{Ua}{2}(l_{св} - a) \frac{1}{B}. \quad (2.10)$$

Одновременное воздействие на мосты нагрузок W_ϕ и U не рассматривается. Поэтому при определении расчетных усилий в поясах ударные нагрузки учитываются в случаях, когда их воздействие превосходит воздействие ветра.

2.1.4 Горизонтальная продольная тормозная нагрузка от подвижного состава

Продольная тормозная нагрузка от подвижного состава с проезжей части воспринимается ездовыми поясами главных ферм и затем передается на неподвижные опорные части.

Нормативная горизонтальная продольная нагрузка от торможения для однопутных железнодорожных мостов принимается равной

$$t = 0,1q, \quad (2.11)$$

где q – погонный вес временной вертикальной нагрузки, приблизительно принимаемый равным величине эквивалентной нагрузки СК для линий влияния с $\lambda = l_p$ и $\alpha = 0,5$, l_p – расчетный пролет главной фермы.

Схема для определения усилий от тормозной нагрузки приведена на рисунке 2.3.

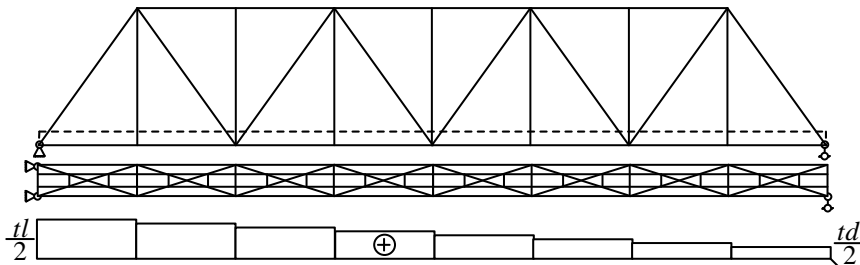


Рисунок 2.3 – Схема пролетного строения для определения усилий в элементах конструкций от тормозной нагрузки

Осевые усилия в ездовых поясах пролетных строений с двумя главными фермами (при предположении, что диагонали связей фермы в каждой панели прикрепляются к продольным балкам проезжей части) от нормативных тор-мозных нагрузок могут определяться по формуле

$$N_{Ti} = \frac{t}{2} [l_p - (i-1)d_{св}], \quad (2.12)$$

где i – порядковый номер панели связей ездового пояса фермы, считая от неподвижного опорного узла; $d_{св}$ – панель горизонтальной фермы продольных связей по ездовым поясам.

Одновременное воздействие на мосты нагрузок t и U не рассматривается.

Пример выполнения раздела 2.1.

Для определения усилий нормативных нагрузок от собственного веса и подвижного состава необходимо определить линии влияния в элементах фермы и построить их (согласно образцу на рисунке 2.1).

Для панели нижнего пояса фермы Н1–Н2 (для примера) площадь линии влияния: $\omega = \left(\frac{a_{л} a_{п}}{lh} \right) \frac{l}{2} = \frac{10 \cdot 90}{100 \cdot 15} \cdot \frac{100}{2} = 30 \text{ м}^2$.

$$P_{пр.стр}^H = 9,81(2,13 + 0,008 \cdot 100 + 0,00016 \cdot 100^2) = 44,4 \text{ кН/м};$$

$$q = 14 \cdot 9,81 = 137,34 \text{ кН/м (при } \lambda = 100 \text{ м; } \alpha = 0,5);$$

$$N_p = 0,5(22,6 + 44,4) \cdot 30 = 1005 \text{ кН}; \quad N_q = 0,5 \cdot 137,34 \cdot 30 = 2060 \text{ кН}.$$

Определение горизонтальной поперечной ветровой нагрузки (см. рисунок 2.2):

$$W_{ф} = 0,2 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 2,15 \cdot 15 = 6,3 \text{ кН/м};$$

$$W_{пс} = 3 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 1,5 = 4,4 \text{ кН/м};$$

$$W_{пч} = 0,7 \cdot 1,4 \cdot 1,85(1,5 - 0,5) = 1,8 \text{ кН/м};$$

$$W_{ф}^H = 0,6 \cdot 6,3 + 0,8(4,4 + 1,8) = 8,7 \text{ кН/м}.$$

Усилие в Н1–Н2

$$N_w = \frac{8,7 \cdot 15}{2} (100 - 15) \frac{1}{5,8} = 956 \text{ кН}.$$

Определение горизонтальной поперечной нагрузки от ударов подвижно-го состава $U = 0,06 \cdot 137,34 = 8,24 \text{ кН/м}$.

$$\text{Для Н1–Н2 } N_y = 0,8 \frac{8,24 \cdot 15}{2} (100 - 15) \frac{1}{5,8} = 724,6 \text{ кН}.$$

Так как одновременное воздействие нагрузок $W_{ф}$ и U не рассматривается, в расчетах будем использовать N_w .

$$t = 0,1 \cdot 137,34 = 13,7 \text{ кН/м};$$

$$N_T = \frac{13,7}{2} [100 - (2-1) \cdot 10] = 616,5 \text{ кН}.$$

2.2 Определение усилий в элементах главной фермы

Усилия в элементах главных ферм определяют от сочетания определенных нагрузок. В расчетах рассматриваются два сочетания нагрузок. Сначала находятся усилия в элементах фермы от нагрузок первого сочетания для расчетов на прочность, устойчивость N_I и выносливость N'_I . Определяют усилия по формулам:

$$N_I = \gamma_{f,p} N_p + \gamma_{f,q} (1 + \mu) N_q, \quad (2.13)$$

$$N'_I = N_p + \left(1 + \frac{2}{3} \mu\right) \varepsilon N_q, \quad (2.14)$$

где N_p – осевые усилия в элементах ферм от воздействия нормативной постоянной нагрузки от собственного веса конструкций; N_q – осевые усилия в элементах ферм от воздействия нормативной временной вертикальной нагрузки от подвижного состава; $\gamma_{f,p}$, $\gamma_{f,q}$ – коэффициенты надежности (см. приложение В).

При расчетах на прочность и устойчивость поясов и опорных раскосов главных ферм необходимо учесть воздействие на них нагрузок второго сочетания. В это сочетание кроме нагрузок, учитываемых первым сочетанием, дополнительно входят следующие горизонтальные нагрузки: поперечная ветровая, поперечные удары подвижного состава и продольная тормозная нагрузка.

Поскольку нагрузка от поперечных ударов подвижного состава не вводится в расчеты одновременно ни с ветровой, ни с тормозной нагрузкой (см. пп. 2.1.3, 2.1.4), то при определении усилий в ездовых поясах главных ферм от нагрузок второго сочетания ее можно не учитывать.

Таким образом, расчетные осевые усилия в рассматриваемой панели от нагрузок второго сочетания будут равны:

– в неездовых поясах

$$N_{II} = \gamma_{f,p} N_p + \eta_q \gamma_{f,q} (1 + \mu) N_q + (\eta_w \gamma_{f,w} N_w \text{ или } \eta_y \gamma_{f,y} N_y); \quad (2.15)$$

– в ездовых поясах

$$N_{II} = \gamma_{f,p} N_p + \eta_q \gamma_{f,q} (1 + \mu) N_q + \eta_w \gamma_{f,w} N_w + \eta_T \gamma_{f,T} N_T, \quad (2.16)$$

где η_w , η_T , η_y – коэффициенты сочетаний соответственно к ветровой, тормозной и ударной нагрузкам, принимаемые по приложению Г; γ_w , γ_T , γ_y – коэффициенты надежности к указанным нагрузкам, приведенные в приложении В.

В расчеты поясов на прочность и устойчивость вводится большее из значений N_I или N_{II} .

Рассчитанные усилия в элементах главных ферм металлического сквозного пролетного строения представляем в табличной форме (таблица 2.1).

Пример выполнения раздела 2.2.

Для определения усилий в первом и втором сочетаниях нагрузок рассчитываем все необходимые коэффициенты: $\gamma_{f,p} = 1,1$; $\gamma_{f,q} = 1,13$ (см. приложение В); $1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + 100} = 1,13$ (принимаем 1,15); $1 + \frac{2}{3}\mu = 1,1$; $\varepsilon = 1$; $\eta_q = 0,8$; $\eta_w = 0,7$; $\eta_{\tau} = 0,7$; $\gamma_w = 1,5$; $\gamma_{\tau} = 1,1$ (см. приложение В).

Находим усилия от нагрузок I сочетания (для Н1–Н2):

$$N_I = 1,1 \cdot 1005 + 1,13 \cdot 1,15 \cdot 2060 = 3682 \text{ кН (см. 2.13);}$$

$$N'_I = 1005 + 1,1 \cdot 1 \cdot 2060 = 3271 \text{ кН (см. 2.14).}$$

От нагрузок II сочетания (для ездового пояса, панель Н1–Н2):

$$N_{II} = 1,1 \cdot 1005 + 0,8 \cdot 1,13 \cdot 1,15 \cdot 2060 + 0,7 \cdot 1,5 \cdot 956 + 0,7 \cdot 1,1 \cdot 616,5 = 4725,4 \text{ кН (см. 2.16).}$$

В расчете на прочность и устойчивость используем N_{II} .

Расчетные усилия для всех элементов главных ферм представляем в табличной форме (таблица 2.1).

2.3 Подбор сечений элементов главной фермы

При подборе сечений элементов главных ферм должен быть учтен целый ряд условий, вытекающих из взаимосвязи элементов в узлах на протяжении длины пролетного строения, а также технологических требований по изготовлению и монтажу элементов. При этом стремятся к возможно меньшему числу различных профилей и сортамента металла.

В современных пролетных строениях элементы главных ферм изготавливаются на заводе сварными, а основными их типами по форме поперечных сечений являются коробчатый и Н-образный (рисунок 2.4). Коробчатые сечения могут быть двух видов: с нижним перфорированным листом и герметически замкнутые. В коробчатых элементах с нижним перфорированным листом ширина отверстий должна быть не менее 300 мм. Свесы горизонтальных листов b_1 (см. рисунок 2.4, *г–ж*), а в герметически замкнутых сечениях также и вертикальных листов h_1 (см. рисунок 2.4, *в, е, и*) в поясах и опорных раскосах ферм устраиваются для удобства прикрепления элементов связей между главными фермами. Они принимаются равными 90–100 мм. Небольшие свесы вертикальных листов h_2 (см. рисунок 2.4, *б, д, з*), применяемые в основном для элементов решетки, делаются по технологическим соображениям (чтобы избежать строжку кромок этих листов) и принимаются равными 15–20 мм.

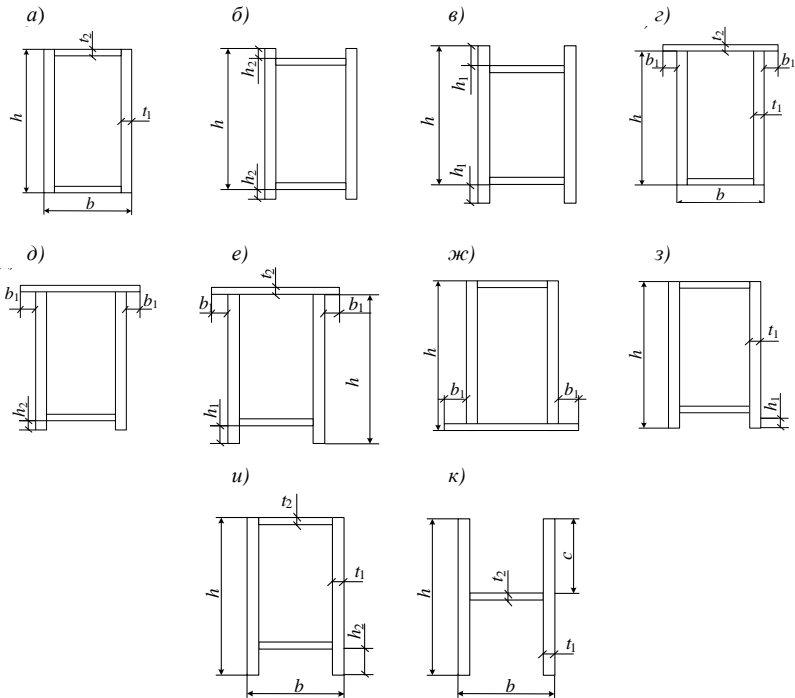


Рисунок 2.4 – Основные типы сечений сварных элементов главных ферм:
 а, г, д, е, з, и – верхние пояса; а, ж, з, и – нижние пояса;
 а, б, в, к – раскосы; к – стойки и подвески

В современных болтосварных пролетных строениях с фасонками-накладками все элементы решетчатых главных ферм должны иметь одинаковую габаритную ширину b . Наименьшая ширина элемента по условиям его заводского изготовления механизированными способами сварки принимается 420 мм. По конструктивным соображениям высоту элементов поясов h назначают обычно постоянной по всей длине пролетного строения, соответственно для верхнего и нижних поясов. Поэтому подбор сечения поясов нужно начинать с элемента, имеющего наибольшее расчетное усилие. Опыт проектирования показывает, что высота поясов ферм h составляет обычно $1/15-1/18$ длины панели, а ширину b можно принимать в пределах $(0,75-0,9)h$.

По эксплуатационным и технологическим требованиям наименьшая толщина листовых деталей, образующих сварные элементы, устанавливается равной 10 мм, а наибольшая – 60 мм. Нормами регламентируются максимальные соотношения ширины и толщины листовых деталей в составных сечениях элементов ферм:

- для элементов коробчатого сечения $h/t_1 \leq 60$ и $b/t_2 \leq 60$;
- для H -образных элементов $b/t_2 \leq 45$ и $c/t_1 \leq 20$.

В сжатых элементах H -образного сечения (см. рисунок 2.4, κ), кроме того, должны быть обеспечены условия $t_2 \geq 0,6t_1$ при $t_1 \leq 24$ мм, $t_2 \geq 0,5t_1$ при $t_1 > 24$ мм.

Эскизно подбирают сечение так, чтобы толщины листов имели небольшой запас по сравнению с минимально допустимыми размерами.

Для сжатых и сжато-растянутых элементов ферм моменты инерции относительно осей X и Y должны быть приблизительно равны. При этом материал сечений элементов должен быть сконцентрирован в листах, расположенных в плоскости фермы.

По подобранным сечениям подсчитываются их геометрические характеристики: площадь (A); моменты инерции (I_x, I_y); радиусы инерции (i).

В курсовом проекте при определении радиусов инерции допустимо использование приближенных зависимостей:

- для коробчатых сечений: $i_x = 0,34h$, $i_y = 0,43b$;
- для H -образных: $i_x = 0,22h$, $i_y = 0,41b$.

Подобранные сечения элементов главной фермы проверяют расчетом на прочность, на устойчивость и выносливость. Для элементов решетки ферм в расчетах применяется усилие N_I , а для поясов главных ферм и опорных раскосов – максимальное (N_I или N_{II}). Так как все элементы в местах соединений ослаблены отверстиями под высокопрочные болты, то при расчетах их на прочность следует принимать сечения нетто (A_n).

Площадь поперечного сечения нетто определяется по формуле

$$A_n = A - (\Delta A - \Delta A'), \quad (2.17)$$

где A – площадь поперечного сечения брутто, см²; ΔA – площадь ослаблений отверстиями для болтов, см²; $\Delta A'$ – условная площадь сечения элемента, см², которая учитывает часть расчетного усилия, приходящегося на один болт и воспринимаемого силами трения.

ΔA определяется числом рядов отверстий n_0 , связанных с шириной листа b .

| | | | | |
|-----------------------------------|-----|---------|---------|----------|
| Ширина листа b , мм | 450 | 450–600 | 600–900 | 900–1000 |
| Число рядов отверстий n_0 , шт. | 3 | 4 | 5 | 7 |

$\Delta A'$ – рассчитывается по формуле

$$\Delta A' = \frac{Q_{bh} n_0}{2R_y}, \quad (2.18)$$

где Q_{bh} – несущая способность одного «болтоконтакта», кН; n_0 – количество ослаблений в расчетном сечении, шт.; R_y – расчетное сопротивление материала элемента, МПа.

Проверку рассчитывают:

– на прочность

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq mR_y; \quad (2.19)$$

– на устойчивость

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \varphi mR_y; \quad (2.20)$$

– на выносимость

$$\sigma = \frac{N'}{A} \leq \gamma_w mR_y, \quad (2.21)$$

где m – коэффициент условий работы (приложение Д); γ_w – коэффициент понижения расчетного сопротивления стали R_y в расчетах на выносимость; φ – коэффициент продольного изгиба, понижения несущей способности для центрально сжатых стержней (таблица Б.2), определяется по гибкости элемента λ :

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i},$$

где l_{ef} – расчетная длина; i – радиус инерции сечения относительно оси, перпендикулярной к плоскости наибольшей гибкости.

Проводим расчеты для всех элементов ферм, полученные результаты заносим в таблицу 2.2.

Пример выполнения раздела 2.3.

При выборе сечений элементов главной фермы методом подбора учитываем все конструктивные и технологические требования, представленные в разделе. Так как в современных пролетных строениях сечение элементов поясов одинаково на всем протяжении, подбор ведем с элементов, имеющих наибольшее расчетное усилие.

Максимальное усилие в нижнем поясе (по образцу) будет в элементах Н4–Н5 и Н5–Н6, которое сравнивается с другими расчетными усилиями в элементах нижнего пояса. Выбираем для пояса сечение (см. рисунок 2.4, а) и приводим его схему с размерами. Например, два вертикальных листа 510×22 мм и два горизонтальных листа 460×10 мм. Рассчитываем моменты и радиусы инерции сечения.

Определяем площадь поперечного сечения брутто и нетто (2.17). Затем аналогично предыдущим расчетам проверяем сечение на прочность, устойчивость и выносимость (2.19–2.21).

Подбираем сечение и для других элементов фермы. Приводим также расчет стойки или подвески фермы.

Расчеты всех элементов ферм заносим в таблицу 2.2.

2.4 Расчет прикрепления элементов решетки главной фермы

Элементы решетки главных ферм современных болтосварных пролетных строений прикрепляются вертикальными листами к узловым фасонкам-накладкам внахлестку при помощи высокопрочных болтов с одной плоскостью трения. Первоначально рассчитывают количество болтов. Расчет прикрепления производится на расчетное усилие N_1 (а опорных раскосов на N_1 или N_{II}) по формуле

$$n \geq \frac{N}{mQ_{bh}n_s}, \quad (2.22)$$

где n – количество болтов в соединении, шт.; m – коэффициент условий работы; Q_{bh} – расчетное усилие, воспринимаемое каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним болтом; n_s – число «болтоконтактов» в соединении.

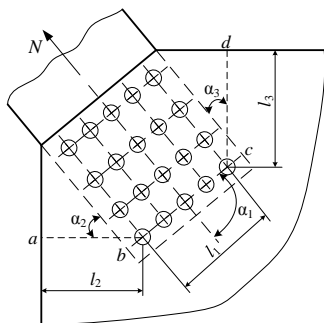


Рисунок 2.5 – Схема «выкальвания» фасонки

При расчете прикреплений элементов решетки необходимо проверять прочность узловых фасонок на «выкальвание», т. е. на отсутствие в них опасных перенапряжений. Ее контролируют по вероятному сечению разрушения. Оно обычно проходит по крайнему ряду болтов у конца прикрепляемого элемента (линия bc , рисунок 2.5) и по кратчайшим расстояниям от центров крайних болтов в этом ряду до краев фасонки (линии ab и cd , см. рисунок 2.5).

Расчетное сопротивление фасонки по отдельным участкам опасного сечения принимается

$$R_\alpha = 0,675mR_y(0,212\alpha + 1), \quad (2.23)$$

где α – угол между рассматриваемой площадкой и осью прикрепляемого элемента, рад.; m – коэффициент условий работы (см. приложение Д).

Толщина фасонки t назначается из условия

$$N \leq (R_{\alpha 1}l_1 + R_{\alpha 2}l_2 + R_{\alpha 3}l_3)t, \quad (2.24)$$

где N – расчетное максимальное усилие, приходящееся на одну фасонку от прикрепляемого элемента; l_1, l_2, l_3 – длины участков опасного сечения (см. рисунок 2.5) с учетом ослабления отверстиями болтов.

Наименьшая толщина узловых фасонок главных ферм принимается для автодорожных (10) и железнодорожных мостов (12 мм).

2.5 Расчет стыков элементов поясов главной фермы

Для удобства изготовления и монтажа стыки поясов главных ферм целесообразно размещать в центрах узлов. Стыки перекрывают при помощи стыковых накладок. В пределах высоты поясов роль накладок выполняют и узловые фасонки. Необходимо стремиться к тому, чтобы каждая часть сечения пояса (вертикальные, горизонтальные листы с учетом их ослаблений) была прикреплена соответственно приходящемуся на нее усилию. Условие прочности стыка

$$\frac{N_{\max}}{m_H} \leq m R_y \sum_i A_{n,i}, \quad (2.25)$$

где N_{\max} – расчетное максимальное усилие в более мощном из стыкуемых элементов пояса; m_H – коэффициент условий работы накладок, равный для растянутых поясов 0,9, для сжатых – 1,0; m – коэффициент (см. приложение Д); R_y – расчетное сопротивление материала накладок, МПа; $\sum_i A_{n,i}$ – суммарная площадь сечения стыковых накладок нетто по оси стыка (включая узловую фасонку).

Порядок расчета прикрепления накладок в стыке с помощью высокопрочных болтов иллюстрируется на примере стыка вертикального пояса главной фермы (рисунок 2.6). Стыкуемые листы разной толщины с одной стороны (наружной) перекрыты фасонкой и наружной накладкой, а с другой – одной внутренней накладкой, прикрепляемой к более тонкому листу через прокладку.

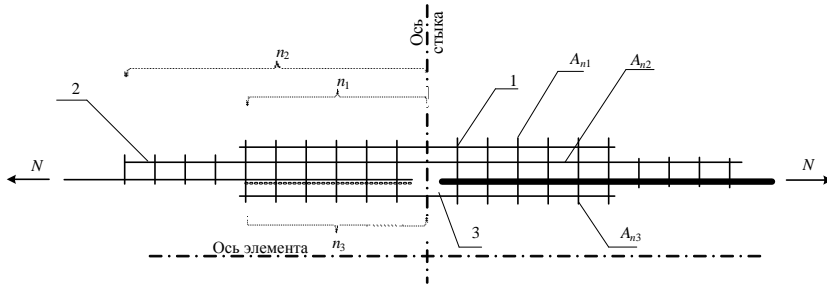


Рисунок 2.6 – Схема стыка вертикальных листов пояса

Общая необходимая площадь сечения всех накладок по оси стыка $\sum_{i=1} A_{n,i}$ находится из выражения (2.25). При удалении от центра стыка в обе стороны по мере включения в работу стыкуемых листов усилия в накладках уменьшаются. Если учесть, что во фрикционных соединениях толщина стыковых накладок, как и узловых фасонок, не должна превышать 16 мм, то очевидной становится целесообразность перекрытия стыков поясов (особенно сильно нагруженных) несколькими накладками разной длины.

Расчет прикрепления накладок болтами ведется из предположения, что усилие N_{\max} распределяется между накладками пропорционально их площадям. Усилие N_i и i -й накладке

$$N_i = N_{\max} \frac{A_{n,i}}{\sum A_{n,i}}. \quad (2.26)$$

Количество высокопрочных болтов, соединяющих со стыкуемым листом каждую полунакладку, должно соответствовать полному восприятию действующего в ней усилия. Для стыка, показанного на рисунке 2.6,

$$n_1 = \frac{N_1}{mQ_{bh}}; \quad n_2 = \frac{N_1 + N_2}{mQ_{bh}}; \quad n_3 = \frac{N_3}{mQ_{bh}}, \quad (2.27)$$

где Q_{bh} – несущая способность одного «болтоконтакта».

Длина накладок определяется условиями размещения в них требуемого числа болтов, а фасонки, как правило, – условиями прикрепления к ним раскосов.

Аналогичным образом рассчитываются стыки других составных частей стыкуемых элементов (например, горизонтальных листов).

Усилия, проходящиеся на не соединенные в стыке горизонтальные листы коробчатых и Н-образных поясов, должны суммироваться с величиной усилий в перекрываемых накладками вертикальных листах. Расстояние от оси болта до края пакета должно быть не менее $1,5d$ и не более $8t$ (d – диаметр болта, t – толщина наиболее тонкой детали, расположенной снаружи пакета). Расстояние между болтами (S) должно быть

$$7d \geq S \geq 2,5d. \quad (2.28)$$

Рекомендуемая толщина накладки: 10, 12, 14, 16 мм.

3 РАСЧЕТ ПОРТАЛЬНЫХ РАМ И СВЯЗЕЙ МЕЖДУ ГЛАВНЫМИ ФЕРМАМИ

3.1 Расчет портальной рамы (поперечные связи между главными фермами при езде понизу)

В пролетных строениях с ездой понизу опорные поперечные связи располагаются в плоскости опорных раскосов и образуют с ними и опорными поперечными балками проезжей части «портальную раму» (рисунок 3.1). Она необходима для обеспечения пространственной неизменяемости пролетного строения и для передачи горизонтальной поперечной нагрузки с верхних продольных связей между фермами в опорные узлы пролетного строения.

Перенос усилия V в уровень перегиба опорных раскосов соответствует приложению в точке 0 продольных сил от нормативного давления ветра:

$$V_v = \frac{V(l-l_0)}{B}. \quad (3.4)$$

Расчетное осевое усилие в опорном раскосе при воздействии нагрузок второго сочетания определяется по формуле

$$N_{II} = \gamma_{f,p} N_p + \eta_q \gamma_{f,q} (1 + \mu) N_q + \eta_w \gamma_{f,w} N_v. \quad (3.5)$$

Расчет опорного раскоса на прочность от воздействия нагрузок второго сочетания производится по формуле

$$\frac{N_{II}}{A_n} \pm \frac{M_{II}}{\chi W_n} \leq m R_y, \quad (3.6)$$

где M_{II} – расчетный изгибающий момент, равный наибольшему из значений $\eta_w \gamma_{f,w} M_I$ или $\eta_w \gamma_{f,w} M_3$; W_n – момент сопротивления нетто сечения опорного раскоса при изгибе в плоскости портала.

Усилия в элементах порталных связей

$$N_{4-5} = -N_{3-6} = \frac{\gamma_{f,w} V}{2 \cos \beta}; \quad N_{5-6} = N_{3-4} = -\frac{\gamma_{f,w} V}{2}. \quad (3.7)$$

3.2 Расчет продольных связей между фермами

Продольные связи пролетных строений рассчитываются как элементы горизонтальных ферм нижних и верхних связей.

В элементах связей в основном возникают осевые усилия от следующих нагрузок: вертикальных (постоянной и временной), действующих на пролетное строение, и временной (горизонтальной поперечной) от давления ветра.

Усилия в элементах связей от вертикальных нагрузок на пролетное строение вызываются продольными деформациями поясов и продольных балок, вовлекающих в работу элементы связей.

Наиболее часто, согласно типовым проектам для продольных связей, используется крестовая решетка.

Усилие в диагоналях связей в виде крестовой решетки от деформации поясов под нагрузками (рисунок 3.2) приближенно можно определить по формуле

$$N_d = N_n \frac{A_d}{A} \cos \alpha, \quad (3.8)$$

где N_n – усилие в поясе от расчетных нагрузок; A_d , A – площади поперечного сечения брутто диагонали связи и пояса главной фермы, см² (минимальное сечение диагонали связи – 80×80×8 см, $A_d = 0,00123$ м²); α – угол наклона диагонали связи к поясу главной фермы.

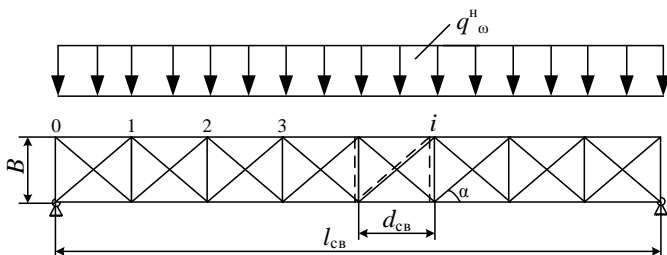


Рисунок 3.2 – Схема к расчету связей между главными фермами

Усилие в распорке связей

$$N_{\text{расп}} = (N_d^{\text{л}} + N_d^{\text{пр}}) \sin \alpha, \quad (3.9)$$

где $N_d^{\text{л}}$, $N_d^{\text{пр}}$ – усилия в диагоналях, соответственно с левой и правой стороны распорки.

При определении суммарных расчетных усилий в элементах решетки необходимо выяснить составляющие усилия от постоянных и временных нагрузок. Усилие в диагонали от *постоянной* нагрузки определяется по формуле

$$N_{d,b,q} = N_{d,b} \frac{P}{P + \gamma_f (1 + \mu) q}, \quad (3.10)$$

от временной –

$$N_{d,b,q} = N_{d,b} - N_{d,b,p}. \quad (3.11)$$

При определении осевых усилий в элементах связей от горизонтального поперечного давления ветра рассматривается шарнирно опертая по концам горизонтальная ферма, нагруженная равномерно распределенной ветровой нагрузкой q_w (см. рисунок 3.2) с предположением, что поперечная сила распределяется поровну между обеими диагоналями. При этом каждая диагональ может оказаться сжатой или растянутой, в зависимости от направления ветра.

При продольных связях с крестовой решеткой усилие от ветровой нагрузки в одной диагонали, расположенной в панели i фермы связей, определяются по формуле:

$$N_{q,w_i} = \pm 1,5 W_w [l_{cb} - (2i - 1)d_{cb}] \frac{1}{4 \sin \alpha}, \quad (3.12)$$

где 1,5 – коэффициент надежности ветровой нагрузки; W_w – нормативная ветровая нагрузка на 1 метр фермы связей; l_{cb} – расчетный пролет фермы связей; i – номер узла фермы связей, считая от ближнего края фермы связей к середине пролета до конца рассматриваемого стержня; d_{cb} – панель фермы связей.

Усилие в распорке

$$N_{\text{расп}_w} = (N_{g,w}^{\text{л}} + N_{g,w}^{\text{пр}}) \sin \alpha, \quad (3.13)$$

где $N_{g,w}^{\text{л}}$, $N_{g,w}^{\text{пр}}$ – усилия в диагоналях, соответственно с левой и правой стороны от распорки.

В качестве расчетного усилия в элементах связей принимается большая из двух величин:

$$N_{\text{свI}} = N_d \quad (3.14)$$

или

$$N_{\text{свII}} = N_{d,b,p} + 0,8N_{d,b,q} + 0,5N_{q,w}. \quad (3.15)$$

По выбранному усилию производится подбор сечений элементов связей (диагоналей и распорок) и их расчет:

$$\sigma = \frac{N_{\text{св}}}{A_d} \leq mR_y. \quad (3.16)$$

При эскизном проектировании можно ограничиться подбором сечений в крайней и средней панелях фермы связей и принять большее сечение для всех элементов фермы связей.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(справочное)

Нормативные нагрузки

А.1 Нормативная вертикальная нагрузка от собственного веса

Для балочных пролетных строений принимается равномерно распределенной по длине пролета и складается из погонного веса элементов конструкции, смотровых приспособлений, трубопроводов и т. д.

Нагрузка от веса элементов конструкции может ориентировочно назначаться с использованием данных приложения Г.

Нагрузка от веса мостового полотна одного железнодорожного пути принимается: при деревянных поперечинах и двух тротуарах с металлическими консолями и железобетонными плитами настила – 12,7 кН/м (1,30 тс/м) пути; при железобетонных базбалластных плитах и двух тротуарах – 22,6 кН/м (2,30 тс/м) пути.

**А.2 Нормативная временная вертикальная нагрузка СК
от железнодорожного подвижного состава**

Нормативная нагрузка СК представляет собой объемлющую равномерно распределенных нагрузок в кН/м пути (тс/м пути) от групп сосредоточенных грузов с максимальным значением 24,5К кН (2,5К тс) и равномерной нагрузкой 9,81К кН/м пути (К тс/м), где К – класс нагрузки.

Величины эквивалентных нагрузок приведены в таблице А.1 (для промежуточных значений λ и α нагрузку допускается определять по интерполяции).

Т а б л и ц а А.1 – **Интенсивность эквивалентной нагрузки**

В килоньютонах на метр пути
(в тонносилах на метр пути)

| λ , м | К = 1 | | К = 14 | |
|---------------|------------------|--------------------|------------------|--------------------|
| | при $\alpha = 0$ | при $\alpha = 0,5$ | при $\alpha = 0$ | при $\alpha = 0,5$ |
| 1 | 50,00 (5,000) | 50,00 (5,000) | 700,0 (70,00) | 700,0 (70,00) |
| 1,5 | 39,92 (3,992) | 34,93 (3,493) | 558,9 (55,89) | 489,0 (48,90) |
| 2 | 31,15 (3,115) | 27,26 (2,726) | 436,1 (43,61) | 381,6 (38,16) |
| 3 | 24,64 (2,464) | 21,56 (2,456) | 345,0 (34,50) | 301,8 (30,18) |
| 4 | 22,12 (2,212) | 19,36 (1,936) | 309,7 (30,97) | 271,0 (27,10) |
| 5 | 20,77 (2,077) | 18,17 (1,817) | 290,8 (29,08) | 254,4 (25,44) |
| 6 | 19,88 (1,988) | 17,40 (1,740) | 278,3 (27,83) | 243,5 (24,35) |
| 7 | 19,21 (1,921) | 16,81 (1,681) | 268,9 (26,89) | 235,3 (23,53) |
| 8 | 18,68 (1,868) | 16,34 (1,634) | 261,5 (26,15) | 228,8 (22,88) |
| 9 | 18,22 (1,822) | 15,94 (1,594) | 255,1 (25,51) | 223,2 (22,32) |

Окончание таблицы А.1

| λ , м | К = 1 | | К = 14 | |
|---------------|------------------|--------------------|------------------|--------------------|
| | при $\alpha = 0$ | при $\alpha = 0,5$ | при $\alpha = 0$ | при $\alpha = 0,5$ |
| 10 | 17,81 (1,781) | 15,58 (1,558) | 249,3 (24,93) | 218,2 (21,82) |
| 12 | 17,11 (1,711) | 14,97 (1,497) | 239,5 (23,95) | 209,6 (20,96) |
| 14 | 16,51 (1,651) | 14,44 (1,444) | 231,1 (23,11) | 202,2 (20,22) |
| 16 | 15,97 (1,597) | 13,98 (1,398) | 223,6 (22,36) | 195,6 (19,56) |
| 18 | 15,49 (1,549) | 13,56 (1,356) | 216,9 (21,69) | 189,7 (18,97) |
| 20 | 15,05 (1,505) | 13,17 (1,317) | 210,7 (21,07) | 184,4 (18,44) |
| 25 | 14,12 (1,412) | 12,36 (1,236) | 197,7 (19,77) | 173,0 (17,30) |
| 30 | 13,36 (1,336) | 11,69 (1,169) | 187,0 (18,70) | 163,7 (16,37) |
| 35 | 12,75 (1,275) | 11,16 (1,116) | 178,5 (17,85) | 156,2 (15,62) |
| 40 | 12,25 (1,225) | 10,72 (1,072) | 171,5 (17,15) | 156,2 (15,62) |
| 45 | 11,84 (1,184) | 10,36 (1,036) | 165,8 (16,58) | 150,1 (15,01) |
| 50 | 11,51 (1,151) | 10,07 (1,007) | 161,1 (16,11) | 145,0 (14,50) |
| 55 | 11,23 (1,123) | 10,00 (1,000) | 157,3 (15,73) | 141,0 (14,10) |
| 60 | 11,01 (1,101) | 10,00 (1,000) | 154,1 (15,41) | 140,0 (14,00) |
| 70 | 10,68 (1,068) | 10,00 (1,000) | 149,5 (14,95) | 140,0 (14,00) |
| 80 | 10,46 (1,046) | 10,00 (1,000) | 146,4 (14,64) | 140,0 (14,00) |
| 90 | 10,30 (1,030) | 10,00 (1,000) | 144,2 (14,42) | 140,0 (14,00) |
| 100 | 10,20 (1,020) | 10,00 (1,000) | 142,8 (14,28) | 140,0 (14,00) |
| 110 | 10,14 (1,014) | 10,00 (1,000) | 142,0 (14,20) | 140,0 (14,00) |
| 120 | 10,09 (1,009) | 10,00 (1,000) | 141,3 (14,13) | 140,0 (14,00) |
| 130 | 10,06 (1,006) | 10,00 (1,000) | 140,8 (14,08) | 140,0 (14,00) |
| 140 | 10,04 (1,004) | 10,00 (1,000) | 140,6 (14,06) | 140,0 (14,00) |
| ≥ 150 | 10,00 (1,000) | 10,00 (1,000) | 140,0 (14,00) | 140,0 (14,00) |

Примечание – λ – длина загрузки, м; $\alpha = a/\lambda$ – положение вершины линии влияния (a – проекция наименьшего расстояния от вершины до конца линии влияния, м).

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
(справочное)

Справочные данные
для расчета элементов металлических пролетных строений

Таблица Б.1 – Нормативные значения коэффициента трения μ и коэффициента надежности γ_{bh}

| Показатель | Способ обработки контактных поверхностей | | | | | |
|--|---|--|--|---|---|---|
| | пескоструйный или дробеструйный двух поверхностей | очистка одной поверхности с нанесением клеефрикционного покрытия, другой – стальными щетками | газоплазменный двух поверхностей без консервации | стальными щетками двух поверхностей без консервации | дробебетный двух поверхностей без консервации | дробебетный двух поверхностей с последующим их газоплазменным нагревом в зоне отверстия |
| Коэффициент трения, μ | 0,580 | 0,500 | 0,420 | 0,350 | 0,380 | 0,610 |
| Коэффициент γ'_{bh} при числе болтов: | | | | | | |
| 2–4 | 1,568 | 1,250 | 1,956 | 2,514 | 1,441 | 1,396 |
| 5–19 | 1,362 | 1,157 | 1,576 | 1,848 | 1,321 | 1,290 |
| 20 и более | 1,184 | 1,068 | 1,291 | 1,411 | 1,208 | 1,189 |

Таблица Б.2 – Коэффициенты ϕ понижения несущей способности для центрально-сжатых стержней

| Гибкость, λ | Марка стали | | | |
|---------------------|-------------|--------|---|---------|
| | 16Д | 15ХСНД | 10ХСНД, 15ХСНД-40, 14Г2АФД, 15Г2АФД _{не} | 12Г2МФТ |
| 0 | 0,93 | 0,93 | 0,93 | 0,93 |
| 10 | 0,92 | 0,92 | 0,92 | 0,92 |
| 20 | 0,90 | 0,90 | 0,90 | 0,90 |
| 30 | 0,88 | 0,88 | 0,88 | 0,88 |
| 40 | 0,85 | 0,85 | 0,84 | 0,84 |
| 50 | 0,82 | 0,80 | 0,79 | 0,78 |
| 60 | 0,78 | 0,74 | 0,73 | 0,69 |
| 70 | 0,74 | 0,67 | 0,63 | 0,59 |
| 80 | 0,69 | 0,58 | 0,53 | 0,46 |
| 90 | 0,63 | 0,48 | 0,43 | 0,35 |
| 100 | 0,56 | 0,40 | 0,35 | 0,29 |
| 110 | 0,49 | 0,35 | 0,30 | 0,23 |
| 120 | 0,43 | 0,30 | 0,26 | 0,21 |
| 130 | 0,38 | 0,27 | 0,23 | 0,19 |
| 140 | 0,34 | 0,24 | 0,21 | 0,17 |
| 150 | 0,31 | 0,22 | 0,19 | 0,15 |

Т а б л и ц а Б.3 – Временное сопротивление стали высокопрочных болтов

| Диаметр болта, мм | Марка стали по ГОСТ 4543-71 | Наименьшее сопротивление, МПа (кг/см ²) |
|-------------------|-----------------------------|---|
| От 16 до 27 | 40 X «селект» | 1100 (11000) |
| | 38 XC «селект» | 1350 (13500) |
| | 40 XФА «селект» | |
| | 30 XЗМФ 30 X2НМФА | 1550 (15500) |
| ≥ 30 | 40 X «селект» | 950 (9500) |
| | 30 XЗМФ, 35 X2АФ | 1200 (12000) |

Т а б л и ц а Б.4 – Площадь сечения высокопрочных болтов

| d, мм | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 |
|-----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| A _b , см ² | 2,01 | 2,54 | 3,14 | 3,80 | 4,52 | 5,72 | 7,06 |
| A _{bn} , см ² | 1,57 | 1,92 | 2,45 | 3,03 | 3,52 | 4,59 | 5,60 |

Т а б л и ц а Б.5 – Несущая способность высокопрочных болтов

В килоньютонах

| Характеристика болтов | | Расчетная несущая способность Q _{br} одного «болтоконтакта» при обработке поверхностей | | | | | |
|-----------------------|-------|---|------|------|------------------------|------|------|
| марка стали | Ø, мм | пескоструйным способом | | | металлическими щетками | | |
| | | при числе болтов во фрикционном соединении | | | | | |
| | | 2-5 | 5-19 | ≥ 20 | 2-4 | 5-19 | ≥ 20 |
| 40X | 22 | 82 | 94 | 109 | 31 | 42 | 55 |
| | 24 | 95 | 110 | 126 | 36 | 49 | 64 |
| | 27 | 124 | 143 | 164 | 47 | 64 | 83 |
| 38XC | 22 | 101 | 116 | 133 | 38 | 52 | 67 |
| | 24 | 117 | 134 | 155 | 44 | 60 | 78 |
| | 27 | 152 | 175 | 202 | 58 | 78 | 102 |

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(справочное)

Коэффициенты к нормативным нагрузкам

Основной численной характеристикой нагрузок и воздействий являются их нормативные значения.

Возможную статистическую изменчивость нагрузок и воздействий отражают в расчетах введением ко всем нормативным нагрузкам *коэффициентов надежности* γ_f .

Величины γ_f для постоянных нагрузок принимаются:

- для всех нагрузок, кроме указанных ниже, – 1,1 (0,9);
- к весу безбалластного мостового полотна на железобетонных плитах – 1,2 (0,9);
- к весу выравнивающего, изоляционного и защитного слоев мостового полотна автодорожных мостов – 1,3 (0,9);
- к весу покрытия ездового полотна и тротуаров автодорожных мостов – 1,5 (0,9), городских – 2,0 (0,9).

В расчетах должны использоваться наибольшие или наименьшие указанные значения γ_f , в зависимости от того, какие из них приводят к более неблагоприятным результатам. *К временным нагрузкам вводятся коэффициенты надежности* γ_f .

Для подвижного состава железных дорог:

- к вертикальным нагрузкам при $\lambda = 0$ м – 1,3; $\lambda = 50$ м – 1,15; $\lambda \geq 150$ м – 1,1;
- к горизонтальным нагрузкам (тормозным, от временных ударов подвижного состава и др.) при $\lambda = 0$ м – 1,2; $\lambda \geq 50$ м – 1,1 (λ – длина загрузки линии влияния; промежуточные значения определяются по интерполяции).

Коэффициенты надежности γ_f *к прочим временным нагрузкам* принимаются равными: к ветровым – 1,5 (при эксплуатации) и 1,0 (при строительстве); к температурным климатическим воздействиям – 1,2; к строительным нагрузкам от собственного веса вспомогательных устройств – 1,1 (0,9), от веса кранов, копров и транспортных средств – 1,1 (1,0), то же, от усилий домкратов и лебедок – 1,3 (1,0).

Учет динамического характера воздействия на мосты временной вертикальной нагрузки от подвижного состава осуществляется умножением соответствующих нормативных величин на динамические коэффициенты $(1 + \mu)$ в расчетах на прочность и устойчивость и $(1 + 2/3\mu)$ – в расчетах на выносливость. Для металлических балочных мостов к нагрузкам СК и АК коэффициенты $(1 + \mu)$ определяются следующим образом:

- для элементов железнодорожных мостов (кроме основных элементов главных ферм неразрезных пролетных строений) $1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + \lambda}$, но не менее 1,15;
- основных элементов главных ферм железнодорожных мостов с неразрезными пролетными строениями и совмещенных мостов всех систем

$1 + \mu = 1 + \frac{14}{30 + \lambda}$, но не менее 1,15 для железнодорожных и 1,10 для совмещенных мостов.

В приведенных формулах величина λ принимается в метрах:

– для основных элементов главных ферм (разрезных балок, рам), а также для балок проезжей части при определении усилий в них от совместной работы с главными фермами – равной длине пролета или длине загрузки линии влияния, если эта величина больше длины пролета;

– основных элементов главных ферм неразрезных систем – равной сумме длин загружаемых участков линии влияния (вместе с разделяющими их участками);

– при расчете на местную нагрузку: продольных балок – равной длине из пролета; поперечных балок – равной суммарной длине продольных балок в примыкающих панелях; подвесок, стоек и других элементов, работающих только на местную нагрузку, – равной длине загрузки линии влияния.

При проектировании железнодорожных мостов для исключения из расчетов на выносливость редких особо тяжелых типов подвижного состава временная вертикальная нагрузка СК несколько уменьшается умножением на *понижающий коэффициент* ε , $\varepsilon = 1$ при длине загрузки линии влияния $\lambda \leq 5$ м; $\varepsilon = 0,85$ при $\lambda = 10 \dots 25$ м и $\varepsilon = 1$ при $\lambda \geq 50$ м (при промежуточных значениях λ коэффициент ε определяют по интерполяции). При этом произведение $(1 + 2/3\mu)\varepsilon$ не должно приниматься менее единицы.

Оценка напряженного состояния элементов мостов при их проектировании производится от воздействия на сооружение расчетных нагрузок, определяемых в общем случае умножением соответствующих нормативных нагрузок на коэффициенты надежности, а нагрузок от подвижного состава, кроме того, – на динамические коэффициенты. Структура введения к нормативным нагрузкам указанных выше коэффициентов для определения расчетных воздействий на металлические пролетные строения мостов показана в таблице В.1.

Т а б л и ц а В.1 – Структура введения коэффициентов

| Вид расчета | | Вводимые коэффициенты | |
|---|---------------------------------------|---|--|
| | | ко всем нагрузкам, кроме временной вертикальной от подвижного состава | к временно вертикальной нагрузке от подвижного состава |
| По предельным состояниям I | на прочность и устойчивость формы | γ_f | $\gamma_j (1 + \mu)$ |
| | на выносливость | $\gamma_f = 1$ | $\gamma_f = 1; (1 + 2/3\mu); \varepsilon$ |
| | на устойчивость положения конструкции | γ_f | γ_f |
| По предельным состояниям II | | $\gamma_f = 1$ | $\gamma_f = 1; 1 + \mu = 1$ |
| <i>Примечание</i> – Коэффициент ε вводится только при расчете железнодорожных мостов. | | | |

ПРИЛОЖЕНИЕ Г
(справочное)

Коэффициенты для ветровых нагрузок и их сочетания

Т а б л и ц а Г.1 – Значения коэффициентов c_w

| Части или элементы пролетных строений | c_w |
|---|-----------|
| <i>Главные фермы сквозных пролетных строений</i> | |
| а) железнодорожных с ездой: понизу при наличии на них поезда | 2,15 |
| то же, при отсутствии поезда | 2,55 |
| поверху при расстоянии между осями ферм от 2 до 4 м соответственно | 2,15–2,45 |
| б) автодорожных | 2,80 |
| <i>Балочная клетка и мостовое полотно проезжей части пролетных строений</i> | |
| а) железнодорожных | 1,85 |
| б) автодорожных | 1,60 |
| <i>Пролетные строения со сплошными балками</i> | |
| а) железнодорожные однопутные: с ездой поверху | 1,90 |
| коробчатые | 1,50 |
| с ездой понизу | 2,45 |
| б) автодорожные с ездой поверху: с плоскими главными балками | 1,70 |
| с одной коробчатой балкой | 1,50 |
| с двумя коробчатыми балками | 1,75 |
| <i>Железнодорожный подвижной состав, находящийся на пролетном строении</i> | |
| а) при езде понизу | 1,50 |
| б) » » поверху | 1,80 |

Т а б л и ц а Г.2 – Коэффициенты сочетания нагрузок

| Учитываемые нагрузки и воздействия | Коэффициенты η к временным нагрузкам и воздействиям | | | | | |
|---|--|-------------------------------------|--------------------------|--------------------|---------------------------------|--------------|
| | от подвижного состава и пешеходов (в мостах на прямых участках пути) | | | прочие | | |
| | вертикальная | поперечные удары подвижного состава | торможение или сила тяги | ветровая | температурные или климатические | строительные |
| Постоянные | 0,8 | 0,7 | 0,7 | $\frac{0,7}{0,25}$ | 0,7 | – |
| Временные | | | | | | |
| <p><i>Примечание</i> – Над чертой указаны коэффициенты сочетаний, принимаемые при проектировании железнодорожных мостов, под чертой – автодорожных и городских.</p> | | | | | | |

ПРИЛОЖЕНИЕ Д
(справочное)

Справочные данные для мостовых сталей

Т а б л и ц а Д.1 – Стали для мостовых конструкций

| Марка стали | Толщина проката, мм | Расчетные сопротивления по пределу текучести, МПа (кгс/см ²) | |
|--|---------------------|--|-------------|
| | | растяжение, сжатие, изгиб R_y | сдвиг R_s |
| 16Д | До 20 | 215 (2200) | 0,57 R_y |
| | 21–40 | 205 (2100) | |
| | 41–60 | 195 (2000) | |
| 15ХСНД | 8–32 | 325 (3300) | |
| | 33–50 | 315 (3200) | |
| 10ХСНД | 8–15 | 350 (3550) | |
| | 16–32 | 350 (3550) | |
| | 33–40 | 350 (3550) | |
| 15ХСНД–40 | 10–40 | 350 (3550) | |
| 15Г2АФД _{пс} | 4–32 | 355 (3600) | |
| 14Г2АФД | 4–50 | 355 (3600) | |
| 12Г2МФТ | 6–32 | 430 (4400) | |
| | 33–40 | 410 (4200) | |
| <p><i>Примечания</i></p> <p>1 Стали 15Г2АФД_{пс} и 14Г2АФД применяются только для автодорожных, городских и пешеходных мостов.</p> <p>2 Применение стали 12Г2МФТ, не включенной в СНиП, предусматривается в учебных целях.</p> | | | |

Т а б л и ц а Д.2 – Коэффициент работы m

| Область применения | Показатель |
|---|------------|
| Элементы и их соединения в пролетных строениях железнодорожных и пешеходных мостов при расчете в стадии эксплуатации | 0,9 |
| То же, в стадии строительства | 1,0 |
| Элементы и их соединения в пролетных строениях автодорожных и городских мостов в стадиях эксплуатации и строительства | 1,0 |
| Растянутые и сжатые элементы из одиночных профилей, прикрепляемые одной полкой или стенкой: | |
| равнополочный уголок | 0,75 |
| швеллер, прикрепленный стенкой, или тавр, прикрепленный полкой | 0,9 |
| Элементы и их сварные соединения в пролетных строениях северного исполнения Б | 0,85 |
| <i>Примечание</i> – Коэффициенты m , указанные в позициях 1, 4, 5, применяются одновременно. | |

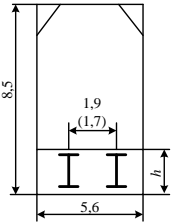
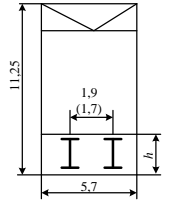
Т а б л и ц а Д.3 – Коэффициент работы m_b

| Характер прикрепления и места расположения болтов | Конструкция узла | |
|--|--|---|
| | не способная воспринимать опорный момент | способная вос- принимать опорный момент |
| <i>Во всех пролетных строениях</i> | | |
| Прикрепление поперечной балки к решетчатой главной ферме: болты в полках уголков, прикрепляемых к ферме; | 0,85 | 0,9 |
| то же, к стенке поперечной балки | 0,9 | 0,9 |
| <i>В пролетных строениях, в которых совместная работа проезжей части и поясов главных ферм не обеспечивается</i> | | |
| Прикрепление продольной балки к поперечной: болты в полках уголков, прикрепляемых к по- перечной балке; | 0,7 | 0,9 |
| то же, к стенке продольной балки | 0,9 | 0,9 |
| <i>Примечание – Для других, не отмеченных в таблице случаев, $m_b = 1$.</i> | | |

ПРИЛОЖЕНИЕ Е
(справочное)

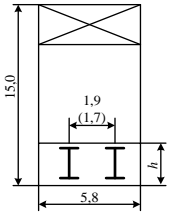
Основные сведения о пролетных строениях

Т а б л и ц а Е.1 – **Металлические пролетные строения с решетчатыми фермами (серия проекта 3.501.2–139, инв. № 1293)**

| Форма поперечного сечения, размеры, м | Полная (расчетная) длина, м | Строительная высота до верха продольной балки h , м | | Количество и величина панелей, шт.×м | Масса металла, т | Тип мостового полотна | Объем железобетона (дерева), м ³ | Полная масса пролетного строения, т |
|---|-----------------------------|---|-----------|--------------------------------------|------------------|---------------------------|---|-------------------------------------|
| | | на опоре | в пролете | | | | | |
|  | 33,8 (33,0) | 1,48 | 1,04 | 6×5,5 | 110,2 | На деревянных поперечинах | 5,3 (15,7) | 137,2 |
| | | | | | 108,2 | На железобетонной плите | 22,7 (–) | 165,0 |
| | 44,8 (44,0) | 1,48 | 1,04 | 8×5,5 | 145,2 | На деревянных поперечинах | 7,1 (20,8) | 177,5 |
| | | | | | 150,7 | На железобетонной плите | 30,1 (–) | 226,0 |
| | 55,8 (55,0) | 1,48 | 1,04 | 10×5,5 | 184,8 | На деревянных поперечинах | 8,8 (26,0) | 225,0 |
| | | | | | 181,6 | На железобетонной плите | 37,5 (–) | 275,4 |
|  | 66,9 (66,0) | 1,95 | 1,43 | 8×8,25 | 249,0 | На деревянных поперечинах | 8,0 (30,5) | 290,4 |
| | | | | | 245,0 | На железобетонной плите | 42,3 (–) | 350,8 |
| | 77,9 (77,9) | 1,95 | 1,43 | 4×8,25 + + 2×5,50 + + 2×8,25 | 315,7 | На деревянных поперечинах | 9,5 (36,2) | 362,8 |
| | | | | | 312,6 | На железобетонной плите | 49,5 (–) | 436,4 |

| | | | | | | | | |
|--|---------------------------------------|------|------|---|--------|------------------------------|--------------|---------|
| | 221,14 (2×110,0) | 2,23 | 1,69 | 10×11,0 + + 10×11,0 | 60,7 | На деревянных поперечинах | 35,6 (103,2) | 13219,0 |
| | | | | | 1183,8 | На железобетон- ной плите | 150,2 (5,1) | 1562,9 |
| | 265,14 (2×132,0) | 2,23 | 1,69 | 12×11,0 + + 12×11,0 | 1411,0 | На деревянных поперечинах | 45,0 (125,2) | 1611,1 |
| | | | | | 1438,0 | На железобетон- ной плите | 183,0 (8,0) | 1901,9 |
| | 353,14 (110 + + 132 + + 110) | 2,23 | 1,69 | 10×11,0 + + 12×11,0 + + 12×11,0 | 1675,0 | На деревянных поперечинах | 60,0 (164,2) | 1939,9 |
| | | | | | 1710,3 | На железобетон- ной плите | 243,6 (10,6) | 2326,7 |
| | 397,14 (3×132,0) | 2,23 | 1,69 | 12×11,0 + + 12×11,0 + + 12×11,0 | 2442,0 | На деревянных поперечинах | 54,9 (183,6) | 2707,8 |
| | | | | | 2481,7 | На железобетон- ной плите | 273,9 (11,9) | 3174,8 |
| | 419,14 (132 + + 154 + + 132) | 2,16 | 1,92 | 12×11,0 + + 14×11,0 + + 12×11,0 | 2299,0 | На деревянных поперечинах | 71,3 (195,0) | 2613,8 |
| | | | | | 2340,9 | На железобетон- ной плите | 289,1 (12,6) | 3072,5 |
| | 319,97 (2×155) | 2,68 | 2,14 | 6×11,0 + + 2×13,5 + + 12×11,0 + + 2×13,5 + + 6×11,0 | 2627,4 | На деревянных поперечинах | 63,8 (148,5) | 2890,9 |
| | | | | | 2595,4 | На железобетон- ной плите | 220,8 (9,6) | 3154,1 |

Окончание таблицы Е.1

| Форма поперечного сечения, размеры, м | Полная (расчетная) длина, м | Строительная высота до верха продольной балки h , м | | Количество и величина панелей, шт.×м | Масса металла, т | Тип мостового полотна | Объем железобетона (дерева), м ³ | Полная масса пролетного строения, т |
|---|-----------------------------|---|-----------|--------------------------------------|------------------|---------------------------|---|-------------------------------------|
| | | на опоре | в пролете | | | | | |
|  | 89,1 (88,0) | 2,23 | 1,69 | 8×11,0 | 388,7 | На деревянных поперечинах | 14,3 (41,5) | 453,6 |
| | | | | | 384,7 | На железобетонной плите | 60,1 (-) | 534,9 |
| | 111,1 (110,0) | 2,23 | 1,69 | 10×11,0 | 543,2 | На деревянных поперечинах | 17,8 (51,9) | 624,0 |
| | | | | | 545,9 | На железобетонной плите | 75,0 (-) | 733,4 |

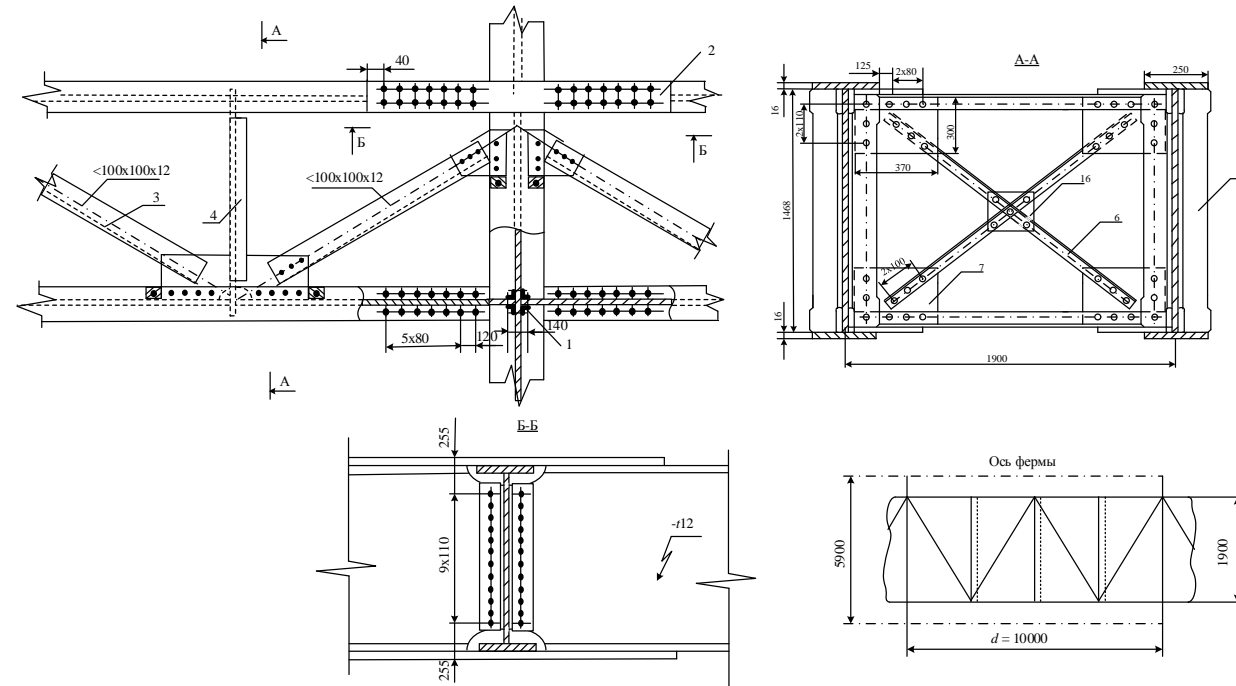
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж
(справочное)

Пример оформления чертежа

БЛОЧНАЯ КЛЕТКА ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

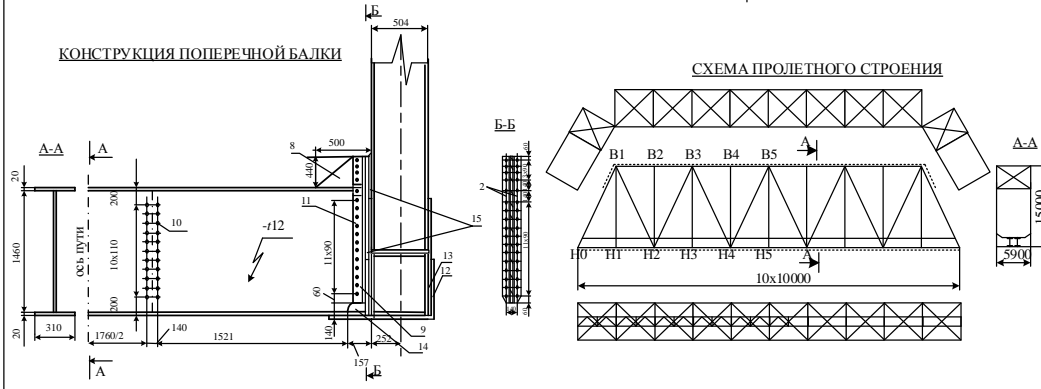
Экспликация

| Позиция | Наименование | Сечение, мм | Длина, мм | Количество | Марка стали | Примечание |
|---------|---|-------------|-----------|------------|-------------|---------------|
| 1 | Вертикальный уголок крепления поперечной балки к продольной | 100x100x12 | 1420 | | 10 ХСНД | |
| 2 | Горизонтальная накладка (рыбка) | 250x12 | 1520 | | | |
| 3 | Диагональ продольной связи | 100x100x12 | | | | |
| 4 | Поперечина продольной связи | 100x100x12 | | | | |
| 5 | Ребра жесткости | 137x12 | 1438 | | | |
| 6 | Диагональ поперечной связи | 100x100x12 | | | | |
| 7 | Фасонка поперечных связей | | | 46 | | t = 12 |
| 8 | Фасонка («Топорик») | 500x360x12 | | | | |
| 9 | Высокопрочный болт | ø 22 | | | | 40 X «селект» |
| 10 | Болтовое отверстие для крепления продольной балки | ø 25 | | | | |
| 12 | Стыковая накладка | | | | 10 ХСНД | t = 10 |
| 13 | Узловая фасонная накладка | | | | | |
| 14 | Подкладка под ребро жесткости | | | | | |
| 15 | Прокладки | | | | | |
| 16 | Металлический лист | 235x210x10 | | | | |



КОНСТРУКЦИЯ ПОПЕРЕЧНОЙ БАЛКИ

СХЕМА ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ



| | | | | |
|-----------|------|----------|---------|------|
| Изм | Лист | № докум. | Подпись | Дата |
| Разраб. | | | | |
| Пров. | | | | |
| Т. контр. | | | | |
| Н. контр. | | | | |
| Утвердил | | | | |

КП ВСМ-31

Проектирование
металлического сквозного
пролетного строения

| | | |
|------------------------|--------|---------|
| Литера | Масса | Масштаб |
| Лист | Листов | |
| БелГУТ Кафедра СТИК | | |

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 Проектирование мостов и труб. Металлические мосты : учеб. для студ. вузов железнодорожного транспорта / Г. И. Богданов, С. Р. Владимирский, Ю. Г. Козьмин, В. В. Кондратов; под ред. Ю. Г. Козьмина. – М. : Маршрут, 2005. – 459 с.
- 2 **Саламахин, П. М.** Проектирование мостовых и строительных конструкций : учеб. пособие для вузов / П. М. Саламахин. – М. : КНОРУС, 2011. – 408 с.
- 3 Мосты и сооружения на дорогах : учеб. пособие : в 2 ч. / [П. М. Саламахин и др.]. – М. : Транспорт, 1991.
- 4 **Саламахин, П. М.** Инженерные сооружения в транспортном строительстве : в 2 ч. – М. : Издат. центр «Академия», 2007.
- 5 **Ефимов, П. П.** Проектирование мостов / П. П. Ефимов. – Омск : Издательство «Дантэя», 2006. – 111 с.
- 6 ТКП 45-3.03-232–2011. Мосты и трубы. Строительные нормы проектирования. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 298 с.
- 7 ТКП 45-3.03-192–2010. Мосты и трубы. Правила устройства. – Введ. 2011-07-01. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 131 с.
- 8 Проектирование железнодорожного моста / К. А. Ермоленко, К. А. Красковский, Э. М. Ржимский. – СПб : ВТИ ЖДВ и ВОСО, 1995. – 131 с.
- 9 **Левтринский, В. В.** Мосты и сооружения на дорогах / В. В. Левтринский, П. Ю. Этин. – Гомель : БелГУТ, 2015. – 73 с.

Учебное издание

ЛЕВТРИНСКИЙ Владимир Викторович

**Проектирование металлического
сквозного пролетного строения**

Учебно-методическое пособие
по курсовому и дипломному проектированию

Редактор *Л. С. Ретикова*
Технический редактор *В. Н. Кучерова*
Компьютерный набор и верстка *Т. И. Шляхтовой*

Подписано в печать 29.12.2018 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 3,72 + 1 вкл. (0,23 усл. печ. л.) Уч.-изд. л. 3,46. Тираж 60 экз.
Зак. № . Изд. № 76

Издатель и полиграфическое исполнение:
Белорусский государственный университет транспорта.
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/361 от 13.06.2014.
№ 2/104 от 01.04.2014.
№ 3/1583 от 14.11.2017.
Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель.

**МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

Кафедра «Строительные технологии и конструкции»

В. В. ЛЕВТРИНСКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО СКВОЗНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

**Учебно-методическое пособие
по курсовому и дипломному проектированию**

Гомель 2018