

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Введение.....	4
1. Таблица исходных данных и задание на курсовую работу.....	7
2. Выбор материала конструкций и соединений.....	9
3. Компонировка балочной клетки мостового перехода. Расчет настила...	12
3.1. Расчет настила и выбор шага второстепенных балок.....	12
3.2. Расчет геометрических параметров пешеходного моста.....	15
4. Расчет второстепенных балок (балок настила)	18
4.1. Нагрузки и статический расчет балок.....	21
4.2. Подбор сечения второстепенной прокатной балки.....	25
5. Расчет главных балок мостового перехода.....	28
5.1. Нагрузки и статический расчет главных балок.....	29
5.2. Конструирование и основные проверки сечения главных балок	32
5.3. Расстановка ребер жесткости и проверка элементов главных балок на местную устойчивость.....	41
5.4. Расчет поясных швов сварной главной балки мостового перехода.....	48
6. Конструирование и расчет колонны.....	50
6.1. Определение расчетных длин колонн.....	53
6.2. Подбор сечения стержня колонны.....	54
6.3. Назначение размеров соединительных планок.....	56
6.4. Расчет соединительных планок.....	58
6.5. Расчет базы колонны.....	60
6.6. Расчет анкерных болтов.....	64
Указания к выполнению графической части.....	65
Библиографический список.....	66
Вопросы к защите курсовой работы.....	67
Приложение.....	71

ВВЕДЕНИЕ

Пешеходные мосты являются частью транспортных сооружений городов и населенных пунктов и предназначены для обеспечения движения через естественные и искусственные препятствия. В общем случае к транспортным сооружениям относятся мосты, виадуки, путепроводы и эстакады.

Мостом называется сооружение для обеспечения движения транспорта и пешеходов через водные препятствия, *виадуком* – через глубокие лога, овраги и ущелья; *путепроводом* называют мостовое сооружение через автомобильную или железную дорогу, улицу. Под *эстакадой* понимается мостовое сооружение для пропуска транспорта над поверхностью земли, пространство под ним может быть использовано для различных целей. Отдельную группу сооружений составляют декоративные пешеходные мосты в парках, на территориях выставок и т.п.

Все перечисленные сооружения, предназначенные для пропуска пешеходов назовем «мостовые переходы».

Мосты, в том числе пешеходные, образуют особый класс сооружений, на которые не распространяются требования норм проектирования стальных конструкций [2]. Для проектирования мостов существуют свои особенности конструктивного оформления деталей и узлов, своя форма записи некоторых расчетных положений. При проектировании мостов следует руководствоваться СНиП 2.05.03-84*. Однако, принимая во внимание то, что основные положения расчета стальных конструкций, включая *пешеходные мосты*, по I-му и II-му предельным состояниям едины для всех нормативных документов РФ, в настоящем учебном пособии принято использование СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» [2], который учитывается в основных [3,4] и дополнительных [5,8,9] учебниках и пособиях по металлическим конструкциям. При этом в учебном пособии учтены некоторые дополнительные требования СНиП 2.05.03-84* по нормативным документам.

Металлическими называют мосты, пролетные строения которых выполнены полностью или главным образом из металла. Опоры моста или некоторые части металлических пролетных строений могут быть железобетонными, деревянными, с применением полимерных материалов.

Пешеходные мосты могут иметь значительные продольные уклоны: до 6% в пролетной части и 12 – 16% на подходах. Входы и сходы с моста часто выполняют в виде лестниц или пандусов. В плане лестничные сходы располагают как по оси моста, так и под углом к ней. Иногда лестничные

сходы встраивают в первые этажи прилегающих к переходу зданий. Пандусы могут быть в плане прямолинейными, криволинейными, ломаного очертания, разветвляющимися. Минимальную площадь занимают спиральные пандусы. Для предотвращения образования гололеда в них предусматривают устройство отопительной системы.

Широкое применение в настоящее время получили закрытые пешеходные мосты, которые могут быть оборудованы эскалаторами, обеспечивающими подъем и спуск с моста. Закрывают такие мосты прозрачным материалом, как правило, органическим стеклом.

Применяемые в настоящее время системы металлических мостовых переходов весьма разнообразны. По статической схеме главных несущих элементов пролетных строений мосты могут быть балочные, рамные, арочные, висячие и вантовые. Кроме того, металлические мосты могут быть комбинированной системы. Балочные мосты являются безраспорными, остальные могут быть как распорными, так и безраспорными. В зависимости от статической схемы балочные мосты выполняют разрезными, неразрезными и консольными. Главные балки проектируют сплошностенчатыми и сквозными. Металлические арочные мосты, являясь распорной системой, требуют меньших затрат металла, но для восприятия распора опоры моста приходится выполнять более мощными. По своей конструкции арочные мосты могут быть сплошного сечения или в виде решетчатых арочных ферм.

Пешеходная часть состоит из мостового полотна и несущих элементов. Мостовое полотно предназначено для обеспечения безопасного движения пешеходов и отвода воды. Несущие элементы пешеходной части в общем случае состоят из балочной клетки и плоской или ребристой плиты. В пешеходных мостах плиту чаще всего опирают на главные несущие конструкции, без устройства балочной клетки.

Основными несущими конструкциями пролетных строений являются балки, фермы, арки, а также висячие, вантовые и комбинированные системы, перекрывающие пролеты между опорами и поддерживающие все остальные элементы. Главные несущие конструкции соединяют между собой системой связей, обеспечивающих пространственную неизменяемость и жесткость пролетного строения. Система связей состоит из горизонтальных (верхних и нижних) продольных ферм и вертикальных (опорных и промежуточных) диафрагм. Опорные части представляют собой специальные элементы, с помощью которых опорные реакции от главных конструкций передаются на

опоры в фиксированных местах. Кроме того, они обеспечивают поворот и смещение главных балок (ферм) при их прогибе от действия временной нагрузки, а также продольные и поперечные смещения, возникающие в результате температурных деформаций пролетного строения.

При проектировании любого сооружения или конструкции необходимо выполнять последовательность передачи нагрузок и взаимодействие элементов между собой. Нагрузки, приложенные к стальному настилу, передаются через второстепенные балки на главные балки (рис. 1). Главные балки далее передают нагрузки через колонны на фундамент. В такой последовательности необходимо производить расчет элементов мостового перехода. В первую очередь выбираются материалы, отвечающие заданным требованиям и условиям экономичности. Далее конструируют и рассчитывают стальной настил, затем второстепенные и главные балки и, в последнюю очередь, колонны и их фундаменты.

Все расчеты в пояснительной записке обязательно сопровождаются рисунками и конструктивными и расчетными схемами.

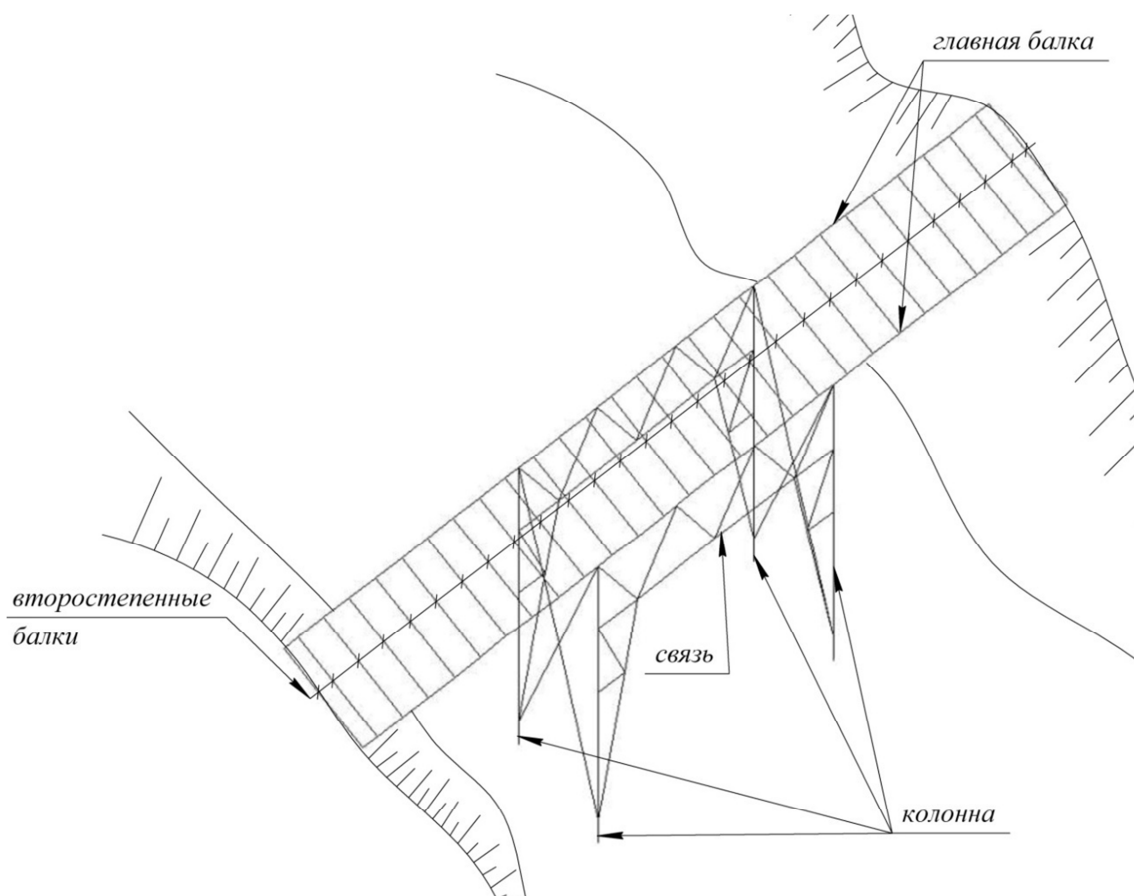


Рис. 1. Мостовой переход через овраг

1. ТАБЛИЦА ИСХОДНЫХ ДАННЫХ И ЗАДАНИЕ НА КУРСОВУЮ РАБОТУ

Основные исходные данные для выполнения курсовой работы «Мостовой переход с металлическим несущим каркасом» выбираются самостоятельно из табл. 1.1 по трехзначному шифру, присваиваемому каждому студенту при выдаче задания. Эти данные вносятся в текст (см. пример).

ПРИМЕР

Рассчитать и сконструировать металлические конструкции мостового перехода через овраг *при следующих данных* (по табл. 1.1 – шифр 168):

1. Пролет главной балки $A=10,0\text{м}$, ширина моста Z_1 .
2. Средняя пропускная способность мостового перехода $p_0 = 1000\text{чел./час}$.
3. Интенсивность пешеходного движения в часы пик $N_p = 19200\text{чел./час}$.
4. Отметка верха настила $6,00\text{м}$, глубина заложения базы колонны $0,6 - 1,0\text{м}$.
5. Климатический район строительства – I_1 .
6. Сооружение эксплуатируется на открытом воздухе.
7. Временная полезная равномерно распределенная нагрузка 8кН/м^2 .
8. Бетон фундаментов $B10$ ($R = 0,612\text{кН/см}^2$).
9. Сооружение I класса ответственности ($\gamma_n = 1,00$).
10. Материал конструкций и соединений по табл. 50, 55 и 57 [2].
11. Настил – стальной лист (ГОСТ 19903-74).
12. Мостовой переход через овраг – балочного типа, с поэтажным сопряжением второстепенных и главных балок. Второстепенные балки из прокатных профилей; главные балки – сварные постоянного сечения.
13. Колонны – сквозные из прокатных профилей, соединенных планками и с шарнирным сопряжением с главными балками и фундаментами.
14. Колонны раскрепляются связями.
15. Предельные прогибы определяются по табл. 19 [1].

Таблица 1.1

ТАБЛИЦА ИСХОДНЫХ ДАННЫХ ДЛЯ КУРСОВОЙ РАБОТЫ ПО МЕТАЛЛИЧЕСКИМ КОНСТРУКЦИЯМ

1-я цифра шифра	Размер в плане	A, м	Пропускная способность p_0 , чел./час	2-я цифра шифра	Отметка верха настила, м	Интенсивность движения N_p , чел./час	Климатический район ¹⁾	Бетон фундамента	3-я цифра шифра	Полная временная нагрузка ²⁾ , кН/м ²
1	3A×Z ₁	10	1000	1	6,0	4800	I ₁	B7,5	1	4,0
2	3A×Z ₁	11	1200	2	6,5	6400	I ₂	B10	2	6,0
3	2A×Z ₁	12	800	3	7,0	9600	II ₂	B12,5	3	8,0
4	2A×Z ₁	13	100	4	7,5	12800	II ₃	B15	4	10,0
5	3A×Z ₁	14	1200	5	8,0	16000	II ₄	B7,5	5	12,0
6	3A×Z ₁	15	800	6	6,0	19200	I ₁	B10	6	4,0
7	2A×Z ₁	16	1000	7	6,5	4800	I ₂	B12,5	7	6,0
8	3A×Z ₁	17	1200	8	7,0	6400	II ₂	B15	8	8,0
9	3A×Z ₁	18	800	9	7,5	9600	II ₃	B7,5	9	10,0
0	3A×Z ₁	10	1000	0	8,0	12800	II ₄	B10	0	12,0

∞

Расчетные сопротивления бетона фундамента сжатию

Класс	B7,5	B10	B12,5	B15
$R_{пр}$, кН/м ²	0,495	0,612	0,765	0,867

1) – климатические районы приведены для вариантности заданий.

2) – полная временная нагрузка включает нагрузки от людей и снега

2. ВЫБОР МАТЕРИАЛА КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ

Для мостовых переходов должны применяться специальные стали. В рамках курсового проектирования допускается использование материала конструкций и соединений по разделу 2 и по табл. 50, 55 и 57 Приложений 1 и 2 [2].

Сталь – это сплав железа с углеродом, содержащий легирующие добавки, улучшающие качество металла, и вредные примеси, которые попадают в металл из руды или образуются в процессе выплавки.

Структура стали зависит от условий кристаллизации, химического состава, режима термообработки и прокатки.

Выбор стали производят на основе вариантного проектирования и технико-экономического анализа с учетом требований норм. В целях упрощения заказа металла при выборе стали следует стремиться к большей унификации конструкций, сокращению количества сталей и профилей. Выбор стали зависит от следующих факторов, влияющих на работу материала:

- температуры среды, в которой монтируется и эксплуатируется конструкция; этот фактор учитывает повышенную опасность хрупкого разрушения при пониженных температурах;
- характера нагружения, определяющего особенность работы материала и конструкций при динамической, вибрационной и переменной нагрузках;
- вида напряженного состояния (одноосное сжатие или растяжение, плоское или объемное напряженное состояние) и уровня возникающих напряжений (сильно или слабо нагруженные элементы);
- способа соединения элементов, определяющего уровень собственных напряжений, степень концентрации напряжений и свойства материала в зоне соединения;
- толщины проката, применяемого в элементах.

Основным стандартом, регламентирующим характеристики сталей для строительных металлических конструкций по [2], является ГОСТ 27772 - 88. Согласно ГОСТу, фасонный прокат изготавливают из сталей С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375, для листового и универсального проката и гнутых профилей используются также стали С390, С390К, С440 и С590К. Стали С345, С375, С390 и С440 могут поставляться с повышенным содержанием меди (для улучшения коррозионной стойкости), при этом к обозначению стали добавляют букву Д.

Буква «С» в наименовании означает сталь строительную, цифра показывает значение предела текучести в МПа, буква К – вариант химического состава.

В зависимости от температуры эксплуатации конструкций и степени опасности хрупкого разрушения испытания на ударную вязкость для сталей С345 и С375 проводятся при разных температурах, поэтому они поставляются четырех категорий, а к обозначению стали добавляют номер категории, например С345-1, С375-2.

При выборе стали необходимо учитывать группу конструкций.

Группа 1 - основные сварные конструкции и элементы, работающие в особо тяжелых условиях или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок.

Группа 2 - основные сварные конструкции и элементы, работающие при статических нагрузках преимущественно на растяжение, а также конструкции и элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений.

Группа 3 - основные сварные конструкции и элементы, работающие при статических нагрузках преимущественно на сжатие, а также конструкции и элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

Группа 4 - вспомогательные конструкции и элементы, а также конструкции и элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

Стали, рекомендуемые к применению, в табл. 50* [2] отмечены знаком «+» или цифрами 1÷4 (для стали С345). Индексы указывают пункты примечаний к табл. 50*, ограничивая применение той или иной стали. В противном случае принимается следующая рекомендуемая сталь. Цифры 1÷4 указывают требуемую категорию стали по склонности к хрупкому разрушению при низких температурах (по ударной вязкости) и должны быть указаны в названии стали. Материалы элементов конструкций и соединений следует выбирать с наименьшими возможными прочностными показателями, как более дешевые.

ПРИМЕР

Согласно заданию (шифр 168) и таблице 50* [2] для неотапливаемого сооружения в климатическом районе I₁ принимаем:

стальной настил – группа конструкций 3 – сталь С345-3.

прокатные второстепенные балки – группа конструкций 1 – сталь С345-4 (фасонный прокат до 11 мм).

сварные главные балки – группа конструкций 1 – сталь С345-4.

колонны из прокатных профилей – группа конструкций 3 – сталь С345-3.

Все стали по ГОСТ 27772-88.

3. КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ МОСТОВОГО ПЕРЕХОДА.

РАСЧЕТ НАСТИЛА

3.1. Расчет настила и выбор шага второстепенных балок

Плоский настил из стального листа располагают на полках балок и обычно приваривают угловыми швами. Такой настил легок и прочен, что является его большим преимуществом; недостаток его заключается в большой затрате стали. Плоский стальной настил часто совмещает в себе функции несущего и защитного настилов. Листы плоского настила одновременно работают на изгиб и растяжение (вследствие приварки их к балкам).

Конструктивное решение настила (стационарный или съемный щитовой) выбирают с учетом технологического назначения мостового перехода, характера и величины полезной нагрузки, температурно-влажностного режима эксплуатации, агрессивности среды, экономического фактора.

Для стационарного настила применяют плоские листы толщиной от 6 до 16 мм из стали С235, привариваемые к верхним поясам балок. Из условия рационального использования стали можно рекомендовать толщины, приведенные в табл. 3.1. Исходя из несущей способности этих листов, расстояние между балками настила, т. е, пролет настила принимают 0,6 – 1,6 м. При пролетах более 1,6 м увеличение толщины листа нецелесообразно, в этом случае настил подкрепляют ребрами жесткости из уголков, тавров или полосовой стали.

Приварка настила к балкам делает невозможным сближение опор настила и под нагрузкой в листе возникают напряжения от изгиба, как в балке, и растяжения, как в мембране. Расчет настила зависит от отношения его расчетного пролета к толщине l_{sh}/t_{sh} .

При отношении $l_{sh}/t_{sh} \leq 50$ растягивающие напряжения незначительны, и ими можно пренебречь. В этом случае настил рассчитывается только на изгиб. При отношении $l_{sh}/t_{sh} \geq 300$ можно пренебречь напряжениями от изгиба и настил рассчитывается только на растягивающие напряжения от распора. При отношении $50 < l_{sh}/t_{sh} < 300$ листовой настил по характеру своей работы занимает промежуточное положение и рассчитывается на одновременное действие осевой силы с изгибом.

Напряжения в настиле зависят также от способа его опирания на второстепенные балки: шарнирного (возможен поворот на опоре), с защемлением (поворота на опоре нет). Настилы с отношением $l_{sh}/t_{sh} \leq 50$ могут быть как с шарнирным, так и с жестким опиранием. Настилы с отношением $l_{sh}/t_{sh} \geq 300$ могут иметь только шарнирное опирание. У настилов с отношением $50 < l_{sh}/t_{sh} < 300$ в запас жесткости защемление, как правило, не учитывают и принимают опирание настила шарнирно-неподвижным (рис.3.1).

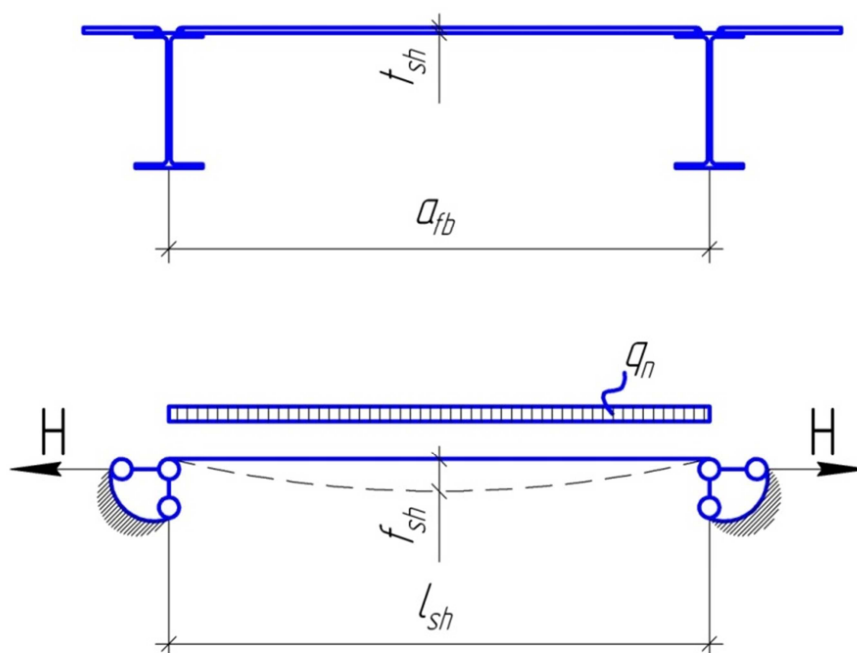


Рис. 3.1. Плоский стальной настил: опирание настила, расчетная схема настила

В строительных конструкциях наибольшее распространение имеют плоские настилы с отношением $50 < l_{sh}/t_{sh} < 300$. Прочность такого настила, шарнирно закрепленного по краям, всегда будет обеспечена при нагрузках, не превышающих 50 кН/м^2 , и предельном прогибе $l/150$ и менее. Расчет такого настила выполняется только на жесткость.

Требуемую толщину настила можно определить, назначив шаг второстепенных балок, но это может привести к большим толщинам листов. Поэтому шаг второстепенных балок удобнее определять, задавшись толщиной настила на основании опытных данных по табл. 3.1.

Рекомендуемые толщины листов настила

Нормативная нагрузка, $кН/м^2$	менее 10	10 - 20	21 - 30	более 30
Толщина настила, мм	6-8	8-10	10-12	12-14

ПРИМЕР

Стальной настил рассчитывается по балочной схеме с учетом растягивающих усилий (Шифр 168). В курсовой работе рассматривается суммарная технологическая нагрузка от людей и снеговая нагрузка, как полная временная.

Временная нормативная нагрузка $8,0 \text{ кН/м}^2 = 0,0008 \text{ кН/см}^2$. Для расчетной полосы шириной 1 см нагрузка на единицу ее длины $g_n = 0,0008 \text{ кН/см}$.

$$\frac{l_{sh}}{t_{sh}} = \frac{4 \cdot n_0}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot E_1}{n_0^4 \cdot v_n \cdot \gamma_n} \right) = \frac{4 \cdot 150}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot 22637}{150^4 \cdot 0,0008 \cdot 1,0} \right) = 201,$$

где n_0 – норма прогиба настила (величина обратная предельному относительному прогибу [1]), принимаем $n_0 = 150$;

$v_n = 0,0008 \text{ кН/см}$ - нормативная нагрузка на настил;

$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{20600}{1 - 0,3^2} = 22637,36 \text{ кН/см}^2,$$

E – модуль упругости стали, $E = 20600 \text{ кН/см}^2$;

$\nu = 0,3$ – коэффициент Пуассона.

Согласно табл. 3.1. при временной нормативной нагрузке $8,0 \text{ кН/м}^2$, принимаем толщину настила $t_{sh} = 6 \text{ мм}$. Тогда предельный по условию жесткости пролет настила $l_{sh,u} \leq 201 \cdot 0,6 = 121 \text{ см}$.

Если принять предварительно ширину поясов второстепенных балок 12 см , то предельный шаг балок:

$$a_{fb,max} = 121 + 12 = 133 \text{ см}.$$

Так как в середине пролета главной балки предусматривается монтажный стык, то число шагов второстепенных балок следует принимать нечетным. Тогда принимаем 7 шагов второстепенных балок по 120 см и 2 крайних по 80 см: $A = 7 \cdot 120 + 2 \cdot 80 = 1000 \text{ см}$.

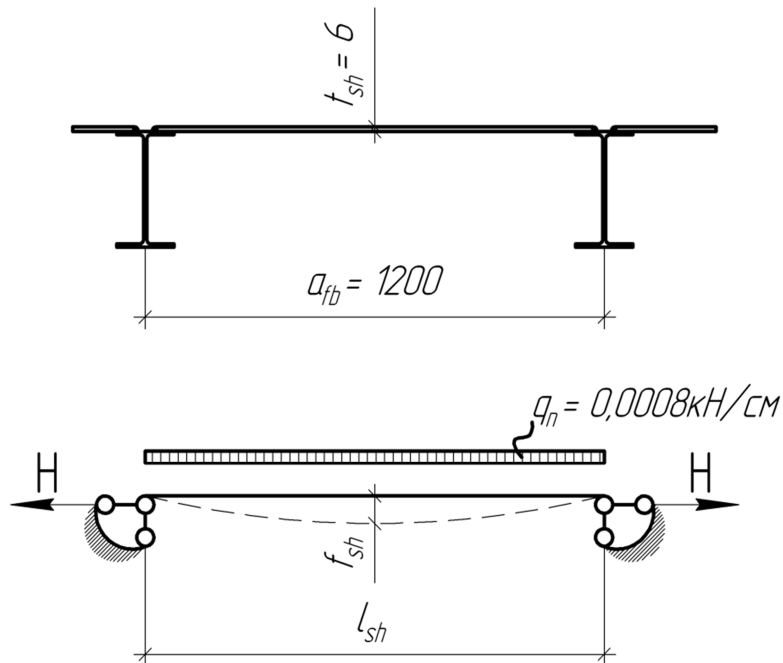


Рис. 3.2. Расчетная схема настила

3.2. Расчет геометрических параметров пешеходного мостового перехода

Требуемая ширина основной зоны пешеходного движения определяется, исходя из необходимости обеспечения пропускной способности перехода, соответствующей расчетной интенсивности движения пешеходов, с учетом расчетной пропускной способности полос движения (стандартных и переходных) и расчетной ширины полос пешеходного движения:

$$Z_1 = \frac{N_p}{P_0} \cdot r_0.$$

Ширину стандартной полосы движения пешеходов для расчетов габаритов поперечного сечения пешеходного перехода (r_0) рекомендуется принимать: $r_0 = 0,75 \text{ м}$.

N_p – расчетная интенсивность пешеходного движения - пешеходный поток в данном поперечном сечении пешеходного перехода в час «пик».

p_o – пропускная способность пешеходного перехода - максимальное количество пешеходов, которое может пропустить поперечное сечение пешеходного перехода при заданных условиях комфортности движения пешеходов в час «пик».

В курсовой работе рекомендуется принять за ширину моста ближайшее большее из следующих расстояний в осях главных балок: 4 м; 6 м; 8 м; 12 м; 16 м; 18 м.

Шаг колонн в поперечном направлении принять кратным 4 м или 6 м в зависимости от ширины моста. В качестве примера рассмотрен случай с шагом колонн в поперечном направлении 5 м.

ПРИМЕР

Определяем требуемую ширину зоны пешеходного движения Z_1 (шифр 168):

$$Z_1 = \frac{N_p}{p_o} \cdot r_o = \frac{19200}{1000} \cdot 0,75 = 14,4 \text{ м},$$

где $r_o = 0,75 \text{ м}$ – ширина стандартной полосы движения пешеходов;

N_p – расчетная интенсивность пешеходного движения, $N_p = 19200$ чел./час;

p_o – пропускная способность пешеходного перехода, $p_o = 1000$ чел./час.

Принимаем ширину пешеходного мостового перехода $Z_1 = 15 \text{ м}$, шаг колонн в поперечном направлении 5 м.

Компонуем балочную клетку мостового перехода. Принимаем нормальную схему балочной клетки мостового перехода с этажным сопряжением главных и второстепенных балок (рис. 3.3). Колонны размещаются в узлах сетки осей (кроме торцевых узлов). Сетка осей: $(3 \times 10) \times (3 \times 5) \text{ м}$. Главные балки опираются на колонны и имеют пролет $L = A = 10 \text{ м}$ и шаг $B = 5 \text{ м}$. Второстепенные балки пролетом 5 м опираются на главные балки сверху и крепятся к ним болтами. Шаг второстепенных балок 1,2 м, крайних 0,8 м. По всем осям колонны раскрепляются связями.

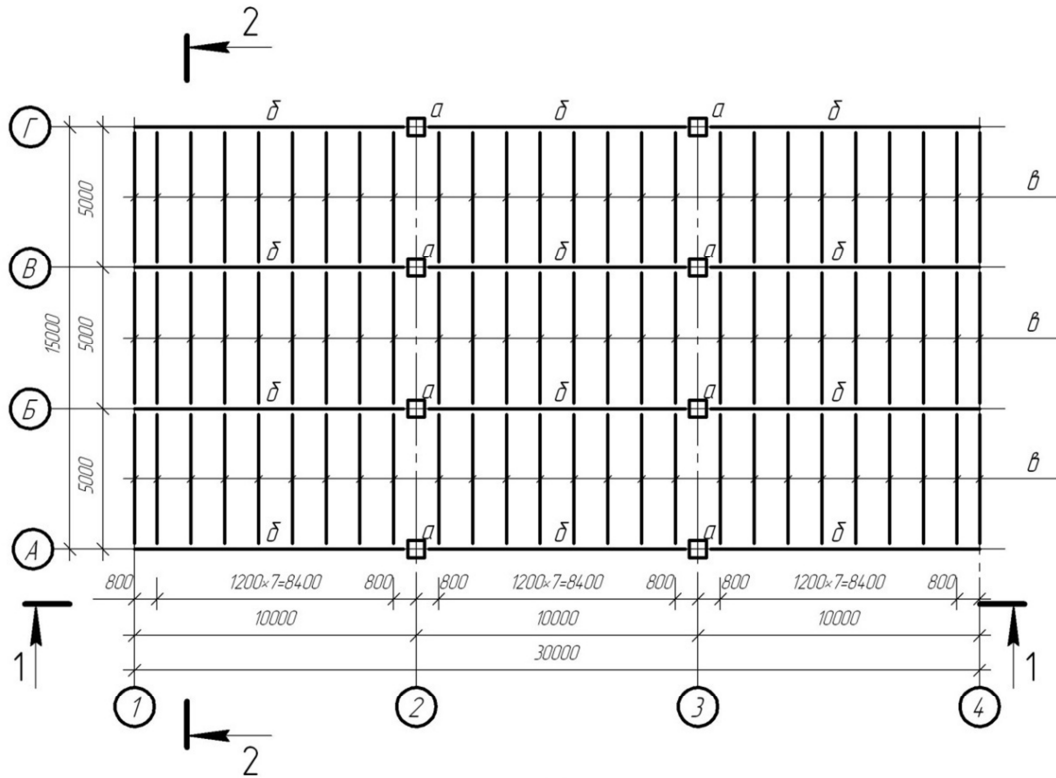


Рис. 3.3. Компоновка балочной клетки: а – колонны; б – главные балки; в – второстепенные балки

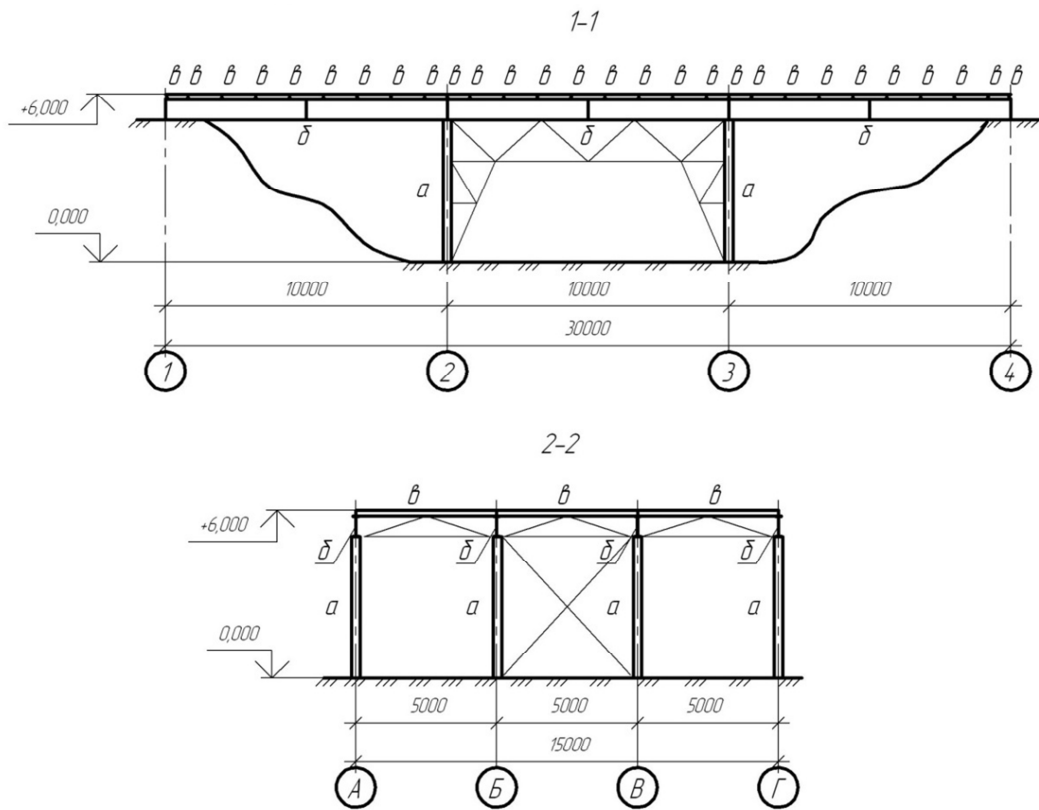


Рис. 3.4. Продольный и поперечный разрезы: а – колонны; б – главные балки; в – второстепенные балки

4. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННЫХ БАЛОК НАСТИЛА

Одним из наиболее распространенных элементов стальных конструкций являются балки настила, работающие на изгиб.

Для второстепенных балок клетки мостового перехода широко применяются прокатные профили. Самым распространенным профилем прокатных балок являются двутавры по ГОСТ 8239-89 и двутавры с параллельными гранями полок серии Б по ГОСТ 26020-83, реже широкополочный серии Ш по ГОСТ 26020-83. Могут применяться швеллерные профили по ГОСТ 8240-97, но значительно реже и только для второстепенных балок.

Расчет изгибаемых элементов в общем случае ведется как по первой группе предельных состояний (вязкое или усталостное разрушение, потеря устойчивости, текучесть материала), так и по второй (достижение предельных перемещений). Для балки это, как правило, прогиб в середине пролета или на конце консоли, отнесенные соответственно к длине пролета балки или консоли.

В упругой области работы материала предельное состояние изгибаемого элемента определяется достижением максимальными нормальными или касательными напряжениями предельных значений хотя бы в одной точке (или волокне) сечения. За предельные значения для нормальных напряжений принимают основное расчетное сопротивление растяжению, сжатию или изгибу по пределу текучести R_y , а для касательных напряжений - расчетное сопротивление срезу $R_s = 0,58R_y$, которые используют в расчете с поправкой на условия работы (умножением на коэффициент условий работы γ_c).

Цель расчета балок – найти их поперечное сечение, удовлетворяющее требованиям I и II групп предельных состояний. Порядок расчета:

- определение нагрузок на балку;
- определение усилий (статический расчет);
- назначение и проверка принятого сечения балки по прочности, жесткости и устойчивости (конструктивный расчет);
- назначение и проверка принятого сечения балки устойчивости (конструктивный расчет);
- назначение и проверка принятого сечения балки по жесткости (конструктивный расчет);
- конструирование и расчет узлов.

При изгибе балки в одной плоскости и упругой работе стали номер прокатного профиля определяют, используя формулу (4.1), по требуемому моменту сопротивления:

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}, \quad (4.1)$$

где R_y - расчетное сопротивление стали;

γ_c - коэффициент условий работы.

В соответствии с принятым типом сечения (двутавр, швеллер и др.) по сортаменту выбирают ближайший номер профиля, у которого $W > W_{\text{треб}}$. Принимая во внимание, что при определении расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки либо не учитывалась, либо принималась приближенно, следует выполнить корректировку расчета с учетом собственного веса балки.

При благоприятных условиях можно уменьшить размеры сечения за счет учета развития пластических деформаций. Такой расчет предусмотрен для разрезных балок из стали с пределом текучести до 530 МПа, несущих статическую нагрузку, если касательные напряжения в месте действия максимального момента (кроме опорных сечений) не превышают $\tau < 0,9 R_s$. В этом случае расчет можно выполнять по формуле:

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_{\text{max}}}{c_1 R_y \gamma_c}, \quad (4.2)$$

где c_1 вначале можно принять равным 1,12, а затем в процессе проверки прочности, уточнить.

Проверки несущей способности и деформативности балки по первой и второй группам предельных состояний следует выполнять по уточненным нагрузкам и фактическим геометрическим характеристикам сечений.

Проверки на прочность выполняют в сечениях по длине пролета балки, где развиваются наибольшие в пределах балки нормальные либо касательные напряжения, а также в сечениях, где одновременно присутствуют те и другие напряжения и способны при совместном действии обеспечить переход стали в пластическую стадию. Как правило, это сечения с максимальным моментом, с максимальной поперечной силой, а также сечения, где одновременно действуют значительные моменты, поперечные силы и (или) приложены сосредоточенные внешние силы, в том числе опорные реакции.

Проверку на прочность выполняют по следующим формулам:

- В сечениях с $M = M_{max}$:

$$\frac{M_{max}}{W_{n,min}R_y\gamma_c} \leq 1 \text{ – при упругой работе стали, (4.3)}$$

при учете развития пластических деформаций, т.е. при подборе сечения балки по формуле (4.4), следует учесть коэффициент c_1 :

$$\frac{M_{max}}{c_1 W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (4.4)$$

- В сечениях с $Q = Q_{max}$ при упругой работе стали:

$$\frac{Q_{max} S}{I t R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (4.5)$$

Для балок, рассчитываемых с учетом пластических деформаций, а также в опорных сечениях балок:

$$\frac{Q_{max}}{t h R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (4.6)$$

где t и h - толщина и высота стенки балки.

При ослаблении стенки отверстиями для болтов левые части формул (4.5), (4.6) следует умножить на коэффициент α :

$$\alpha = a/(a-d),$$

где a и d - соответственно шаг и диаметр отверстий.

Если проверки на прочность не удовлетворяются, то необходимо принять ближайший больший профиль по сортаменту и выполнить проверки вновь.

Прогибы не должны превышать предельных значений, установленных нормами проектирования:

$$f_{max} \leq f_u, \quad (4.7)$$

где f_{max} следует определять от нормативных нагрузок.

При невыполнении проверки на жесткость необходимо увеличить сечения балки и снова определить f_{max} .

Проверка на общую устойчивость.

Общая устойчивость балок, материал которых работает в области упругих деформаций, при изгибе в одной из главных плоскостей обеспечена и не требует проверки:

а) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и также непрерывно с ним связанный (плиты железобетонные, плоский или профилированный металлический настил);

б) при отношении расчетной длины участка балки между связями из плоскости к ширине сжатого пояса, не превышающего предельно допустимых значений.

4.1. Нагрузки и статический расчет

В качестве расчетной схемы второстепенных балок принимается однопролетная шарнирно-опертая балка. Расчет второстепенных балок ведется на погонную равномерно-распределенную нагрузку. Для определения погонной нагрузки необходимо выделить грузовую площадь наиболее нагруженной второстепенной балки (рис. 4.1). Менее нагруженные балки, например крайние, из соображения унификации принимаются того же сечения, что и наиболее нагруженные. Погонная нагрузка на балку определяется с учетом собственного веса балки. При этом на стадии подбора сечения собственный вес балки может быть принят на основании опытных данных. На стадии выполнения проверок вес балки должен приниматься по фактическим данным.

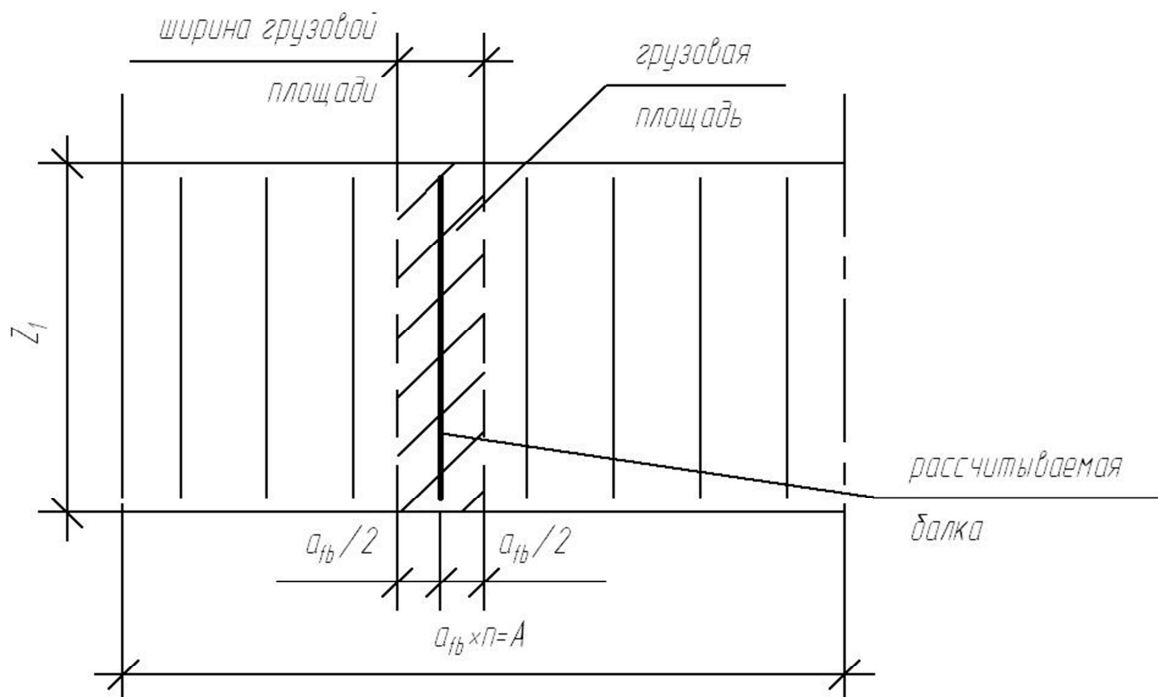


Рис. 4.1. Определение грузовой площади для второстепенной балки

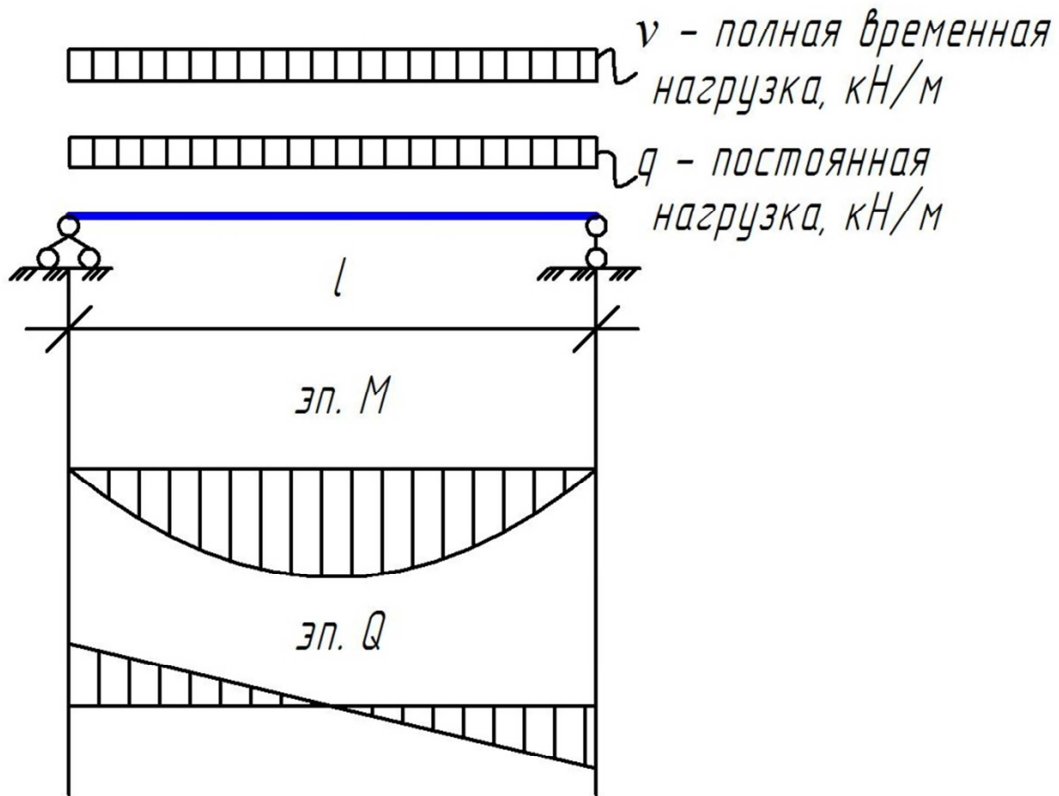


Рис. 4.2. Расчетная схема для второстепенной балки

ПРИМЕР

Определяем нагрузки, действующие на второстепенную балку. На второстепенные балки передается нагрузка от стального настила, собственного веса балок и полная временная нагрузка (шифр 168). Вес настила вычисляется как произведение объема листа в 1 квадратном метре на удельный вес стали $78,5 \text{ кН/м}^3$. Вес балки определяется как отношение веса 1 погонного метра балки (по сортаменту) к шагу второстепенных балок a_{fb} (рис. 4.3). Временная нагрузка определяется по заданию.

Для перехода от нормативных нагрузок к расчетным нагрузкам определяем коэффициент надежности по нагрузке γ_f согласно [1] в зависимости от характера загрузки.

Нагрузки на 1 м^2 площади настила приведена в табл.4.1.

Нагрузки на второстепенную балку

№п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $кН/м^2$	Коэф. надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, $кН/м^2$
1	<i>Постоянная</i>			
	стальной лист настила толщиной 6мм $0,006 \times 78,5 = 0,471 \text{ кН/м}^2$ где $78,5 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес стали	0,471	1,05	0,495
	ИТОГО:	0,471		0,495
2	<i>Временная*</i>	8	1,2	9,6

Примечание * - В курсовой работе учитывается временная суммарная технологическая нагрузка от людей и снеговая нагрузка.

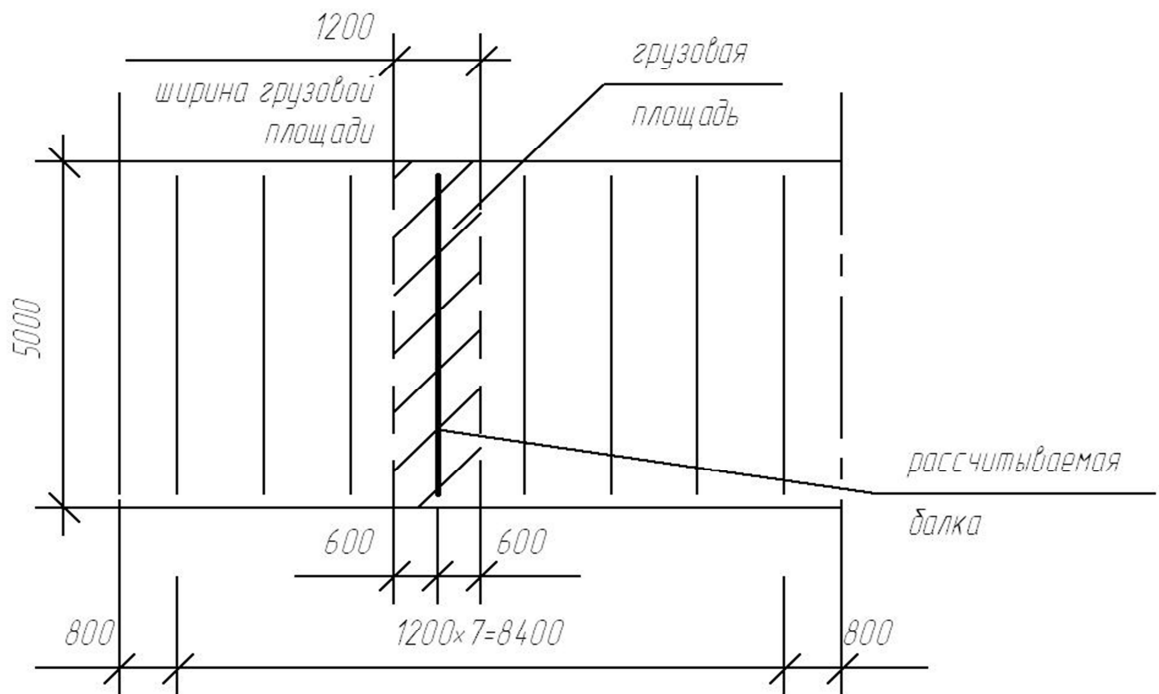


Рис. 4.3. Определение грузовой площади на наиболее нагруженную балку

Нагрузка на погонный метр балки:

Нормативная

Постоянная $q^n = 0,471 \times 1,2 = 0,565 \text{ кН/м}$,

где 1,2 м – шаг балок.

Временная $v^n = 8 \times 1,2 = 9,6 \text{ кН/м}$.

Расчетная

Постоянная $q = 0,495 \times 1,2 = 0,594 \text{ кН/м}$,

Временная $v = 9,6 \times 1,2 = 11,52 \text{ кН/м}$.

Определяем расчетные усилия согласно расчетной схеме рис. 4.4.

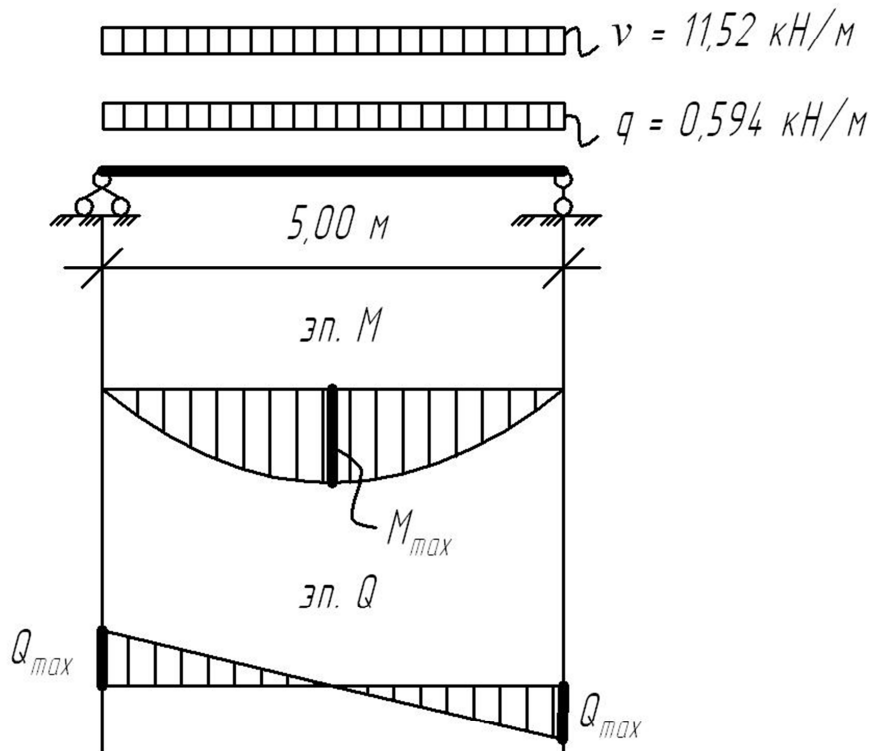


Рис. 4.4. Расчетная схема второстепенной балки

Максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки:

$$M_{\max} = \frac{q_{fb} \gamma_n l_{fb}^2}{8} = \frac{(0,594 + 11,52) \cdot 1,0 \cdot 5^2}{8} = 37,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = \frac{q_{fbf} \gamma_n l_{fb}}{2} = \frac{(0,594 + 11,52) \cdot 1,0 \cdot 5}{2} = 30,29 \text{ кН}.$$

Здесь $\gamma_n = 1,0$ коэффициент надежности по назначению для сооружений класса ответственности I.

4.2. Подбор сечения второстепенной прокатной балки

По изгибающему моменту, полученному расчетом, вычисляется требуемый момент сопротивления поперечного сечения. По сортаменту прокатных двутавров выбирается профиль с моментом сопротивления ближайшим большим к требуемому. Также необходимо определить требуемый момент инерции сечения и принять профиль балки наибольший.

ПРИМЕР

Второстепенные балки проектируем прокатными двутаврового сечения по ГОСТ 26020-83 из стали С345-3. Расчетное сопротивление $R_y = 31,5 \text{ кН/см}^2$ (таблица 51 [2] для фасонного проката при t до 20 мм). Расчетное сопротивление срезу $R_s = 0,58R_y = 0,58 \times 31,5 = 18,27 \text{ кН/см}^2$.

Требуемый момент сопротивления сечения определяем из формулы (28) (п.5.12 [2]):

$$W_{x,mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{35,96 \cdot 10^2}{31,5 \cdot 1,0} = 114,16 \text{ см}^3.$$

Требуемый момент инерции сечения при предельно допустимом прогибе $f_u = l_{fb} / 350 = 1,43 \text{ см}$ (при 0,7 от временной нормативной нагрузки).

Для этого приравниваем прогиб балки к предельному:

$$f = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot v^n \cdot \gamma_n \cdot l^4}{384 \cdot EJ_x} = f_u = 1,43 \text{ см}$$

и выражаем момент инерции:

$$J_x^{mp} = \frac{5 \cdot q_{fb}^n \cdot \gamma_n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot f_u} = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot 9,6 \cdot 10^{-2} \cdot 1,0 \cdot 500^4}{384 \cdot 20600 \cdot 1,43} = 1764 \text{ см}^4.$$

По сортаменту прокатных двутавров выбираем профиль балки с ближайшими большими к требуемому моменту сопротивления и моменту инерции: I20Б1 по ГОСТ 26020-83 с массой 22 кг/м.

Принимаем I20Б1 по ГОСТ 26020-83 с геометрическими характеристиками:

$$A = 28,49 \text{ см}^2; J_x = 1943 \text{ см}^4; W_x = 194,3 \text{ см}^3; S_x = 110,3 \text{ см}^3; t_w = 0,56 \text{ см}; t_f = 0,85 \text{ см}; b_f = 10 \text{ см}; m = 0,22 \text{ кН/м}.$$

Пересчитываем нагрузку с учетом собственного веса принятого двутавра $m = 0,22 \text{ кН/м}$:

Нормативная

$$\text{Постоянная } q^n = 0,565 + 0,22 = 0,785 \text{ кН/м},$$

$$\text{Временная } v^n = 9,6 \text{ кН/м}.$$

Расчетная

$$\text{Постоянная } q = 0,594 + 0,22 \times 1,05 = 0,825 \text{ кН/м},$$

$$\text{Временная } v = 11,52 \text{ кН/м}.$$

Определяем расчетные усилия.

Максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки:

$$M_{\max} = \frac{q_{fb} \gamma_n l_{fb}^2}{8} = \frac{(0,825 + 11,52) \cdot 1,0 \cdot 5^2}{8} = 38,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = \frac{q_{fbf} \gamma_n l_{fb}}{2} = \frac{(0,825 + 11,52) \cdot 1,0 \cdot 5}{2} = 30,86 \text{ кН}.$$

Проверяем принятое сечение:

- а) На прочность при действии максимального изгибающего момента в середине пролета балки (формула (28) и п.5.12 [2]):

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{38,58 \cdot 10^2}{194,3} = 19,86 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 31,5 \cdot 1 = 31,5 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

- б) На прочность при действии максимальной поперечной силы в опорных сечениях (формула (29) [2]):

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} = \frac{30,86 \cdot 110,3}{1943 \cdot 0,56} = 3,13 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 18,27 \cdot 1 = 18,27 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

где $S_x = 110,3 \text{ см}^3$ - статический момент инерции.

в) На жесткость по второй группе предельных состояний:

$$f = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot \nu^n \cdot \gamma_n \cdot l^4}{384 \cdot EJ_x} < f_u$$

$$\frac{5 \cdot 0,7 \cdot 9,6 \cdot 10^{-2} \cdot 1,0 \cdot 500^4}{384 \cdot 20600 \cdot 1943} = 1,36 \text{ см} < f_u = 1,43 \text{ см}.$$

Принятый двутавр удовлетворяет условиям прочности и жесткости (с запасом по прочности).

5. РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ БАЛОК МОСТА

В тех случаях, когда требуются конструкции, жесткость и несущая способность которых превышает возможности прокатных профилей, используют составные балки. В курсовой работе рассматриваются балки составного сечения. Составные балки выполняются сварными, состоящими из трех листов: вертикального – стенки и двух горизонтальных – полки (рис.5.4). Листы свариваются автоматической сваркой.

Жесткость балки главным образом зависит от ее высоты. Наименьшую высоту балки, при которой она будет удовлетворять условиям жесткости, называют *минимальной высотой*. Для обеспечения прочности балка должна иметь вполне определенный момент сопротивления. Однако с одинаковыми моментами сопротивления можно сделать сколько угодно балок с разными высотами и, следовательно, с различной металлоемкостью. Дело в том, что пояса в основном воспринимают момент, а стенка – перерезывающие усилия. Большая часть момента, возникающего в сечении балки, трансформируется в продольные усилия поясов.

Очевидно, что расход металла на пояса будет меньшим при большей высоте балки, однако при этом потребуются больше металла на стенку. Высоту балки, назначенную из соображений наименьшего расхода металла, называют *оптимальной*. Высота балки связана с условиями перевозки и строительной высотой конструкций, включающих эту балку. Эту высоту будем называть *максимальной*. Так, предельная высота, определяемая габаритом железнодорожных перевозок, составляет $h_{max} = 5,5 - 1,25 - 0,2 - 0,1 = 3,75$ м, где 5,5 – высота железнодорожного габарита, 1,25 – высота платформы, 0,2 – высота турникетного бруса, 0,1 – запас по высоте. С других позиций предельная высота балки определяется строительной высотой перекрытия h_k , равной разности отметок верха перекрытия и верха габарита помещения под перекрытием. Расстояние h_k от верха перекрытия до нижней грани поддерживающей его балки называют конструктивной высотой перекрытия.

При выборе высоты сечения следует произвести сопоставительный анализ величин h_{min} , h_{opt} , h_{max} . При $h_{min} < h_{opt} < h_{max}$ следует принять h_{opt} , при $h_{min} > h_{opt}$ но $h_{min} < h_{max}$ можно принять h_{min} или заменить сталь на менее прочную, что обеспечит сближение оптимальной и минимальной высот балки при снижении стоимости.

Когда оптимальная высота не вписывается в габариты, то принимают за основу h_{max} , несмотря на некоторое повышение металлоемкости. Если же не соответствует габаритам минимально допустимая

высота балки, то прежде всего следует согласовать изменение габарита с руководителем проекта.

Не допускается округлять высоту балки. Определяющей здесь является высота стенки, которая должна быть увязана со стандартными размерами выпускаемых листов: быть кратной 10 мм для листов шириной до 1050 мм и кратной 100 мм - для листов шириной 1200 мм и выше. Исключение из этого правила составляет ширина листа 1250 мм.

При расчете балки составного сечения принимаются следующие коэффициенты условий работы в соответствии с табл. 6 [2]:

- при расчете на прочность $\gamma_c = 1,0$,
- при расчете на общую устойчивость $\gamma_c = 0,95$,
- при расчете монтажного стыка, выполненного на обычных болтах класса точности В и С и на высокопрочных болтах при динамической нагрузке, $\gamma_c = 1,0$,
- коэффициент условия работы сварных соединений $\gamma_c = 1,0$,
- коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 1,0$ (как на сооружениях с большим скоплением людей).

Расчет составных балок состоит из следующих этапов:

- а) подсчет нагрузок на балку и определение усилий в ее сечениях;
- б) конструирование сечения балки;
- в) основные проверки сечения;
- г) проверка местной устойчивости элементов балки;
- д) конструирование и расчет соединений и узлов балки.

Расчет выполняется при упругой работе стали.

5.1. Нагрузки и статический расчет балки

Второстепенные балки передают на главные балки постоянную и временную нагрузки с полосы шириной, равной шагу B главных балок (рис.5.1). К постоянным нагрузкам относится вес стального настила, вес второстепенных балок и собственный вес стального настила. Временная нагрузка берется по заданию (суммарная технологическая нагрузка от людей

и снеговая). Для уменьшения объема работы не учитываются на главную балку нагрузки горизонтальные (ветровые). Второстепенные балки расположены часто (количество балок больше 5), поэтому нагрузку, передаваемую второстепенными балками на главную балку при определении изгибающего момента и поперечной силы можно считать равномерно распределенной.

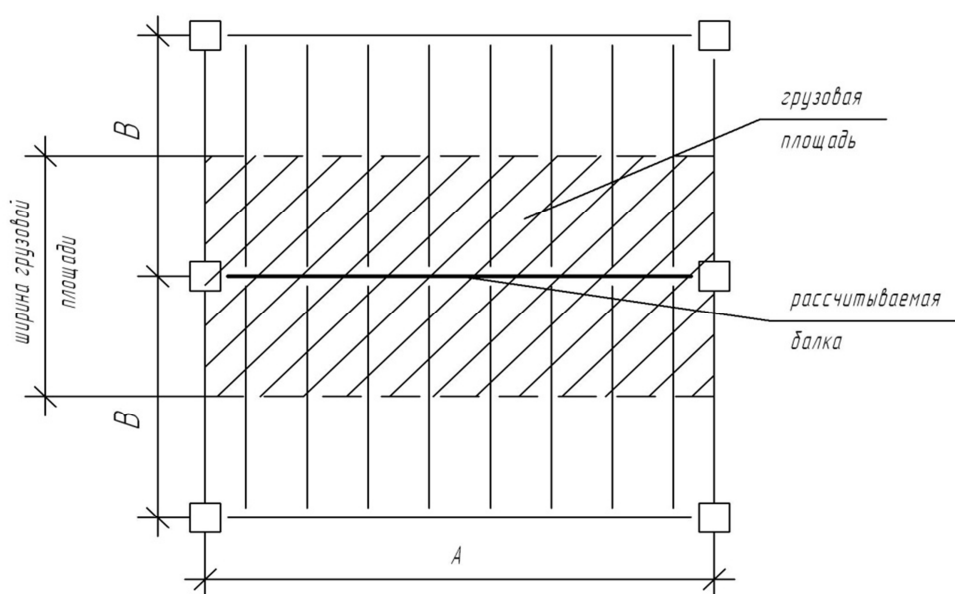


Рис. 5.1. Определение грузовой площади главной балки

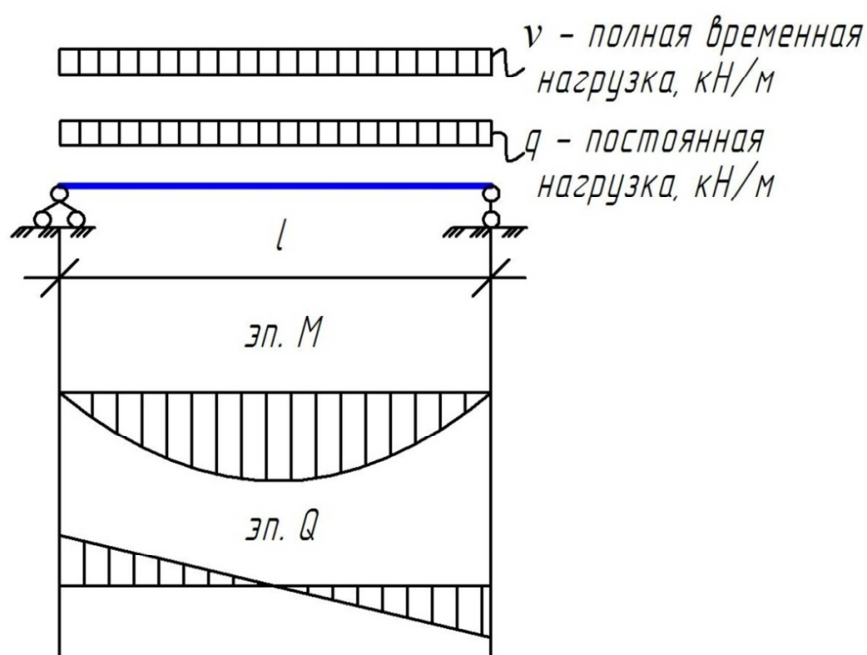


Рис. 5.2. Расчетная схема главной балки. Определение усилий

При определении усилий M и Q в сечениях главной балки, рассматриваем ее как однопролетную с шарнирными закреплениями на опорах и пользуемся формулами строительной механики.

ПРИМЕР

Нагрузка на главную балку, отнесенная к 1 м^2 настила, приведена в табл.5.1.

Таблица 5.1

Нагрузка на главную балку

№п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэф. надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1	<i>Постоянная</i>			
	1. стальной лист настила толщиной 6мм $0,006 \times 78,5 = 0,471 \text{ кН/м}^2$ где $78,5 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес стали	0,471	1,05	0,495
	2. второстепенные балки I20Б1 $m/a_{fb} = 0,224/1,2 = 0,187 \text{ кН/м}^2$	0,187	1,05	0,196
	3. собственный вес главной балки $\approx 3 \text{ кН/м}$, при шаге $B = 5 \text{ м}$ $3/B = 3/5 = 0,6 \text{ кН/м}^2$	0,6	1,05	0,63
	Итого:			
	ИТОГО:	1,258		1,321
2	<i>Временная</i>	8	1,2	9,6

Нагрузка на погонный метр главной балки:

Нормативная:

Постоянная $q^n = 1,258 \times 5,0 = 6,29 \text{ кН/м}$;

Временная $v^n = 8 \times 5,0 = 40 \text{ кН/м}$.

Расчетная:

Постоянная $q = 1,321 \times 5,0 = 6,605 \text{ кН/м}$;

Временная $v = 9,6 \times 5,0 = 48 \text{ кН/м}$.

Определяем расчетные усилия в соответствии с расчетной схемой (рис.5.3).

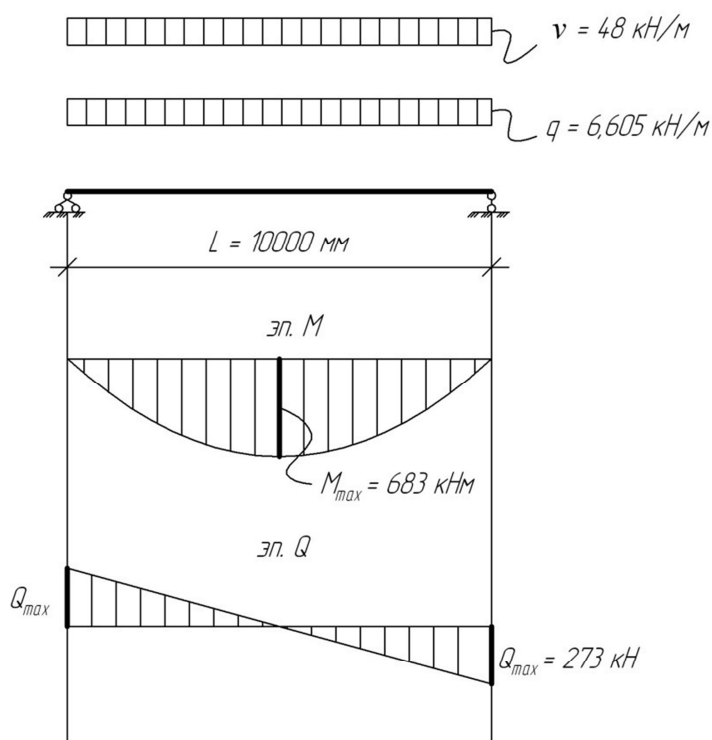


Рис. 5.3. Расчетная схема главной балки. Определение усилий

Максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки:

$$M_{\max} = \frac{q_{fb} \gamma_n l_{fb}^2}{8} = \frac{(6,605 + 48) \cdot 1,0 \cdot 10^2}{8} = 648 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = \frac{q_{fbf} \gamma_n l_{fb}}{2} = \frac{(6,605 + 48) \cdot 1,0 \cdot 10}{2} = 259 \text{ кН}.$$

5.2. Конструирование и основные проверки сечения главной балки

Конструирование сечения сварной главной балки сводится к назначению его размеров так, чтобы обеспечить прочность, жесткость и устойчивость балки и ее элементов при минимальной затрате металла и минимальной стоимости изготовления. Конструирование сечения сварной балки можно производить по различным методикам. В качестве примера приведена методика проектирования оптимальных сечений балок, основанная на иссле-

довании выражений J_x и W_x для двутавровых сечений (стр.124 [4]; стр.137 [6]).

Сварная балка состоит из трех стальных листов, соединенных сваркой (рис.5.4):

стенка: h_w – высота стенки;

t_w – толщина стенки;

полки: b_f – ширина поясных листов;

t_f – толщина пояса.

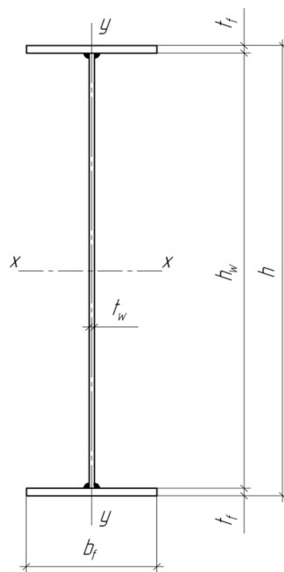


Рис. 5.4. Сечение составных сварных балок

Сечение балки тем экономичнее, чем больше гибкость стенки, что характеризуется отношением высоты стенки к ее толщине $\frac{h_w}{t_w} = \lambda_w$.

Оптимальное соотношение $\left(\frac{h_w}{t_w}\right)_u = \lambda_{wu}$ получается при условной гибкости

стенки $\overline{\lambda_{wu}} = \lambda_w \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 5$.

Степень экономичности принятого сечения характеризуется отношением площади сечения стенки к площади всего сечения $a_w = A_w / A$, которое равно приблизительно $a_w = 0,5$ при конструировании сечения по условиям прочности и $a_w = 0,75$ при конструировании по условию жесткости.

Оптимальную высоту балки можно определить из условия прочности:

$$h_{opt} = 1,145 \sqrt[3]{W_{x,mp} \cdot \lambda_{wu}} . \quad (5.1)$$

Минимальную толщину стенки устанавливают, исходя из условий прочности на срез, предельной гибкости стенки и стандартизации толщин листового проката.

В качестве условия прочности на срез в общем случае используют формулу Н. Г. Журавского $\tau_{max} = \frac{Q_{max} S}{t_w I} \leq R_s \gamma_c$, откуда следует:

$$t_{w,min} = k \frac{Q_{max}}{h R_s \gamma_c}, \quad (5.2)$$

где $k = Sh / I$,

- при работе на срез всего двутаврового сечения $k = 1,2$,

- при работе на срез только стенки $k = 1,5$.

Для того чтобы предотвратить возможную потерю местной устойчивости стенки, при назначении ее толщины следует ориентироваться также на данные табл. 5.1 или на весьма приближенную формулу, справедливую для балок высотой 1 – 2 м,

$$t_{w,min} = 7 + 3h/1000 \text{ мм}. \quad (5.3)$$

Назначенную толщину стенки следует увязать с типовыми размерами листового металлопроката.

При учете развития пластических деформаций:

$$t_{w,min} = \frac{Q_{max}}{h_w R_s \gamma_c}, \quad (5.4)$$

Однако в этом случае необходимо уточнить несущую способность балки с учетом возможной потери устойчивости стенки.

Минимально необходимая площадь сечения одного пояса балки исходя из требования прочности может быть определена по приближенной формуле:

$$A_f = \frac{W}{h} - \frac{t_w h}{6}. \quad (5.5)$$

Так как $A_f = b_f t_f$ то, задав одну из неизвестных величин, можно определить другую, например:

$$b_f = A_f / t_f. \quad (5.6)$$

При назначении размеров пояса следует учитывать конструктивные требования, условия обеспечения общей устойчивости балки и местную устойчивость сжатого пояса.

Ширину пояса принимают $b_f = (1/3 - 1/5)h$, но не менее 180 мм. При $b_f/h > 1/3$ будет существенно проявляться неравномерность распределения напряжений по ширине пояса, при $b_f/h < 1/5$ мала боковая жесткость пояса, при $b_f < 180$ мм трудно выполнить узлы опирания на балку вышележащих конструкций.

Таблица 5.2

Пределные отношения свеса полки к толщине

Расчет изгибаемых элементов	Характеристика свеса	Наибольшие значения отношения $\frac{b_{ef}}{t_f}$
В пределах упругих деформаций	Неокаймленный	$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
	Окаймленный ребром	$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,75 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
С учетом развития пластических деформаций*	Неокаймленный	$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,11 \frac{h_{ef}}{t_w}$, но не более $0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
	Окаймленный ребром	$\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,16 \frac{h_{ef}}{t_w}$, но не более $0,75 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

Балка в целом должна быть проверена по жесткости и общей устойчивости; характерные сечения балки – по прочности; элементы балки – по местной устойчивости. Исходными данными для проверок кроме общих данных задачи, ранее уже использованных при подборе сечения, являются фактические геометрические характеристики сечения ($l, W, S, h, h_w, t_w, b_f, t_f$).

Проверки по прочности сводятся к проверкам нормальных, касательных, местных и приведенных напряжений.

Проверка нормальных напряжений. Для балок с упругой стадией работы при изгибе в одной из главных плоскостей:

$$\frac{M_{max}}{W_{n,min}R_y\gamma_c} \leq 1. \quad (5.7)$$

Проверку касательных напряжений производят по нейтральной оси для сечений с $Q = Q_{max}$. Как правило, это наблюдается в сечениях около опор балки.

При упругой работе материала:

$$\frac{QS}{It_w R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (5.8)$$

Проверку приведенных напряжений необходимо выполнять в характерных сечениях, где возникают неблагоприятные сочетания нормальных, касательных и местных напряжений.

К характерным сечениям относятся сечения у опор в консольных и неразрезных балках, в местах изменения сечений, в местах приложения локальных нагрузок и др. Проверки выполняются для зоны стенки у пояса. При отсутствии местных напряжений:

$$\frac{\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}}{1.15R_y\gamma_c} \leq 1. \quad (5.9)$$

При наличии местной нагрузки или опорной реакции (без учета влияния ребер жесткости) в рассматриваемом сечении:

$$\frac{\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_{loc} + \sigma_{loc}^2 + 3\tau_{xy}^2}}{1.15R_y\gamma_c} \leq 1, \quad (5.10)$$

где $\sigma_x = \frac{Mh_w}{2I}$ – нормальные напряжения в стенке на уровне поясных швов; τ_{xy} определяют по формуле Журавского для точки на уровне поясных швов.

Принятое сечение проверяется на прочность и жесткость. Проверка общей устойчивости не делается, так как на опорах главные балки раскреплены вертикальными связями, а в пролетах – второстепенными балками и настилом.

ПРИМЕР

Балку конструируем сварной двутаврового сечения из стали С345 по ГОСТ 27772-88 с расчетным сопротивлением (таблица 51* [2]):

$R_y = 31,5 \text{ кН} / \text{см}^2$ при толщине листа от 10 до 20 мм для поясов;

$R_y = 33,5 \text{ кН} / \text{см}^2$ при толщине листа до 10 мм для стенки;

Расчетное сопротивление срезу $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 33,5 = 19,43 \text{ кН} / \text{см}^2$ (R_y - для стенки).

Требуемый момент сопротивления сечения определяем из формулы (28) (п.5.12 [2]):

$$W_{x,mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{648 \cdot 10^2}{31,5 \cdot 1,0} = 2057 \text{ см}^3.$$

Принимаем предельную по требованиям местной устойчивости стенки условную ее гибкость $\overline{\lambda}_{wu} = 5$ и определяем соответствующую ей предельную гибкость стенки:

$$\lambda_{wu} = \left(\frac{h_w}{t_w} \right)_u = \overline{\lambda}_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 5 \sqrt{\frac{20600}{33,5}} = 124,$$

$R_y = 33,5 \text{ кН} / \text{см}^2$ - для стенки.

Минимальная необходимая площадь сечения балки по условию прочности [4]:

$$A_{\min} = 2,621 \sqrt[3]{\frac{W_{x,mp}^2}{\lambda_{wu}}} = 2,621 \cdot \sqrt[3]{\frac{2057^2}{124}} = 85 \text{ см}^2.$$

Оптимальная высота балки по [4]:

$$h_{opt} = 1,145 \sqrt[3]{W_{x,mp} \cdot \lambda_{wu}} = 1,145 \cdot \sqrt[3]{2057 \cdot 124} = 72,6 \text{ см}.$$

Согласно ГОСТ 19903-74 принимаем высоту стенки $h_w = 70 \text{ см}$.

Толщина стенки $t_w = h_w / \left(\frac{h_w}{t_w} \right)_u = \frac{70}{124} = 0,56 \text{ см}$. Принимаем $t_w = 0,6 \text{ см}$.

Требуемая площадь сечения одного пояса:

$$A_f^{mp} = \left(W_{x,mp} \frac{h_w}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right) \cdot \frac{2}{h_w^2} = \left(2057 \frac{70}{2} - \frac{0,6 \cdot 70^3}{12} \right) \cdot \frac{2}{70^2} = 22,4 \text{ см}^2.$$

Исходя из стандартных размеров листов по ГОСТ 82-70, назначаем размеры поясных листов. При этом должны выполняться условия:

$$b_f = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{5} \right) \cdot h_w = 23 \div 14 \text{ см};$$

$$b_f \cdot t_f = A_f \cong A_f^{mp} = 22,4 \text{ см}^2;$$

$$180 \text{ мм} \leq b_f \leq 600 \text{ мм};$$

$$t_f \leq 3 \cdot t_w = 3 \cdot 0,6 = 1,8 \text{ см};$$

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \sqrt{\frac{20600}{31,5}} = 25,6.$$

Соответственно этому принимаем $b_f = 20 \text{ см}$ и $t_f = 1,2 \text{ см}$.

$$A_f = b_f \cdot t_f = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ см}^2 > A_f^{mp} = 22,4 \text{ см}^2.$$

Для принятого сечения вычисляем геометрические характеристики:

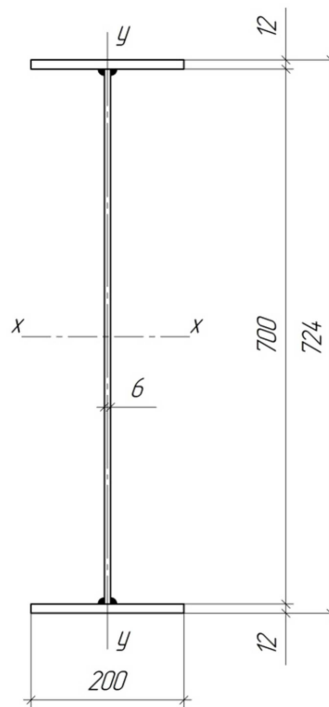


Рис.5.5. Поперечное сечение главной балки

Состав сечения:

стенка - 700×6/ГОСТ 19903-74*;

пояса - 200×12/ГОСТ 82-70.

Момент инерции сечения:

$$J_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{0,6 \cdot 70^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{70 + 1,2}{2} \right)^2 = 77983 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения:

$$W_x = \frac{J_x}{h \cdot 0,5} = \frac{J_x}{(h_w + 2 \cdot t_f) \cdot 0,5} = \frac{77983}{(70 + 2 \cdot 1,2) \cdot 0,5} = 2154 \text{ см}^3 > W_{x,mp} = 2057 \text{ см}^3$$

на 4,5% < 5%.

Статический момент полусечения:

$$\begin{aligned} S_x &= b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2} + 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{h_w}{4} = \\ &= 20 \cdot 1,2 \cdot \frac{70 + 1,2}{2} + 0,5 \cdot 70 \cdot 0,6 \cdot \frac{70}{4} = 1221,9 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Показатель экономичности:

$$a_w = \frac{A_w}{A} = \frac{70 \cdot 0,6}{70 \cdot 0,6 + 2 \cdot 20 \cdot 1,2} = 0,47 \approx 0,5.$$

Принятое сечение сварной балки проверяем:

- а) на прочность в середине пролета балки при действии момента $M_{max} = 648 \text{ кНм}$ (формула (28) и п.5.12 [2]):

$$\sigma = \frac{M}{W} < R_y \cdot \gamma$$

$$\sigma = \frac{648 \cdot 10^2}{2154} = 30,01 \text{ кН / см}^2 < 31,5 \cdot 1 = 31,5 \text{ кН / см}^2.$$

Запас несущей способности 4,5% < 5%.

б) на прочность при действии максимальной поперечной силы в опорных сечениях (формула (29) [2]):

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} = \frac{259,4 \cdot 1221,9}{77983 \cdot 0,6} = 6,8 \text{ кН / см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 19,43 \cdot 1 = 19,43 \text{ кН / см}^2.$$

в) На жесткость по второй группе предельных состояний:

$$f = \frac{5 \cdot 0,7 \cdot \nu^n \cdot \gamma_n \cdot l^4}{384 \cdot EJ_x} < f_u = l / 350$$

$$\frac{5 \cdot 0,7 \cdot 40 \cdot 10^{-2} \cdot 1,0 \cdot 1000^4}{384 \cdot 20600 \cdot 77983} = 2,16 \text{ см} < f_u = l / 350 = 2,86 \text{ см}.$$

Принятый двутавр удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Проверка общей устойчивости балки

Размеры поясов балки $b_f = 200 \text{ мм}$, $t_f = 12 \text{ мм}$. Расстояние между осями поясных листов - $h = 712 \text{ мм}$.

Нагрузка на главную балку передается через балки настила, установленные с шагом $a_{fb} = 1,2 \text{ м}$ и закрепляющие главную балку в горизонтальном направлении. Проверяем условие п.5.16,б[2] в середине пролета.

$$1 < \frac{h}{b_f} < 6$$

$$1 < \frac{71,2}{20} = 3,56 < 6;$$

$$15 < \frac{b_f}{t_f} = \frac{20}{1,2} = 16,7 < 35.$$

По табл. 8* [2] находим наибольшее значение $(l_{ef}/b_f)_u$, при котором не требуется расчета на устойчивость, принимая $l_{ef} = a_{fb} = 1,2 \text{ м}$:

$$\begin{aligned} \left(\frac{l_{ef}}{b_f} \right)_u &= \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= \left[0,41 + 0,0032 \cdot \frac{20}{1,2} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{20}{1,2} \right) \cdot \frac{20}{71,2} \right] \cdot \sqrt{\frac{20600}{31,5}} = 15,17. \end{aligned}$$

Поскольку $(l_{ef}/b_f) = 120/20 = 6 < (l_{ef}/b_f)_u = 15,17$, то устойчивость балки обеспечена и расчет на общую устойчивость выполнять не требуется.

5.3. Расстановка ребер жесткости и проверка элементов балки на местную устойчивость

Чтобы избежать потери местной устойчивости стенки устанавливают поперечные и при необходимости продольные ребра жесткости (раздел 7 [2]).

При опирании главной балки на колонну через опорное сечение главной балки передается опорная реакция балки на колонну. При этом участок стенки над опорой может потерять устойчивость. Чтобы этого не произошло, стенку над опорой укрепляют опорными ребрами более мощными, чем обычные ребра жесткости (раздел 7 [2]).

Местную устойчивость сжатого пояса обеспечивают надлежащим выбором отношения свеса пояса к толщине $\frac{b_{ef}}{t_f} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, поэтому дополнительная проверка устойчивости не требуется. При малых нормальных напряжениях в сжатом поясе отношения b_{ef}/t_f можно увеличить в $\sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}}$ раз, но не более чем на 25 %.

Стенка балки представляет собой пластинку, упруго защемленную в поясах и ребрах жесткости. В различных сечениях стенки возникают касательные напряжения от сдвига, нормальные напряжения от изгиба и нормальные напряжения от локальных воздействий. Все из названных напряжений в отдельности и, особенно в совокупности могут вызывать потерю местной устойчивости стенки.

Вблизи опоры основным фактором, формирующим деформированное состояние стенки, являются касательные напряжения. В этой зоне за счет сдвига соседних сечений стенка перекашивается, в направлении коротких диагоналей возникают сжимающие напряжения, а при достижении критических значений наблюдается смена вида деформации стенки, переход от сдвига в плоскости к изгибу из плоскости стенки, т.е. происходит потеря устойчивости стенки.

В общем случае при $M \neq 0$, $Q \neq 0$ и $F_{loc} \neq 0$ расчет на устойчивость стенок симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами, следует выполнять по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (5.11)$$

где $\sigma = \frac{M}{I} y$ – сжимающее напряжение у расчетной границы стенки

($y = h_{ef}/2$);

$$\sigma_{loc} = \frac{F_{loc}}{l_{ef} t_f}, \tau = \frac{Q}{t_w h_w}, \sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2},$$

$$\tau_{cr} = 10.3 \left(1 + \frac{0.76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}}, \bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R}{E}}, \quad (5.12)$$

где d – меньшая из сторон отсека (h_{ef} или a); μ – отношение большей стороны пластинки к меньшей (если $h_{ef} > a$, то $\mu = h_{ef}/a$; если $a > h_{ef}$ то $\mu = a/h_{ef}$, при отсутствии ребер $\mu = l_b/h_{ef}$).

M и Q – средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты $a > h_{ef}$, то M и Q следует определять для наиболее напряженного участка с длиной равной высоте отсека; если в пределах отсека M и Q меняет знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком.

Устойчивость стенок балок проверять не требуется, если при выполнении условий (5.9) и (5.10) $\bar{\lambda}_w = h_{ef}/t_w \sqrt{R_y/E}$ не превышает значений:

3,5 – при отсутствии местного напряжения в балке с двусторонними поясными швами;

3,2 – то же, в балках с односторонними поясными швами;

2,5 – при наличии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами.

Укрепление стенки балки ребрами жесткости. Если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w > 3,2$ при отсутствии подвижной нагрузки и $\bar{\lambda}_w > 2,2$ при наличии подвижной нагрузки, то для обеспечения местной устойчивости стенки ее следует укреплять ребрами жесткости: поперечными основными с шагом a , поставленными на всю высоту стенки; поперечными основными и продоль-

ными в сжатой зоне; поперечными основными, продольными и короткими поперечными, расположенными между сжатым поясом и продольным ребром, с шагом a_1 .

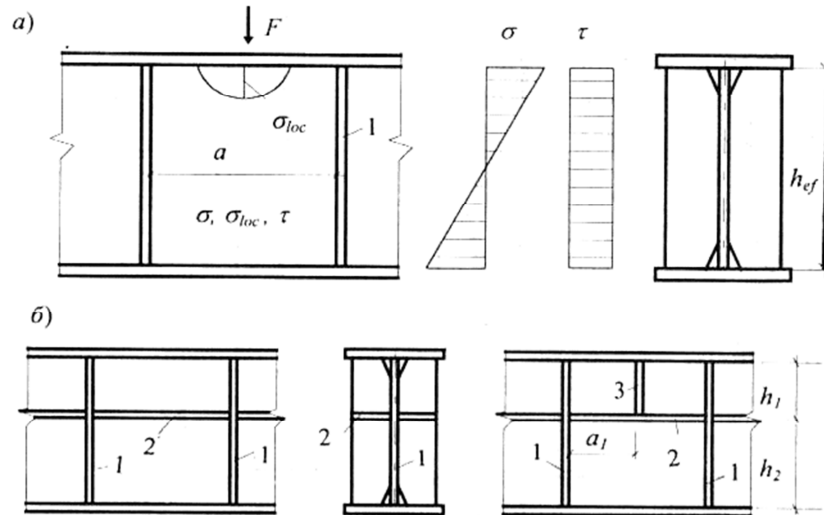


Рис. 5.6. Схема балки, укрепленной поперечными и продольными ребрами жесткости: 1 – поперечное ребро, 2 – продольное ребро, 3 – дополнительное поперечное ребро

При условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w < 6$ и отсутствии подвижной нагрузки устойчивость стенки может быть обеспечена основными поперечными ребрами. Такое решение является предпочтительным для балок высотой до 2 м. При $\bar{\lambda}_w > 6$ кроме основных поперечных устанавливают продольное ребро жесткости на расстоянии $h_1 = (0,25 \div 0,3)h_{ef}$ от сжатого пояса с тем, чтобы условная гибкость стенки нижнего отсека не превышала 6. Продольное ребро включается и в работу балки на изгиб.

Основные поперечные ребра жесткости располагают в местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузов в пролете, желательно с постоянным шагом по длине балки и на опорах.

Расстояния между основными поперечными ребрами не должны превышать $a = 2 h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $a = 2,5 h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$.

В некоторых случаях при обеспечении устойчивости стенки и общей устойчивости балки допускается принимать $a = 3 h_{ef}$. В случае изготовления балок из нескольких отправочных марок ребра жесткости нельзя располагать в местах монтажных стыков (мест объединения отправочных марок).

В сварных балках при наличии стыка стенки ребра удаляют от места стыка не менее чем на 10 толщин стенки. При стыке стенки на высокопрочных болтах поперечные ребра расставляют так, чтобы имелась возможность разместить стыковые накладки.

Ребра жесткости выполняют из листовой стали. Допускается использование для ребер одиночных уголков, приваренных к стенке пером или полкой. Последнее решение применяют при прикреплении к ребру примыкающей балки, передающей значительную опорную реакцию.

Ребра жесткости прикрепляют к стенке непрерывными угловыми одно- или двусторонними швами.

В балках, несущих статическую нагрузку, поперечные ребра приваривают и к поясам. При этом торцы ребер должны иметь скосы с размером 40x40 мм или 40x60 мм для снижения концентрации сварочных напряжений и пропуски поясных швов.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_h , должна быть для парного симметричного ребра не менее $h_{ef}/30+40$ мм, для одностороннего ребра $b_h > h_{ef}/24 + 50$ мм.

Толщина ребра должна быть не менее $t_h > 2b_h\sqrt{R_y/E}$.

ПРИМЕР

Проверка устойчивости сжатого пояса

Отношение ширины свеса пояса к толщине при:

$$b_{ef} = (b_f - t_w)/2 = (20 - 0,6)/2 = 9,7 \text{ см},$$

$$\text{равно } b_{ef}/t_f = 9,7/1,2 = 8,1.$$

Предельное отношение ширины пояса к толщине по табл. 30 [2] равно:

$$\left(\frac{b_{ef}}{t_f} \right)_u = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{20600}{31,5}} = 12,8.$$

При $b_{ef}/t_f = 8,1 < (b_{ef}/t_f)_u = 12,8$ устойчивость пояса обеспечена.

Проверка устойчивости стенки

Проверяем необходимость постановки ребер жесткости. Условная гибкость стенки при $h_{ef} = h_w = 70$ см и $t_w = 0,6$ см равна:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{70}{0,6} \cdot \sqrt{\frac{31,5}{20600}} = 4,6.$$

Поскольку $4,6 > 3,2$, то постановка ребер жесткости необходима (п.7.10[2]).

Максимальное расстояние между поперечными ребрами жесткости при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ равно $a_{max} = 2h_{ef} = 2 \cdot 70 = 140$ см.

Расстояние между поперечными ребрами жесткости принимаем кратно шагу балок настила ($a_{fb} = 120$ см), равное 120 см, расставив поперечные ребра жесткости так, как показано на рис. 5.4 с учетом выполнения монтажного стыка в середине пролета.

Принимаем парные ребра жесткости, ширина которых по [2] равна:

$$b_h = \frac{h_{ef}}{30} + 40 = \frac{700}{30} + 40 = 63,3 \text{ мм.}$$

Принимаем ширину ребра жесткости 70 мм.

Толщина ребра определяется по п. 7.10 [2]:

$$t_s = 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 63,3 \cdot \sqrt{\frac{33,5}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,6 \text{ мм.}$$

Принимаем размеры двухсторонних ребер жесткости $b_h \times t_s = 70 \times 6,0$ мм.

Проверяем необходимость выполнения проверки стенки на устойчивость по п. 7.3 [2], учитывая, что в каждом отсеке местная нагрузка от давления балок настила отсутствует ($\sigma_{loc} = 0$):

$$\bar{\lambda}_{loc} = 3,4 < 3,5.$$

В этом случае проверка стенки балки на устойчивость не требуется.

Опорный узел главной балки при опирании на колонны конструируем с торцевыми опорными ребрами (рис.5.6).

Ширину ребра принимаем равной ширине пояса балки $b_h = b_f = 200$ мм.

Толщину торцевого ребра можно назначить из условия:

$$t_h = 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 20 \cdot \sqrt{\frac{33,5}{20600}} = 1,6 \text{ см.}$$

Принимаем торцевое ребро 16x200 мм.

Проверяем прочность при торцевом смятии:

$$F = Q_{max} \leq R_p \cdot 2 \cdot b_h \cdot t_h \cdot \gamma_c$$

$$F = Q_{max} = 259,4 = 46 \cdot 2 \cdot 20 \cdot 1,6 \cdot 1,0 = 2944 \text{ кН,}$$

где $R_p = R_u = 46 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности стали С345 при толщине 10÷20 мм.

Толщина торцевого листа достаточна.

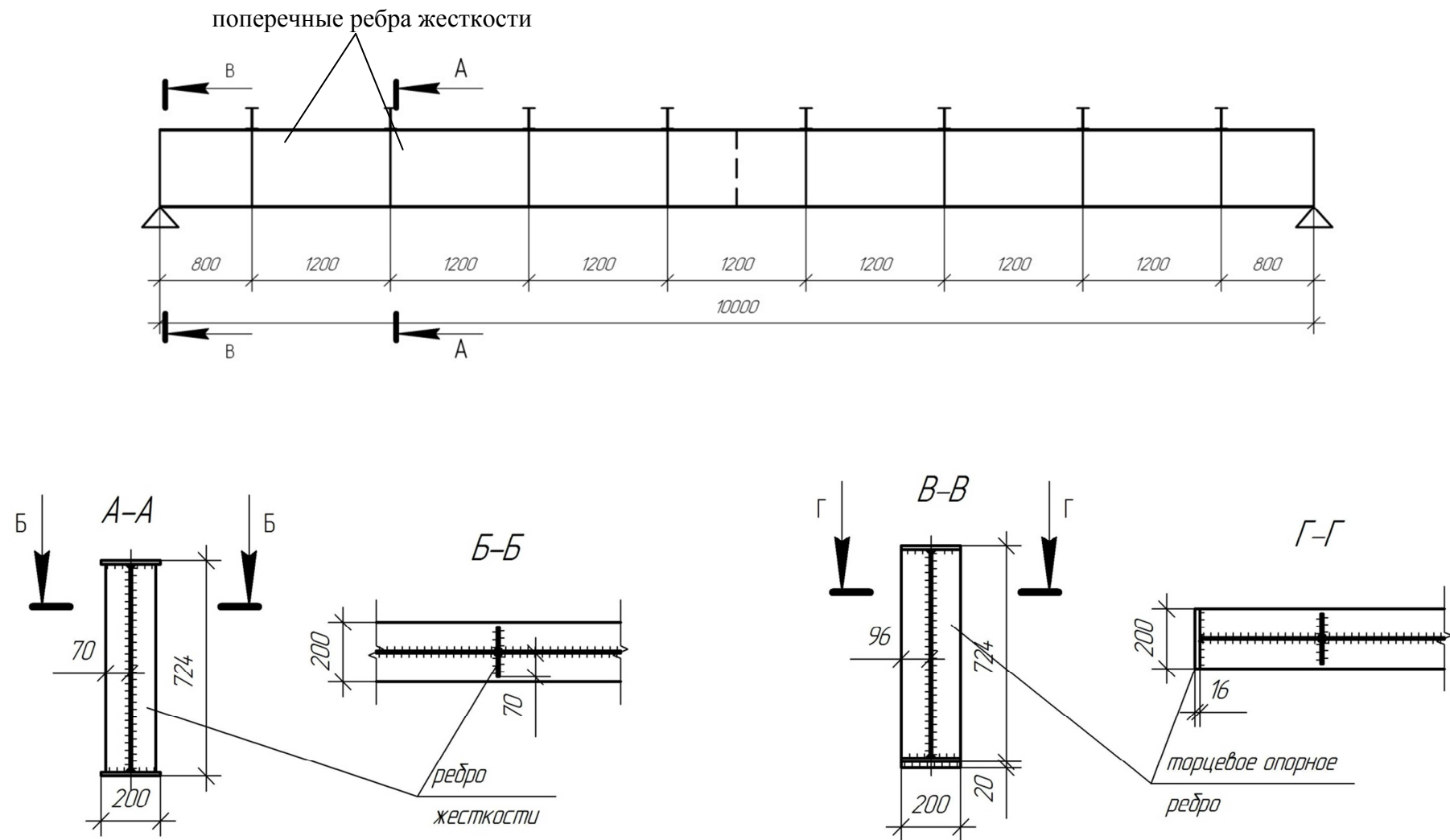


Рис.5.6. Размещение поперечных ребер жесткости главной балки.

5.4. Расчет поясных швов сварной главной балки

В сварных составных балках пояса соединяются со стенкой непрерывными сварными швами одинаковыми толщины по всей длине. Сварка полуавтоматическая. Катет шва определяется по максимальному сдвигающему усилию п.11.16 [2], в курсовой работе можно задаться характеристиками шва исходя из минимальных и максимальных значений катета шва по таблице 38 п.12.8 [2].

ПРИМЕР

Поясные швы балки конструируем угловыми двусторонними; сварка автоматическая с применением сварочной проволоки Св -10НМА и флюса АН-47.

Минимальный катет шва $k_{f,min} = 5 \text{ мм}$ по табл. 38* [2]. Максимальный катет шва $k_{f,max} = 1,2 \cdot t_{min} = 1,2 \cdot 6 = 7,2 \text{ мм}$. Принимаем высоту сварного поясного шва 6 мм .

Расчет выполняем для наиболее нагруженного участка шва у опоры под балкой настила.

Определяем геометрические сечения брутто относительно нейтральной оси:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2A_f a^2 = \frac{0,6 \cdot 70^3}{12} + 2 \cdot 24 \cdot 41^2 = 97838 \text{ см}^4,$$

где $a_I = 41 \text{ см}$ – расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести пояса.

Статический момент пояса:

$$S_x^n = A_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right) = 1,2 \cdot 20 + \frac{70 + 1,2}{2} = 854,4 \text{ см}^3.$$

Определяем расчетные усилия на единицу длины шва:

- погонное сдвигающее усилие:

$$T = \frac{Q_{max} S_x}{I_x} = \frac{259 \cdot 854,4}{97838} = 2,27 \text{ кН / см},$$

- давление от сосредоточенного груза $F = 2Q_{fb} = 2 \cdot 30,29 = 60,58 \text{ кН}$:

$$V = \frac{F}{l_{ef}} = \frac{60,58}{12,4} = 4,9 \text{ кН / см},$$

где l_{ef} – условная длина распределения сосредоточенного груза:

$$l_{ef} = b_{f,fb} + 2t_f = 10 + 2 \cdot 1,2 = 12,4 \text{ см}.$$

Расчетное сопротивление металла швов для Св-10НМА (по табл.56 [2]) равно $R_{wf} = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$, нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению $R_{wum} = 590 \text{ МПа}$. Расчетное сопротивление металла границы сплавления для стали С345 при $R_{um} = 470 \text{ МПа}$ равно:

$$R_{wz} = 0,45R_{um} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ МПа}.$$

Для автоматической сварки:

$$\beta_f = 1,1; \beta_z = 1,15 \text{ (табл. 34 [2])};$$

$$\gamma_{wf} = 1,0; \gamma_{wz} = 0,85 \text{ (п.11.2 [2])}.$$

Проверяем поясной шов высотой $k_f = 6 \text{ мм}$ и проверяем его на прочность по формулам (138) и (139)[2]:

$$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_f k_f} = \frac{\sqrt{2,27^2 + 4,9^2}}{2 \cdot 1,1 \cdot 0,6} = 4,1 \text{ кН / см}^2 < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 24 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 24 \text{ кН / см}^2,$$

$$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_z k_f} = \frac{\sqrt{2,27^2 + 4,9^2}}{2 \cdot 1,15 \cdot 0,6} = 3,93 \text{ кН / см}^2 < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 21,15 \cdot 0,85 \cdot 1,0 = 17,97 \text{ кН / см}^2.$$

Отсюда следует, что необходимая прочность соединения обеспечивается минимально допустимой толщиной шва.

6. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КОЛОННЫ

Колонной называется вертикальный стержень, передающий нагрузки от вышележащих конструкций на фундамент. В курсовой работе на мост не учитывается горизонтальная ветровая нагрузка. Поэтому колонны рассматриваются как центрально-сжатые.

Центрально-сжатые колонны воспринимают только продольную силу, приложенную по оси колонны, при этом все поперечное сечение колонны испытывает равномерное сжатие.

Колонна состоит из трех частей:

- оголовок (верхняя часть), на который опираются вышележащие конструкции;
- стержень (основная часть колонны), передающий нагрузку сверху вниз;
- база (нижняя часть колонны), передающая нагрузку от стержня на фундамент.

По типу сечений различают колонны сплошные и сквозные. В данной курсовой работе рассматриваются только сквозные колонны.

Расчет колонн производится в следующей последовательности:

- определение продольной силы;
- выбор расчетной схемы и определение расчетных длин колонны;
- назначение типа сечения и подбор сечения стержня колонны;
- расчет деталей колонны: соединительных планок, оголовка и базы.

На колонну передается нагрузка от главных балок площадки. Поэтому продольную силу можно определить как сумму опорных реакций главных балок, опирающихся на колонну.

Расчет на прочность стержневых элементов, подверженных центральному растяжению (сжатию) силой N , следует выполнять по формуле:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (6.1)$$

где A_n – площадь поперечного сечения нетто, т.е. за вычетом площади ослабления.

Расчет центрально-сжатых элементов выполняется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c, \quad (6.2)$$

или в другой форме:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Коэффициент φ определяется по приложению СНиП (табл.72 [2]) или вычисляется по следующим приближенным (до 1,5%) формулам:

$$\begin{aligned} \text{при } 0 < \bar{\lambda} \leq 2.5 & \quad \varphi = 1 - 0.066\bar{\lambda}\sqrt{\bar{\lambda}}; \\ \text{при } 2.5 < \bar{\lambda} \leq 4.5 & \quad \varphi = 1.46 - 0.34\bar{\lambda} + 0.021\bar{\lambda}^2; \\ \text{при } \bar{\lambda} > 4.5 & \quad \varphi = 332/\bar{\lambda}^2(51 - \bar{\lambda}). \end{aligned} \quad (6.3)$$

Подбор сечения стержня колонны производится с использованием приближенных зависимостей радиусов инерции от типа сечения:

$$\text{высота колонны } h_c = \frac{i_x}{\alpha_x};$$

$$\text{ширина колонны } b_c = \frac{i_y}{\alpha_y}.$$

Значения коэффициентов α_x и α_y для некоторых типов сечений приведены в табл. 6.1.

Таблица 6.1.

Значения коэффициентов α_x и α_y

Сечение			
α_x	0,38	0,41	0,33
α_y	0,44	0,52	0,60

Сквозные колонны могут быть скомпонованы из ветвей различного профиля. Наибольшее распространение получили сквозные колонны с ветвями из швеллеров или двутавров. Более просты в изготовлении колонны с решеткой в виде соединительных планок.

Расчет стержня сквозной колонны на продольный изгиб осуществляется относительно материальной оси (ось $x-x$) и относительно свободной оси (ось $y-y$).

При выполнении курсовой работы решается следующая задача: задана нагрузка или определено статическим расчетом усилие в стержне, известны длина и способы закрепления концов, требуется подобрать поперечное сечение. Для ее решения рекомендуется такая последовательность:

- Выберите форму поперечного сечения элемента, удобную для ее конструктивного оформления и сопряжения с другими элементами. Не забудьте при этом про условие равноустойчивости: при разных расчетных длинах в главных плоскостях сечение должно быть развито в плоскости большей расчетной длины, при одинаковых расчетных длинах оно должно иметь одинаковые радиусы инерции.

- Задайтесь гибкостью стержня в пределах 70 – 90, если нет каких-либо других условий, и определите по приложению СНиП (табл.72 [2]) или по формулам 6.3 коэффициент φ . Вычислите требуемую в первом приближении площадь поперечного сечения по формуле 6.2 и назначьте его размеры.

- Найдите с помощью приложения СНиП радиусы инерции, вычислите гибкости в двух плоскостях, определите по большему значению гибкости коэффициент φ в новом приближении. Проверьте устойчивость стержня по формуле 6.2, если она не обеспечена, внесите коррективы в размеры поперечного сечения и повторите действия данного пункта применительно к новому сечению.

- Вследствие высокой прочности стали элементы металлических конструкций при небольших усилиях имеют чрезвычайно малые размеры поперечных сечений, что может привести к вибрациям конструкций, погнутиям при перевозке и монтаже. Для того чтобы это не происходило, гибкость стержневых элементов ограничивают предельными значениями:

- По предельной гибкости подбирают сечения слабонагруженных и вспомогательных элементов, работающих практически без усилий.

• Пользуясь сортаментом, подбирают профиль, минимальный радиус инерции которого соответствует найденному при наименьшей площади поперечного сечения.

ПРИМЕР

Материал колонны – сталь обычной прочности С345-3 ГОСТ 27772-88 (табл. 51). Расчетное сопротивление (в фасонном прокате R_y принимают по толщине поясов):

для проката толщиной до 10 мм $R_y = 335$ МПа,

для проката толщиной от 10 до 20 мм $R_y = 315$ МПа.

Для сооружений I уровня ответственности (прил.7* [2]) коэффициент надежности по ответственности равен $\gamma_n = 1,0$.

Коэффициент условий работы при расчете на прочность $\gamma_c = 1,0$ (табл. 6 [2]).

6.1. Определение расчетной длины колонны

Рассчитывается средняя колонна, на которую передается нагрузка от опорных реакций двух главных балок $F = 2Q_{\max} = 2 \cdot 259,4 = 518,8$ кН. Геометрическую длину колонны находим с учетом глубины заделки $h_b = 0,600$ м.

$$l_c = H - (t_{sh} + h_{fb} + h_{mb}) + h_b = 600 - (0,6 + 20 + 724) + 60 = 567 \text{ см},$$

где $H = 600$ см – отметка верха площадки;

$t_{sh} = 0,6$ см – толщина настила;

$h_{fb} = 20$ см – высота второстепенной балки;

$h_{mb} = 724$ см – высота главной балки.

Для дальнейших расчетов принимаем $l_c = 567$ см.

Принимаем шарнирное закрепление колонны к фундаменту и шарнирное сопряжение колонны с балкой. Для обеспечения пространственной неизменяемости каркаса моста между колоннами вводят вертикальные связи и подкосы к балкам в перпендикулярном направлении (рис.3.4). При такой расчетной схеме коэффициент расчетной длины:

$$\mu = \mu_x = \mu_y = 1.$$

Тогда получим:

$$L_{ef} = \mu \cdot l_c = l_{ef,x} = l_{ef,y} = 1,0 \cdot 567 = 567 \text{ см.}$$

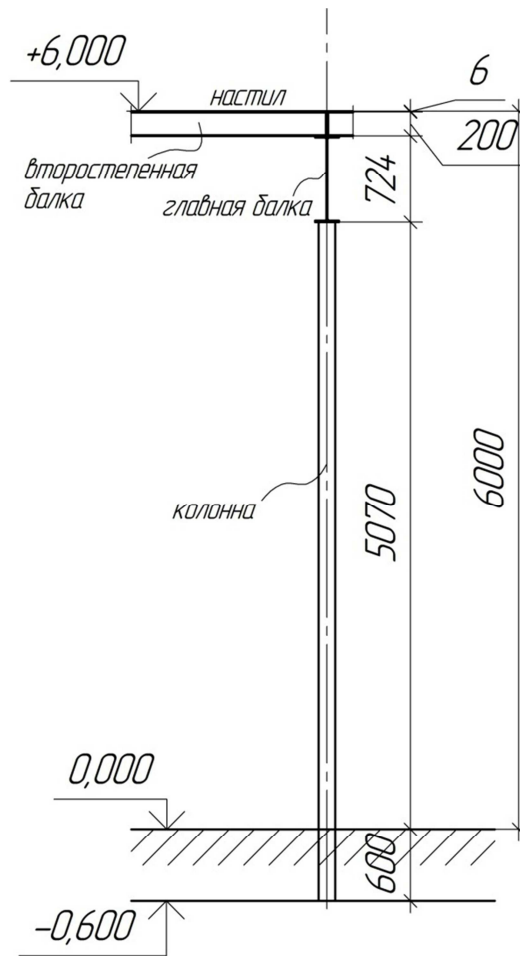


Рис. 6.1. Определение длины колонны

6.2. Подбор сечения стержня колонны

Колонну сквозного сечения проектируем из двух прокатных профилей, соединенных планками.

Задаемся в первом приближении значением гибкости $\lambda = 60$, которой соответствует $\varphi = 0,760$ (табл. 72 при $R_y = 33,5 \text{ кН/см}^2$).

Находим требуемую площадь сечения по формуле:

$$A_{c,тр} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{518,8}{0,760 \cdot 33,5 \cdot 1,0} = 20,38 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции:

$$i_{x,mp} = i_{y,mp} = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{567}{60} = 9,45 \text{ см.}$$

По сортаменту принимаем два двутавра №16 со следующими геометрическими характеристиками:

$$A_1 = 20,2 \text{ см}^2, b_{fl} = 8,1 \text{ см}, I_{x1} = 873 \text{ см}^4, i_{x1} = 6,57 \text{ см}, I_y = 314 \text{ см}^4, i_{y1} = 1,7 \text{ см.}$$

Фактическая гибкость стержня колонны:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{567}{6,57} = 86,$$

$$\varphi_x = 0,54 \text{ (интерполяция по табл.72).}$$

Проверяем устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A_c} = \frac{518,8}{0,54 \cdot 2 \cdot 20,4} = 23,55 \text{ кН / см}^2 < R_y \gamma_c = 33,5 \cdot 1,0 = 33,5 \text{ кН / см}^2.$$

Предельная гибкость (табл. 19):

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,7 = 138,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{518,8}{0,54 \cdot 40,8 \cdot 33,5 \cdot 1,0} = 0,7.$$

Требование $\lambda_x = 86 < \lambda_u = 138$ выполняется.

Ширину сечения b определяем из условия равноустойчивости стержня, используя зависимости: $i_x = \alpha_x \cdot h$; $i_y = \alpha_y \cdot b$. Где $\alpha_x = 0,41$; $\alpha_y = 0,52$ для сечения из 2-х двутавров.

Используя $\lambda_x = \lambda_y$, получим:

$$b_{mp} = \frac{l_{ef,y} \cdot \alpha_x}{l_{ef,x} \cdot \alpha_y} h = \frac{567 \cdot 0,41}{567 \cdot 0,52} \cdot 16 = 12,6 \text{ см.}$$

Ширина колонны по осям двутавров должна обеспечивать зазор между полками не менее 100 мм для обеспечения антикоррозионной защиты внутренней поверхности колонны ($c = 10 \text{ см}$).

Минимальный размер ширины колонны требованиям:

$$b_{c,\min} = b_{f1} + c = 8,1 + 10 = 18,1 \text{ см.}$$

Принимаем ширину колонны 200 мм.

Определяем момент инерции сечения относительно свободной оси:

$$I_y = 2 \cdot \left[I_{y1} + A_1 \left(\frac{b_c}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[58,6 + 20,2 \left(\frac{20}{2} \right)^2 \right] = 4157,2 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_c}} = \sqrt{\frac{4157,2}{2 \cdot 20,2}} = 10,14 \text{ см.}$$

6.3. Назначение размеров соединительных планок

Размеры соединительных планок назначают по конструктивным соображениям:

- ширина планок $b_s \cong 0,6 \cdot b_c = 0,6 \cdot 20 = 12 \text{ см}$. Принимаем $b_s = 12 \text{ см}$;

- толщина планок:

$$t_s \geq ((b_c - b_{f1}) + 2 \cdot a) / 50 = ((20 - 8,1) + 2 \cdot 6) / 50 = 0,48 \text{ см},$$

где $b_c = 20 \text{ см}$ - ширина колонны;

$b_{f1} = 8,1 \text{ см}$ - ширина пояса двутавра;

$a = 6 \text{ см}$.

Принимаем $t_s = 0,6 \text{ см}$.

Задавшись гибкостью ветви $\lambda_1 = 35 < 40$, вычислим расстояние между планками $l_{ef,1} = \lambda_1 \cdot i_{y1} = 35 \cdot 1,7 = 59,5 \text{ см} \approx 60 \text{ см}$.

Расстояние между центрами планок

$$l_1 = l_{ef,1} + b_s = 60 + 12 = 72 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения планки:

$$I_s = \frac{t_s \cdot b_s^3}{12} = \frac{0,6 \cdot 12^3}{12} = 86,4 \text{ см}^4.$$

Для вычисления приведенной гибкости относительно оси у-у п.5.6 [2] определим:

$$\frac{I_s \cdot l_1}{I_{y1} \cdot b_1} = \frac{86,4 \cdot 72}{58,6 \cdot 20} = 5,3 > 5,$$

$b_1 = 20 \text{ см}$ - расстояние между осями ветвей.

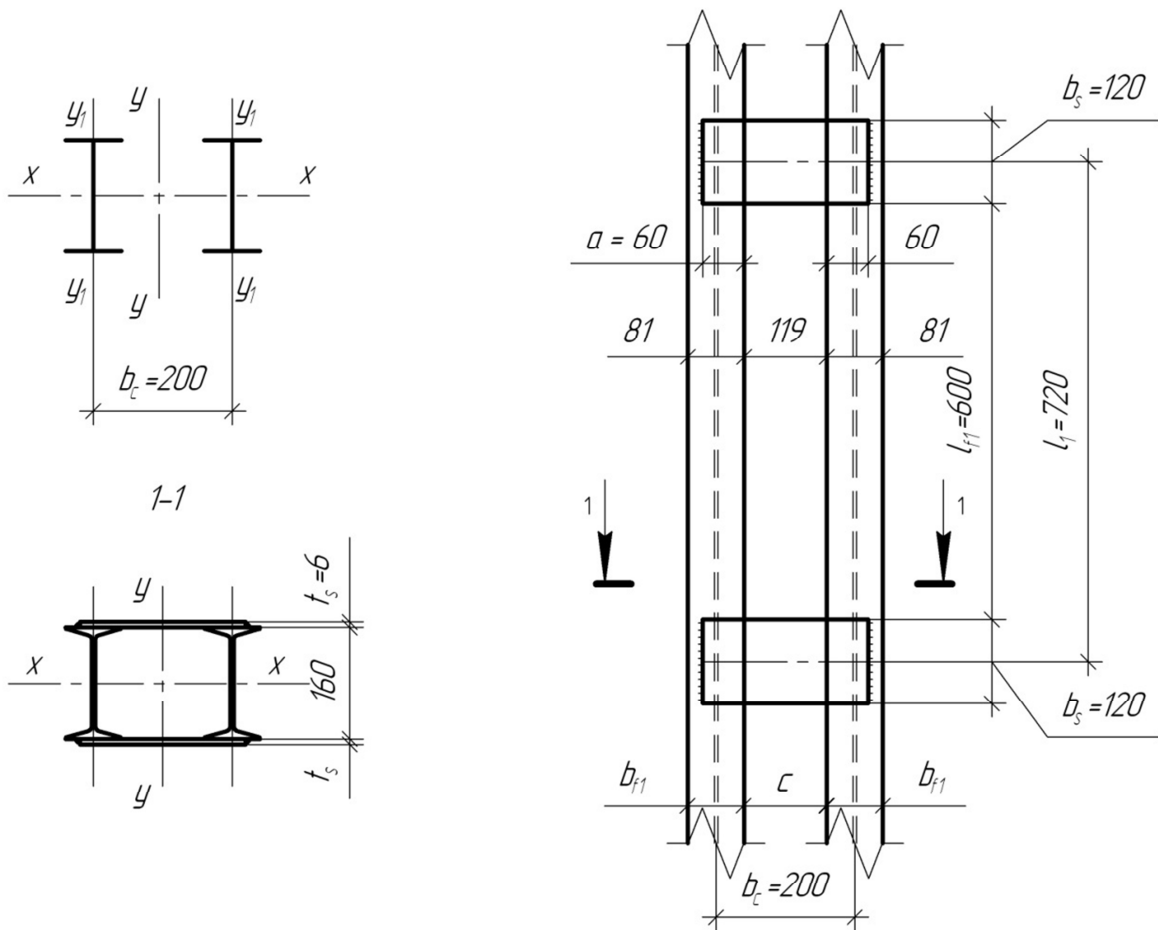


Рис. 6.2. Назначение размеров колонны и соединительных планок

По формуле 17 табл.7 [2] находим приведенную гибкость:

$$\lambda_{efy} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{56^2 + 35,3^2} = 66,$$

где $\lambda_1 = \frac{l_{ef,1}}{i_{y1}} = \frac{60}{1,7} = 35,3,$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} = \frac{567}{10,14} = 56.$$

Проверяем устойчивость при $\varphi_y = 0,709$ (интерполяция по табл.72):

$$\frac{N}{\varphi A_c} < R_y \gamma_c,$$

$$\frac{518,8}{0,709 \cdot 2 \cdot 20,2} = 18,1 \text{ кН} / \text{см}^2 < 33,5 \cdot 1,0 = 33,5 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Предельная гибкость:

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,54 = 147,6,$$

где $\alpha = \frac{N}{\varphi A_c R_y \gamma_c} = \frac{518,8}{0,709 \cdot 40,4 \cdot 33,5 \cdot 1,0} = 0,54.$

Требование $\lambda_x = 86 < \lambda_u = 147,6$ выполняется.

Сечение колонны удовлетворяет требованиям устойчивости и гибкости колонны и ветвей.

6.4. Расчет соединительных планок

В центрально-сжатом стержне идеально прямолинейном усилий в соединительных элементах от действия внешней нагрузки не возникает. При достижении продольной силы критического значения в стержне возникает изгибающий момент и поперечная сила. Поскольку поперечная сила возникает при условии появления продольного изгиба стержня, то в упругой стадии работы ее учитывают условно.

Определим условную поперечную силу в плоскости планок (п.5.8[2]):

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{20600}{33,5} \right) \frac{518,8}{0,709} = 9,5 \text{ кН}.$$

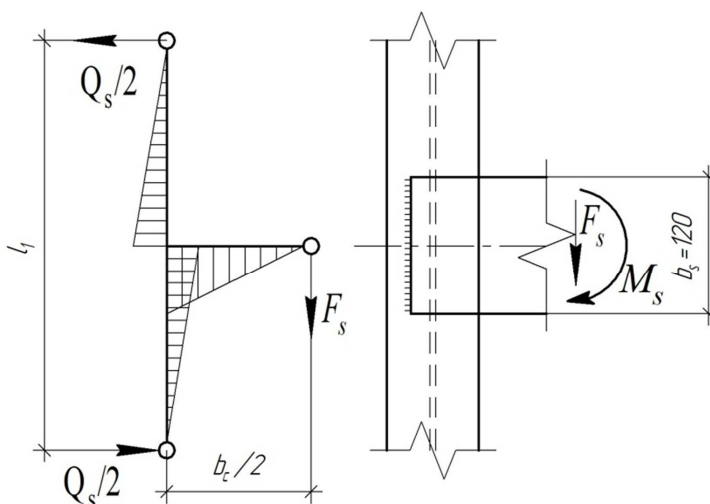


Рис. 6.3. К расчету соединительных планок

Соединительные планки колонн рассчитываем как элементы безраскосных ферм. Рассматриваем равновесие узла такой фермы (рис. 6.3).

Усилия в планках определяем по формулам 24 и 25[2]:

$$F_s = \frac{Q_{fic}}{2} \frac{l_1}{b_1} = \frac{9,5 \cdot 72}{2 \cdot 20} = 17,1 \text{ кН};$$

$$M_s = \frac{Q_{fic}}{2} \cdot \frac{l_1}{2} = \frac{9,5}{2} \cdot \frac{72}{2} = 171 \text{ кНсм}.$$

Принимаем высоту угловых швов для крепления планок к ветвям колонны 6 мм. Сварка полуавтоматическая сварочной проволокой $d = 2$ мм марки Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70. Расчетная длина шва $l_w = b_s - 1 \text{ см} = 12 - 1 = 11 \text{ см}$. Расчетное сопротивление наплавленного металла $R_{wf} = 240 \text{ МПа}$. Принимаем $\beta_f = 0,9$ (табл. 34 [2]).

Прочность шва определяем по формуле:

$$\begin{aligned} \tau_f &= \sqrt{\sigma_{wfM}^2 + \tau_{wf}^2} = \sqrt{\left(\frac{6M_s}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{F_s}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2} = \\ &= \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 171}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 11^2}\right)^2 + \left(\frac{17,1}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 11}\right)^2} = 15,8 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 24 \cdot 1 \cdot 1 / 0,95 = 25,3 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Прочность сварных швов, необходимых для крепления планок к ветвям, обеспечена.

6.5. Расчет базы центрально-сжатой колонны

Базу колонны проектируем с двумя траверсами из стального листа с шарнирным креплением к фундаменту. На колонну передается нагрузка от двух опорных реакций главных балок:

$$2Q_{\max} = 518,8 \text{ кН.}$$

Бетон фундамента класса В10 с расчетным сопротивлением $R_b = 0,612 \text{ кН/см}^2$.

Требуемая площадь опорной плиты в плане:

$$A_{p,mp} = \frac{N}{R_{b,loc}},$$

где $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию.

По ф.102 [10] расчетное сопротивление бетона смятию равно:

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,612 = 0,734 \text{ кН/см}^2,$$

где $\alpha = 1,0$ для бетонов класса ниже В25

и $\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_\phi}{A_p}}$ - принимается не более 1,5 для бетонов класса менее В7,5;

принимаем условно 1,2.

Требуемая площадь опорной плиты:

$$A_{p,mp} = \frac{N}{R_{b,loc}} = \frac{518,8}{0,734} = 706,4 \text{ см}^2.$$

Принимая толщину траверсы $t_{tr} = 10 \text{ мм}$, величину свеса $c = 60 \text{ мм}$, находим ширину плиты:

$$B_p = h_c + 2t_{tr} + 2c = 16 + 2 \cdot 1,0 + 2 \cdot 6,0 = 30 \text{ см.}$$

Требуемая длина плиты равна:

$$L_p = \frac{A_{p,mp}}{B_p} = \frac{706,4}{30} = 24 \text{ см.}$$

Принимаем размеры опорной плиты конструктивно из условия размещения анкерных болтов, при этом длина плиты не может быть меньше:

$$L_p \geq b_c + 2 \cdot b = 20 + 2 \cdot 10 = 40 \text{ см},$$

где $b \geq 10 \div 15 \text{ см}$ для размещения отверстий под анкерные болты.

Диаметр отверстия под болты должен быть больше диаметра болтов на 10 – 15 мм.

Назначаем диаметры отверстий $d = 40 \text{ мм}$ под болты $d = 24 \text{ мм}$.

Напряжение в фундаменте под плитой:

$$\sigma_p = \frac{N}{B_p L_p} = \frac{518,8}{30 \cdot 40} = 0,43 \text{ кН / см}^2 < R_b = 0,734 \text{ кН / см}^2.$$

На рассматриваемом участке плита опирается по трем сторонам – на две траверсы и стенку двутавра.

Отношение меньшей стороны участка к его большей стороне равно:

$$10/16 = 0,625 > 0,5.$$

Значит, максимальный момент будет в середине свободной стороны плиты.

Значение максимального момента равно:

$$M_{\max} = \beta \sigma_p h_c^2,$$

где β - коэффициент, зависящий от отношения закрепленной стороны к незакрепленной, b/h_c , принимаемый по таблице 6.2.

Таблица 6.2.

Значения коэффициента β

b/h_c	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132

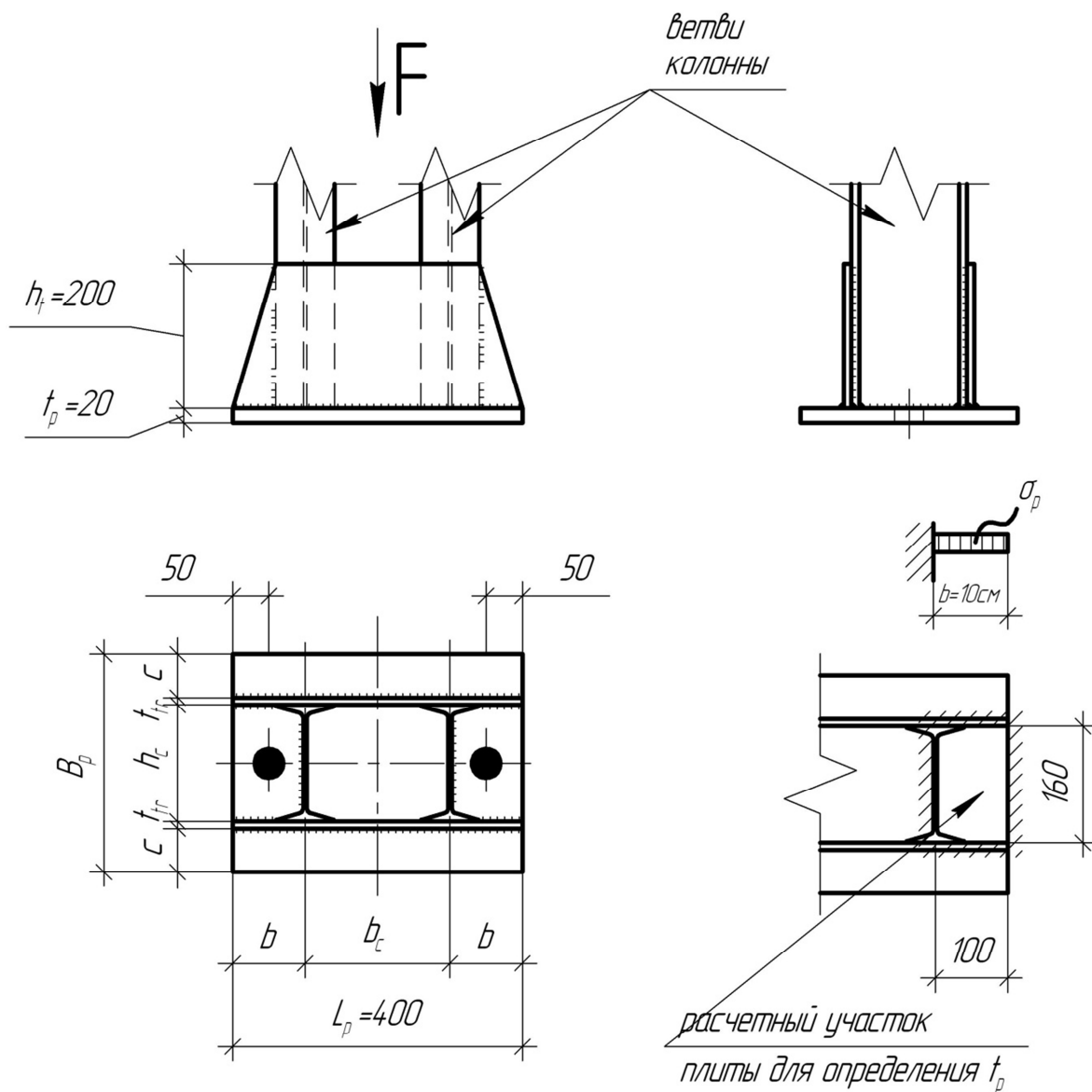


Рис. 6.4. База колонны с траверсами

При соотношении сторон $b/h_c < 0,5$ плита рассчитывается как консоль. Изгибающий момент при этом в наиболее напряженном участке плиты, отмеченном на рис.6.4 находится по формуле:

$$M_{\max} = \frac{\sigma_p b^2}{2}.$$

При $c = b$, при $b/h_c > 2$ плита рассчитывается как балка на двух опорах пролетом h_c .

Находим максимальный момент:

$$M_{\max} = \beta \sigma_p h_c^2 = 0,078 \cdot 0,43 \cdot 16^2 = 8,58 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина плиты:

$$t_{p, \text{тр}} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 8,58}{33,5 \cdot 1,0}} = 1,24 \text{ см}.$$

Принимаем толщину плиты 20 мм (по конструктивным требованиям для опорных плит).

Для листов толщиной более 20 мм для стали С345 $R_y = 31,5 \text{ кН/см}^2$, поэтому уточняем толщину плиты:

$$t_{p, \text{мп}} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 8,58}{31,5 \cdot 1,0}} = 1,28 \text{ см}.$$

Принимаем толщину плиты $t_p = 20 \text{ мм}$.

Высоту траверсы находим из условия сопротивления срезу сварных швов прикрепления траверсы к ветвям колонны.

Требуемую длину каждого из четырех сварных швов находим из условия полной передачи усилия ветвей на опорную плиту через сварные швы.

Принимаем полуавтоматическую сварку сварочной проволоки $d=2 \text{ мм}$ Св-08 Г2С по ГОСТ 2246-70, $R_{wf} = 240 \text{ МПа}$, $\beta_f = 0,9$, $\gamma_{wf} = 1$. Минимальная высота шва $k_f = 6 \text{ мм}$, максимальная высота шва $k_f = 12 \text{ мм}$ принимаем катет шва $k_f = 8 \text{ мм}$.

$$l_{w, \text{мп}} = \frac{N}{n_w \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{518,8}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 24 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 7,5 \text{ см} <$$

$$< 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ см}.$$

Требуемая высота траверсы:

$$h_{\text{тр, тр}} = l_{w, \text{тр}} + 1,0 = 7,5 + 1,0 = 8,5 \text{ см}.$$

Принимаем высоту траверсы конструктивно по условиям жесткости:

$$h_{tr} = 0,5 \times L_{пл} = 0,5 \times 400 = 200 \text{ мм} \geq h_{tr,тр} = 85 \text{ мм}$$

и толщину $t_{tr} = 10 \text{ мм}$.

Общая длина сварных швов:

$$\sum l_w = 2(L_p - 1) = 2 \cdot (40 - 1) = 78 \text{ см.}$$

Требуемая высота катета швов:

$$k_f = \frac{N}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{518,8}{0,9 \cdot 78 \cdot 24 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 0,31 \text{ см.}$$

Принимаем толщину угловых швов $k_f = k_{f \min} = 6 \text{ мм}$.

6.6. Расчет анкерных болтов

Принимаем конструктивно два анкерных болта диаметром 24 мм (их расположение указано на рис. 6.3).

7. УКАЗАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ

Графическая часть курсовой работы выполняется на листе формата А2 (размер листа 420x594 мм, рабочее поле 410x574 мм).

Лист выполняется в стадии КМ (конструкции металлические) и содержит (рис. 7.1.):

- схему расположения несущих элементов мостового перехода, продольный разрез, поперечный разрез, М1:200;

- узлы сопряжения второстепенной балки с главной балкой, главной балки с колонной, укрупнительный стык главной балки и колонны с фундаментом, М1:10;

- ведомость элементов;

- спецификация стали;

- текстовые указания.

<i>Схема расположения несущих элементов мостового перехода (рис. П1.1)</i>	<i>Поперечный разрез 2-2 (рис. П1.3)</i>	<i>Ведомость элементов (рис. П1.8)</i>
<i>Продольный разрез 1-1 (рис. П1.2)</i>	<i>Узел 1 (рис. П1.4)</i>	<i>спецификация стали (рис. П1.9)</i>
	<i>Узел 3 (рис. П1.6)</i>	
<i>Узел 2 (рис. П1.5)</i>	<i>Узел 4 (рис. П1.7)</i>	<i>технические условия</i>
		<i>основная надпись</i>

Рис. 7.1. Компоновка листа графической части курсовой работы

Библиографический список

1. СНиП 2.01.07.-85*. Нагрузки и воздействия : строит. нормы и правила : Минстрой России.- М.: ГП ЦПП, 1996. - 44 с.
2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Минстрой России.- М.: ГП ЦПП, 1996. - 96 с.
3. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы / Госстрой СССР, 1985.
4. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; под. ред. Ю.И. Кудишина. – 9-е изд., стер. – М. :Издательский центр «Академия», 2007. – 688 с.
5. Металлические конструкции: Общий курс: Учеб.для вузов / Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; Под ред. Г.С. Веденикова. - 7-е изд., перераб и доп. - М.: Стройиздат, 1998. - 760с. дополнительная
6. Колесов А.И., Поликарпов Б.С. Стальная рабочая площадка промздания. Компоновка, конструирование и расчет несущих элементов. Учебное пособие. - Н. Новгород: ННГАСУ, 1998 - 91 с.
7. Металлические конструкции. В 3 томах. Т. 1. Элементы стальных конструкций: Учеб. Пособие для строит. Вузов / В.В. Горев, Б.Ю.Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. - М.: Высш. шк., 1997. - 527 с.
8. Металлические конструкции. В 3 томах. Т.1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИ проектстальконструкция им. Н.П. Мельникова) - М.: изд-во АСВ, 1998. - 576 с.
9. Металлические конструкции. В 3 томах. Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИ проектстальконструкция им. Н.П. Мельникова) - М.: изд-во АСВ, 1998. - 512 с.
10. Металлические конструкции. Вопросы и ответы. Учебное пособие для вузов / В.В. Бирюлев, А.А. Кользеев, И.И. Крылов, Л.И. Стороженко. - М.: изд-во АСВ, 1994. - 336 с.
11. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой России.- М.: ГУП НИИЖБ, 2004/-24с/
12. СТП ННГАСУ 1-1-98 - 1-7-98. Стандарт студенческой проектной документации. - Н. Новгород: ННГАСУ, 1998.

Вопросы к защите курсовой работы

1. Что называется мостом?
2. Какие бывают транспортные сооружения?
3. Какие различаются мосты по статической схеме главных несущих элементов?
4. Как передается нагрузка с настила мостового перехода на фундамент?
5. Каким основным техническим документом следует руководствоваться при проектировании металлических конструкций мостового перехода?
6. Что определяет выбор стали?
7. Чем различаются группы конструкций?
8. Как влияет отсутствие сварных соединений в расчетных сечениях на выбор группы конструкций?
9. Для каких сталей температурный режим эксплуатации не учитывается?
10. Что означают цифры 1÷4 в графах табл. 50?
11. По каким параметрам в примечаниях к табл. 50 накладываются ограничения на применение сталей?
12. Каким требованиям по качеству наплавленного металла должны удовлетворять материалы для сварки?
13. Как и в зависимости от каких факторов выбирают материалы для сварки?
14. Как различаются болты для болтовых соединений?
15. Как и в зависимости от каких факторов выбирают болты для болтовых соединений?
16. Из каких основных этапов состоит полный расчет прокатных балок?
17. Что является целью статического расчета прокатных балок?

18. Из каких прокатных профилей конструируют второстепенные балки мостового перехода?
19. Каким требованиям должно удовлетворять сечение балки?
20. В чем сущность расчета балок на прочность при изгибе по упругой теории?
21. В чем сущность расчета балок на прочность при изгибе с учетом развития пластических деформаций?
22. В каких случаях расчет балок выполняется с учетом пластических деформаций?
23. В чем выражается потеря общей устойчивости балки?
24. Какие меры принимают для предотвращения потери общей устойчивости балками?
25. Как проверяют прокатные балки на общую устойчивость?
26. Чем отличается расчет сварной балки от расчета прокатной балки?
27. Из каких основных этапов состоит расчет сварной балки?
28. Какие нагрузки действуют на главную балку?
29. Какие усилия возникают в сечениях главной балки?
30. Из каких основных элементов состоит сечение сварной балки, и какими размерами оно характеризуется?
31. Каким требованиям должно удовлетворять сечение сварной балки?
32. Что понимают под местной устойчивостью элементов балки, и какие элементы при этом имеются в виду?
33. Что надо учитывать, назначая размеры сечения стенки?
34. Как назначают размеры поясных листов, и что при этом надо учитывать?
35. Как обеспечить местную устойчивость сжатого пояса балки?
36. Какие основные проверки выполняют для принятого сечения?
37. В чем выражается потеря местной устойчивости стенки балки?

38. Что является причиной потери местной устойчивости стенки?
39. Какой показатель характеризует способность стенки противостоять потере местной устойчивости, и от чего он зависит?
40. Как укрепляют стенку против потери местной устойчивости?
41. Какую часть стенки по длине рассматривают при проверке ее на местную устойчивость?
42. Что называют критическими напряжениями в стенке?
43. Какие меры можно предпринять для повышения местной устойчивости стенки?
44. Почему нужно укреплять стенку балки над опорами?
45. Как укрепляют стенки сварных балок над опорами?
46. Что понимают под условной опорной стойкой балки?
47. Зачем фрезеруют торцы опорных ребер балок?
48. Из каких основных элементов состоит колонна?
49. Что происходит при потере устойчивости стержнем колонны?
50. Что такое коэффициент продольного изгиба, и от чего он зависит?
51. Что такое условная гибкость стенки?
52. В чем особенность работы и расчета сквозных колонн?
53. Что такое материальная и свободная оси сечения сквозных колонн?
54. Что такое приведенная гибкость сквозной колонны?
55. Что такое расчетная длина стержня колонны, и от чего она зависит?
56. Из каких прокатных профилей конструируют сечение сквозной колонны?
57. Как проверяется устойчивость стержня колонны?
58. По каким соображениям назначают размеры соединительных планок?

59. По каким соображениям назначают расстояния между соединительными элементами?
60. Из каких соображений назначают ширину сечения сквозной колонны?
61. Каково назначение базы колонны?
62. Из каких элементов состоит база центрально-нагруженной колонны с траверсами?
63. Для чего служат опорная плита базы, и какими соображениями определяются ее размеры в плане?
64. Как определяют толщину опорной плиты?
65. Для чего служат траверсы, и какими соображениями определяются их размеры?
66. В какой последовательности передается нагрузка на фундамент?
67. Для чего служат основные сварные соединения в базе, и на какое усилие их рассчитывают?
68. Для чего служат анкерные болты в базах нагруженных колонн, как принимают их диаметры?
69. Какого диаметра делают отверстия в опорной плите для анкерных болтов?

Схема расположения несущих элементов
мостового перехода

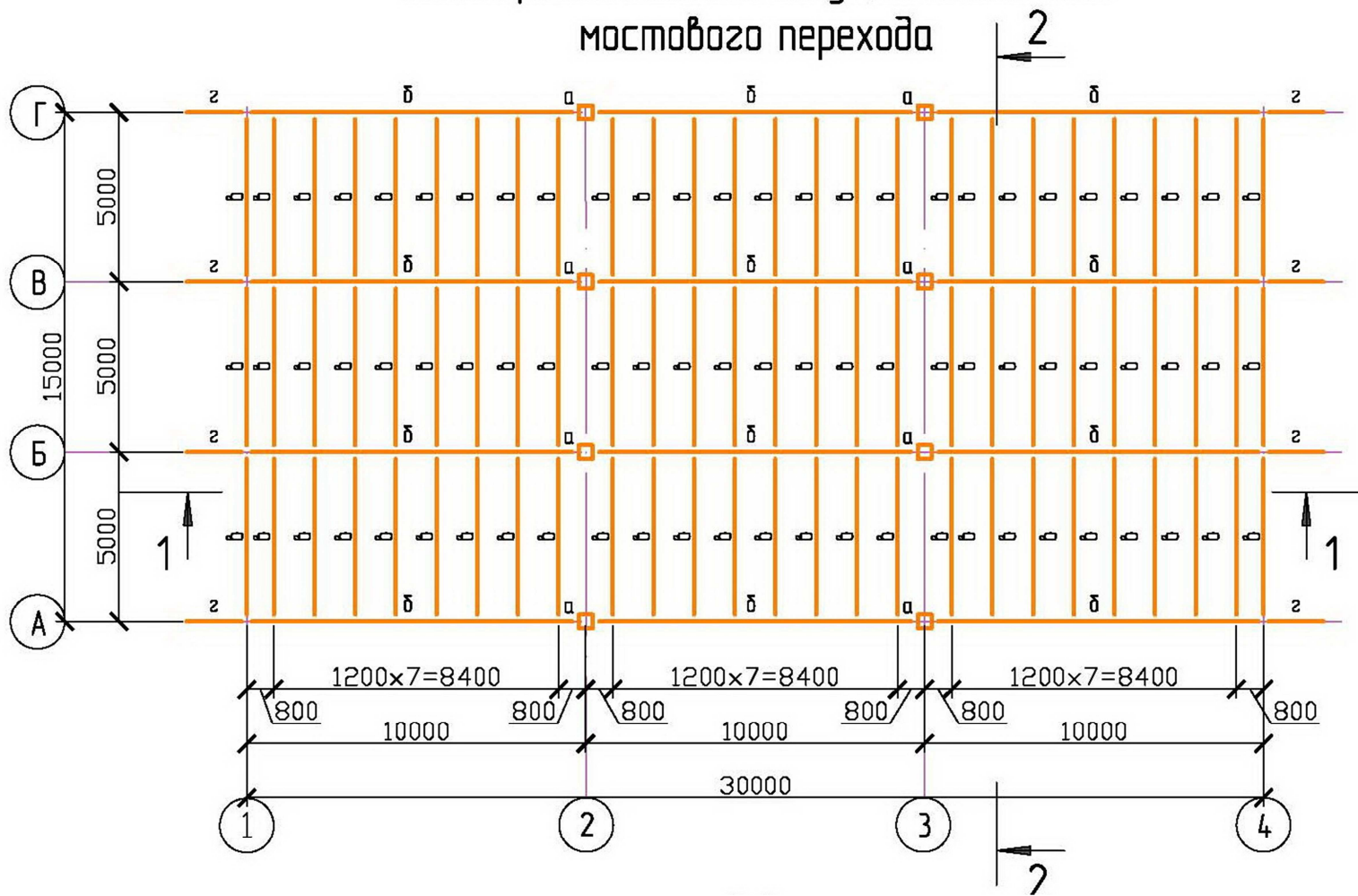


Рис. П1.1. Схема расположения несущих элементов мостового перехода

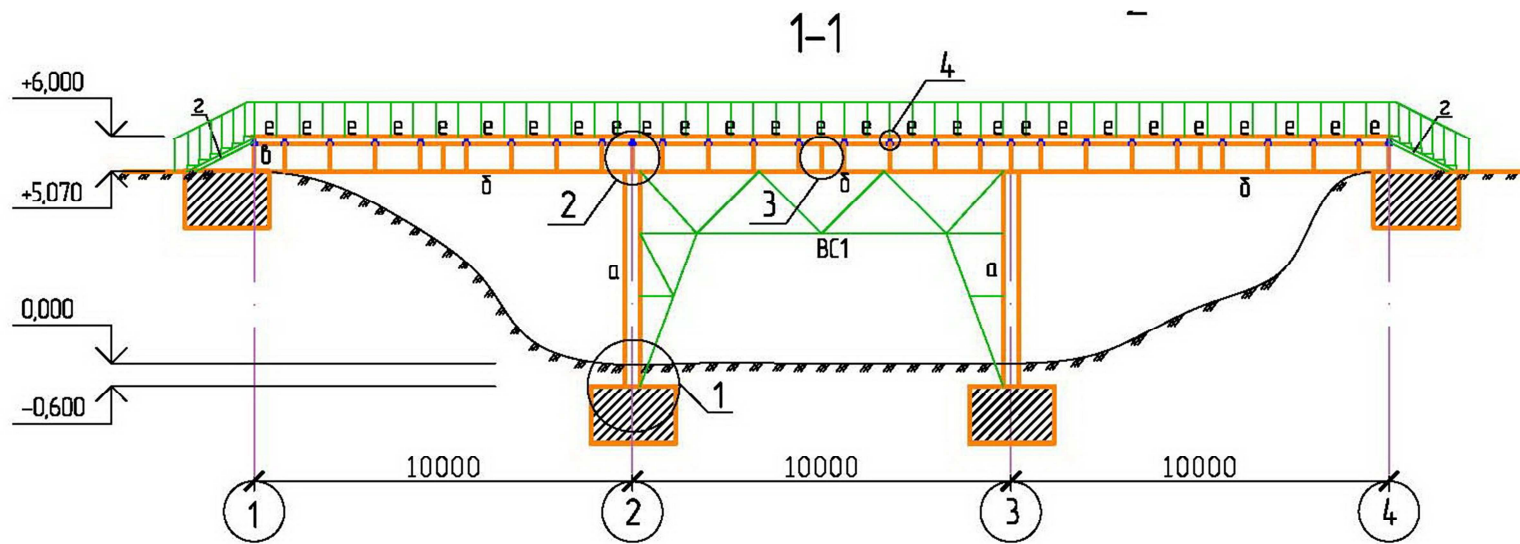


Рис. П1.2. Продольный разрез 1-1

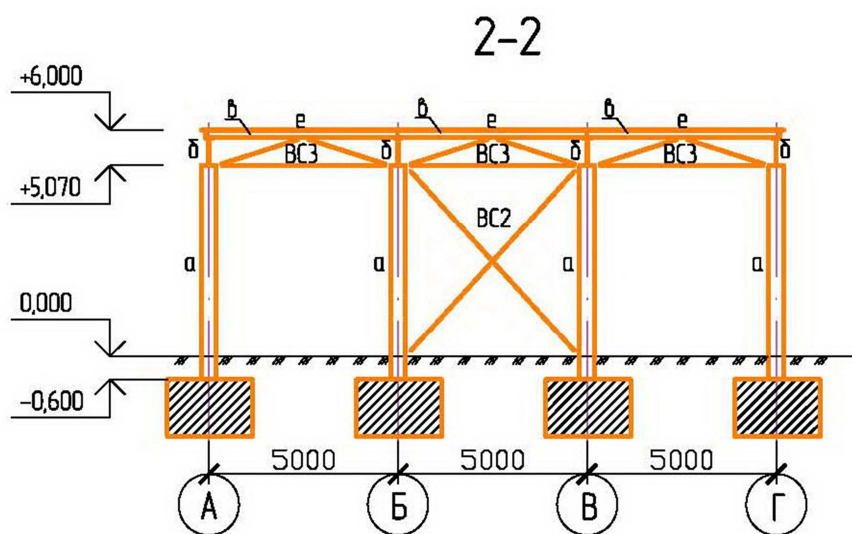


Рис. III.3. Поперечный разрез 2-2

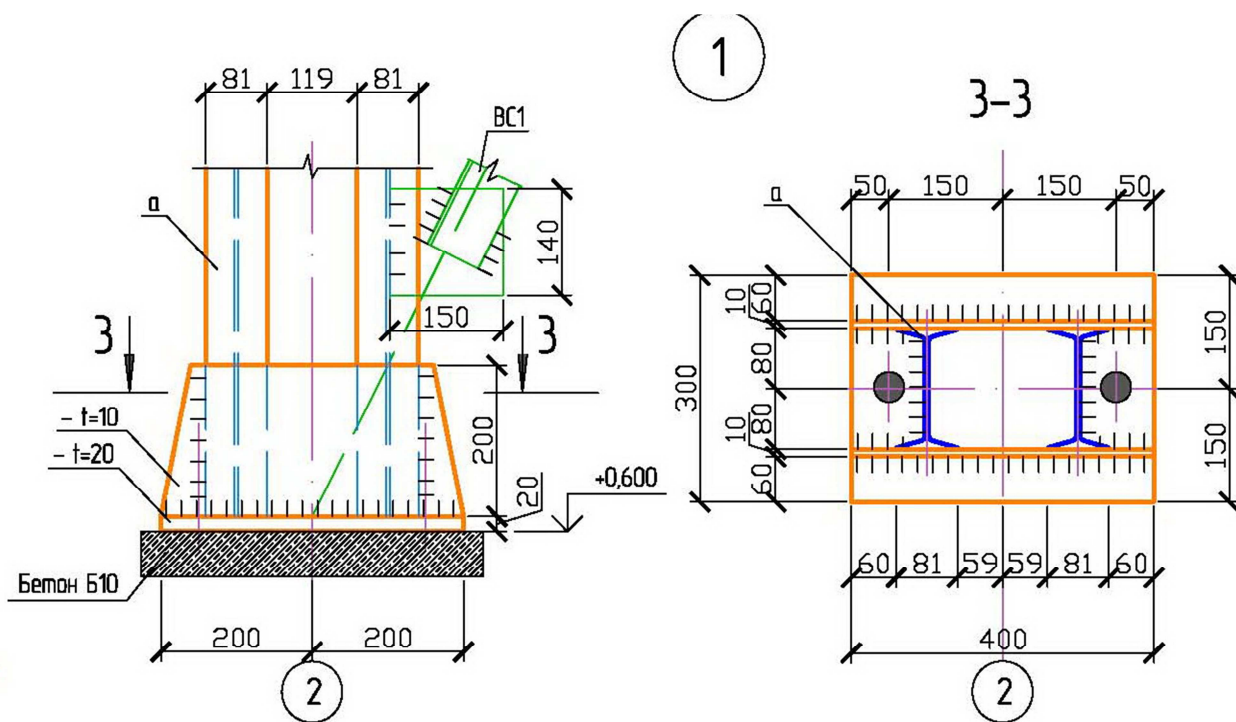


Рис. III.4. Узел 1

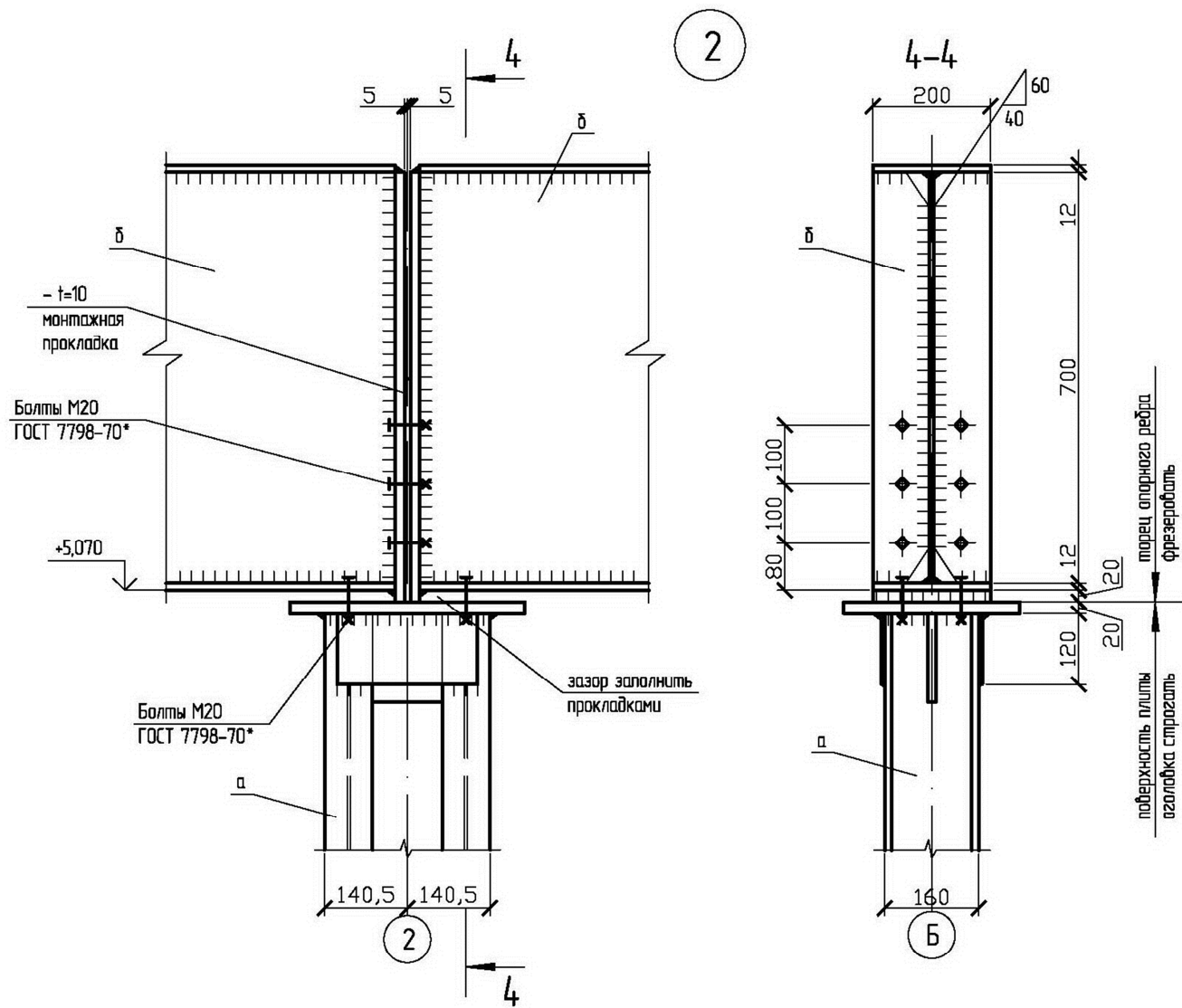


Рис. П1.5. Узел 2

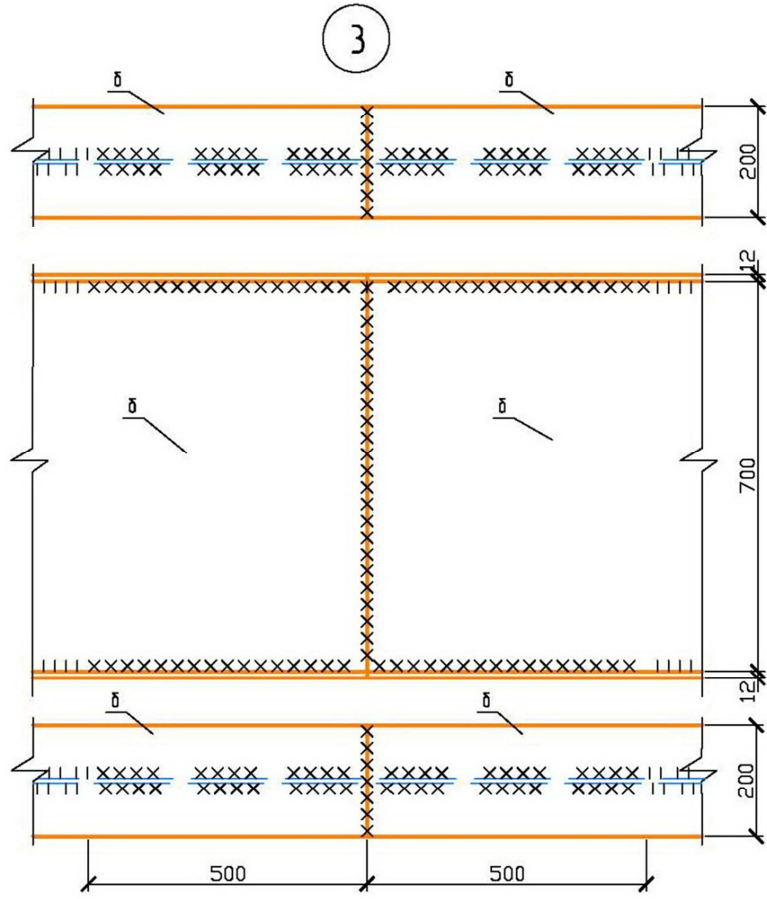


Рис. III.6. Узел 3

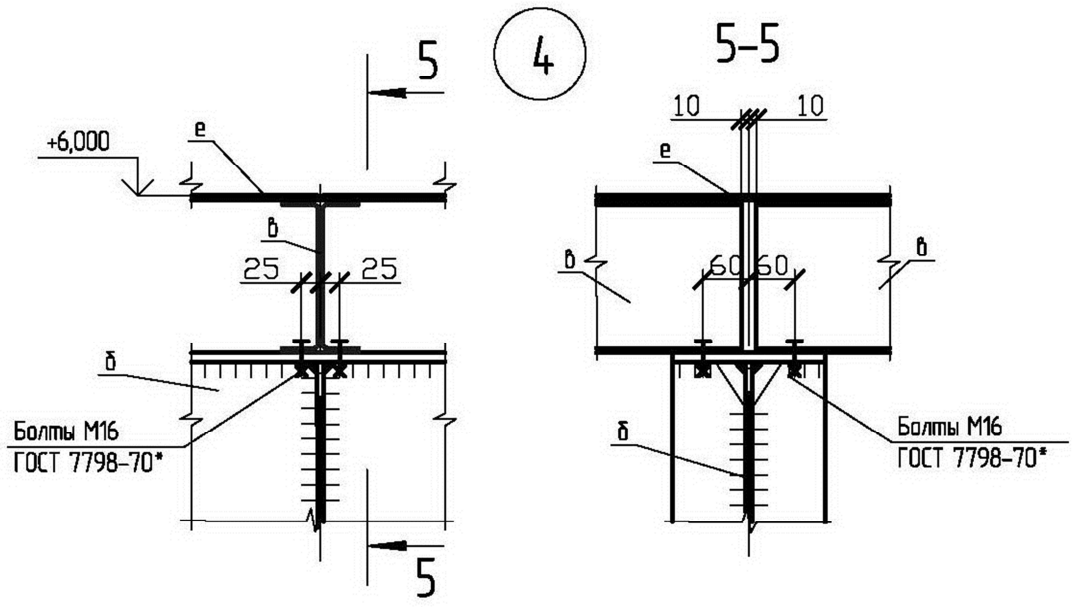


Рис. III.7. Узел 4

Ведомость элементов






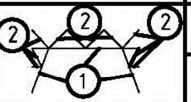


Марка	Сечение			Усилие для прикрепления			Марка или наименование металла	Примечание
	эскиз	поз	состав	A, кН	N, кН	M, кНм		
а		1	I 16		-518,8		С 345	
		2	— 6x120				С 345	
б		1	— 6x700	259		648	С 345	
		2	— 12x200				С 345	
в		1	I 20Б1	30,86		38,58	С 345	
з		1	I 14				С 345	
е		1	— t=6				С 345	
BC1		1	2 L 75x6				С 345	
		2	2 L 63x5				С 345	
BC2			2 L 63x5				С 345	
BC3			2 L 63x5				С 345	

Рис. П1.8. Ведомость элементов

Спецификация металлопроката

Вид профиля, ГОСТ, ТУ	Марка металла, ГОСТ	Обозначение профиля и размеры, мм	Кол-во, шт	Длина, м	Площадь, кв.м	Масса металла по элементам конструкции, т					Общая масса, т
						Колонны	Лобные балки	Всп. балки	Настил	Связи	
Двутавр с уклоном полка, ГОСТ 8239-89	С 345 ГОСТ 27772-88	I 14					0,22				0,22
		I 16					6,2				6,2
		Итого					6,42				6,42
Всего профиля						6,42				6,42	
Двутавр нормальный, ГОСТ 26020-83	С 345 ГОСТ 27772-88	I 20Б1			1,1						1,1
		Итого			1,1						1,1
Всего профиля					1,1					1,1	
Уголок равнополочный, ГОСТ 8509-93	С 345 ГОСТ 27772-88	└ 75x6							1,1		1,1
		└ 63x5							0,8		0,8
Всего профиля									1,9	1,9	
Универсальная сталь, ГОСТ 19903-74*	С 345 ГОСТ 27772-88	— t=6			7,6	41		21,2			69,8
		— t=10			0,1						0,1
		— t=12				45,3					45,3
		— t=16				0,5					0,5
		— t=20			0,2						0,2
Всего профиля				7,9	86,8		21,2			115,9	
Итого масса металла					9,0	86,8	6,42	21,2	1,9	125,32	

Рис. П1.9. Спецификация стали

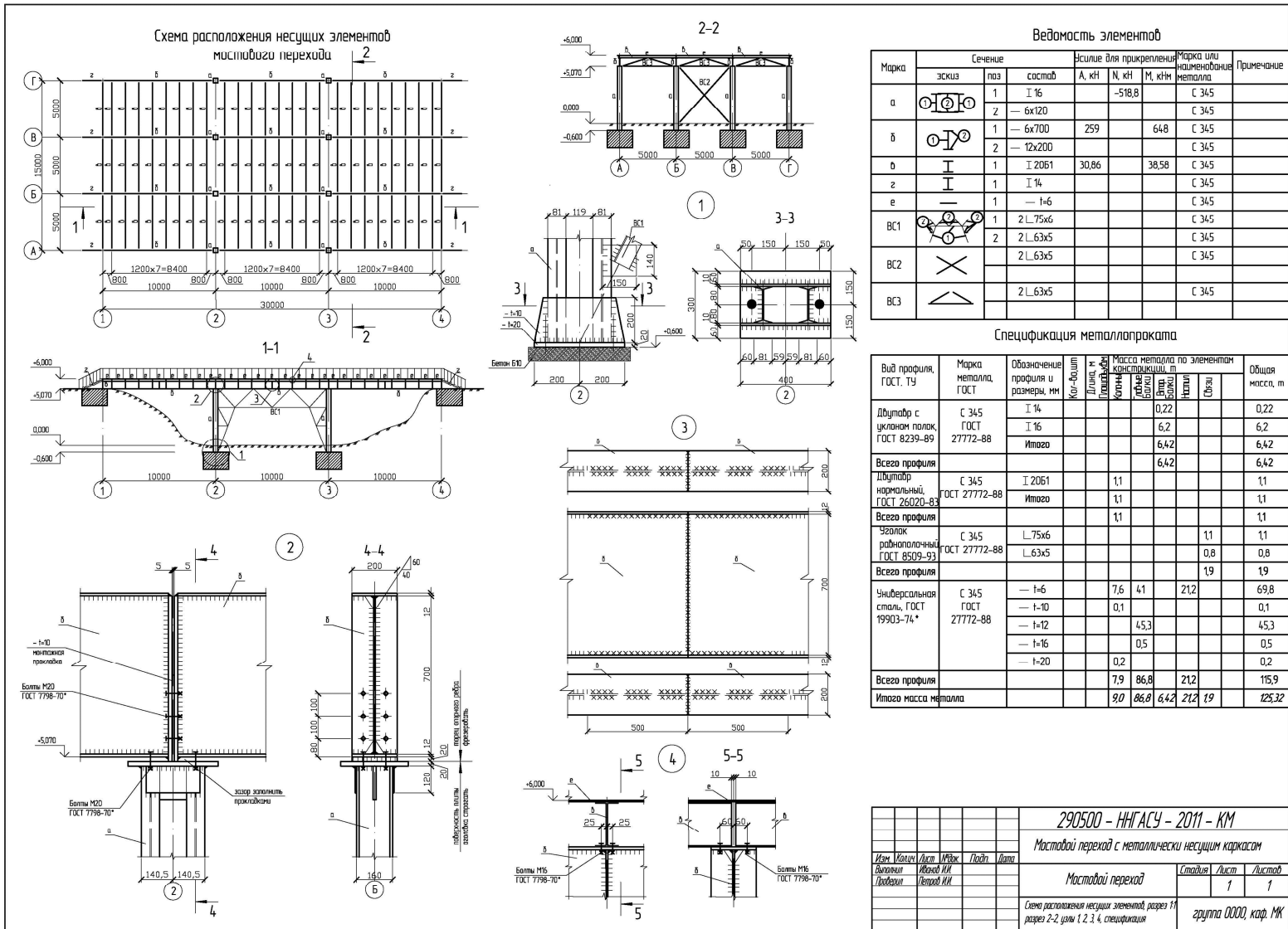


Рис. П1.10. Общий вид чертежа

Ямбаев Иван Анатольевич
Лапшин Андрей Александрович
Кочетова Елена Анатольевна

МОСТОВОЙ ПЕРЕХОД С МЕТАЛЛИЧЕСКИМ НЕСУЩИМ КАРКАСОМ

Учебное пособие

Редактор

Н.П. Гришуткина

Подписано в печать _____ Формат 60х90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная.

Уч.-изд.л. Усл.печ.л. Тираж Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего
профессионального образования

«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

603950, Н.Новгород, Ильинская, 65.

Полиграфцентр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65