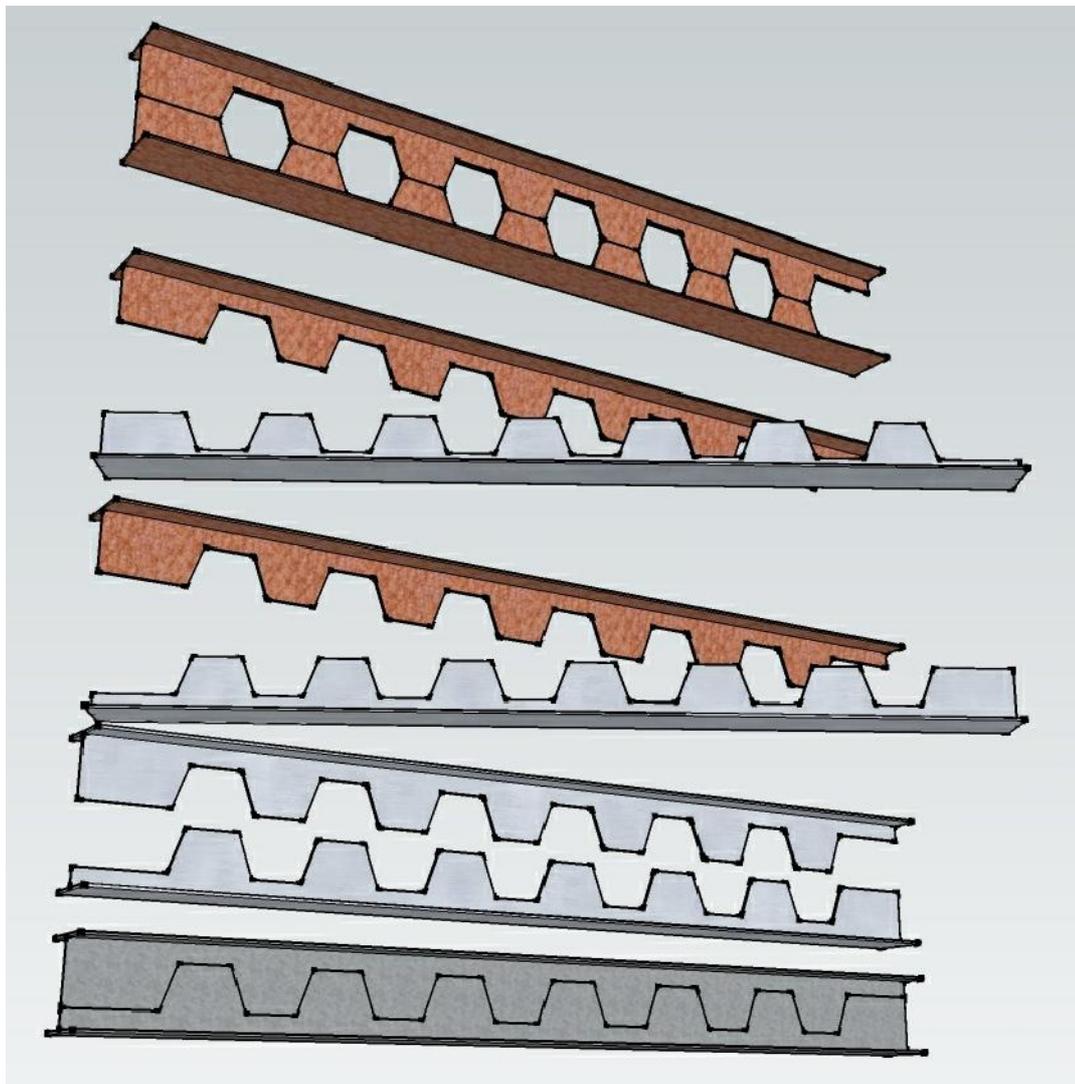


МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ
"Балка с перфорированной стенкой"

по курсу
"МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ. СПЕЦИАЛЬНЫЙ КУРС"
для студентов и бакалавров заочного обучения
направления "СТРОИТЕЛЬСТВО"



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Кафедра «Металлические конструкции
и испытания сооружений»

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БАЛКИ С ПЕРФОРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Методические указания для курсового проектирования студентов
заочной формы обучения и бакалавров направления 270800
«Строительство» профиль – «Промышленное и гражданское
строительство» по дисциплине «Металлические конструкции.
Специальный курс»

Казань

2012 год

УДК 624.014(075.8)

ББК 38.54

Д 88

Д 88 Методические указания по выполнению курсовой работы по курсу «Металлические конструкции. Специальный курс» для студентов заочной формы обучения и бакалавров направления 270800 «Строительство» профиль – «Промышленное и гражданское строительство» / Сост., М.А.Дымолазов, О.И.Ефимов, Казань: КГАСУ, 2012. - 22 с. Иллюстрации 1 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Изложены вопросы изготовления и проектирования балок с перфорированной стенкой. Рассмотрены моностальные и бистальные балки с моносимметричными и бисимметричными сечениями. Указания предназначены для выполнения курсового проектирования студентами заочной формы обучения и бакалавров направления 270800 «Строительство» профиль – «Промышленное и гражданское строительство» по дисциплине «Металлические конструкции. Специальный курс». Кроме этого, указания могут быть использованы студентами при дипломном проектировании.

Рецензент:

Доктор технических наук, профессор

И.Л.Кузнецов

УДК 624.014(075.8)

ББК 38.54

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2011

© Дымолазов М.А.,
Ефимов О.И., 2012

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	4
2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О КОМПОНОВКЕ СКВОЗНЫХ ДВУТАВРОВ	5
3. КОМПОНОВКА МОНОСТАЛЬНОЙ БАЛКИ С ПЕРФОРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ.....	7
4. КОМПОНОВКА БИСТАЛЬНОЙ БАЛКИ С ПЕРФОРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ.....	9
5. ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОДОБРАННОГО СКВОЗНОГО ДВУТАВРА	11
6. ПРИМЕР РАСЧЁТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СКВОЗНОГО ДВУТАВРА	15
7. ЛИТЕРАТУРА	20
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	21

ВВЕДЕНИЕ

Одним из путей повышения эффективности балочных конструкций является применение в качестве балок сквозных двутавров или двутавров с перфорированной стенкой. Они образуются роспуском горячекатаного исходного двутавра путём разрезки его стенки по ломанной линии с последующей сваркой встык частей двутавра по выступающим гребням разрезанной стенки.

Высота сквозного двутавра обычно в $1,3\div 1,5$ раза больше высоты исходного двутавра, в связи с чем, в $1,5\div 2$ раза увеличивается момент инерции его сечения и, следовательно, в $1,3\div 1,5$ раза увеличивается несущая способность сквозного двутавра в сравнении с исходным. Бистальные сквозные двутавры по сравнению с горячекатаными сплошными, выполненными из малоуглеродистой стали, при одинаковой несущей способности легче на $34\div 39\%$ и дешевле на $16\div 20\%$. Эти положительные качества в сочетании с компактностью, транспортабельностью и возможностью использования высокоавтоматизированного изготовления делают их конкурентоспособными даже в сравнении с решётчатыми конструкциями.

Область применения сквозных двутавров весьма обширна и не ограничивается их использованием в качестве балок перекрытий и покрытий. После незначительного усиления верхней части стенки в зоне отверстия, подобные двутавры могут использоваться и в качестве подкрановых балок под лёгкие мостовые краны грузоподъёмностью до $150\div 200\text{кН}$.

1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

В рамках курсового проектирования следует разработать стропильную, свободно опертую на колонны, балку покрытия с перфорированной стенкой. Исходные данные для проектирования выбираются по указаниям таблиц 1.1 и 1.2. По таблице 1.2 в соответствии двум последним цифрам номера зачётной книжки выбирается четырёхзначный шифр, затем из таблицы 1.1 по этому шифру устанавливаются индивидуальные исходные данные.

Общие данные для проектирования: климатический район строительства П₄; материал рёбер балки С245 по ГОСТ 27772; шаг стропильных балок - 6м; в местах крепления прогонов, устанавливаемых с шагом 3м, верхний пояс стропильной балки закреплён от смещения из её плоскости; применять ручную электродугую сварку по ГОСТ 5264.

Таблица 1.1

Исходные данные для проектирования

Порядковый номер цифры в шифре	Наименование исходного параметра	Цифра шифра		
		1	2	3
1	Пролёт (м)	12	15	18
2	Сталь по ГОСТ 27772	C255	C275	C345
3	Снеговой район	IV	V	VI
4	Нормативная нагрузка(кГ/м ²)*	200	250	300

* - Нормативная нагрузка принимается от собственного веса вышележащих конструкций, коэффициент надёжности по этой нагрузке $\gamma_f=1,1$.

Таблица 1.2

Выбор шифра для таблицы 1.1

		Последняя цифра номера зачётной книжки									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Предпоследняя цифра номера зачётной книжки	1	3111	3211	3333	3232	3131	3312	2222	2113	1312	1211
	2	3312	3222	3332	3231	3123	2322	2221	3211	1311	1133
	3	2232	2213	2223	3223	3122	2321	2213	2111	1233	1132
	4	1131	1232	3323	2131	3121	2313	2211	1333	3331	2112
	5	1221	2231	1112	3221	1112	2312	2133	1332	1231	1123
	6	3122	1331	3321	3213	3112	2311	2132	3233	1223	1122
	7	3211	3231	3313	3212	3111	2233	3322	1323	1222	2322
	8	2112	1332	2133	2323	2333	3332	2123	1322	3113	1113
	9	1312	1321	3311	2213	2332	2231	2122	3331	1213	1112
	0	2313	2221	3233	3132	2331	2223	2121	1313	1212	2312

2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О КОМПОНОВКЕ СКВОЗНЫХ ДВУТАВРОВ

При изготовлении сквозных двутавров необходимо стремиться к наиболее полному использованию исходных двутавров. С этой целью исходный двутавр разрезают по схеме рис. 2.1.а).

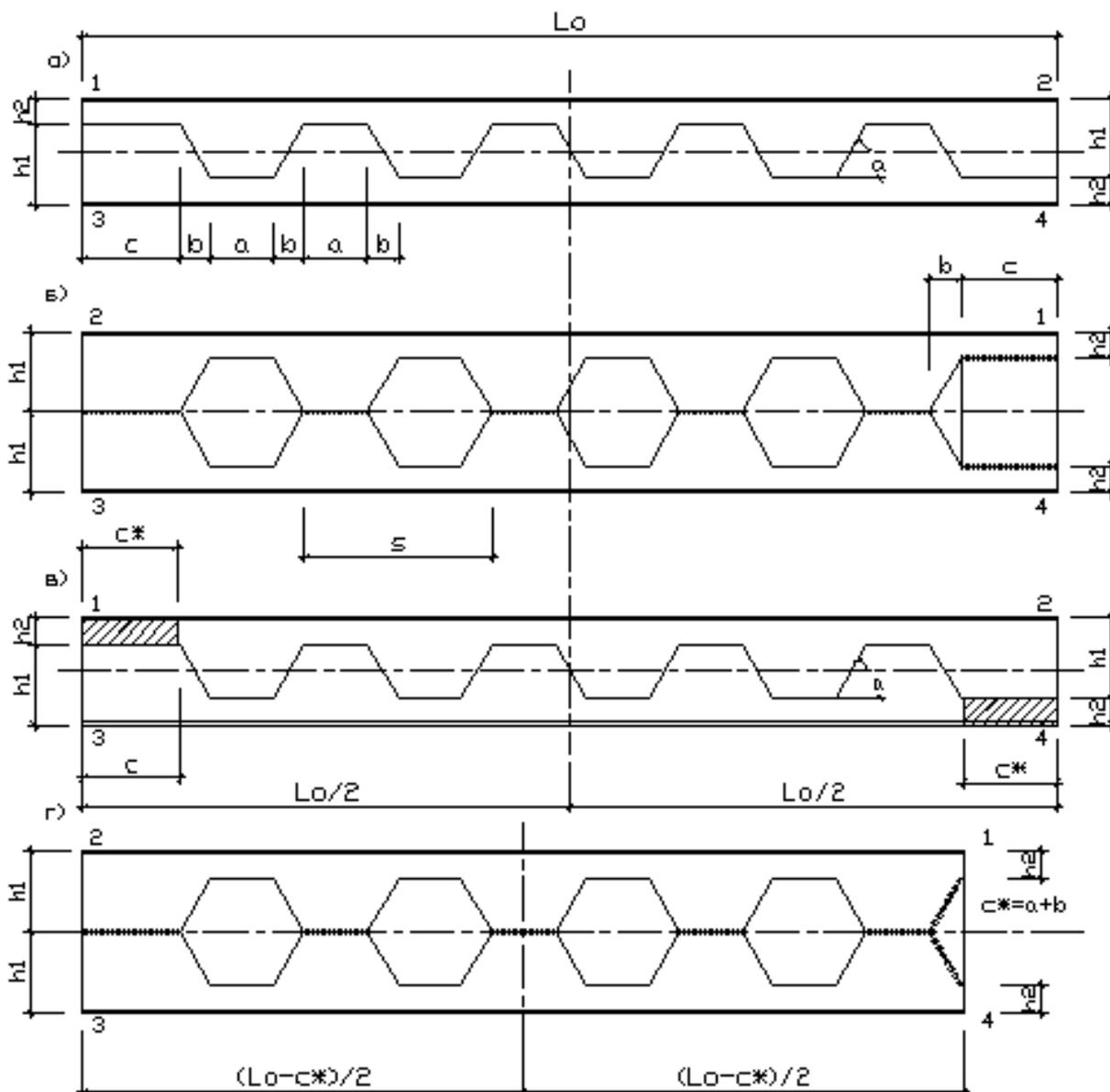


Рис 2.1. Асимметричный роспуск исходного двутавра высотой $h_{исх}$: а) роспуск исходного двутавра; б) получаемый сквозной двутавр; в) роспуск с отходами $c^*=a+b$; г) получаемый симметричный сквозной двутавр.

Рекомендуемые параметры роспуска при этом:

$$h_1 = (0,6 \div 0,75)h_{исх}; a \geq 90\text{мм}; c \geq 250\text{мм};$$

$$a = 40 \div 70^0; c \geq a + b; c \leq 2a + b.$$

Сквозная балка с асимметричным расположением отверстий получается поворотом верхней части на 180^0 относительно поперечной оси так, что точки 1 и 2 меняются местами. Данная компоновка характеризуется отсутствием отходов и используется при равномерно-распределённом действии эксплуатационной нагрузки.

Разрезка исходного двутавра по схеме рис. 2.1.в) предусматривает изготовление сквозного двутавра с симметричным расположением

отверстий. Отходы в данном случае неизбежны, но такая компоновка может быть использована для изготовления балок как под нагрузку от сосредоточенных, регулярно расположенных грузов, так и под равномерно-распределённую нагрузку.

При симметричном роспуске исходных двутавров (рис. 2.2.а) возможны два типа сквозных двутавров без отходов с симметричным расположением отверстий: составленные только из частей Б (рис. 2.2.б); составленные только из частей А (рис. 2.2.в).

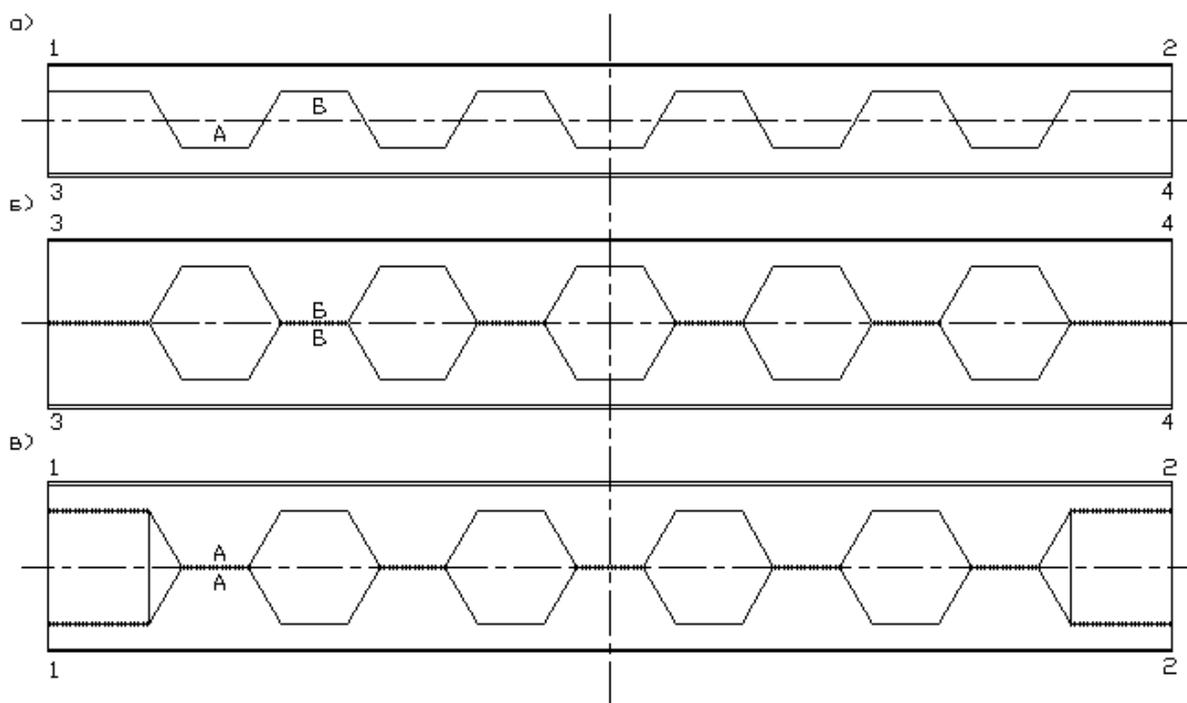


Рис. 2.2. Симметричный роспуск исходного двутавра: а) роспуск исходного двутавра; б) сквозная балка из частей Б; в) сквозная балка из частей А.

Для двутавров с перфорированной стенкой выбираются исходные двутавры по ГОСТ 26020 или по СТО АСЧМ 20-93 с индексами «Б» и «Ш» из стали с пределом текучести $R_{yn} \leq 440 \text{ МПа}$. Сквозные двутавры могут быть из стали одной марки - моносталые, или из двух разных - бистальные, причём бистальные балки, как правило, эффективней моносталых.

Более полное использование прочности материала будет в том случае, если в сжатой зоне элементы таврового сечения имеют большую чем в растянутой толщину (для обеспечения местной устойчивости). Такой эффект наблюдается в бистальных сквозных балках с верхним тавром из стали с $R_{yn} \leq 245 \text{ МПа}$ и с нижним тавром из стали с $R_{yn} \leq 365 \text{ МПа}$.

3. КОМПОНОВКА МОНОСТАЛЬНОЙ БАЛКИ С ПЕРФОРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Назначение сечения моносталой балки с перфорированной стенкой производится в следующем порядке:

1. определение погонных нормативной, пониженной нормативной и расчётной нагрузок на балку

$$\begin{aligned} q_n &= g_n (g_n + 0,7s)B, \\ q_{n,n} &= g_n (g_n + 0,7 \times 0,7s)B \\ q_p &= g_n (g_n g_f + s)B \end{aligned} \quad (3.1)$$

здесь: g_n - нормативная нагрузка от собственного веса вышележащих конструкций; s - расчётное значение снеговой нагрузки, принимаемое для заданного снегового района по указаниям п. 10.1 и таблицы 10.1 [1] в предположении, что коэффициенты c_e , c_t и μ равны 1; B - шаг стропильных балок; γ_n - коэффициент надёжности по ответственности (см. СНиП 2.01.07); γ_f - коэффициент надёжности по нагрузке [1];

2. выполнение статического расчёта стропильной балки и определение значений максимальных внутренних усилий в её сечениях

$$M_{\max} = \frac{q_p L^2}{8}, Q_{\max} = \frac{q_p L}{2}, \quad (3.2)$$

здесь L - пролёт балки;

3. определение расчётных значений внутренних усилий с приближённым учётом собственного веса проектируемой стропильной балки

$$M_p = 1,02M_{\max}, Q_p = 1,02Q_{\max}; \quad (3.3)$$

4. определение требуемого момента сопротивления крайних фибр сечения проектируемой стропильной балки

$$W_{x,mp} = \frac{M_p}{R_y g_c}, \quad (3.4)$$

здесь: R_y - расчётное сопротивление сжатию, растяжению и изгибу материала балки назначенное по пределу текучести (см. таблицу В.5 [2]); g_c - коэффициент условия работы балки (см. таблицу 1 [2]);

5. определение высоты оптимального по весу сквозного двутавра

$$h_{opt} = 1,4 \sqrt{\frac{W_{x,mp}}{t_w}}, \quad (3.5)$$

где t_w - толщина стенки сквозного двутавра, принимаемая ориентировочно в зависимости от пролёта по данным таблицы 3.1;

Таблица 3.1

Рекомендуемая толщина стенки для формулы (3.5)

L(м)	6	9	12	15	18	21
t(мм)	5	8	10	12	14	16

6. определение минимальной высоты сквозной балки (из условия обеспечения требований по предельной деформативности)

$$h_{\min} = \frac{5 R_y L}{24 0,95 E} \left[\frac{L}{f} \right] \frac{q_{н,н}}{q_p}, \quad (3.6)$$

здесь $[f/L]$ - предельный относительный прогиб для балок такого предназначения, принимается по указаниям таблицы Е1 [1];

7. определение требуемого момента сопротивления крайних фибр сечения исходного двутавра

$$W_{x,тр,исх} \approx 0,65 W_{x,тр}; \quad (3.7)$$

8. по полученным данным h_{opt} , h_{\min} и $W_{x,тр,исх}$ подбирается подходящий исходный двутавр в предположении роспуска зигзагом с отношением

$$\frac{h_1}{h_2} \approx \frac{0,75}{0,25} = 3$$

при этом:

- допускается незначительное отступление от h_{opt} как в большую, так и в меньшую стороны;
- не следует принимать исходный двутавр с моментом сопротивления крайних фибр сечения меньше или значительно больше $W_{x,тр,исх}$ и высотой сечения, при которой $2h_1$ (см.рис. 2.1) меньше h_{\min} .

При окончательной компоновке сквозного двутавра с назначением конкретных параметров отверстий в курсовом проекте следует предусматривать симметричное расположение отверстий в пролёте и располагать середину сплошных участков стенки в местах опирания на балку вышележащих конструкций (прогонов).

4. КОМПОНОВКА БИСТАЛЬНОЙ БАЛКИ С ПЕРФОРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Назначение сечения бистальной балки с перфорированной стенкой производится в аналогичном порядке:

1. определение погонных нормативной, пониженной нормативной и расчётной нагрузок на балку по формулам (3.1);
2. выполнение статического расчёта стропильной балки и определение значений максимальных внутренних усилий в её сечениях по формулам (3.2);
3. определение расчётных значений внутренних усилий с приближённым учётом собственного веса проектируемой стропильной балки по формулам (3.3);

4. определение требуемого момента сопротивления крайних фибр сечения проектируемой стропильной балки по формуле (3.4), при этом R_y – следует применять по материалу тавра растянутой части сечения;
5. определение высоты оптимального по весу сквозного двутавра по формуле (3.5);
6. определение минимальной высоты сквозной балки по формуле (3.6), при этом R_y – следует применять по материалу тавра растянутой части сечения;
7. определение требуемых моментов сопротивления крайних фибр сечений исходных двутавров: для изготовления тавра в сжатой зоне по формуле (3.7); для изготовления тавра в растянутой зоне

$$W_{x,тр,исх} \approx 0,55W_{x,тр}; \quad (4.1)$$

8. по полученным данным h_{opt} , h_{min} и $W_{x,тр,исх}$ подбираются подходящие исходные двутавры для изготовления тавров в обеих зонах в предположении роспуска каждого зигзагом с отношением

$$\frac{h_1}{h_2} \approx \frac{0,75}{0,25} = 3.$$

При использовании двутавров по ГОСТ 26020-83 следует руководствоваться данными таблицы 4.1

Таблица 4.1

Рекомендуемые профили исходных двутавров по ГОСТ 26020 при совместном использовании для изготовления бистальных сквозных двутавров

№№ п.п.	Исходный двутавр для пояса		Получаемая высота сквозного двутавра (мм)
	сжатого	растянутого	
1	23Б1	20Б1	322
2	30Б1	23Б1	394
3	35Б1	26Б1	453
4	35Б2	30Б1	484
5	40Б1	30Б1	516
6	45Б2	35Б1	595
7	45Б2	40Б1	629
8	50Б2	45Б1	704
9	55Б2	50Б1	779
10	60Б1	50Б1	814
11	60Б2	55Б1	855
12	70Б2	60Б1	967
13	80Б2	70Б1	1117
14	90Б2	80Б1	1268
15	100Б3	90Б1	1424

Возможны и другие сочетания исходных двутавров, но при их выборе надо стремиться к тому, чтобы

$$\frac{A_d}{A_a} \approx \frac{R_{y1}}{R_{y2}}, \quad (4.2)$$

где: A_d , A_a – площади поперечных сечений соответственно растянутого и сжатого тавров в зоне отверстия сквозного двутавра; R_{y1} и R_{y2} – расчётные сопротивления сжатию, растяжению, изгибу материалов соответственно сжатого и растянутого тавров (см. таблицу В.5 [2]).

5. ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПОДОБРАННОГО СКВОЗНОГО ДВУТАВРА

5.1 Расчётная модель балки с перфорированной стенкой

Сквозной двутавр по своей наиболее полной расчётной схеме является многократной статически неопределимой системой. Эта конструктивная форма является промежуточной между сплошностенчатой балкой и безраскосной фермой. Однако теоретические и экспериментальные исследования доказывают, что без особого ущерба для точности расчёта сквозной двутавр может быть уподоблен безраскосной ферме с применением приближённой методики её расчёта по способу Виренделя. При этом принимается, что в серединах сплошных участков стенки (простенков) и участков поясов в местах центра отверстий расположены точки с нулевыми моментами, т.е. можно представить, что в этих точках имеются условные шарниры, где в качестве сил взаимодействия действуют только поперечные и продольные силы (см. рис. 5.1).

5.2 Уровень нормальных напряжений в поясах сквозного двутавра в пределах отверстия

Уровень нормальных напряжений в поясах сквозного двутавра определяется в четырёх точках сечения (см. рис. 5.1.в). Так, например, в точке «1» нормальные напряжения сжатия определяются как сумма напряжений от действия сжимающей силы «N» и от действия изгибающего момента части поперечной силы Q_1 с плечом $a/2$. Таким образом, (см рис. 5.2),

$$s_1 = \left| \frac{M}{A_T h_0} \right| + \left| \frac{Q_1 a}{2W_{1\max}} \right| \leq R_{y1} g_c,$$

либо более точно

$$s_1 = \left| \frac{M h_1}{J_x} \right| + \left| \frac{Q_1 a}{2W_{1\max}} \right| \leq R_{y1} g_c. \quad (5.1)$$

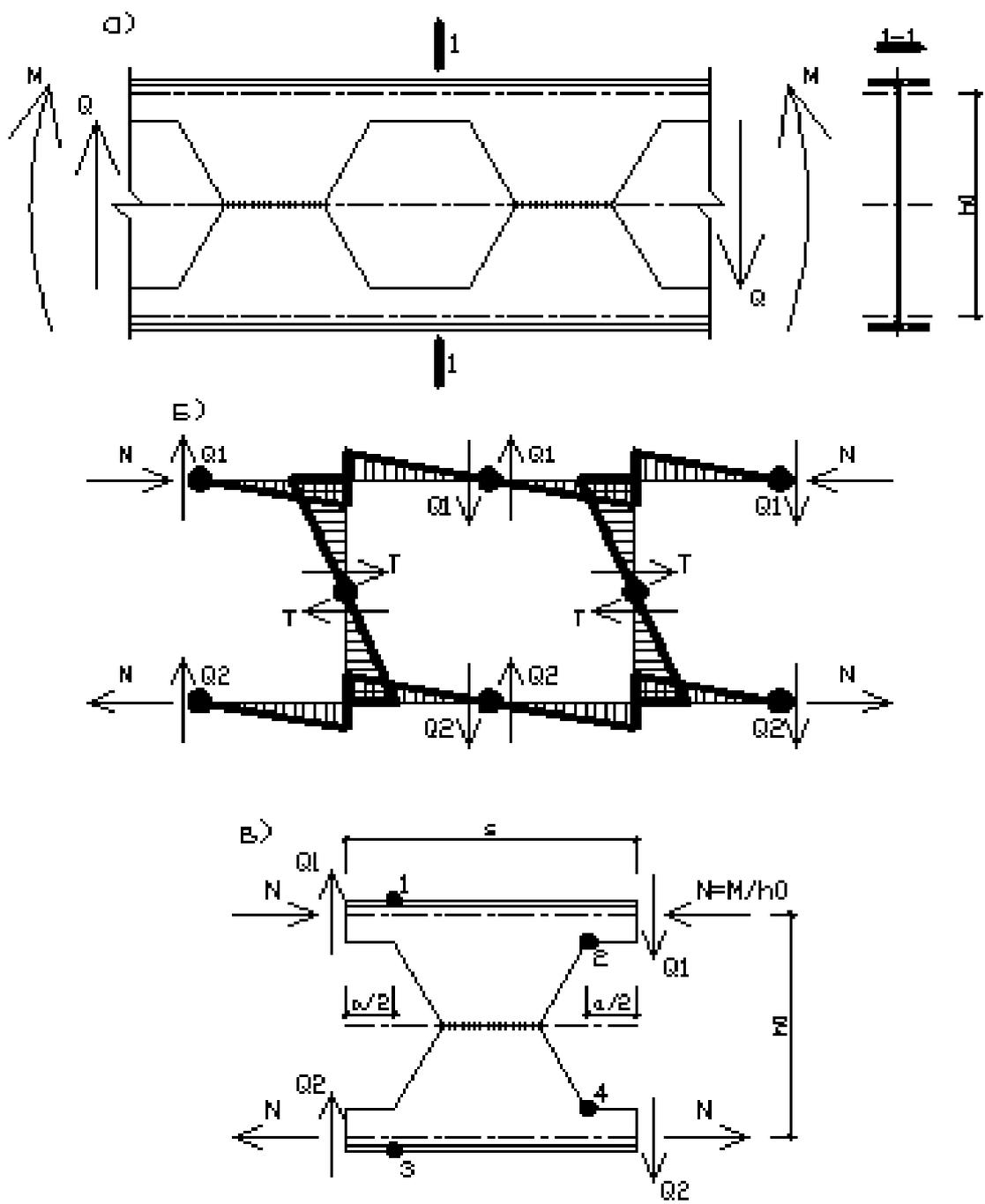


Рис. 5.1 Расчётная модель: а) участок сквозного двутавра; б) расчётная модель участка при расчёте по способу Виренделя; в) повторяющийся элемент сквозного двутавра.

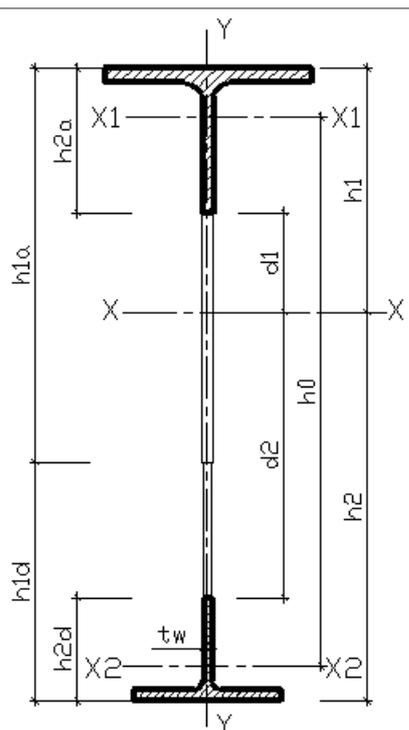


Рис. 5.2 Расчётное сечение сквозного двутавра.

В точке «3», аналогично, определяются растягивающие напряжения

$$s_3 = \left| \frac{Mh_2}{J_x} \right| + \left| \frac{Q_2 a}{2W_{2\max}} \right| \leq R_{y2} g_c. \quad (5.2)$$

В связи со стеснённой деформацией волокон в точках «2» и «4» допускается их работа за пределами упругости, т.е.

$$s_2 = \left| \frac{Md_1}{J_x} \right| + \left| \frac{Q_1 a}{2W_{1\min}} \right| \leq \frac{R_{u1} g_c}{g_u}, \quad (5.3)$$

$$s_4 = \left| \frac{Md_2}{J_x} \right| + \left| \frac{Q_2 a}{2W_{2\min}} \right| \leq \frac{R_{u2} g_c}{g_u}. \quad (5.4)$$

Обозначения в формулах (5.1), (5.2), (5.3) и (5.4): M - изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки;

$Q_1 = Q \frac{h_{2a}}{h_{2a} + h_{2d}}$ - часть поперечной силы Q , действующей в рассматриваемом сечении, воспринимаемая верхним тавровым сечением;

$Q_2 = Q \frac{h_{2d}}{h_{2a} + h_{2d}}$; часть поперечной силы Q , действующей в рассматриваемом сечении, воспринимаемая нижним тавровым сечением;

J_x - момент инерции сечения с отверстием сквозного двутавра относительно центральной оси $X-X$; $W_{1\max}$ - момент сопротивления крайних верхних фибр сечения верхнего тавра; $W_{2\max}$ - момент сопротивления крайних нижних фибр сечения нижнего тавра; $W_{1\min}$ - момент сопротивления крайних нижних фибр сечения верхнего тавра; $W_{2\min}$ - момент сопротивления крайних верхних фибр сечения нижнего тавра; R_{u1} и R_{u2} - расчётные сопротивления сжатию, растяжению, изгибу материалов соответственно верхнего и нижнего тавров, назначенные по временному сопротивлению (см. таблицу В.5 [2]); g_u - коэффициент надежности для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений R_u (см. п. 4.3.2 [2]).

Приблизительные расстояния от опоры до рассматриваемых сечений, в которых следует контролировать нормальные напряжения в точках «1», «3», «2» и «4», определяются следующими формулами

$$z_1 = \frac{L}{2} - \frac{h_{2a}}{(h_{2a} + h_{2d})} \frac{J_x a}{2h_1 W_{1\max}}, \quad (5.5)$$

$$z_3 = \frac{L}{2} - \frac{h_{2d}}{(h_{2a} + h_{2d})} \frac{J_x a}{2h_2 W_{2\max}}, \quad (5.6)$$

$$z_2 = \frac{L}{2} - \frac{h_{2a}}{(h_{2a} + h_{2d})} \frac{J_x a}{2d_1 W_{1\min}}, \quad (5.7)$$

$$z_4 = \frac{L}{2} - \frac{h_{2d}}{(h_{2a} + h_{2d})} \frac{J_x a}{2d_2 W_{2\min}}. \quad (5.8)$$

5.3 Сдвиг между частями сквозного двутавра

На сдвиг, как правило, достаточно проверить стыковой сварной шов, объединяющий сечения между первым и вторым от опоры отверстиями,

$$t_w = \frac{Qs}{t_w a h_0} \leq R_{ws} g_c, \quad (5.9)$$

где: Q – поперечная сила в сечении балки на расстоянии $(c+s-0,5a)$ от опоры, t_w – толщина стенки нижнего тавра, R_{ws} – расчётное сопротивление материала стыкового сварного шва сдвигу (см. таблицы 4, 2 и В.5 [2]).

5.4 Местная устойчивость стенки сквозного двутавра

Местная устойчивость стенки простенка считается обеспеченной, если соблюдается условие

$$\frac{h_{ef}}{t_w} < 2,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (5.10)$$

Здесь h_{ef} – расчётная высота стенки простенка. В противном случае простенок следует укреплять поперечными рёбрами жёсткости с выступающей частью не менее 90мм и не менее

$$b_h = \frac{h_{ef}}{30} + 25\text{мм} \quad (5.11)$$

Толщина ребра не менее

$$t_h = 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (5.12)$$

Местная устойчивость стенки верхнего сжатого тавра в зоне отверстия считается обеспеченной, если

$$\frac{h_{2a} - t_{fa} - r_a}{t_{wa}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 0,498 \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b_{fa}}{h_{2a} - t_{fa} - r_a}} \right) \quad (5.13)$$

Здесь: t_{fa} – толщина полки сжатого тавра; r_a – радиус закругления на стенке сжатого тавра; t_{wa} – толщина стенки сжатого тавра.

В опорных сечениях стенку балки при $h_{ef}/t_w > 40$ следует укреплять ребрами опорной диафрагмы либо торцевым опорным ребром. При этом опорный узел рассчитывается также как для обычных балок.

5.5 Общая устойчивость сквозного двутавра

Обеспечение общей устойчивости сквозного двутавра проверяется также как для обычных балок по указаниям п. 8.4.1 [2].

5.6 Деформативность сквозного двутавра

Если принятая высота сквозного двутавра по каким-то причинам меньше h_{min} , то проверка его деформативности (не появление второго предельного состояния) производится по формуле

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{n,n} L^4}{0,95 E J_x} \leq \left[\frac{f}{L} \right] L \quad (5.14)$$

6. ПРИМЕР РАСЧЁТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СКВОЗНОГО ДВУТАВРА

Исходные данные:

- пролёт стропильной балки - $L=18\text{м}$;
- материал стропильной балки – С255;
- снеговой район – VI;
- нормативная нагрузка от собственного веса вышележащих конструкций – $300\text{кГ}/\text{м}^2$;
- шаг стропильных балок – 6м ;
- шаг вышележащих конструкций – 3м ;
- объект – вспомогательное складское здание, $\gamma_n=0,9$.

Решение:

Определение погонных нормативной, пониженной нормативной и расчётной нагрузок на балку

$$q_n = 0,9(300 + 0,7 \times 400)6 = 3132\text{кГ} / \text{м},$$

$$q_{n,n} = 0,9(300 + 0,7 \times 0,7 \times 400)6 = 2678,4\text{кГ} / \text{м},$$

$$q_p = 0,9(300 \times 1,1 + 400)6 = 3942\text{кГ} / \text{м}.$$

Максимальные внутренние усилия

$$M_{\max} = \frac{3942 \times 18^2}{8} = 159651 \text{ кГм},$$

$$Q_{\max} = \frac{3942 \times 18}{2} = 35478 \text{ кГ}$$

Максимальные внутренние усилия с приближённым учётом собственного веса проектируемой балки

$$M_p = 1,02 \times 159651 = 162844 \text{ кГм},$$

$$Q_p = 1,02 \times 35478 = 36187,6 \text{ кГ}$$

Требуемый момент сопротивления крайних фибр сечения проектируемой стропильной балки

$$W_{x,mp} = \frac{16284400}{2450 \times 1} = 6646,7 \text{ см}^3$$

Высота оптимального по весу сквозного двутавра

$$h_{opt} = 1,4 \sqrt{\frac{6646,7}{1,4}} = 96,46 \text{ см}$$

Минимальная высота сквозного двутавра

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{2450 \times 1800}{0,95 \times 2,1 \times 10^6} \left[\frac{233}{1} \right] \frac{2678,4}{3942} = 72,9 \text{ см}$$

Требуемый момент сопротивления крайних фибр сечения исходного двутавра

$$W_{x,mp,исх} \approx 0,65 \times 6646,7 = 4320,4 \text{ см}^3$$

Подходящий исходный двутавр – 70Ш2 по СТО АСЧМ 20-93 с параметрами: $h_{исх}=698\text{мм}$; $b_f=300\text{мм}$; $t_f=23\text{мм}$; $t_w=15\text{мм}$; $r=30\text{мм}$; $A=242,53\text{см}^2$; $g=190,4\text{кГ/м}$; $J_x=198791\text{см}^4$; $W_x=5696\text{см}^3$; $S_x=3233,6\text{см}^3$.

Предусматривается асимметричный роспуск исходного двутавра с отходами.

Пусть $h_1=523\text{мм}$, $h_2=175\text{мм}$ и $\alpha=60^\circ$. При этом $a=2b$, $a=0,5h_{исх}/\sin 60^\circ=0,57735h_{исх}=403\text{мм}$. Т.е. шаг отверстий $s=2(a+b)=3a=1209\text{мм}$.

На участке 3м размещается $n_s=3/1,209=2,48$ шага отверстий. Требуется корректировка параметров роспуска для того, чтобы n_s было целым числом (обычно, если первоначально $n_s < 2,4$ (1,4; 3,4; 4,4 и т.д.), то принимается $n_s=2$ (1; 3; 4 и т.д.), если же первоначально $n_s \geq 2,4$ (1,4; 3,4; 4,4 и т.д.), то принимается $n_s=3$ (2; 4; 5 и т.д.).

Итак, для последующей корректировки параметров роспуска, принимается $n_s=3$. Теперь $2(a+b)=1000\text{мм}$. Если $\alpha=70^\circ$ $b=0,5h_{исх}/\text{tg} 70^\circ=127\text{мм}$, $a=373\text{мм}$, $c^*=500\text{мм}$. Монтажный зазор на опоре балки 8мм, ориентировочная толщина опорного ребра 16мм. Первая от опоры вышележащая балка расположена на расстоянии 1,5м от оси

опоры. В этой приопорной зоне возможно размещение только одного отверстия. Следовательно, $s=1500-8-16-1,5 \times 373-2 \times 127=662,5 \text{ мм} > 250 \text{ мм}$.

Для определения центра тяжести сечения тавра используются геометрические характеристики полного сечения исходного двутавра. Расстояние от его центральной оси до центра тяжести сечения тавра (см. рис.6.1)

$$y = \frac{S_x - 17,4 \times 1,5 \times 17,4 \times 0,5}{0,5A - 17,4 \times 1,5} = 31,6 \text{ см}$$

Момент инерции сечения тавра относительно его центральной оси X_1 также определяется с использованием геометрических характеристик полного сечения исходного двутавра.

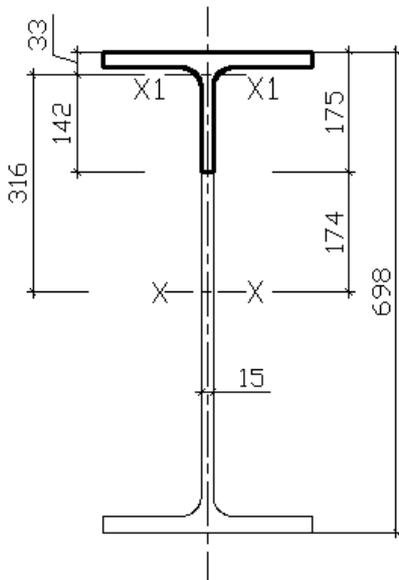


Рис. 6.1 К определению центра тяжести сечения тавра

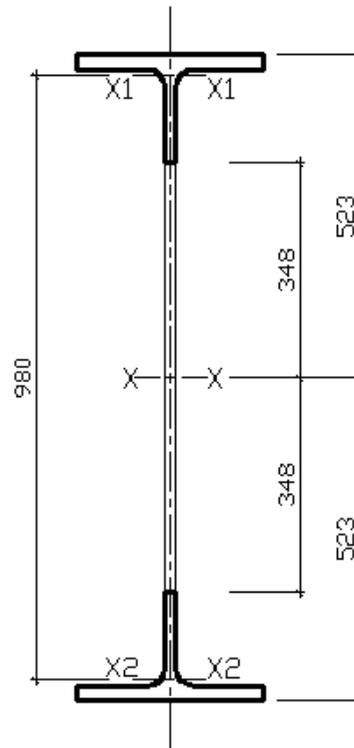


Рис 6.2 Сечение сквозного двутавра

$$J_{x1} = \frac{J_x}{2} - \frac{17,4^3 \times 1,5}{12} - 17,4 \times 1,5 \times \left(\frac{17,4}{2}\right)^2 - (0,5A - 17,4 \times 1,5) \times 31,6^2 = 1733,54 \text{ см}^4$$

Максимальный и минимальный моменты сопротивления крайних фибр сечения тавра

$$W_{\max} = 1733,54 / 3,3 = 525,3 \text{ см}^3, W_{\min} = 1733,54 / 14,2 = 122,1 \text{ см}^3$$

Площадь поперечного сечения тавра $0,5A - 17,4 \times 1,5 = 95,17 \text{ см}^2$.

Момент инерции сечения с отверстием полученного сквозного двутавра относительно его центральной оси (см. рис. 6.2)

$$J_x = 2(1733,54 + 95,17 \times 98^2 / 4) = 460473,42 \text{ см}^4$$

Приблизительное расстояние от опоры до сечения, где необходимо определять напряжения в точках «1» и «3»

$$z_{1,3} = \frac{1800}{2} - \frac{460473,42 \times 37,3}{4 \times 52,3 \times 525,3} = 743,7 \text{ см}$$

После уточнения $z_{1,3}=718,6$ см. Приблизительное расстояние от опоры до сечения, где необходимо определять напряжения в точках «2» и «4»

$$z_{2,4} = \frac{1800}{2} - \frac{460473,42 \times 37,3}{4 \times 34,8 \times 122,1} = -110,6 \text{ см}$$

Так как, формально, данное сечение находится за пределами балки, напряжения в точках «2» и «4» определяются для сечения, соседнего в сторону середины пролёта, отверстия, от того, которое выбрано для точек «1» и «3», т.е. $z_{2,4}=781,4$ см (см. лист 1).

Расчётные изгибающий момент и поперечная сила в сечении на расстоянии $z_{1,3}=718,6$ см от опоры с учётом собственного веса балки

$$M_{1,3} = \left(\frac{3942 \times 18 \times 7,186}{2} - \frac{3942 \times 7,186^2}{2} \right) 1,02 = 156228,6 \text{ кГм}$$

$$Q_{1,3} = \left(\frac{3942 \times 18}{2} - 3942 \times 7,186 \right) 1,02 = 7293,8 \text{ кГ}$$

Расчётные изгибающий момент и поперечная сила в сечении на расстоянии $z_{2,4}=781,4$ см от опоры с учётом собственного веса балки

$$M_{2,4} = \left(\frac{3942 \times 18 \times 7,814}{2} - \frac{3942 \times 7,814^2}{2} \right) 1,02 = 160016,1 \text{ кГм}$$

$$Q_{2,4} = \left(\frac{3942 \times 18}{2} - 3942 \times 7,814 \right) 1,02 = 4768,7 \text{ кГ}$$

Уровень нормальных напряжений в точках «1» и «3»

$$s_{1,3} = \left| \frac{15622860 \times 52,3}{460473,42} \right| + \left| \frac{7293,8 \times 37,3}{4 \times 525,3} \right| = 1774,42 + 129,48 = 1903,9 \text{ кГ} / \text{см}^2 \leq R_y g_c = 2350 \text{ кГ} / \text{см}^2$$

Уровень нормальных напряжений в точках «2» и «4»

$$s_{2,4} = \left| \frac{16001610 \times 34,8}{460473,42} \right| + \left| \frac{4768,7 \times 37,3}{4 \times 122,1} \right| = 1209,3 + 364,2 = 1573,5 \text{ кГ} / \text{см}^2 \leq \frac{R_u g_c}{g_u} = \frac{3670}{1,3} = 2823 \text{ кГ} / \text{см}^2$$

Поперечная сила в сечении середины первого простенка, т.е. на расстоянии 1,5 м от опоры

$$Q = \left(\frac{3942 \times 18}{2} - 3942 \times 1,5 \right) 1,02 = 30156,3 \text{ кГ}$$

Касательные напряжения в стыковом шве простенка между первым и вторым отверстиями

$$t_w = \frac{30156,3 \times 100}{1,5 \times 37,3 \times 98} = 549,99 \text{ кГ / см}^2 \leq R_{ws} g_c =$$

$$= 0,58 \times 2450 = 1421 \text{ кГ / см}^2$$

Расчётная высота стенки простенка $h_{ef} = 94 \text{ см}$. Так как,

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{94}{1,5} = 62,67 \leq 2,5 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2350}} = 74,7,$$

простенки, где нет опирания вышележащих конструкций, не надо укреплять поперечными рёбрами жёсткости. В опорной зоне стенка подлежит укреплению посредством опорного ребра.

Поскольку

$$\frac{17,5 - 2,3 - 3}{1,5} \sqrt{\frac{2450}{2,1 \times 10^6}} = 0,2778 <$$

$$< 0,498 \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{30}{17,5 - 2,3 - 3}} \right) = 0,674,$$

устойчивость стенки тавра обеспечена.

Максимальная расчётная поперечная сила на опоре балки $Q_p = 36187,6 \text{ кГ}$. Требуемая ширина опорного ребра при толщине 16 мм

$$b_r = \frac{Q_p}{t_r R_p g_c} = \frac{36187,6}{1,6 \times 3580 \times 1} = 6,3 \text{ см}$$

Здесь R_p – расчётное сопротивление смятию торцевой поверхности при наличии пригонки (см. таблицу 5.7 [2]).

Из конструктивных соображений принимается $b_r = 20 \text{ см}$.

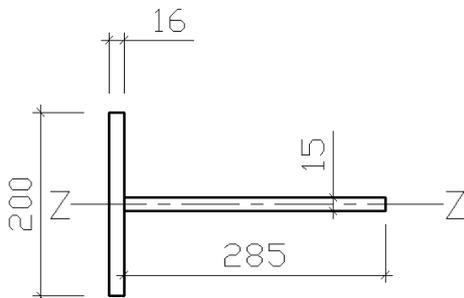


Рис. 6.3 Сечение опорной зоны

Момент инерции опорной зоны балки (см. рис. 6.3) относительно центральной оси, параллельной оси балки с участком стенки длиной

$$0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 28,5 \text{ см}$$

$$J_z = \frac{20^3 \times 1,6}{12} + \frac{1,5^3 \times 28,5}{12} = 1074,7 \text{ см}^4.$$

Площадь поперечного сечения опорной зоны

$$A_{ос} = 20 \times 1,6 + 28,5 \times 1,5 = 74,75 \text{ см}^2.$$

Радиус инерции сечения опорной зоны

$$i_z = \sqrt{\frac{1074,7}{74,75}} = 3,79 \text{ см}.$$

Гибкость сжатой опорной зоны как центрально сжатого стержня длиной 1,046 м

$$l_z = \frac{104,6}{3,79} = 27,6$$

Условная гибкость опорной зоны

$$\bar{l}_z = 27,6 \sqrt{\frac{2450}{2,1 \times 10^6}} = 0,942$$

Согласно таблице 7 [2] рассматриваемое сечение относится к типу «с». Коэффициент устойчивости по таблице Д.1 [2] $\varphi=0,909$. Так как

$$\frac{36187,6}{0,909 \times 74,75} = 532,6 \text{ кГ} / \text{см}^2 < R_y g_c = 2450 \text{ кГ} / \text{см}^2,$$

устойчивость опорной зоны обеспечена.

Проверка деформативности. Прогиб балки

$$f = \frac{5}{384} \frac{2678,4 \times 18^4 \times 1000000}{0,95 \times 2100000 \times 460473,42} = 3,99 \text{ см} \leq 7,4 \text{ см} = \left[\frac{f}{L} \right] L,$$

меньше предельного вертикального прогиба, определяемого по табл. Е.1 п.2 [1].

7. ЛИТЕРАТУРА

1. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*, Москва 2011.
2. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*, Москва 2011.
3. Сахновский М.М. Лёгкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. Киев: Будивельник, 1984г.-160с.
4. Металлические конструкции. В 3 т. 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.-527с.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

По выполнению курсовой работы по курсу
«Металлические конструкции. Специальный курс»
для студентов заочной формы обучения и
бакалавров направления 270800 «Строительство»
профиль – «Промышленное и гражданское
строительство».

Составители: М.А.Дымолазов
О.И. Ефимов

Редактор: Н.Х.Михайлова
Корректор: М.А.Рожавина

Рецензент: дтн, профессор И.Л.Кузнецов

Подписано в печать		Формат 60x84/16
Заказ	Печать RISO	Уч. изд. л. 1,4
Бумага тип №1	Тираж 100 экз.	Уч. печ. л. 1,5

Редакционно-издательский отдел ФБГОУ ВПО Казанского
государственного архитектурно-строительного университета 420043,
Казань, Зеленая 1.

Печатно-множительный отдел ФБГОУ ВПО Казанского государственного
архитектурно-строительного университета 420043, Казань, Зеленая 1.
Лицензия ПД № 0229 от 26.12.2000 г.