

Министерство образования и науки Российской Федерации
Вологодский государственный технический университет

Кафедра промышленного и гражданского строительства

ЛЕГКИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания и примеры расчета
для студентов всех форм обучения

Факультеты	инженерно-строительный
Специальности	270102 – промышленное и гражданское строительство
Направление	270800 – строительство (бакалавриат)
Профиль	Промышленное и гражданское строительство

Вологда
2012

УДК 624.014.7 (076)

Легкие металлические конструкции: методические указания и примеры расчета для студентов всех форм обучения /сост. И.С. Казакова. – Вологда: ВоГТУ, 2012. – 40 с.

В методических указаниях приводится методика и примеры расчета некоторых типов легких металлических конструкций (рам мансардного этажа, перфорированной и гофрированной балок), а также способы защиты металлических конструкций от коррозии и способы обеспечения их огнестойкости.

Утверждено редакционно-издательским советом ВоГТУ.

Составители: Казакова И.С. канд. техн. наук, доцент кафедры ПГС

Рецензент: Старишко И.Н., канд. техн. наук, доцент кафедры АД

ВВЕДЕНИЕ

Под легкими конструкциями подразумеваются основные несущие элементы конструкций (балки, фермы, колонны, рамы и др.), у которых благодаря рациональной конструктивной форме, оптимальным размерам сечения, использованию сталей повышенной и высокой прочности существенно снижена металлоемкость по сравнению с традиционными. Особо легкие – такие металлические конструкции, металлоемкость которых сопоставима с расходом стали на арматуру в аналогичных железобетонных конструкциях.

Основными характерными чертами легких металлических конструкций являются: малая металлоемкость, существенная, но в разумных пределах типизация и унификация, стабильность номенклатуры в течение достаточного длительного времени, высокая технологичность и приспособленность для изготовления на поточных автоматизированных линиях, приспособленность к транспортировке и скоростным методам монтажа, высокая степень заводской готовности, возможность комплектной подставки целых зданий-модулей.

Можно выделить несколько путей облегчения конструкций: использование сталей повышенной и высокой прочности (обеспечение до 60-70 % общей экономии металла); применение наиболее эффективных видов проката из гнуто-сварных профилей с максимальной тонкостенностью; оптимизация основных параметров конструкций и ее отдельных элементов, размеров сечений, оптимизация производительности на базе современных методов расчета; концентрация материала, как и в основных несущих системах, так и в отдельных ее элементах; совмещение функций несущих и ограждающих конструкций в одной системе; переход от типовых элементов к типовым зданиям модулям; регулирование напряжения предварительным напряжением (технологично натяжение тонких листов с целью предотвращения потери местной устойчивости и повышение области упругой работы).

Использование этих приемов приводит к снижению металлоемкости в 1,5-2 раза.

Различают два вида легких конструкций производственных зданий:

I – каркасы зданий с пролетами $l=9\ldots 30$ м, шагом несущих конструкций $B=6\div 12$ м, в некоторых случаях возможно наличие подвешного грузоподъемного оборудования,

II – каркасы зданий с пролетами $l=18\ldots 36$ м, с подвесным крановым оборудованием ($Q<5$ т) или с мостовыми кранами ($Q<20$ т).

Каркасы I вида применяются в зданиях легкой, пищевой промышленно-сти, легкого машиностроения, при сооружении складов, стоянок, павильонов, спортивно-оздоровительных комплексов, торгово-развлекательных центров.

Каркасы II вида применяются в зданиях, где предусмотрены мостовые краны, подвесное грузоподъемное оборудование (в сборочных, сварочных, кузнечных цехах легкого и среднего машиностроения).

Отдельные легкие металлические конструкции (балки, фермы, колонны, структуры), изготавливаемые поточным методом, применяются как составные части каркасов в зданиях тяжелого машиностроения, металлургии, авиа- и судостроения.

В методических указаниях рассмотрен расчет и конструирование некоторых видов легких металлических конструкций (рамы мансардного этажа и балок облегченного типа).

1. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ РАМ МАНСАРДНОГО ЭТАЖА

Пример 1. Подобрать сечение несущих стальных рам мансардного этажа общественного здания. Район строительства – г. Вологда. Снеговой район – IV ($S_g=2,4$ кПа). Ветровой район – I ($w_0=0,23$ кПа). Пролет здания 11,6 м. Шаг рам переменный (3,2 м и 2,6 м). Металлическая рама с затяжкой (см. рис.1.1.).

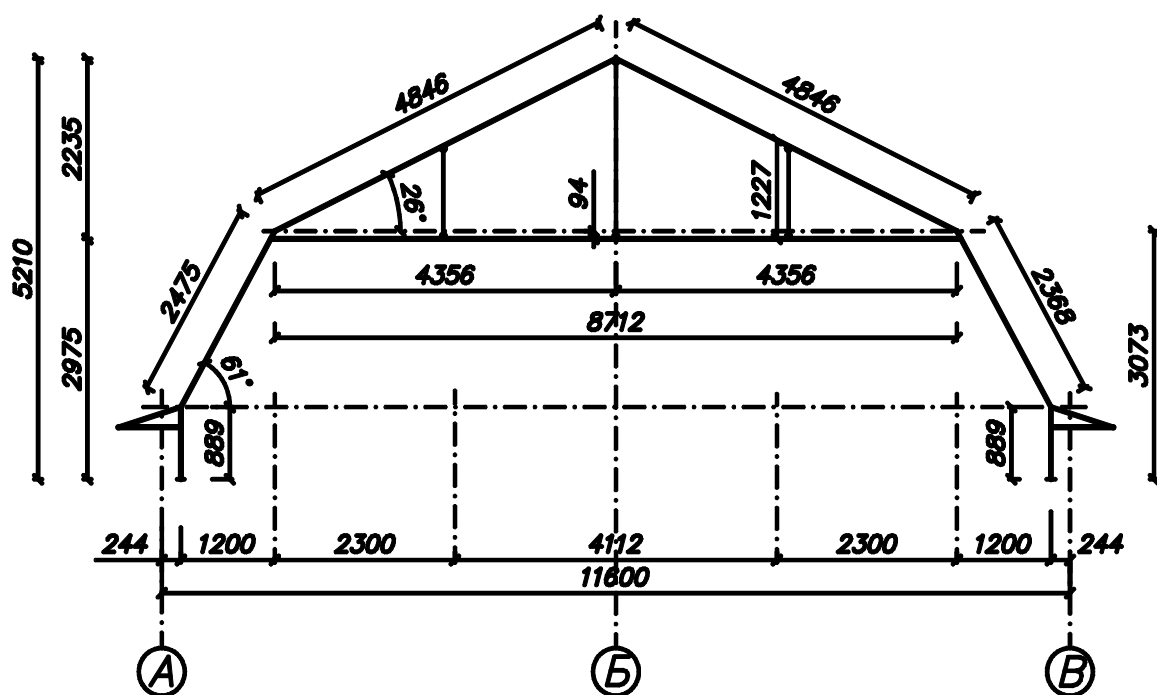
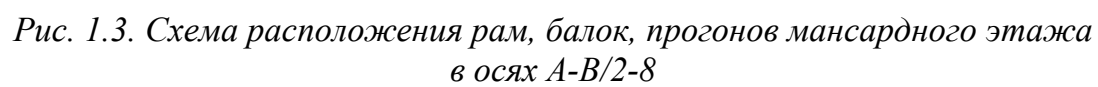
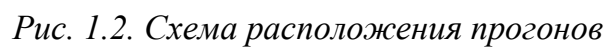


Рис.1.1. Геометрическая схема поперечной рамы



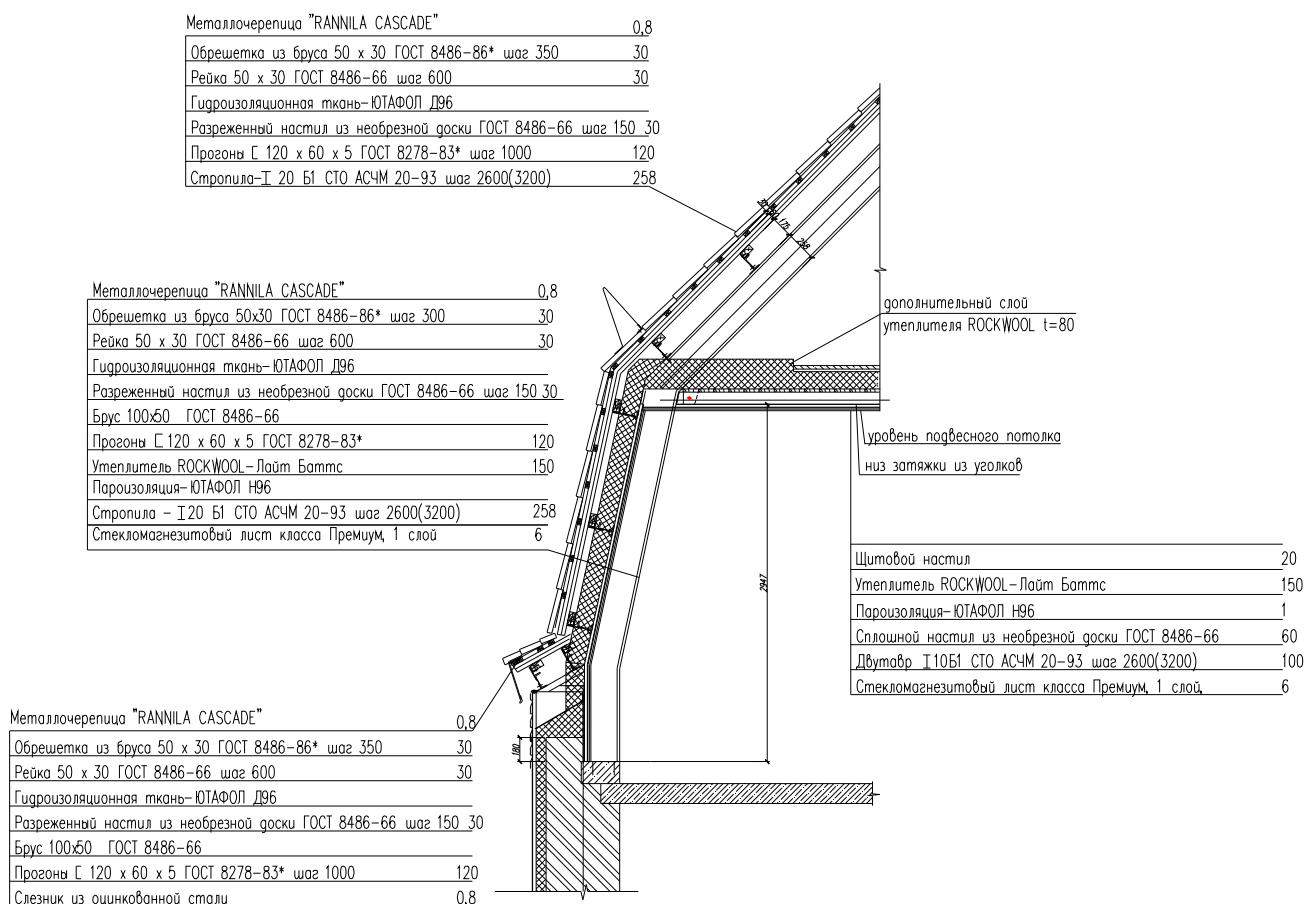


Рис. 1.4. Устройство мансард из металлических рам

1.1. Определение нагрузок на поперечную раму

Нагрузками, действующими на поперечную раму, являются:

- постоянная – от веса ограждающих и несущих конструкций;
- временная – снег, ветер.

Подсчет нагрузок на раму (нормативных и расчетных) производится в соответствии с нормативной литературой для каждого вида в отдельности.

Загружение рамы снеговой нагрузкой может быть симметричным или несимметричным. Ветровая нагрузка вызывает в элементах рамы, как правило, усилия противоположного знака по сравнению с усилиями от веса покрытия и снега.

Таблица 1.1.

Сбор нагрузок на затяжку, Н/м²

Наименование нагрузок	Нормативное значение Н/м ²	γ_f	Расчетное значение Н/м ²
1	2	3	4
Постоянная нагрузка:			
1. Щитовой настил, $t = 20\text{мм}$, $\rho = 500\text{кг/м}^3$ $t \cdot \rho = 20 \cdot (10^{-3}) \cdot 500 \cdot (10) = 100 \text{ Н/м}^2$	100	1,1	110
2. Утеплитель ROCKWOOL- Лайт Баттс, $\rho = 37\text{кг/м}^3$, $t = 150\text{мм}$, $t \cdot \rho = 150 \cdot (10^{-3}) \cdot 37 \cdot (10) = 55,5 \text{ Н/м}^2$	55,5	1,2	66,6
3. Пароизоляция	1	1,2	1,2
4. Настил из необрезной доски $80 \cdot 60 \text{ (h) мм}$, $\rho = 500\text{кг/м}^3$, $a = 0,5\text{м}$, $(80 \cdot (10^{-3}) \cdot 60 \cdot (10^{-3}) / 0,5) \cdot 500 \cdot (10) = 48 \text{ Н/м}^2$	48	1,1	52,8
5. I 10Б1/СТО АСЧМ 20 - 93, $q = 10,65\text{кг/м}$, $a = 2,6 \text{ (3,2)м}$, $10,65 \cdot (10) / 2,6 = 40,96 \text{ Н/м}^2$	40,96	1,05	43,01
6. Стекломагнезитовый лист, 1 слой, $t = 6\text{мм}$, $\rho = 1100 \text{ кг/м}^3$, $6 \cdot (10^{-3}) \cdot 1100 \cdot (10) = 66 \text{ Н/м}^2$	66	1,2	79,2
Итого постоянной нагрузки	251,62		280,07

Таблица 1.2.

Сбор нагрузок на покрытие, Н/м²

Наименование нагрузок	Нормативное значение Н/м ²	γ_f	Расчетное значение Н/м ²
1	2	3	4
Постоянная нагрузка:			
1. Металлочерепица, $t = 0,8 \text{ мм}$, $\rho = 7850\text{кг/м}^3$ $0,8 \cdot (10^{-3}) \cdot 7850 \cdot (10) = 62,8 \text{ Н/м}^2$	62,8	1,05	65,94
2. Обрешетка из бруса, $50 \cdot 30 \text{ (h) мм}$ $a = 0,35\text{м}$, $\rho = 500\text{кг/м}^3$, $(50 \cdot (10^{-3}) \cdot 30 \cdot (10^{-3}) / 0,35) \cdot 500 \cdot (10) = 21,43 \text{ Н/м}^2$	21,43	1,1	23,57
1	2	3	4
3. Рейка $50 \cdot 30 \text{ (h) мм}$, $a = 0,6\text{м}$, $(50 \cdot (10^{-3}) \cdot 30 \cdot (10^{-3}) / 0,6) \cdot 500 \cdot (10) = 12,5 \text{ Н/м}^2$	12,5	1,1	13,75
4. Гидроизоляционная ткань «ЮТАФОЛ Д96»	0,12	1,2	0,144
5. Разряженный настил из необрезной доски $50 \cdot 30 \text{ (h) мм}$, $a = 0,15\text{м}$, $(50 \cdot (10^{-3}) \cdot 30 \cdot (10^{-3}) / 0,15) \cdot 500 \cdot (10) = 50 \text{ Н/м}^2$	50	1,1	55

Продолжение табл. 1.2

1	2	3	4
6. Прогон из гнутого швеллера [120×60×5/ГОСТ 8278-83*; q=8,71кг/м, a=1м, $8,71 \cdot (10)/1 = 87,1 \text{ Н/м}^2$	87,1	1,05	91,45
7. Стропила, двутавр I 20Б1/СТО АСЧМ 20 - 93, q=21,3кг/м, a=2,6 (3,2)м, $21,3 \cdot (10)/2,6 = 81,92 \text{ Н/м}^2$	81,92	1,05	86,02
Итого постоянной нагрузки	315,87		335,87

Таблица 1.3.

Сбор нагрузки на утепленное покрытие, Н/м²

Наименование нагрузок	Нормативное значение Н/м ²	γ_f	Расчетное значение Н/м ²
1	2	3	4
Постоянная нагрузка:			
1. Металлочерепица, t = 0,8 мм, $\rho=7850\text{кг/м}^3$ $0,8 \cdot (10^{-3}) \cdot 7850 \cdot (10) = 62,8 \text{ Н/м}^2$	62,8	1,05	65,94
2. Обрешетка из бруса, 50×30 (h)мм a = 0,3м, $(50 \cdot (10^{-3}) \cdot 30 \cdot (10^{-3})/0,3) \cdot 500 \cdot (10) = 25 \text{ Н/м}^2$	25	1,1	27,5
3. Рейка 50×30 (h) мм, a = 0,6м, $(50 \cdot (10^{-3}) \cdot 30 \cdot (10^{-3})/0,6) \cdot 500 \cdot (10) = 12,5 \text{ Н/м}^2$	12,5	1,1	13,75
4. Гидроизоляционная ткань «ЮТАФОЛ Д96»	0,12	1,2	0,144
5. Разряженный настил из необрезной доски 50×30(h)мм, a = 0,15м, $(50 \cdot (10^{-3}) \cdot 30 \cdot (10^{-3})/0,15) \cdot 500 \cdot (10) = 50 \text{ Н/м}^2$	50	1,1	55
6. Брус 100×50 (h) мм; a = 0,8м, $100 \cdot (10^{-3}) \cdot 50 \cdot (10^{-3})/0,8 \cdot 500 \cdot (10) = 31,25 \text{ Н/м}^2$	31,25	1,1	34,38
7. Прогон из гнутого швеллера [120×60×5/ГОСТ 8278-83*; q=8,71кг/м, a=1м, $8,71 \cdot (10)/1 = 87,1 \text{ Н/м}^2$	87,1	1,05	91,45
8. Утеплитель ROCKWOOL Лайт Баттс, $\rho = 37\text{кг/м}^3$, t = 150мм, $t \cdot \rho = 150 \cdot (10^{-3}) \cdot 37 \cdot (10) = 55,5 \text{ Н/м}^2$	55,5	1,2	66,6
9. Пароизоляция	1	1,2	1,2
10. Собственный вес двутавра I 20Б1/СТО АСЧМ 20 - 93, q=21,3кг/м, a=2,6 (3,2)м, $21,3 \cdot (10)/2,6 = 81,92 \text{ Н/м}^2$	81,92	1,05	86,02
11. Стекломагnezитовый лист, 1 слой, t = 6мм, $\rho = 1100 \text{ кг/м}^3$, $6 \cdot (10^{-3}) \cdot 1100 \cdot (10) = 66 \text{ Н/м}^2$	66	1,2	79,2
Итого постоянной нагрузки	539,19		600,38

Таблица 1.4

Сбор нагрузки на навес, Н/м²

Наименование нагрузок	Нормативное значение Н/м ²	γ_f	Расчетное значение Н/м ²
1	2	3	4
Постоянная нагрузка:			
1. Металлочерепица, $t = 0,8$ мм, $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ $0,8 \cdot (10^{-3}) \cdot 7850 \cdot (10) = 62,8 \text{ Н/м}^2$	62,8	1,05	65,94
2. Обрешетка из бруса, 50·30 (h)мм $a = 0,3$ м, $(50 \cdot (10^{-3}) \cdot 30 \cdot (10^{-3}) / 0,3) \cdot 500 \cdot (10) = 25 \text{ Н/м}^2$	25	1,1	27,5
3. Рейка 50·30 (h) мм, $a = 0,6$ м, $(50 \cdot (10^{-3}) \cdot 30 \cdot (10^{-3}) / 0,6) \cdot 500 \cdot (10) = 12,5 \text{ Н/м}^2$	12,5	1,1	13,75
4. Гидроизоляционная ткань 5. «ЮТАФОЛ Д96»	0,12	1,2	0,144
6. Разряженный настил из необрезной доски 50·30(h)мм, $a = 0,15$ м, $(50 \cdot (10^{-3}) \cdot 30 \cdot (10^{-3}) / 0,15) \cdot 500 \cdot (10) = 50 \text{ Н/м}^2$	50	1,1	55
7. Брус 100·50 (h) мм; $a = 0,8$ м, $100 \cdot (10^{-3}) \cdot 50 \cdot (10^{-3}) / 0,8 \cdot 500 \cdot (10) = 31,25 \text{ Н/м}^2$	31,25	1,1	34,38
8. Прогон из гнутого швеллера [120×60×5/ГОСТ 8278-83*; $q = 8,71 \text{ кг/м}$, $a = 1$ м, $8,71 \cdot (10) / 1 = 87,1 \text{ Н/м}^2$	87,1	1,05	91,45
9. Слезник из оцинкованной стали, $t = 0,8$ мм, $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ $0,8 \cdot (10^{-3}) \cdot 7850 \cdot (10) = 62,8 \text{ Н/м}^2$	62,8	1,05	65,94
Итого постоянной нагрузки	378,67		403,55

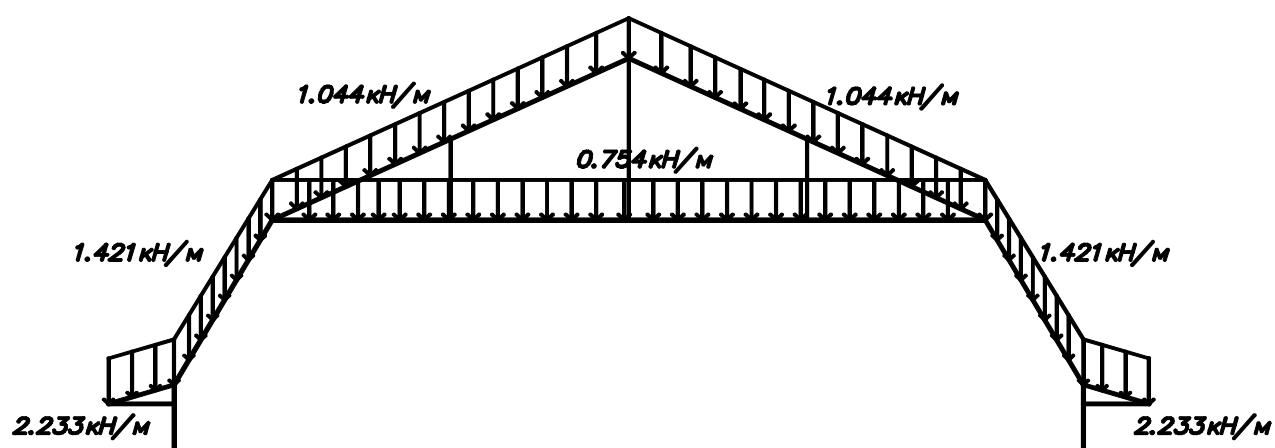


Рис. 1.5. Схема приложения постоянной нагрузки

1.2. Определение снеговой нагрузки

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия:

$$S_o = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (1.1)$$

где c_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с п. 10.5 [1];

c_t - термический коэффициент, принимаемый в соответствии с п. 10.6 [1];

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с п. 10.4 [1];

S_g - вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с п. 10.2 [1].

Расчетное значение снеговой нагрузки S на горизонтальную проекцию покрытия:

$$S = \gamma_f \cdot S_o, \quad (1.2)$$

где S_o - нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия, вычисляемое по формуле (1.1);

γ_f - коэффициент надежности по снеговой нагрузке, принимаемый равным 1,4 в соответствии с п. 10.12 [1].

Снеговую нагрузку на верхнее покрытие следует принять в соответствии со схемой приложения Г.1 [1] при $\alpha < 30^\circ$ $\mu = 1$.

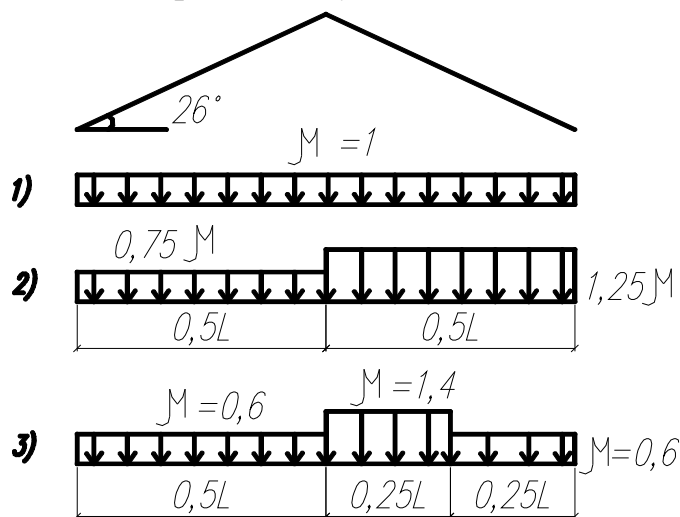


Рис. 1.6. Схемы распределения снеговой нагрузки

Снеговая расчетная погонная нагрузка на стропильные конструкции определяется:

$$q_{сн} = S \cdot B_{стр.к.}, \quad (1.3)$$

где $B_{стр.к.}$ – шаг стропильных конструкций (ферм).

В задании $\alpha=26^\circ$, следовательно, $\mu=1$.

1 вариант:

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 1,29 \text{ кПа},$$

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 1,29 \cdot 1,4 = 1,8 \text{ кПа};$$

$$g = S \cdot B_{\text{стр}} = 1,8 \cdot 2,9 = 5,22 \text{ кН/м};$$

2 вариант:

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot (0,75 \cdot 1,0) \cdot 2,4 = 0,96 \text{ кПа},$$

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 0,96 \cdot 1,4 = 1,35 \text{ кПа};$$

$$g = S \cdot B_{\text{стр}} = 1,35 \cdot 2,9 = 3,92 \text{ кН/м};$$

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot (1,25 \cdot 1,0) \cdot 2,4 = 1,61 \text{ кПа},$$

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 1,61 \cdot 1,4 = 2,25 \text{ кПа};$$

$$g = S \cdot B_{\text{стр}} = 2,25 \cdot 2,9 = 6,52 \text{ кН/м};$$

3 вариант:

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 2,4 = 0,86 \text{ кПа},$$

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 0,86 \cdot 1,4 = 1,2 \text{ кПа};$$

$$g = S \cdot B_{\text{стр}} = 1,2 \cdot 2,9 = 3,49 \text{ кН/м};$$

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 2,4 = 2 \text{ кПа},$$

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 2 \cdot 1,4 = 2,8 \text{ кПа};$$

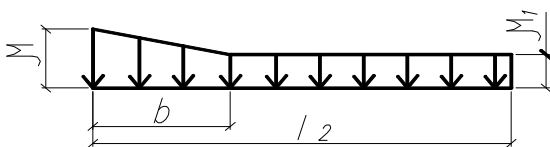
$$g = S \cdot B_{\text{стр}} = 2,8 \cdot 2,9 = 8,12 \text{ кН/м};$$

Снеговую нагрузку на навес рассчитываем по схеме:

а)

б)

ВАРИАНТ 1 ($b < l_2$)



ВАРИАНТ 2 ($b > l_2$)

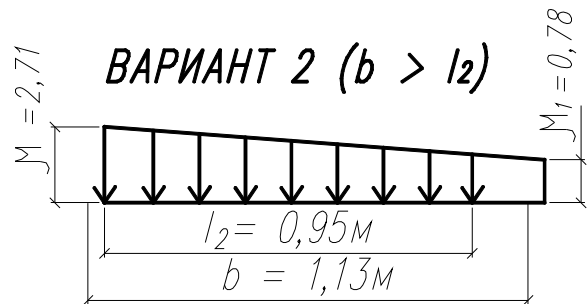
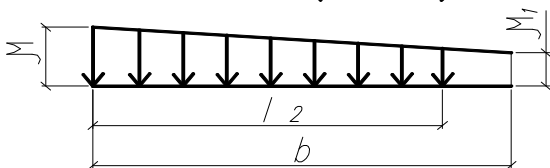


Рис. 1.7. К расчету снеговой нагрузки на навес: а) схемы снеговых нагрузок; б) коэффициенты μ для снеговых нагрузок

Коэффициент μ следует принимать равным:

$$\mu = 1 + \frac{1}{h} (m_1 l'_1 + m_2 l'_2), \quad (1.4)$$

где h - высота перепада, м, отсчитываемая от карниза верхнего покрытия до кровли нижнего и при значении более 8 м принимаемая при определении μ равной 8 м;

$$h=2,086\text{м};$$

$l'_1; l'_2$ - длины участков верхнего (l'_1) и нижнего (l'_2) покрытия, с которых переносится снег в зону перепада высот, м; их следует принимать: для покрытия $l'_1 = l_1; l'_2 = l_2$, для покрытия;

$m_1; m_2$ - доли снега, переносимого ветром к перепаду высот; их значения для верхнего (m_1) и нижнего (m_2) покрытий следует принимать в зависимости от их профиля:

$$m_1=0,4 \text{ - для плоского покрытия с } \alpha \leq 20^\circ,$$

Для пониженных покрытий шириной $a < 21$ м ($a=11,6$ м) значение m_2 следует принимать:

$$m_2 = 0,5 k_1 k_2 k_3, \text{ но не менее } 0,1, \text{ где } k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}}; k_1=0,74; \quad (1.5)$$

$$k_2 = 1 - \frac{\beta}{35} \text{ (при обратном уклоне навеса к зданию } k_2 = 1 \text{)};$$

$$k_2 = 1 - \frac{25}{35} = 0,29;$$

$$k_3 = 1 - \frac{\varphi}{30}, \text{ но не менее } 0,3 \text{ (} a \text{ — в м; } \beta, \varphi \text{ — в град);}$$

$$k_3=1;$$

$$m_2=0,5 \cdot 0,74 \cdot 0,3 \cdot 1=0,11 > 0,1;$$

$$\mu_1 = 1 - 2 \cdot m_2 = 1 - 2 \cdot 0,11 = 0,78;$$

$$\mu = 1 + 1/2,086(0,3 \cdot 11,6 + 0,11 \cdot 0,86) = 2,71$$

Длину зоны повышенных снегоотложений b следует принимать равной:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } \mu \leq \frac{2h}{s_0} \quad b = 2h, \text{ но не более } 16 \text{ м;} \\ \text{при } \mu > \frac{2h}{s_0} \quad b = \frac{\mu - 1 + 2m_2}{\frac{2h}{s_0} - 1 + 2m_2} 2h, \text{ но не более } 5h \text{ и не более } 16 \text{ м.} \end{array} \right\} \quad (1.6)$$

$$\text{Так как } \mu = 2,71 > \frac{2h}{s_0} = 2 \cdot 2,086 / 1,68 \quad 2,71 > 2,48$$

$$\text{то } b = (2,71 - 1 + 2 \cdot 0,11) / (2 \cdot 2,086 / 1,68 - 1 + 2 \cdot 0,11) = 1,13 \text{ м.}$$

Следовательно, снеговую нагрузку на навес рассчитываем по схеме 2 (см. рис. 3.7):

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 2,71 \cdot 2,4 = 3,87 \text{ кПа},$$

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 3,87 \cdot 1,4 = 5,42 \text{ кПа};$$

$$g = S \cdot B_{\text{снр}} = 5,42 \cdot 2,9 = 15,71 \text{ кН/м};$$

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 0,21 \cdot 2,4 = 0,3 \text{ кПа},$$

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 0,3 \cdot 1,4 = 0,42 \text{ кПа};$$

$$g = S \cdot B_{\text{снр}} = 0,42 \cdot 2,9 = 1,22 \text{ кН/м}.$$

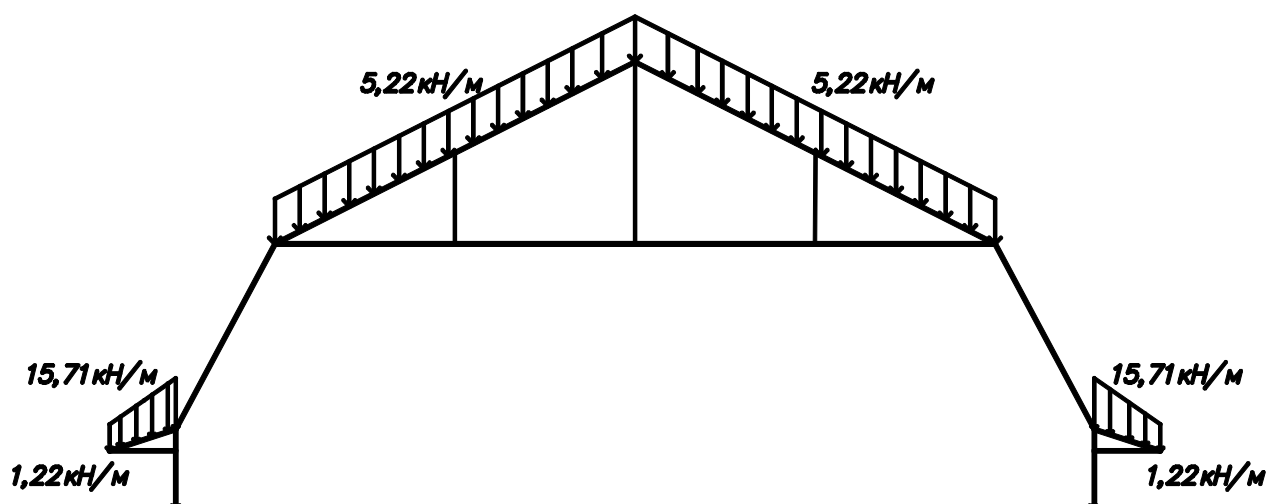


Рис. 1.8. Схема приложения снеговой нагрузки (вариант 1)

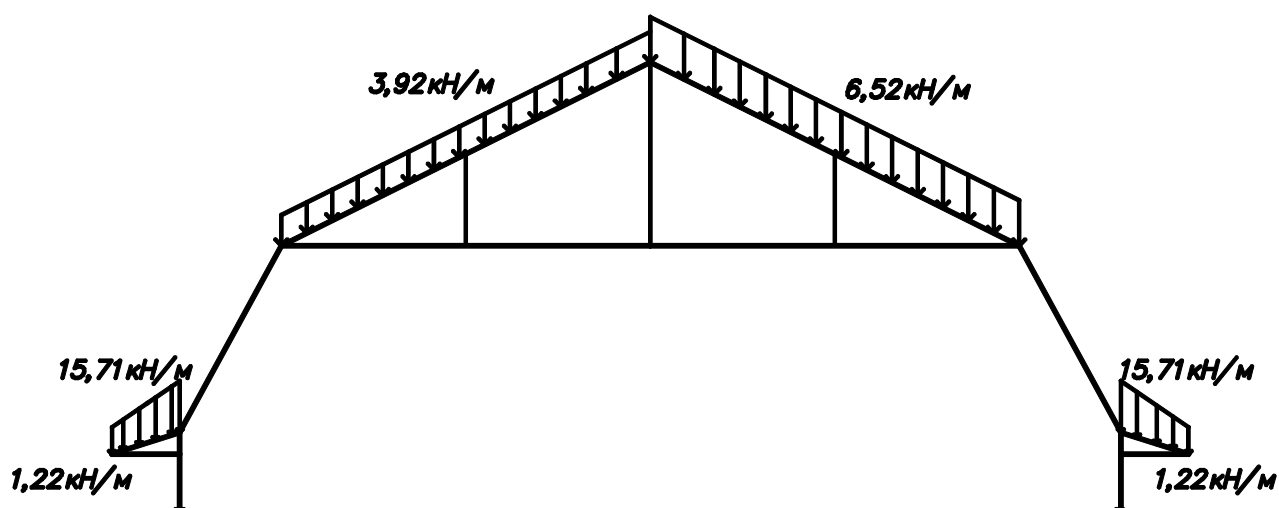


Рис. 1.9. Схема приложения снеговой нагрузки (вариант 2)

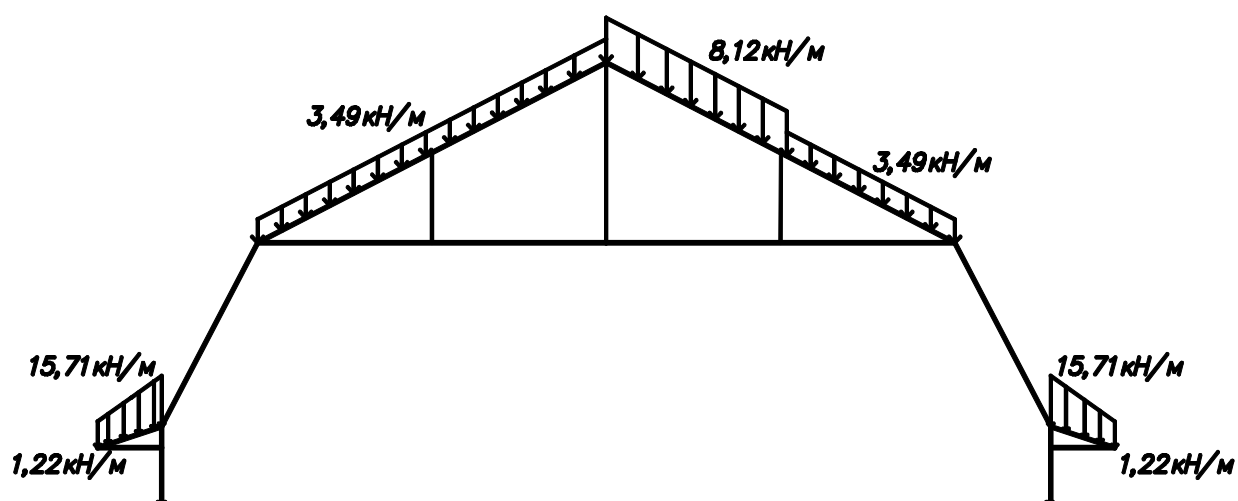


Рис. 1.10. Схема приложения снеговой нагрузки (вариант 3)

1.3. Определение ветровой нагрузки

Интенсивность распределенной ветровой нагрузки определяется по формулам:

$$\left. \begin{aligned} & \text{с наветренной стороны (активное давление): } w = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c \cdot k \cdot B \\ & \text{с заветренной стороны (отсос): } w' = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c' \cdot k \cdot B \end{aligned} \right\} (1.7)$$

где γ_f – коэффициент надежности для ветровой нагрузки, принимаемый согласно [1] равным $\gamma_f = 1,4$;

w_0 – нормативное значение ветрового давления определяется в соответствии с п. 11.1.4. [1];

C и c' – аэродинамические коэффициенты по прил. Д [1];

k – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты и типа местности, принимаемый по п. 11.1.5 и 11.1.6 [1], в курсовом проекте принять тип местности В (городские территории);

B – шаг поперечных рам.

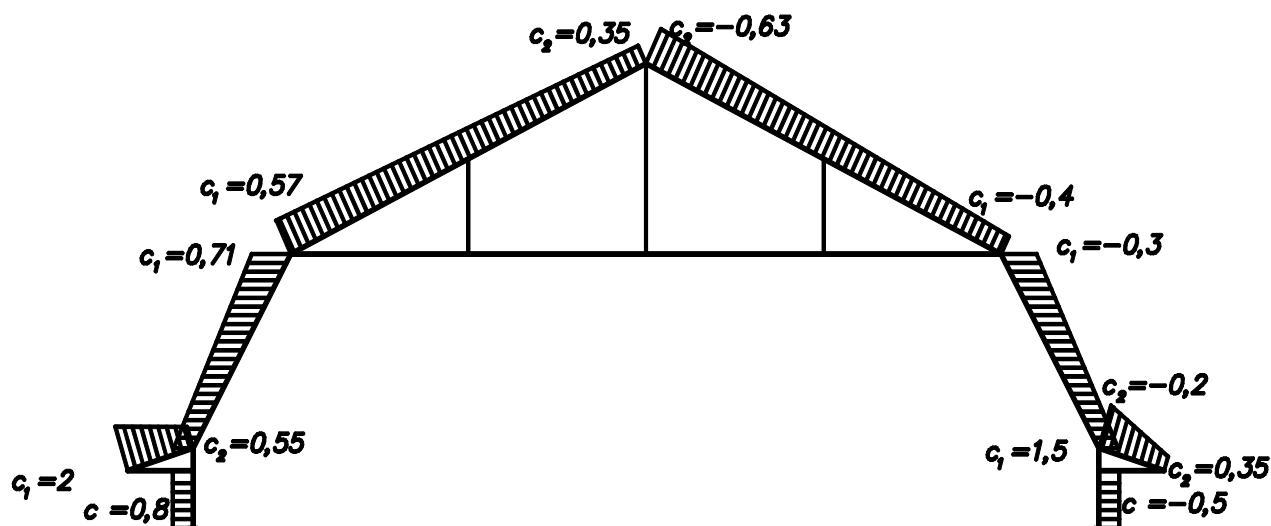


Рис. 1.11. Значения аэродинамических коэффициентов при определении ветровой нагрузки на раму мансардного этажа

$$w_1 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 0,71 \cdot 2,9 \cdot 1,4 = 0,378 \text{ кН/м};$$

$$w_2 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot (-0,2) \cdot 2,9 \cdot 1,4 = -0,106 \text{ кН/м};$$

$$w_3 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,62 \cdot 0,57 \cdot 2,9 \cdot 1,4 = 0,33 \text{ кН/м};$$

$$w_4 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,67 \cdot 0,35 \cdot 2,9 \cdot 1,4 = 0,219 \text{ кН/м};$$

$$w_5 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,67 \cdot (-0,63) \cdot 2,9 \cdot 1,4 = -0,394 \text{ кН/м};$$

$$w_6 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,62 \cdot (-0,4) \cdot 2,9 \cdot 1,4 = -0,231 \text{ кН/м};$$

$$w_7 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot (-0,3) \cdot 2,9 \cdot 1,4 = -0,159 \text{ кН/м};$$

$$w_8 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,56 \cdot 0,8 \cdot 2,9 \cdot 1,4 = 0,418 \text{ кН/м};$$

$$w_9 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,56 \cdot (-0,5) \cdot 2,9 \cdot 1,4 = -0,261 \text{ кН/м}.$$

навесы:

$$w_1 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 2 \cdot 2,9 \cdot 1,4 = 1,064 \text{ кН/м};$$

$$w_2 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,58 \cdot 0,55 \cdot 2,9 \cdot 1,4 = 0,298 \text{ кН/м};$$

$$w_1 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 0,35 \cdot 2,9 \cdot 1,4 = 0,186 \text{ кН/м};$$

$$w_2 = 0,23 \cdot 10^3 \cdot 0,58 \cdot 1,5 \cdot 2,9 \cdot 1,4 = 0,812 \text{ кН/м}.$$

Ветровая нагрузка принята для наибольшего значения ветрового давления по п. 11 [1].

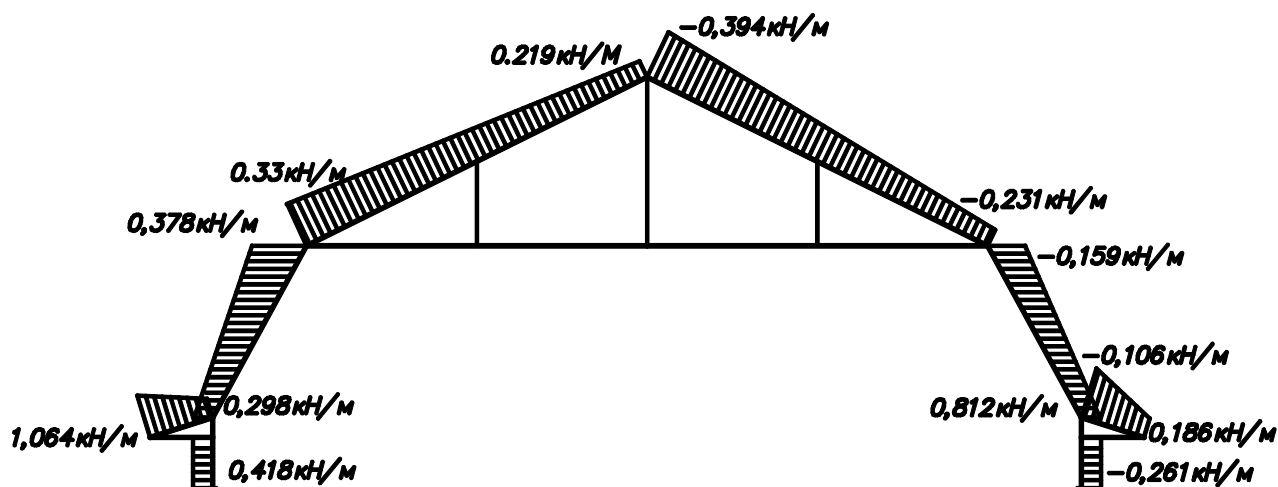


Рис. 1.12. Схема приложения ветровой нагрузки

1.4. Статический расчет поперечной рамы

Статический расчет выполняется по программе «SCAD». Поперечная рама задается в декартовой системе координат по узлам рамы. Расчетная схема рамы имеет 9 узлов. В раме – 9 элементов, 2 опорных закрепления и 1 тип жесткости. Элементы рамы соединены жестко, за исключением узлов 4 и 5 (крепление затяжки шарнирное). Поперечная рама рассчитана на следующие виды загружений:

- 1) постоянная + снеговая (1 вариант) + ветровая;
- 2) постоянная + снеговая (2 вариант) + ветровая;
- 3) постоянная + снеговая (3 вариант) + ветровая.

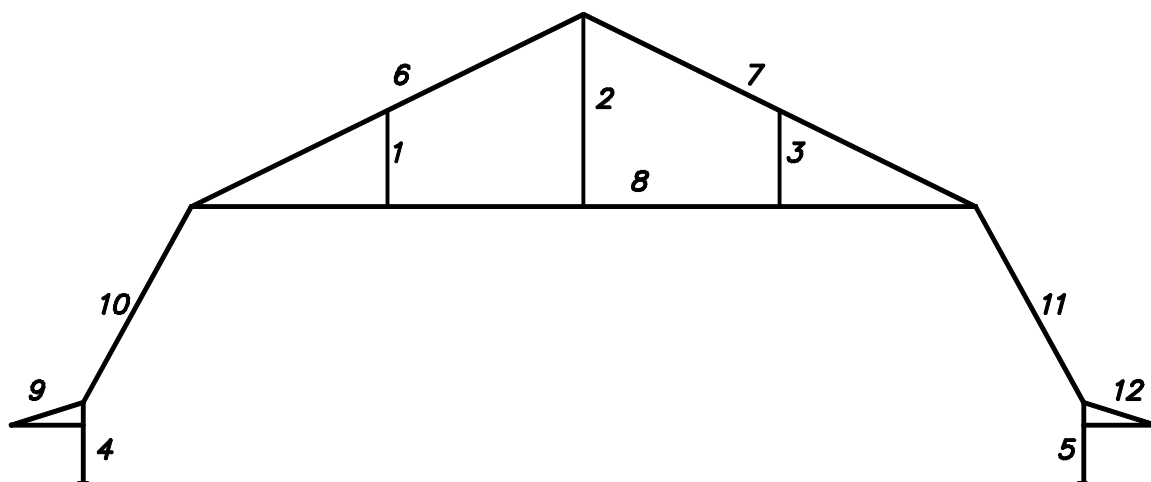


Рис. 1.13. Номера элементов рамы

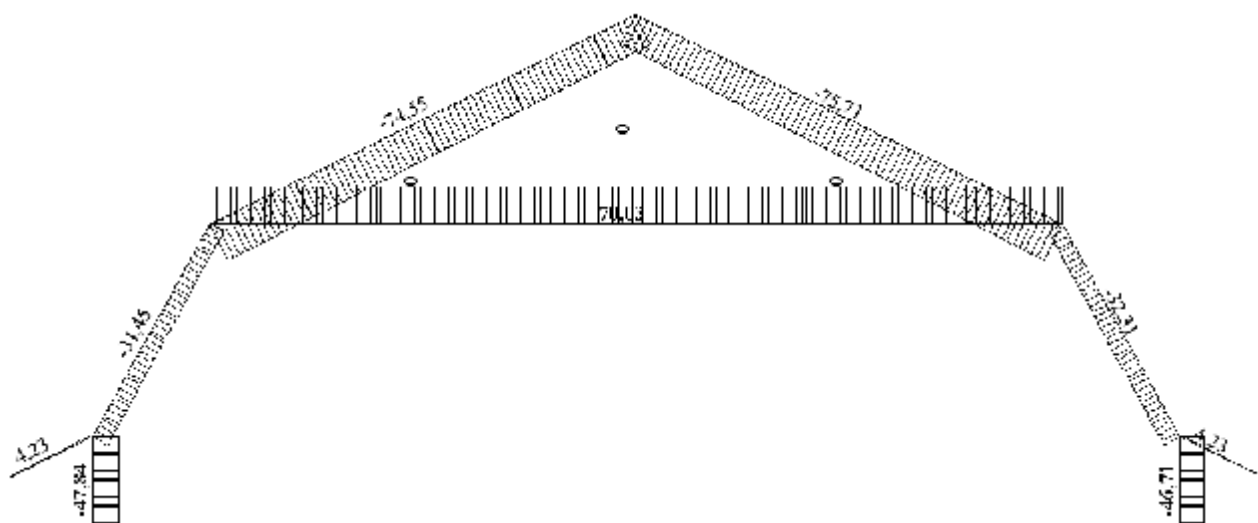


Рис. 1.14 Эпюра $N(\text{кН})$. Загружение 1

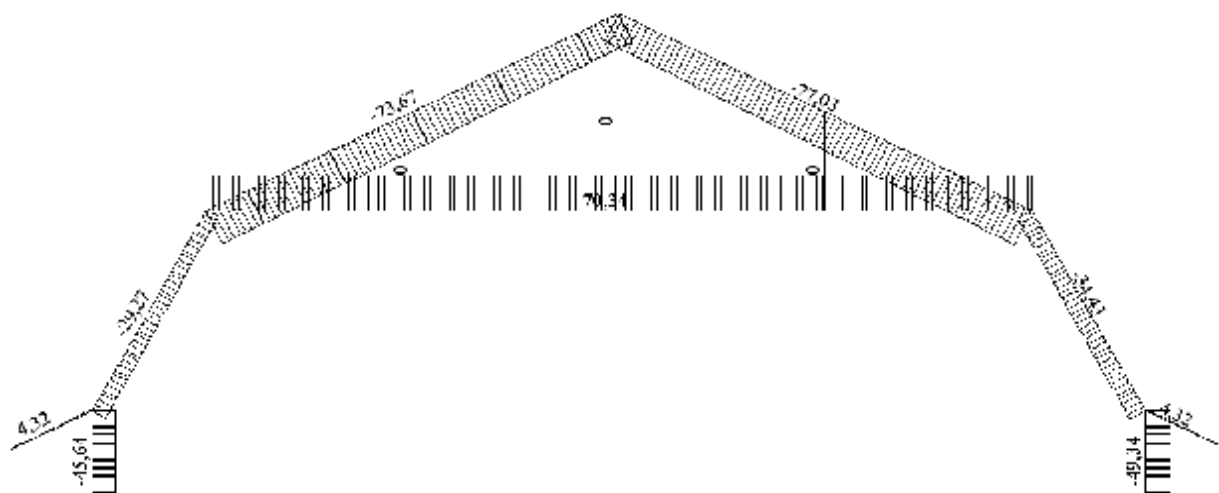


Рис. 1.15 Эпюра $N(\text{кН})$. Загружение 2

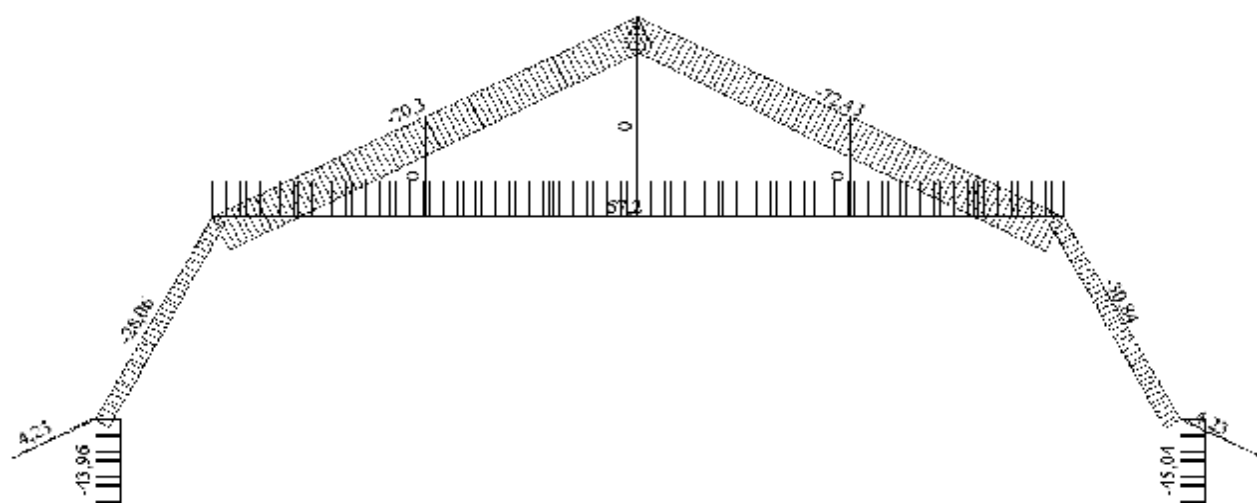


Рис. 1.16 Эпюра $N(\text{кН})$. Загружение 3

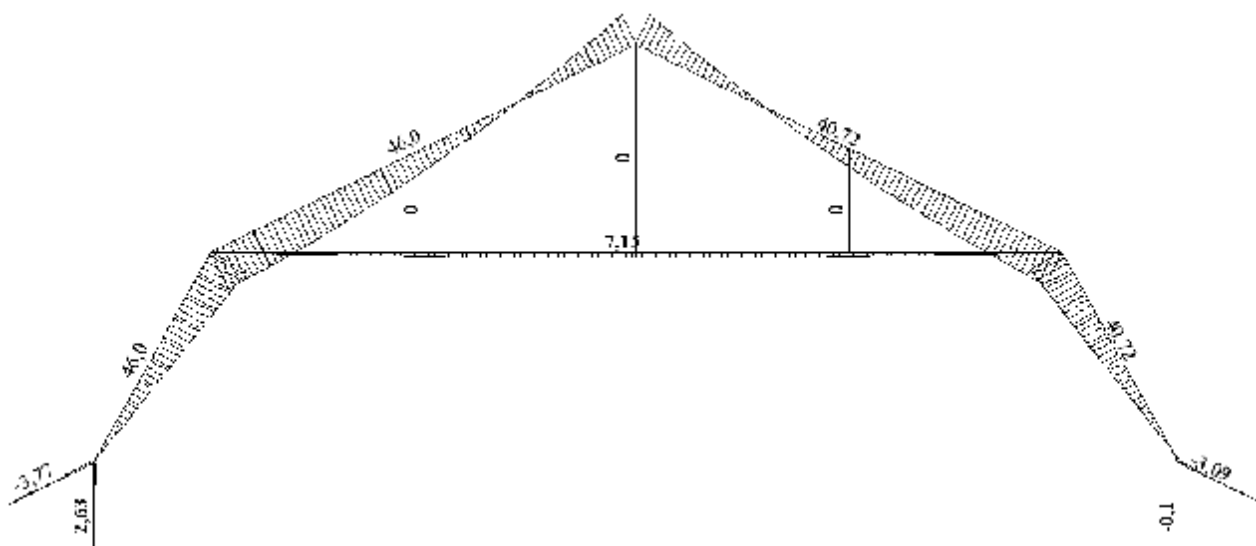


Рис. 1. 17 Эпюра $M(\text{кНм})$. Загружение 1

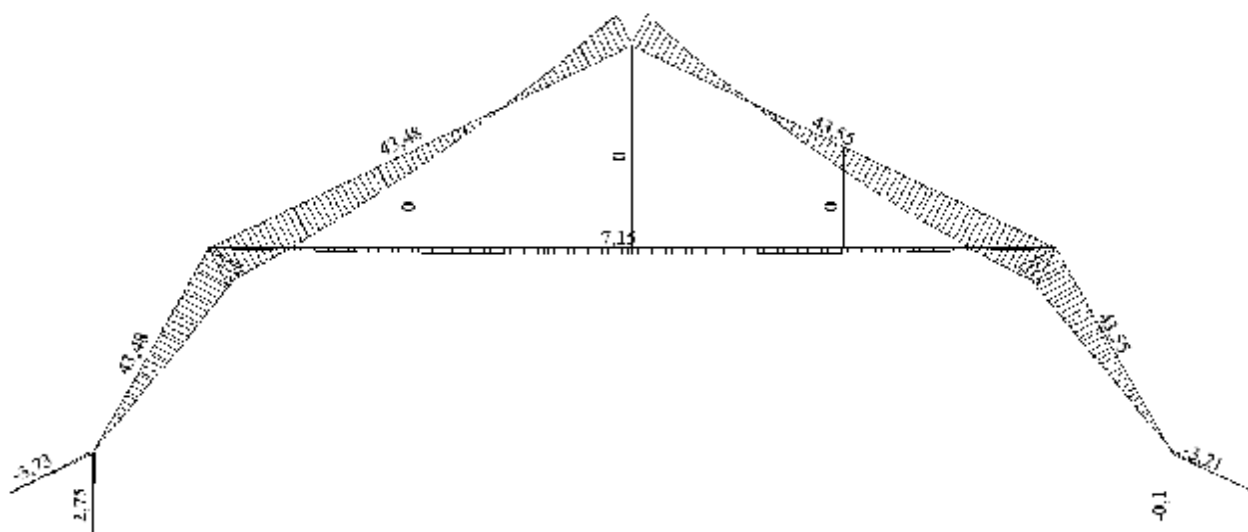


Рис. 1. 18 Эпюра $M(\text{кНм})$. Загружение 2

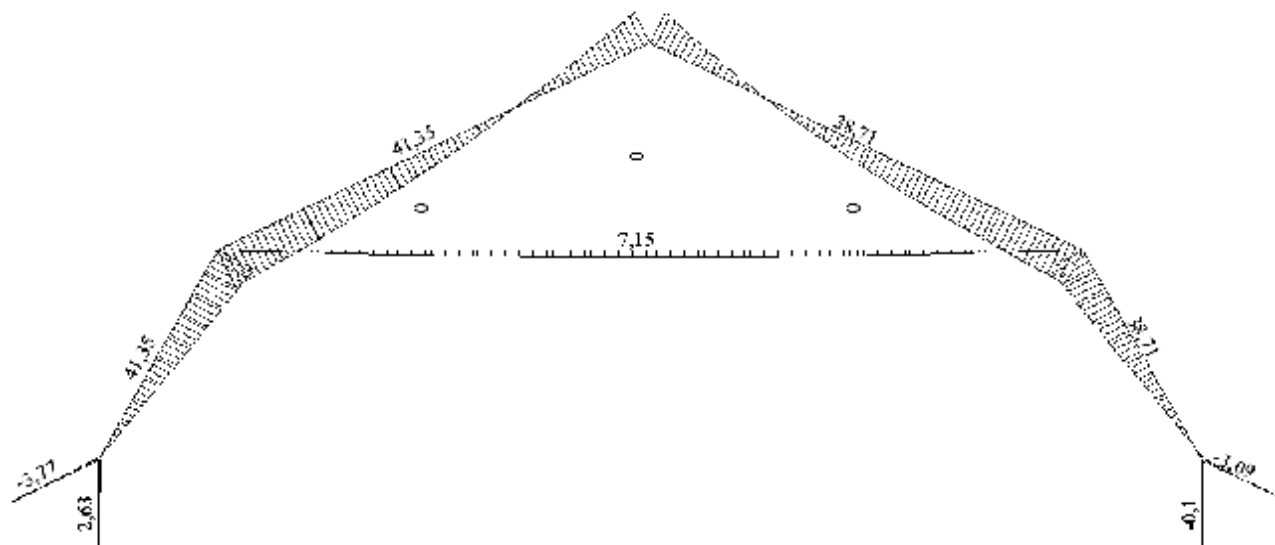


Рис. 1. 19 Эпюра $M(\text{кНм})$. Загружение 3

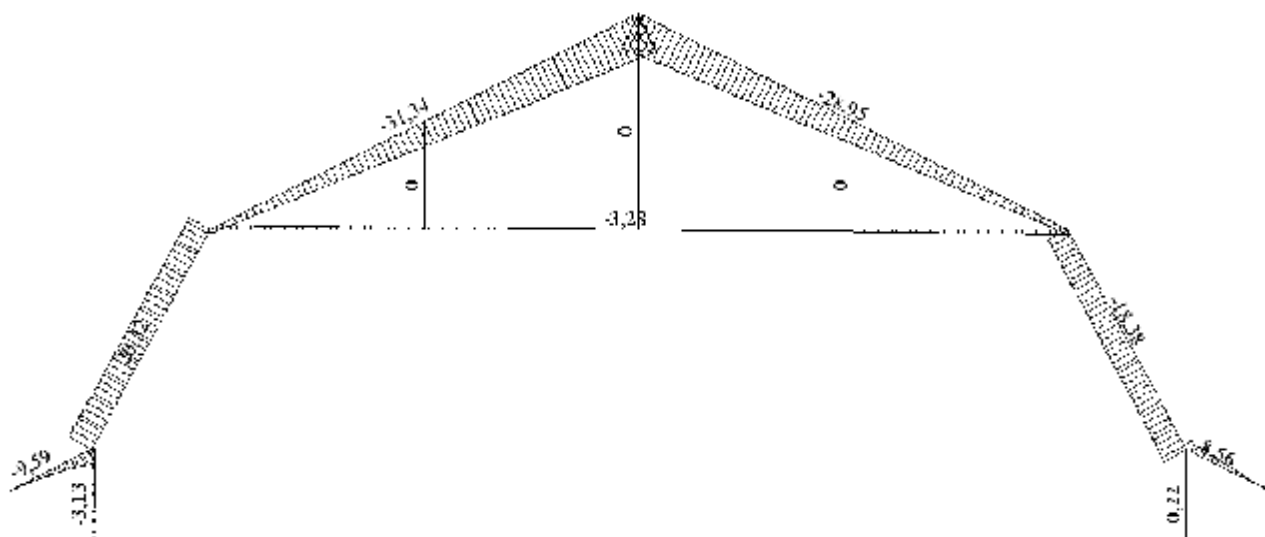


Рис. 1.20 Эпюра Q (кН). Загрузка 1

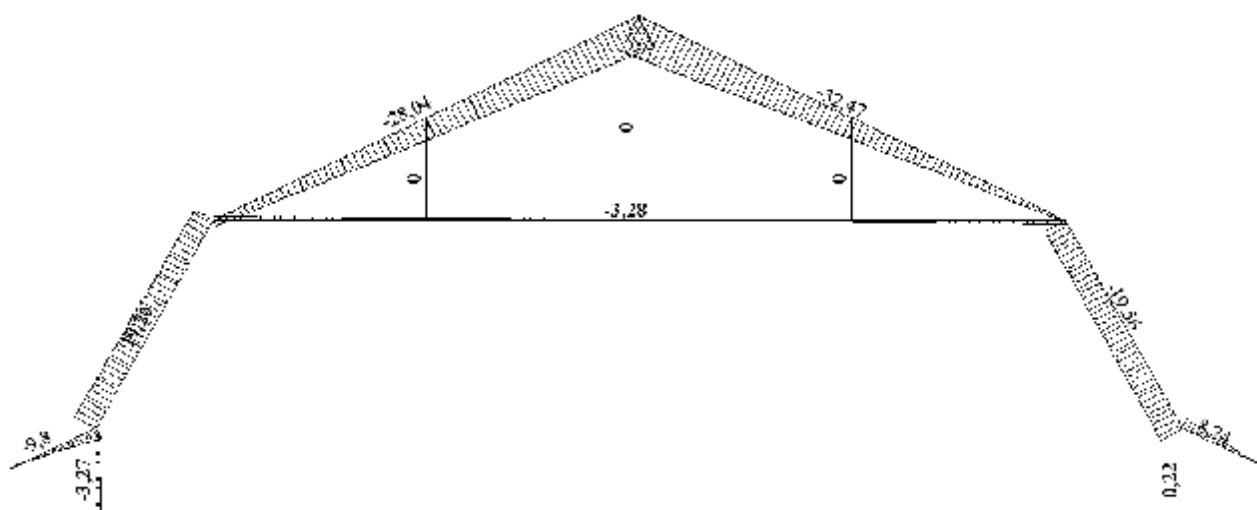


Рис. 1.21 Эпюра Q (кН). Загрузка 2

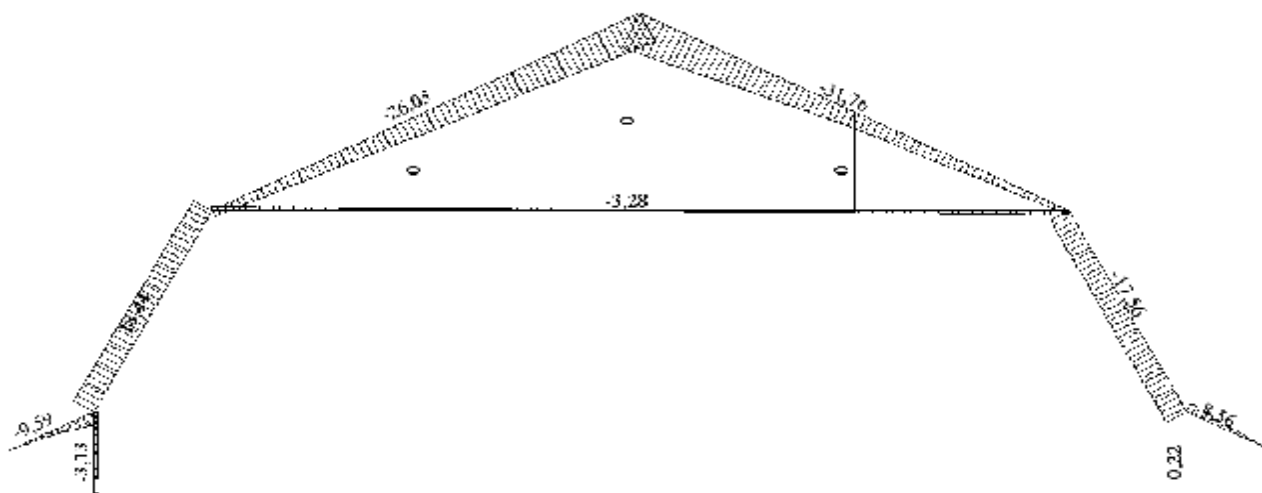


Рис. 1.22 Эпюра Q (кН). Загрузка 3

Таблица 1.5

Определение расчетных усилий в элементах 6,7

Сечения и элементы	Усилия		N/2	M/h	N _{np}
	N, кН	M, кН·м			
1	2	3	4	5	6
3	-	-	-	-	-
	-63,108	-37,061	-31,554	-185,305	216,859
	-63,108	-37,061	-31,554	-185,305	216,859
2	-68,99	22,355	-34,495	111,775	146,27
	-	-	-	-	-
	-69,052	17,597	-34,526	87,985	122,511
1	-74,549	46,002	-37,275	230,01	267,285
	-	-	-	-	-
	-77,034	43,549	-38,517	217,745	256,262

где N_{np} определяется по формуле:

$$N_{np} = \frac{N}{2} \pm \frac{M}{h}$$

Для остальных элементов расчет выполняется аналогично.

1.5. Подбор сечения элементов поперечной рамы мансардного этажа

1.5.1. Расчет ригеля покрытия (элемент 6,7)

$N_{max} = -74,549$ кН; $M_{соот} = 46,002$ кНм (из табл. 1.5).

Примем двутавр I 20Б1 (СТО АСЧМ 20-93 см. Приложение):

$$A = 28.49 \text{ см}^2, I_x = 1943 \text{ см}^4, I_y = 142.3 \text{ см}^4, i_x = 82.6 \text{ мм}, i_y = 22.3 \text{ мм}, W_x = 194.3 \text{ см}^3$$

Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

где φ_e следует определять по таблице Д.3 [2] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$, и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} .

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{4,846}{0,0826} \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,03$$

где i_x - радиус инерции сечения;

R_y - расчетное сопротивление стали;

$E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости стали;

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,2 \cdot 9,05 = 10,86$$

где $\eta = 1,2$ - коэффициент влияния формы сечения (табл. Д.2 [2]);

m_x - относительный эксцентриситет, определяется

$$m_x = \frac{e \cdot A}{W_x} = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{46,002 \cdot 10^3 \cdot 28,49 \cdot 10^{-4}}{74,549 \cdot 10^3 \cdot 194,3 \cdot 10^{-6}} = 9,05, \quad \text{здесь} \quad e = \frac{M}{N},$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A},$$

$\varphi_e = f(\bar{\lambda}_x, m_{ef}) = 0,117$ коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом.

При $m_{ef} \leq 20$ проверку на прочность выполнять не требуется, согласно п. 9.1.2 [2].

Проверка устойчивости:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} = \frac{74,549 \cdot 10^3}{0,117 \cdot 28,49 \cdot 10^{-4}} = 223,6 \cdot 10^6 \leq R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95 = 228 \cdot 10^6.$$

Из плоскости рамы:

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{efy}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1}{0,0223} \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 1,55.$$

Проверка устойчивости:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

где c – коэффициент, принимаемый в зависимости от m_x :

$$m_x = \frac{e \cdot A}{W_x} = \frac{M_x}{N \cdot \rho_x} = \frac{23,001 \cdot 10^3 \cdot 28,49 \cdot 10^{-4}}{74,549 \cdot 10^3 \cdot 194,3 \cdot 10^{-6}} = 4,52,$$

$$M_x = M_{max}/2 = 46,002/2 = 23,001 \text{ кНм, согласно требованиям п. 9.2.6. [2]}$$

при значениях $m_x \leq 5$:

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) \leq 1$$

где α, β – коэффициенты, определяемые по табл. 21 [2]

$$\text{при } 1 < m_x \leq 5 \quad \alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 4,52 = 0,876$$

$$\text{при } \bar{\lambda}_y \leq 3,14 \quad \beta = 1$$

$$c = 1 / (1 + 0,876 \cdot 4,52) = 0,2 \leq 1$$

φ_y - коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяется согласно п. 7.1.3. [2]; при $\bar{\lambda} \geq 0,4$ следует определять по формуле:

$$\varphi_y = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2 = 0,5(13,25 - \sqrt{13,25^2 - 39,48 \cdot 1,55^2}) / 1,55^2 = 0,887,$$

$$\text{где } \delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87(1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,55) + 1,55^2 = 13,25$$

α, β – коэффициенты, определяемые по табл. 7 [2] в зависимости от типов сечения.

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{74,549 \cdot 10^3}{0,2 \cdot 0,887 \cdot 28,49 \cdot 10^{-4}} = 147,5 \cdot 10^6 \leq R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95 = 228 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

условие выполняется.

Расчет по гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \leq [\lambda];$$

$$\lambda_x = \frac{1}{0,0826} = 12,11 \leq [\lambda] = 121,14,$$

где $\alpha = \frac{N}{\varphi_e A_y \gamma_c} = \frac{74,549 \cdot 10^3}{0,117 \cdot 28,49 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95} = 0,981.$

Здесь $[\lambda] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,981 = 121,14$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \leq [\lambda]$$

$$\lambda_y = \frac{1}{0,0223} = 44,84 < [\lambda] = 121,14$$

условие выполняется.

1.5.2. Расчет затяжки (элемент 8)

$$N_{max} = 70,338 \text{ кН}; \quad M_{сoот} = 7,153 \text{ кНм};$$

Примем двутавр I 10Б1 (СТО АСЧМ 20-93)

$$A = 10,32 \text{ см}^2, \quad I_x = 171 \text{ см}^4, \quad I_y = 15,9 \text{ см}^4, \quad i_x = 40,7 \text{ мм}, \quad i_y = 12,4 \text{ мм}, \\ W_x = 34,2 \text{ см}^3.$$

По прочности:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где n, c_x , - коэффициенты, принимаемые согласно таблице Е.1.[2]

$$\left(\frac{70,338 \cdot 10^3}{10,32 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{7,153 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 34,2 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95} = 0,163 + 0,834 = 0,99 \leq 1$$

Условие выполняется.

Расчет по гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \leq 400 \quad \lambda_x = \frac{2,18}{0,0407} = 53,56 \leq 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \leq 400; \lambda_y = \frac{2,18}{0,0124} = 175,81 \leq 400,$$

где $[\lambda] = 400$ – предельная гибкость для растянутых стержней по табл. 33[2].
условие выполняется.

1.5.3. Расчет утепленного покрытия (элементы 10,11)

$$N_{max} = -28,37 \text{ кН}; \quad M_{сoom} = 46,00 \text{ кНм};$$

Примем двутавр I 20Б1 (СТО АСЧМ 20-93)

$$A = 28,49 \text{ см}^2, \quad I_x = 1943 \text{ см}^4, \quad I_y = 142,3 \text{ см}^4, \quad i_x = 82,6 \text{ мм}, \quad i_y = 22,3 \text{ мм}, \\ W_x = 194,3 \text{ см}^3$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{2,475}{0,0826} \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^{11}}} = 1,03$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,2 \cdot 23,77 = 28,53$$

$$\text{где } m_x = \frac{e \cdot A}{W_x} = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{46 \cdot 10^3 \cdot 28,49 \cdot 10^{-4}}{28,37 \cdot 10^3 \cdot 194,3 \cdot 10^{-6}} = 23,77.$$

При значениях $m_{ef} > 20$ требуется выполнить проверку по прочности:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где n, c_x , - коэффициенты, принимаемые согласно таблице Е.1.[2]

$$\left(\frac{28,37 \cdot 10^3}{28,49 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95} \right)^{1,5} + \frac{46 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 194,3 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95} = \\ = 0,0092 + 0,944 = 0,953 \leq 1$$

Условие выполняется.

Проверка устойчивости из плоскости:

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{l_{efy}}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1,434}{0,0223} \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 2,22$$

$$m_x = \frac{e \cdot A}{W_x} = \frac{M_x}{N \cdot \rho_x} = \frac{23,218 \cdot 10^3 \cdot 28,49 \cdot 10^{-4}}{28,37 \cdot 10^3 \cdot 194,3 \cdot 10^{-6}} = 12,$$

$M_x = 23,218 \text{ кНм}$, но не менее $M_{max}/2$, согласно требованиям п. 9.2.6.[2] при значениях $m_x \geq 10$:

$$c = 1 / (1 + m_x \cdot \varphi_y / \varphi_b)$$

φ_b - коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый согласно требованиям п. 8.4.1 и приложению Ж [2] как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса.

при $\varphi_1 > 0,85$

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1 \leq 1,$$

где значение φ_1 следует вычислять по формуле:

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 2,45 \cdot \frac{142,3 \cdot 10^{-8}}{1943 \cdot 10^{-8}} \left(\frac{0,2}{1,434} \right)^2 \frac{2 \cdot 10^{11}}{240 \cdot 10^6} = 2,9,$$

где h - полная высота сечения прокатного двутавра;

l_{ef} - расчетная длина балки или консоли;

ψ - коэффициент, вычисляемый по формулам таблиц Ж.1 и Ж.2 [2] в зависимости от количества закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения, а также от коэффициента α , равного:

для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 = 1,54 \cdot \frac{5,165 \cdot 10^{-8}}{142,3 \cdot 10^{-8}} \left(\frac{1,434}{0,2} \right)^2 = 2,87,$$

где $I_t = (1/3) \sum b_i t_i^3 = (1/3)(0,1 \cdot 0,0085^3 \cdot 2 + 0,183 \cdot 0,0056^3) = 5,165 \cdot 10^{-8}$ - момент инерции при свободном кручении, определяемый согласно приложению Д [2].

$$\text{при } 0,1 \leq \alpha \leq 40 \quad \psi = 2,25 + 0,07\alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 2,87 = 2,45$$

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21 \cdot 2,9 = 1,29, \text{ примем } \varphi_b = 1$$

φ_y - коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяется согласно п. 7.1.3. [2]; при $\bar{\lambda} \geq 0,4$ следует определять по формуле:

$$\varphi_y = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2 = 0,5(12,43 - \sqrt{12,43^2 - 39,48 \cdot 2,22^2}) / 2,22^2 = 0,618$$

$$\text{где } \delta = 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87(1 - 0,04 + 0,09 \cdot 2,22) + 2,22^2 = 12,43$$

α, β - коэффициенты, определяемые по табл. 7 [2] в зависимости от типов сечения.

$$c = 1/(1 + 12 \cdot 0,618/1) = 0,119$$

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{28,37 \cdot 10^3}{0,119 \cdot 0,618 \cdot 28,49 \cdot 10^{-4}} = 135,4 \cdot 10^6 \leq R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95 = 228 \cdot 10^6.$$

Условие выполняется.

Расчет по гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \leq [\lambda]; \quad \lambda_x = \frac{2,475}{0,0826} = 29,96 < [\lambda] = 150.$$

$$\text{Здесь } [\lambda] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,5 = 150,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{28,37 \cdot 10^3}{0,944 \cdot 28,49 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 1,0} = 0,044 < 0,5$$

принимаем $\alpha = 0,5$;

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии,
определяется по п.7.1.3.[2].

При $\bar{\lambda} \geq 0,4$

$$\varphi = 0,5 \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \cdot \bar{\lambda}^2} \right) / \bar{\lambda}^2 = 0,5 \left(11,454 - \sqrt{11,454^2 - 39,48 \cdot 1,03^2} \right) / 1,03^2 = 0,944,$$

$$\text{где } \delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87(1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,03) + 1,03^2 = 11,454.$$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} = \frac{1,434}{0,0223} = 64,31 < [\lambda] = 150.$$

Условие выполняется.

1.5.4. Расчет карниза (элементы 9,12)

$$N_{max} = 4,32 \text{ кН}; \quad M_{coom} = -3,73 \text{ кНм};$$

Примем сечение из уголков равнополочных, соединенных в тавр 50*5
(ГОСТ 8509-93)

$$A = 4,8 \text{ см}^2, \quad I_x = 11,2 \text{ см}^4, \quad I_y = 11,2 \text{ см}^4, \quad i_x = 15,3 \text{ мм}, \quad W_x = 18,667 \text{ см}^3$$

По прочности:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где n, c_x , - коэффициенты, принимаемые согласно таблице Е.1.[2]

$$\left(\frac{4,32 \cdot 10^3}{9,6 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95} \right)^3 + \frac{3,73 \cdot 10^3}{1,6 \cdot 18,667 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^6 \cdot 0,95} = 0,000008 + 0,548 = 0,548 \leq 1.$$

Условие выполняется.

Расчет по предельным гибкостям:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \leq 400; \quad \lambda_x = \frac{0,95}{0,0153} = 62,09 \leq 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \leq 400; \quad \lambda_y = \frac{0,95}{0,0153} = 62,09 \leq 400.$$

Условие выполняется.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЕРФОРИРОВАННОЙ БАЛКИ

Пример 2. Подобрать сечение перфорированной балки покрытия, пролетом 18м, с шагом 6м. Покрытие выполнено из сэндвич панелей толщиной 150мм по прогонам из прокатных швеллеров [24 по ГОСТ 8240-93 с шагом $a = 3$ м. Уклон кровли - 10° . Материал балки – сталь 09Г2С. Район строительства – г. Сыктывкар. Снеговой район – V ($S_g=3,0$ кПа). Назначение здания – торговый павильон. Температура внутреннего воздуха 18°C .

Таблица 2.1.

Сбор нагрузок от покрытия, кН/м^2

Наименование нагрузки	Норматив. знач. кН/м^2	γ_f	Расчетн. знач. кН/м^2
Постоянная нагрузка 1. Сэндвич панели ($t = 150\text{мм}$)	0,1143	1,2	0,137
2. Прогоны из швеллеров [24 по ГОСТ 8240-93 с шагом $a = 3$ м; $q_{[24]} = 24 \frac{\text{кг}}{\text{м}}$ $q = \frac{q_{[24]}}{a} = \frac{0,24}{3}$	0,08	1,05	0,084
Итого постоянная нагрузка:	$g_{с.в.н}=0,1943$		$g_{с.в.}=0,221$
Временная нагрузка 1. Снеговая При уклоне кровли $\alpha < 30^\circ$ $\mu=1$	1,79 (см. формулу (1.1))	1,4	$S=2,50$ (см. формулу (1.2))
Итого временная	$S_0=1,79$		$S=2,50$
Итого постоянная + временная	$q_n = g_{с.в.н} + S_0 = 1,984$		$q = g_{с.в.} + S = 2,721$

Примечание: расчет снеговой нагрузки см. пример 1, п. 1.2.

Погонная нагрузка на балку покрытия:

1). Нормативная:

$$q_n = 1,02 (g_{с.в.нСП} + g_{с.в.БН} + S_0) \cdot B = 1,02 \cdot (0,1943 + 1,71) \cdot 6 = 11,47 \text{ кН/м};$$

2). Расчетная:

$$q = 1,02 ((g_{с.в.СП} + g_{с.в.БН}) \gamma_{fg} + S) \cdot B = 1,02 (0,221 \cdot 1,05 + 2,50) \cdot 6 = 16,11 \text{ кН/м}.$$

Примем симметричное моностальное сечение. Материал балки – 09Г2С; для толщины до 20 мм:

$$R_y = 310 \text{ МПа}; \quad R_s = 191 \text{ МПа}; \quad R_u = 465 \text{ МПа};$$

для толщины до 32 мм:

$$R_y = 310 \text{ МПа}.$$

Расчетные усилия в балке:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{16,11 \cdot 18^2}{8} = 65245 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{16,11 \cdot 18}{2} = 144,99 \text{ кН}.$$

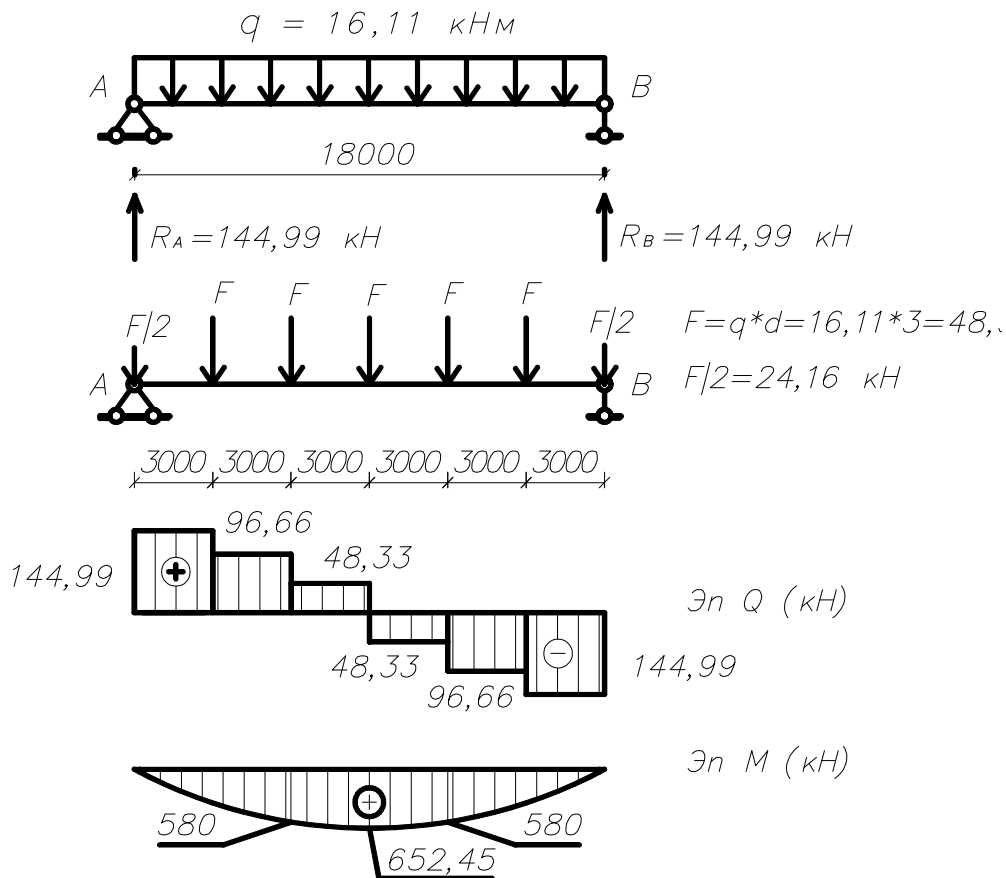


Рис.2.1 Расчетная схема балки и эпюры усилий

Найдем требуемую высоту балки по условию жесткости $f/l = 1/250$.

$$h_{\text{треб}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l}{E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] = \frac{5}{24} \cdot \frac{310 \cdot 10^6 \cdot 18 \cdot 250 \cdot 1,05}{2,06 \cdot 10^{11}} = 1,48 \text{ м, принимаем}$$

$$h_{\text{треб}} = 1,5 \text{ м}$$

Пусть $a = 0,3 \text{ м}$; $b = 0,2 \text{ м}$. (см. рис. 2.2).

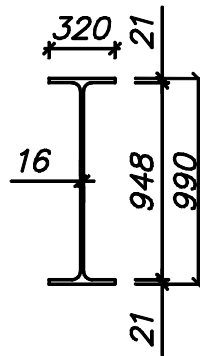
Выбираем в качестве исходного двутавра сечение профиля I 100 Ш1 по СТО АСЧМ 20-93. Размеры профиля: $h = 0,99 \text{ м}$, $b = 0,32 \text{ м}$, $t_w = 0,016 \text{ м}$, $t = 0,021 \text{ м}$,

$$R = 0,03 \text{ м}, A = 0,02938 \text{ м}^2, q_{I100Ш1} = 230,6 \frac{\text{кгс}}{\text{м}}.$$

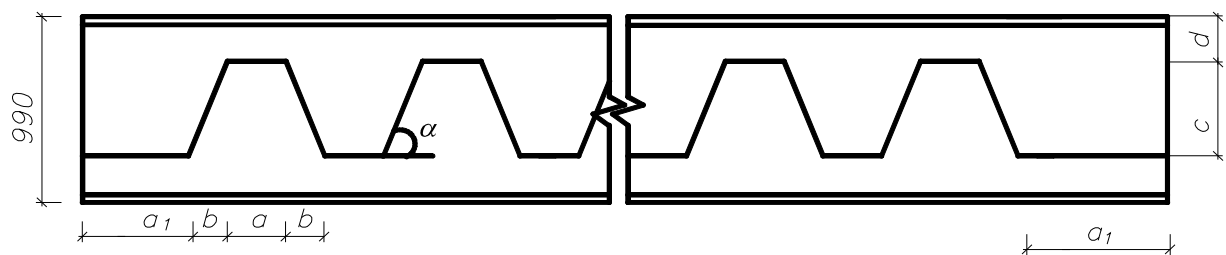
Разрезка исходного двутавра выбирается с расчетом, чтобы прогоны опирались на простенки балки (шаг прогонов 3 м должен быть кратен шагу разрезки S).

Разрезка исходного двутавра приведена на рис. 2.2.

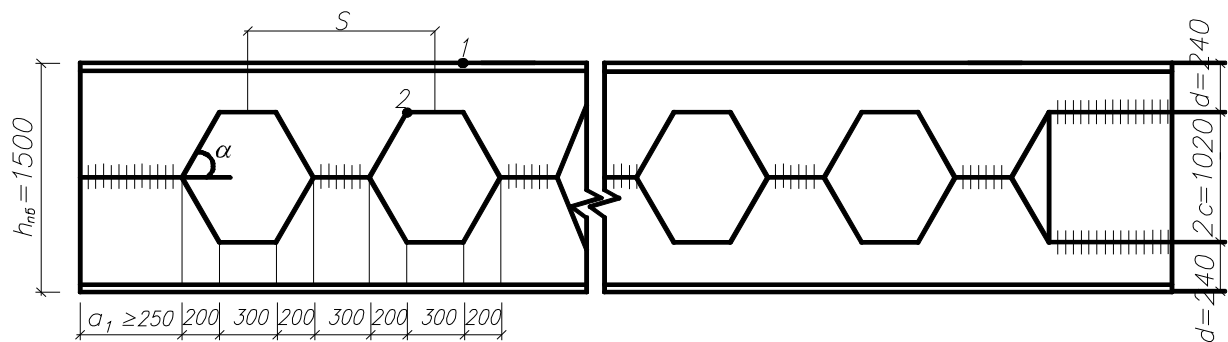
а)



б)



в)



Роспуск исходного двутавра:

$a \geq 90$ мм, $\alpha = 40^\circ - 70^\circ$, $a_1 \geq 250$ мм,

$d = (0,25 - 0,40)h$, h - высота исходного двутавра.

Рис.2.2 К расчету перфорированной балки:

а) - исходный прокатный двутавр I 100Ш1 по СТО АСЧМ 20-93;

б) - схема роспуска исходного двутавра;

в) - перфорированная балка

Определяем геометрические характеристики сечения.

$$c = h_{\text{реб}} - h = 1,50 - 0,99 = 0,51 \text{ м}$$

$$A_T = \frac{(A - c \cdot t_w)}{2} = \frac{(0,02938 - 0,51 \cdot 0,016)}{2} = 0,01061 \text{ м}^2 = 106,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Приведенная толщина полки:

$$t_f = \frac{(A - h \cdot t_w)}{2 \cdot (b - t_w)} = \frac{(0,02938 - 0,99 \cdot 0,016)}{2 \cdot (0,32 - 0,016)} = 0,0223 \text{ м}.$$

Высота двутавра:

$$d = \frac{h-c}{2} = \frac{0,99-0,51}{2} = 0,24 \text{ м}$$

$$d_1 = d - t_f = 0,24 - 0,0223 = 0,2177 \text{ м}$$

Площадь сечения полки:

$$A_f = t_f \cdot b_f = 0,0223 \cdot 0,32 = 71,36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

Статический момент верхнего поясного тавра относительно его нижней грани:

$$S_T = A_f \cdot \left(d_1 + \frac{t_f}{2} \right) + \frac{t_w \cdot d_1^2}{2} = 71,36 \cdot 10^{-4} \cdot \left(0,2177 + \frac{0,0223}{2} \right) + \frac{0,016 \cdot 0,2177^2}{2} = 2012,22 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Момент инерции тавра относительно нижней грани:

$$I_{T,1} = A_f \cdot \left(d_1^2 + d_1 \cdot t_f + \frac{t_f^2}{3} \right) + \frac{t_w \cdot d_1^3}{3} = 71,36 \cdot 10^{-4} \cdot \left(0,2177^2 + 0,2177 \cdot 0,0223 + \frac{0,0223^2}{3} \right) + \frac{0,016 \cdot 0,2177^3}{3} = 43050,63 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Центр тяжести расположен на расстоянии:

$$z = \frac{S_T}{A_T} = \frac{2012,22 \cdot 10^{-6}}{106,1 \cdot 10^{-4}} = 0,1896 \text{ м.}$$

Момент инерции тавра относительно центральной оси:

$$I_T = |I_{T,1} - z \cdot S_T| = |43050,63 \cdot 10^{-8} - 0,1896 \cdot 2012,22 \cdot 10^{-6}| = 4888,24 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент сопротивления поясного тавра:

$$W_{T,\max} = \frac{I_T}{d - z} = \frac{4888,24 \cdot 10^{-8}}{0,24 - 0,1896} = 969,9 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3;$$

$$W_{T,\min} = \frac{I_T}{z} = \frac{4888,24 \cdot 10^{-8}}{0,1896} = 257,82 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Плечо пар сил, действующих в поясах:

$$f = 2 \cdot (c + z) = 2 \cdot (0,51 + 0,1896) = 1,3992 \text{ м.}$$

Момент инерции сечения балки по отверстию:

$$I_{x,0} = 2 \cdot I_T + \frac{A_T \cdot f^2}{2} = 2 \cdot 4888,24 \cdot 10^{-8} + \frac{106,1 \cdot 10^{-4} \cdot 1,3992^2}{2} = 1048368,5 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Проверяем прочность на изгиб поясных тавров в середине пролета:

$$M_l = 652,45 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad Q_1 = 48,33 \text{ кН} \quad N = 0 \text{ кН}$$

$$\sigma_1 = \frac{M_1 y_1}{I_{x,0}} + \frac{Q_1 \cdot a}{2 \cdot W_{T,\max}} = \frac{652,45 \cdot 10^3 \cdot 0,75}{1048368,5 \cdot 10^{-8}} + \frac{48,33 \cdot 10^3 \cdot 0,3}{2 \cdot 969,9 \cdot 10^{-6}} = 46,67 \cdot 10^6 \text{ Па} + 7,5 \cdot 10^6 \text{ Па} = 54,14 \text{ МПа} \leq R_y \cdot \gamma_c = 310 \cdot 1 = 310 \text{ МПа}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_1 y_2}{I_{x,0}} + \frac{Q_1 \cdot a}{2 \cdot W_{T,\max}} = \frac{652,45 \cdot 10^3 \cdot 0,51}{1048368,5 \cdot 10^{-8}} + \frac{48,33 \cdot 10^3 \cdot 0,30}{2 \cdot 257,82 \cdot 10^{-6}} = 31,7 \cdot 10^6 \text{ Па} + 28,1 \cdot 10^6 \text{ Па} = 60 \text{ МПа} \leq R_y \cdot \gamma_c = 465 \cdot 1 = 465 \text{ МПа}$$

То же в четверти пролета:

$$M_2 = x \cdot Q_{max} - \frac{q \cdot x^2}{2} = 4,5 \cdot 144,99 - \frac{16,11 \cdot 4,5^2}{2} = 489,34 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = 96,66 \text{ кН};$$

$$N = 0 \text{ кН}.$$

$$\sigma_1 = \frac{M_2 y_1}{I_{x,0}} + \frac{Q_2 \cdot a}{2 \cdot W_{T,max}} = \frac{489,34 \cdot 10^3 \cdot 0,75}{1048368,5 \cdot 10^{-8}} + \frac{96,66 \cdot 10^3 \cdot 0,3}{2 \cdot 969,9 \cdot 10^{-6}} = 35 \cdot 10^6 \text{ Па} + 14,9 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$

$$= 54,14 \text{ МПа} \leq R_y \cdot \gamma_c = 310 \cdot 1 = 310 \text{ МПа}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2 y_2}{I_{x,0}} + \frac{Q_2 \cdot a}{W_{T,min}} = \frac{489,34 \cdot 10^3 \cdot 0,51}{1048368,5 \cdot 10^{-8}} + \frac{96,66 \cdot 10^3 \cdot 0,30}{2 \cdot 257,82 \cdot 10^{-6}} = 23,8 \cdot 10^6 \text{ Па} + 56,2 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$

$$= 80 \text{ МПа} \leq R_u \cdot \gamma = 465 \cdot 1 = 465 \text{ МПа}$$

То же у опоры балки (над первым окном):

$$M_3 = x \cdot Q_{max} - \frac{q \cdot x^2}{2} = 1,65 \cdot 144,99 - \frac{16,11 \cdot 1,65^2}{2} = 217,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_3 = 144,99 \text{ кН};$$

$$N = 0 \text{ кН};$$

$$\sigma_1 = \frac{M_3 y_1}{I_{x,0}} + \frac{Q_3 \cdot a}{2 \cdot W_{T,max}} = \frac{217,3 \cdot 10^3 \cdot 0,75}{1048368,5 \cdot 10^{-8}} + \frac{144,99 \cdot 10^3 \cdot 0,3}{2 \cdot 969,9 \cdot 10^{-6}} = 15,5 \cdot 10^6 \text{ Па} + 22 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$

$$= 37,5 \text{ МПа} \leq R_y \cdot \gamma_c = 310 \cdot 1 = 310 \text{ МПа}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_3 y_2}{I_{x,0}} + \frac{Q_3 \cdot a}{W_{T,min}} = \frac{217,3 \cdot 10^3 \cdot 0,51}{1048368,5 \cdot 10^{-8}} + \frac{144,99 \cdot 10^3 \cdot 0,30}{2 \cdot 257,82 \cdot 10^{-6}} = 10,6 \cdot 10^6 \text{ Па} + 84,3 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$

$$= 95 \text{ МПа} \leq R_u \cdot \gamma_c = 465 \cdot 1 = 465 \text{ МПа}$$

Таким образом, считаем прочность тавров на изгиб обеспеченной.

Определяем отношение высоты стенки к толщине:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{1,50 - 2 \cdot (0,03 + 0,021)}{0,016} = 87,37.$$

Согласно п.М.5.4. при $\frac{h_{ef}}{t_w} > 40$ стенку в опорном сечении следует укреплять

ребрами жесткости и рассчитывать по п.8.5.17[2] как для обычных балок.

Проверим соответствие нормативным требованиям (см. п. М.5.5. [2]) толщины стенки балки:

$$2,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{310}} = 64 \qquad 87,37 \geq 64$$

Условие не выполняется.

Согласно требования пункта 8.5.9 [2] устанавливаем поперечные ребра жесткости в простенках.

Вычислим размеры ребер жесткости:

$$b_h = \frac{h_{ef}}{30} + 0,04 = \frac{1,5 - 2 \cdot (0,03 + 0,021)}{30} + 0,04 = 0,073 \text{ м}$$

$$t_s = 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 0,073 \cdot \sqrt{\frac{310 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 0,006 \text{ м.}$$

Принимаем поперечные ребра жесткости с размерами: ширина 90 мм, толщина 10 мм.

Оценим устойчивость первого от опоры (наиболее нагруженного) простенка:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{51}{20} = 2,55 \quad \alpha = 68,6^\circ \quad \Theta = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 68,6^\circ = 21,4^\circ.$$

$$\text{В радианах: } \Theta = \frac{21,4 \cdot \pi}{180} = 0,3735 \quad \operatorname{tg} \Theta = 0,3919$$

$$\tau_{cr} = \frac{4}{3} \cdot \frac{0,3755^2}{0,3919} \sigma_{cr} = 0,36 \sigma_{cr} \quad \text{Здесь } \sigma_{cr} = \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c$$

$$l_0 = \frac{c}{\sin \alpha} = \frac{0,51}{0,931} = 0,5478 \text{ м}$$

$$i = 0,289 \cdot t_w = 0,289 \cdot 0,016 = 46,24 \cdot 10^{-4} \text{ м}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{0,5478}{46,24 \cdot 10^{-4}} = 118,47$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 118,47 \cdot \sqrt{\frac{310 \cdot 10^6}{2,06 \cdot 10^{11}}} = 4,6.$$

При $\bar{\lambda} = 4,6 \geq 2,5$, α определяется по формуле [2]:

$$\alpha = 1,47 - 13 \cdot \frac{R_y}{E} - \left(0,371 - 27,3 \cdot \frac{R_y}{E} \right) \cdot \bar{\lambda} + \left(0,0275 - 5,53 \cdot \frac{R_y}{E} \right) \cdot \bar{\lambda}^2 =$$

$$= 1,45 - 1,52 + 0,406 = 0,336;$$

$$\sigma_{cr} = \alpha \cdot R_y \cdot \gamma_c = 0,336 \cdot 310 \cdot 1 = 104,16 \text{ МПа}$$

$$\tau_{cr} = 0,36 \cdot \sigma_{cr} = 0,36 \cdot 104,16 = 37,5 \text{ МПа.}$$

Фактические касательные напряжения в первом простенке:

$$\tau = \frac{Q_3}{t_w \cdot a} = \frac{144,99}{0,016 \cdot 0,3} = 30,2 \leq \tau_{cr} = 37,5 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

Расчет по 2-й группе предельных состояний:

При количестве сосредоточенных сил на балку больше 5, нагрузку можно принять равномерно распределенной.

a)

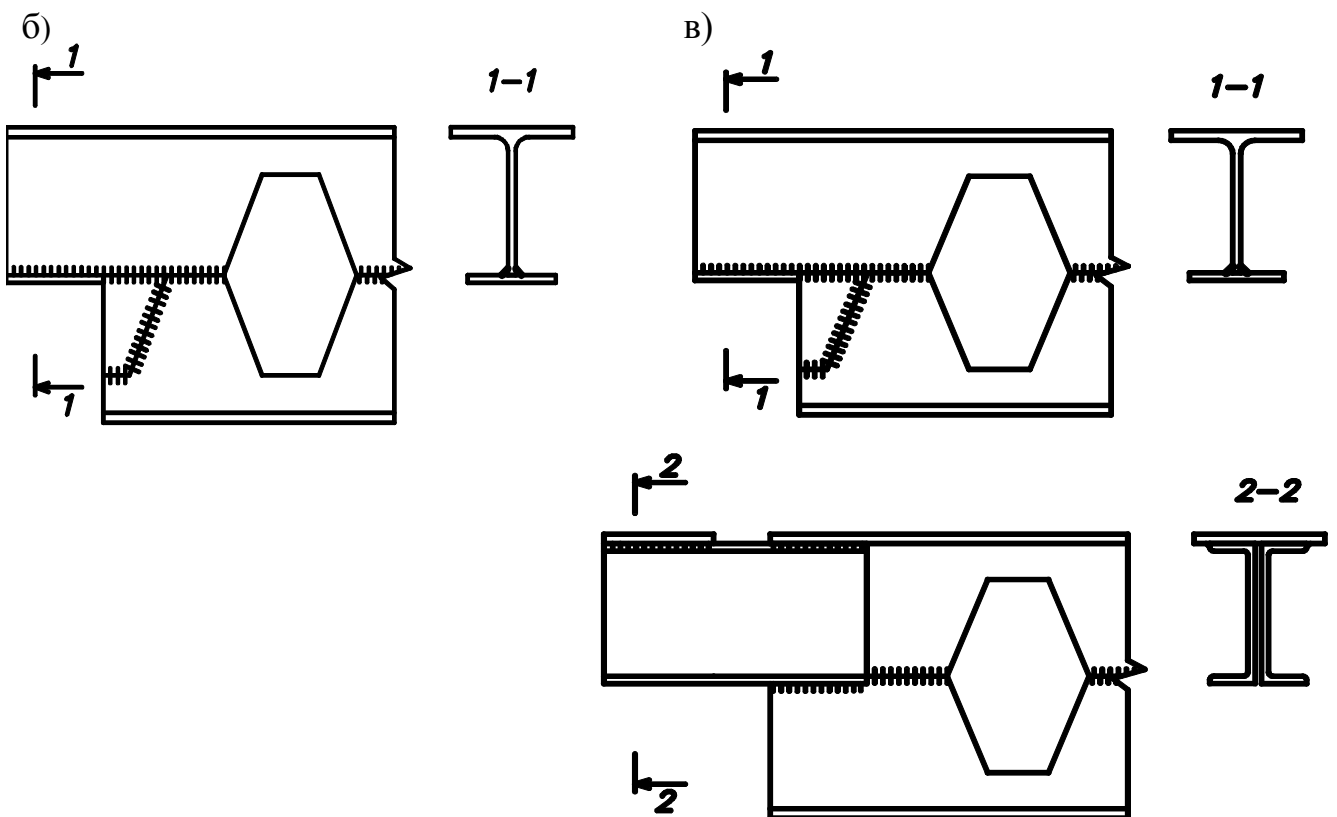
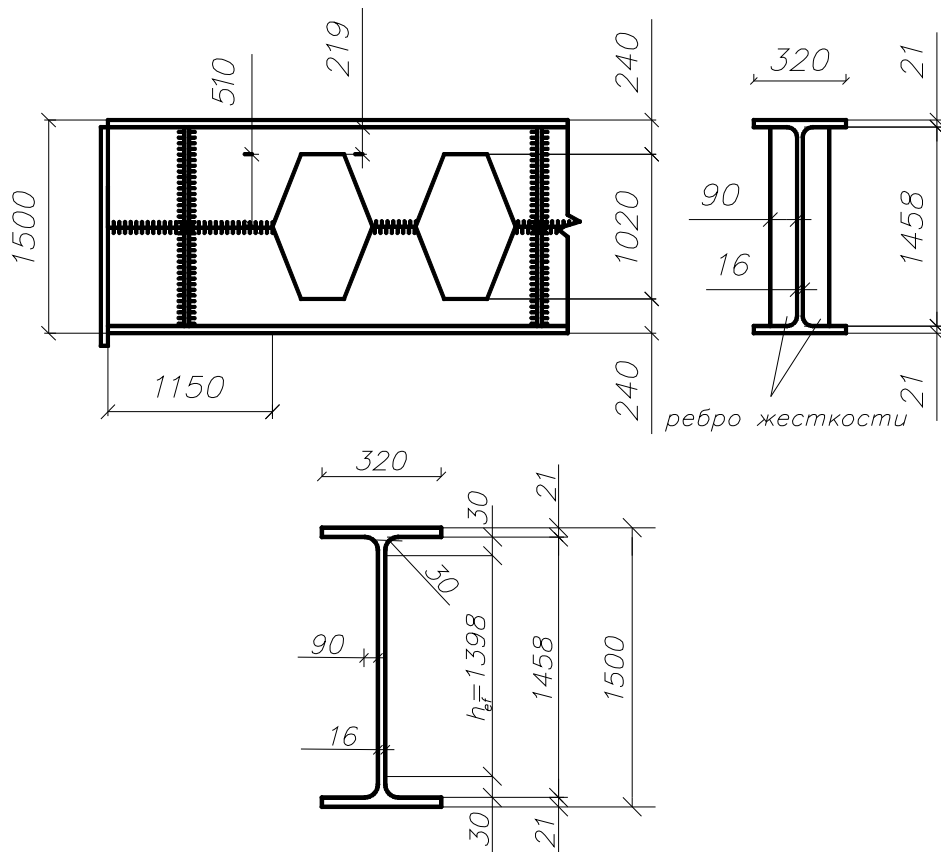


Рис.2.3 Примеры решения узлов опирания перфорированных балок:
а - с торцевым опорным ребром; б - с выпуском верхнего элемента;
в - с консольной наставкой из спаренных швеллеров

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_n \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I_x \cdot \alpha} = \frac{5 \cdot 11,47 \cdot 18^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^{11} \cdot 1048368,5 \cdot 10^{-8} \cdot 0,95} = 0,424 \cdot 10^{-3} \leq \left[\frac{1}{250} \right] = 4 \cdot 10^{-3},$$

где $\alpha = 0,95$ – коэффициент, который учитывается при определении прогиба

балок с отношением $\frac{l}{h_{ef}} \geq 12$ (в нашем случае, $\frac{l}{h_{ef}} = \frac{18}{1,398} = 12,88$).

Условие выполняется.

Оценим расход металла на балку.

Основной стержень – $230 \cdot 18 = 4140$ кг, ребра – 106 кг, общая масса – 4246 кг.

Балка с перфорированной стенкой оказалась тяжелее составной на

$100 \cdot (4246 - 3222) / 4246 = 24\%$.

Расчет и конструирование опорной части перфорированной балки выполняется аналогично обычным балкам. Конструкции опорных участков перфорированной балки приведены на рис. 2.3.

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГОФРИРОВАННОЙ БАЛКИ

Пример 3. Подобрать сечение гофрированной балки покрытия пролетом 18м, с шагом 6м. Покрытие выполнено из сэндвич-панелей толщиной 150мм по прогонам из прокатных швеллеров [24 по ГОСТ 8240-93 с шагом $a = 3$ м. Уклон кровли - 10° . Материал балки: сталь 09Г2С – для поясов, сталь С235 – для стенки. Район строительства – г. Сыктывкар (V снеговой район: $S_g = 3,0$ кПа). Назначение здания – торговый павильон. Температуры внутреннего воздуха 18°C .

Расчет ведем по данным примера 2. Сбор нагрузок приведен в табл. 2.1. Эпюры M и Q приведены на рис.2.1.

Примем балку двутаврового сечения постоянной высоты; стенку с вертикальными треугольными гофрами. Для стенки из стали С235 (при $t = 4 \dots 20$ мм) $R_{yw} = 215$ МПа;

$$R_{sw} = 0,58 \cdot R_{yw} = 124,7 \text{ МПа};$$

Для поясов из стали 09Г2С (при $t = 4 \dots 20$ мм) $R_{yf} = 290$ МПа.

Определяем минимальную необходимую высоту балки по жесткости при $[f/l] = 1/250$:

$$\sigma_n = R_{yf} \cdot \frac{q_n}{q} = 290 \cdot 10^6 \cdot (11,47 \cdot 10^3 / 16,11 \cdot 10^3) = 206,47 \cdot 10^6 \text{ Па}.$$

Требуемую высоту балки с гофрированной стенкой находим по формуле для обычных балок, но с поправочным коэффициентом при $\alpha = 1,15 \div 1,06$

$h/l = 1/10 \div 1/14$ учитывающим влияние сдвиговых деформаций.

При $\alpha = 1,12$ будем иметь:

$$h_r \geq 10 \cdot \sigma_n \cdot [l/f] \cdot \ell \cdot \alpha / (48E) = 10 \cdot 206,47 \cdot 10^6 \cdot 250 \cdot 18 \cdot 1,12 / (48 \cdot 2,06 \cdot 10^{11}) = 1,05 \text{ м.}$$

Оптимальная высота балки может быть принята исходя из условия использования минимально возможной толщины стенки:

$$h_{opt} = \frac{Q}{t_{w,min} \cdot R_{sw} \cdot \gamma_c} = \frac{144,99 \cdot 10^3}{0,006 \cdot 124,7 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,19 \text{ м.}$$

Здесь принято $t_{w,min} = 6 \text{ мм}$. Так как $h_r > h_{opt}$, то принята высота близкая к h_r , т.е. $h_w = 1,1 \text{ м}$. При такой высоте и $t_{w,min} = 6 \text{ мм}$:

гибкость стенки: $\lambda = 1,1 / 0,006 = 183$;

условная гибкость: $\bar{\lambda}_w = \lambda_w \cdot \sqrt{R_{yw}/E} = 183 \cdot \sqrt{215 \cdot 10^6 / 2,06 \cdot 10^{11}} = 5,91$

$$\text{По п. 8.5.3. [2]} \quad 6 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma}} = 6 \sqrt{\frac{215 \cdot 10^6}{206,47 \cdot 10^6}} = 6,12 > \bar{\lambda}_w = 5,91$$

Ширину пояса назначаем $b_f = 0,32 \text{ м}$ ($h_w/3,53$).

Параметры гофров устанавливаем из условия местной устойчивости.

При $h_w/a = 5$, $a = 1,1/5 = 0,22 \text{ м}$; $f/t_w = 10$, $f = 0,004 \cdot 10 = 0,04 \text{ м}$;

$$a_1 = \sqrt{0,22^2 + 0,08^2} = 0,235 \text{ м.}$$

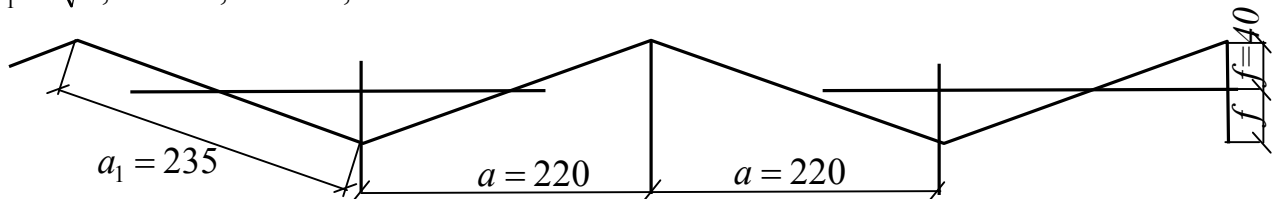


Рис. 3.1. Треугольные гофры стенок, применяемые в балках

При использовании прогонов из швеллеров [24 по ГОСТ 8240 с шагом 3 м, имеющих ширину полки 90 мм и с учетом ориентировочно принятой толщины пояса балки $t_f = 20 \text{ мм}$ для оценки местного давления на стенку балки имеем: $\ell_{ef} = 2 \cdot 0,09 + 2 \cdot 0,02 = 0,184 \text{ м}$.

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot \ell_{ef}} = \frac{48,33 \cdot 10^3}{0,006 \cdot 0,184} = 43,77 \cdot 10^6 \text{ Па} \leq R_{yw} \cdot \gamma_c = 215 \cdot 10^6 \cdot 1 = 215 \cdot 10^6 \text{ Па},$$

где $F = 48,33 \cdot 10^3 \text{ Н}$ (см. рис. 2.1)

$$\tau_{loc} = \frac{Q}{h_{ef} t_w} = \frac{144,99 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 0,006} = 21,97 \cdot 10^6 \text{ Па} = 21,97 < R_{sw} \gamma_c = 124,7.$$

Критические местные напряжения:

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot R_y / \bar{\lambda}_a^2,$$

где $\bar{\lambda}_a = (a_1 / t_w) \cdot \sqrt{R_y / E} = (0,235 / 0,006) \cdot \sqrt{215 \cdot 10^6 / 2,06 \cdot 10^{11}} = 1,25$.

c_1, c_2 – принимаются по п.8.5.5 [2]:

$$c_1 = 36,9 \text{ по табл. 14 [2] в зависимости от отношения } \frac{a}{h_{ef}} = \frac{0,22}{1,1} = 0,2$$

$$\text{и значения } \rho = 1,04 \frac{l_{ef}}{h_{ef}} = 1,04 \cdot \frac{0,184}{1,1} = 0,17;$$

$$c_2 = 1,67 \text{ по табл. 15 [2] в зависимости от отношения } \frac{a}{h_{ef}} = 0,2$$

$$\text{и значения } \delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right) = 0,8 \cdot \frac{0,32}{1,1} \left(\frac{0,012}{0,006} \right)^3 = 1,862.$$

Критические напряжения:

$$\sigma_{loc,cr} = 36,9 \cdot 1,63 \cdot 215 \cdot 10^6 / 1,25^2 = 827,6 \cdot 10^6 \text{ Па.}$$

Критические касательные напряжения

$$\tau_{loc,cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot R_s / \bar{\lambda}_w^2 = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{4,68^2} \right) \cdot \frac{124,7 \cdot 10^6}{5,91^2} = 167,8 \cdot 10^6 \text{ Па,}$$

$$\text{где } \mu = h_w / a_1 = 1,1 / 0,235 = 4,68.$$

Условие местной устойчивости грани гофра:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{loc}}{\tau_{loc,cr}} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{43,77 \cdot 10^6}{827,6 \cdot 10^6} \right)^2 + \left(\frac{21,97 \cdot 10^6}{167,8 \cdot 10^6} \right)^2} = 0,152 \leq \gamma_c = 1.$$

Таким образом, устойчивость грани гофра обеспечена и заданные параметры гофрирования приняты.

Определим толщину поясных листов из условия прочности балки на изгиб:

$$t_f \approx \frac{M_{\max}}{v \cdot b_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{652,45 \cdot 10^3}{1,03 \cdot 1,1 \cdot 0,32 \cdot 290 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,0062 \text{ м.}$$

Минимально необходимая толщина пояса по условию местной устойчивости при коэффициенте $k_{II} = [b_f / 4 \cdot a]^2 + 0,456 = [0,32 / 4 \cdot 0,22]^2 + 0,436 = 0,588$ будет равна

$$t_{f,\min} = \frac{0,5 \cdot b_f}{0,82 \cdot \sqrt{k_{II} \cdot E / R_y}} = \frac{0,5 \cdot 0,32}{0,82 \cdot \sqrt{0,588 \cdot 2,06 \cdot 10^{11} / 290 \cdot 10^6}} = 0,0095 \text{ м}$$

Принимаем $t_f = 0,012 \text{ м.}$

Определим ширину пояса на приопорном участке,

$$\text{где } M \geq \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2} = \frac{16,11 \cdot 10^3 \cdot 3 \cdot (18 - 3)}{2} = 362,5 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$b_{f1} = 362,5 \cdot 10^3 / (1,112 \cdot 0,012 \cdot 290 \cdot 10^6) = 0,094 \text{ м}$$

Принимаем $b_{f1} = 0,18 \text{ м}$ из условия надежного опирания прогонов на пояс балки. Ребра жесткости сечения 300x8 предусматриваем только на опорах.

Проверка несущей способности балки:

- по прочности на изгиб:

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{h \cdot A_f} = \frac{658,53 \cdot 10^3}{1,112 \cdot 0,32 \cdot 0,012} = 154,22 \cdot 10^6 \text{ Па} \leq R_y \cdot \gamma_c = 290 \cdot 10^6 \cdot 1 = 290 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

- по прочности на сдвиг:

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\max}}{t_w \cdot h_w} = \frac{144,99 \cdot 10^3}{0,006 \cdot 1,1} = 21,97 \cdot 10^6 \text{ Па} \leq R_{sw} \cdot \gamma_c = 124,7 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

- по общей устойчивости из её плоскости при:

$$l_{ef,y} = 3 \text{ м}; \quad i_y = \sqrt{J_f / A_f} = \sqrt{b_f^2 / 12} = \sqrt{0,32^2 / 12} = 0,092 \text{ м}$$

$$\lambda = 32,6; \quad \varphi_y = 0,93;$$

$$\sigma_x = \frac{M}{\varphi_y \cdot h \cdot A_f} = \frac{634,33 \cdot 10^3}{0,93 \cdot 1,112 \cdot 0,32 \cdot 0,012} = 159,73 \cdot 10^6 \text{ Па} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

- по «общей» устойчивости стенки $h_w / a = 5$; $f / t_w = 0,04 / 0,006 = 6,67$;
 $a_1 / a = 0,235 / 0,22 = 1,07$; принимаем коэффициент k_τ равным 117,4 по табл. 3.1;

критические касательные напряжения:

$$\tau_{cr} = k_t \cdot R_s / \bar{\lambda}_w^2 = 90,73 \cdot 124,7 \cdot 10^6 / 5,91^2 = 323,9 \cdot 10^6 \text{ Па}$$

Таблица 3.1.

a_1/a	h_w/a					
	3	5		7		
	при f/t_w					
	5	5	10	5	10	15
1,05	43,2	76,6	116,7	115,0	177,6	230,1
1,10	43,7	77,6	118,4	116,7	180,3	233,6
1,15	44,3	78,7	120,0	118,2	182,8	236,9

условие устойчивости гофрированной стенки:

$$\sqrt{(\sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c = 1$$

$$\sqrt{(43,77 \cdot 10^6 / 827,6 \cdot 10^6)^2 + (21,97 \cdot 10^6 / 323,9 \cdot 10^6)^2} = 0,086 \leq 1.$$

Проверка жесткости балки (расчет по 2-й группе предельных состояний):
 момент инерции сечения:

$$J_x = 2 \cdot A_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_w}{2} \right)^2 = 2 \cdot 0,32 \cdot 0,012 \cdot \left(\frac{1,1}{2} + \frac{0,012}{2} \right)^2 = 2,374 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

прогиб в середине пролета:

$$f = \int \frac{M_1 \cdot M_p dx}{E \cdot J_x} + \int \frac{Q_1 \cdot Q_p dx}{G \cdot A_w} = \frac{5 \cdot q_n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J_x} + \frac{q_n \cdot l^2}{8 \cdot G \cdot A_w} = \frac{5 \cdot 11,47 \cdot 10^3 \cdot 18^4}{(384 \cdot 2,06 \cdot 10^{11} \cdot 2,374 \cdot 10^{-3})} + \frac{11,47 \cdot 10^3 \cdot 18^2}{8 \cdot 78 \cdot 10^3 \cdot 10^6 \cdot 1,1 \cdot 0,004} = 0,032 + 0,00135 = 0,0333 \text{ м}$$

$$f/\ell = 0,0333/18 = 1/539 < 1/250.$$

Оценим расход стали на балку. При $f/a = 0,04/0,22 = 1/5,5$ значение k (отношение длины полуволны гофра S к хорде a) равно

$$k = 1 + (\pi f / 2a)^2 = 1 + (3,14 \cdot 0,04 / 2 \cdot 0,22)^2 = 1,08$$

Расход составит:

на стенку: $V \cdot c \cdot 1,07 = 18 \cdot 1,1 \cdot 0,006 \cdot 7850 \cdot 1,08 = 671,5 \text{ кг};$

на пояса: $2 \cdot 18 \cdot 0,32 \cdot 0,012 \cdot 7850 = 1085,2 \text{ кг};$

на ребра: $4 \cdot 0,3 \cdot 1,1 \cdot 0,008 \cdot 7850 = 83 \text{ кг};$

Итого 1839,7 кг.

В данных условиях экономия стали по сравнению с обычной балкой составила $100 \cdot (2322 - 1840) / 2322 = 21\%$.

4. ЗАЩИТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ

Пример 4. Разработать защиту несущих рам мансардного этажа примера 1 от коррозии.

Условия эксплуатации конструкций: городская территория, внутри отапливаемых зданий, газы группы А (табл.2, прил.1 [3]).

Степень агрессивного воздействия среды: неагрессивная (табл. 2 [3]).

По прил. 14 [3] назначаем способ защиты от коррозии металлических конструкций – окрашивание лакокрасочными материалами группы I

По табл. 29 [3] принимаем: Ip-2 (55),

где I – группы лакокрасочных покрытий:

I - пентафталевые, глифталевые, эпокси-эфирные, алкидно-стирольные, масляные, масляно-битумные, алкидно-уретановые, нитроцеллюлозные

p – индекс покрытия, характеризующий его стойкость, принимаемый по прил. 15 [3];

2- число покрывных слоёв;

55 - общая толщина лакокрасочного покрытия, мкм.

В качестве защитного покрытия по прил. 15 [3], принимаем пентафтальевую эмаль ПФ-1189, по ТУ 6-10-1710-79, которая наносится без грунтовки.

Перед применением основу эмали смешивают с алюминиевой пудрой (ПАП-1 или ПАП-2) в массовом соотношении на 100 мас. ч. основы 3 мас. ч. алюминиевой пудры, после чего добавляют сиккатив марки НФ-1 или сиккатив ЖК-1 в количестве не более 5% или сиккатив ЖК-11 в количестве 2.5% от массы взятой основы эмали и тщательно перемешивают.

Эмаль ПФ-1189 наносят на сухую, предварительно очищенную от продуктов коррозии обезжиренную поверхность кистью или краскораспылителем в два слоя.

5. ОГНЕЗАЩИТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Пример 5. Разработать огнезащиту несущих рам мансардного этажа примера.

По табл. 6.2 СНИП 31-06-2009. «Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНИП 2.08.02-89» принимаем II степень огнестойкости здания.

Для зданий II степени огнестойкости по табл. 6.1. [4] предел огнестойкости несущих элементов мансардного этажа должен быть не менее 90 минут до наступления потери несущей способности.

Для обеспечения требуемого предела огнестойкости несущих конструкций общественного зданий предусматриваем конструктивную огнезащиту. Для этого используем негорючие листы KNAUF Fireboard или стекло-магнезитовые листы СМЛ.

Толщина огнезащитного покрытия зависит от отношения периметра обогреваемой поверхности профиля к площади его поперечного сечения. Для колонн из I20Б1 по СТО АСЧМ 20-93 при обогревании его с трех сторон отношение $P/A=250 \text{ мм}^{-1}$ (здесь $P=680 \text{ мм}$ – периметр обогреваемой поверхности профиля, $A=27,16 \cdot 10^{-2} \text{ мм}^2$ – площадь поперечного сечения).

По табл.5.13 СП 55-102-2001 «Ограждающие конструкции с применением гипсокартонных листов» [5] рекомендуемая толщина огнезащитной облицовки из ГВЛ для колонн с $P/A \leq 140$ составляет $12,5 \times 2 \text{ мм}$.

Коэффициент теплопроводности ГВЛ $1,45 \text{ Вт/м}\cdot\text{с}$. Для СМЛ он ниже в 4,68 раза. Поэтому толщину огнезащитной оболочки из СМЛ принимаем равной 6 мм в 1 слой.

Приложение

Размеры двутавров, площадь поперечного сечения, масса 1 м длины, справочные величины для осей

Нормальные двутавры

Профиль	Размеры профиля, мм					Площадь сечения, см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины для осей						
	h	b	S	t	R			I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
10 Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12 Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,43
12 Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53	30,4	4,9	27,7	8,7	1,45
14 Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	36,4	10	1,65
14 Б2	140	73	4,7	6,9	7	16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16 Б1	157	82	4	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,6	6,53	54,4	13,3	1,83
16 Б2	160	82	5	7,4	9	20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,7	1,84
18 Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,05
18 Б2	180	91	5,3	8	9	223,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,42	100,8	22,2	2,05
20 Б1	200	100	5,5	8	11	27,16	21,3	1844	184,4	104,7	8,24	133,9	26,8	2,22
25 Б1	248	124	5	8	12	32,68	25,7	3537	285,3	159,7	10,4	254,8	41,1	2,79
25 Б2	250	125	6	9	12	37,66	29,6	4052	324,2	182,9	10,37	293,8	47	2,79
30 Б1	298	149	5,5	8	13	40,80	32	6319	424,1	237,5	12,44	441,9	59,3	3,29
30 Б2	300	150	6,5	9	13	46,78	36,7	7210	480,6	271,1	12,41	507,4	67,7	3,29
35 Б1	346	174	6	9	14	52,68	41,4	11095	641,3	358,1	14,51	791,4	91	3,88
35 Б2	350	175	7	11	14	63,14	49,6	13560	774,8	434	14,65	984,2	112,5	3,95
40 Б1	396	199	7	11	16	72,16	56,6	20020	1011,1	564	16,66	1446,9	145,4	4,48
40 Б2	400	200	8	13	16	84,12	66	23706	1185,3	663,2	16,79	1736,2	173,6	4,54
45 Б1	446	199	8	12	18	84,30	66,2	28699	1287	725,1	18,45	1579,7	158,8	4,33
45 Б2	450	200	9	14	18	96,76	76	33453	1486,8	839,6	1859	1871,3	187,1	4,4
50 Б1	492	199	8,8	12	20	92,38	72,5	36845	1497,8	853,5	19,97	1581,5	158,9	4,14
50 Б2	496	199	9	14	20	1011,27	79,5	41872	1688,4	957,3	20,33	1844,4	185,4	4,27
50 Б3	500	200	10	16	20	114,23	89,7	47849	1914	1087,7	20,47	2140,3	214	4,33
55 Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,36	89	55682	2050,9	1165,1	22,16	2404,5	218,6	4,61
55 Б2	547	220	10	15,5	24	124,75	97,9	62790	2295,8	1301,6	22,44	2760,3	250,9	4,7
60 Б1	596	199	10	15	22	120,45	94,6	68721	2306,1	1325,5	23,89	1979	198,9	4,05
60 Б2	600	200	11	17	22	134,41	105,5	77638	2587,9	1489,5	24,03	2277,5	227,8	4,12
70 Б0	693	230	11,8	15,2	24	153,05	120,1	114187	3295,5	1913,1	27,31	3097,7	269,4	4,5
70 Б1	691	260	12	15,5	24	164,74	129,3	125931	3644,9	2094,9	27,65	4556,4	350,5	5,26
70 Б2	697	260	12,5	18,5	24	183,64	144,2	145913	4186,9	2392,8	28,19	5436,7	418,2	

Широкополочные двутавры

Профиль	Размеры профиля, мм					Площадь сечения, см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины для осей						
	h	b	S	t	R			Ix, см ⁴	Wx, см ³	Sx, см ³	ix, см	Iy, см ⁴	Wy, см ³	iy, см
20 III1	194	150	6	9	13	39,01	30,6	2690	277,3	154,3	8,3	507,1	67,6	3,61
25 III1	244	175	7	11	16	56,24	44,1	6122	501,8	279,2	10,43	984,3	112,5	4,18
30 III1	294	200	8	12	18	72,38	56,8	11339	771,4	429,5	12,52	1602,9	160,3	4,71
30 III2	300	201	9	15	18	87,38	68,6	14210	947,4	529,9	12,75	2033,8	202,4	4,82
35 III1	334	249	8	11	20	83,17	65,3	17108	1024,4	563,8	14,34	2834,1	227,6	5,84
35 III2	340	250	9	14	20	101,51	79,7	21678	1275,2	706,1	14,61	3650,5	292	6
40 III1	383	299	9,5	12,5	22	112,91	88,6	30556	1595,6	880,8	16,45	5575,4	372,9	7,03
40 III2	390	300	10	16	22	135,95	106,7	38676	1983,4	1094	16,87	7207,1	480,5	7,28
45 III1	440	300	11	18	24	157,38	123,5	56072	2548,7	1412,5	18,88	8110,3	540,7	7,18
50 III1	482	300	11	15	26	145,52	114,2	60371	2505	1395,7	20,37	6762,4	450,8	6,82
50 III2	487	300	14,5	17,5	26	176,34	138,4	71867	2951,4	1666,7	20,19	7896,4	526,4	6,69
50 III3	493	300	15,5	20,5	26	198,86	156,1	83441	3385	1912,8	20,48	9249,7	616,6	6,82
50 III4	499	300	16,5	23,5	26	221,38	173,8	95282	3818,9	2161,5	20,75	10603,4	706,9	6,92
60 III1	582	300	12	17	28	174,49	137	102717	3529,8	1981,5	24,26	7668	511,2	6,63
60 III2	589	300	16	20,5	28	217,41	170,7	126201	4285,3	2439	24,09	9257,4	617,2	6,53
60 III3	597	300	18	24,5	28	252,37	198,1	150043	5026,6	2869,9	24,38	11067,3	737,8	6,62
60 III4	605	300	20	28,5	28	287,33	225,6	174458	5767,2	3305,6	24,64	12879,3	858,6	6,7
70 III1	692	300	13	20	28	211,49	166	172433	4983,7	2814,6	28,55	9022,9	601,5	6,53
70 III2	698	300	15	23	28	242,53	190,4	198791	5696	3233,6	28,63	10381,1	692,1	6,54
70 III3	707	300	18	27,5	28	289,09	226,9	239032	6761,9	3867,2	28,76	12422,4	828,2	6,56
70 III4	715	300	20,5	31,5	28	329,39	258,6	275138	7696,2	4426,7	28,9	14240,2	949,3	6,58
70 III5	725	300	23	36,5	28	375,69	294,9	319793	8821,9	5099,5	29,18	16512,3	1100,8	6,63
80 III1	782	300	13,5	17	28	209,71	164,6	205458	5254,7	3018,9	31,3	7676,7	511,8	6,05
80 III2	792	300	14	22	28	243,45	191,1	253655	6405,4	3644,1	32,28	9928,9	661,9	6,39
90 III1	881	299	15	18,5	28	243,96	191,5	292583	6642,1	3861,2	34,63	8278,5	553,7	5,83
90 III2	890	299	15	23	28	270,87	212,6	345335	7760,3	4457	35,71	10283,3	687,8	6,16
100 III1	990	320	16	21	30	293,8	230,6	446039	9010,9	5234,1	38,96	11517,9	719,9	6,26
100 III2	998	320	17	25	30	328,88	258,2	516373	10348,2	5982,6	39,62	13710	856,9	6,46
100 III3	1006	320	18	29	30	363,96	285,7	587730	11684,5	6736,2	40,18	15903	993,9	6,61
100 III4	1013	320	19,5	32,5	30	400,58	314,5	655449	12940,7	7470	40,45	17828,8	1114,3	6,67

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 20.13330.2011. Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Введ. 20.05.2011. – М.: Национальные стандарты, 2011 – 76 с.
2. СП 16.13330.2011. Свод правил. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Введ. 20.05.2011. – М.: Национальные стандарты, 2011 – 143 с.
3. СНиП 2.03.11-85. Строительные нормы и правила. Защита строительных конструкций от коррозии. – Введ. 1.01.1986. – М.: Государственные стандарты России, 1986 – 88 с.
4. СНиП 31-06-2009. Строительные нормы и правила. Общественные здания. Актуализированная редакция СНиП 2.08.02-89. - Введ. 01.01.2020. – М: Межрегион России, 2009 – 57 с.
5. СП 55-102-2001. Свод правил. Ограждающие конструкции с применением гипсокартонных листов. – Введ. 01.07.2002. – М.: Госстрой России. – 61 с.

Содержание

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ РАМ МАНСАРДНОГО ЭТАЖА.....	4
1.1. Определение нагрузок на поперечную раму	6
1.2. Определение снеговой нагрузки.....	10
1.3. Определение ветровой нагрузки.....	14
1.4. Статический расчет поперечной рамы.....	15
1.5. Подбор сечения элементов поперечной рамы мансардного этажа	19
1.5.1. Расчет ригеля покрытия (элемент 6,7)	19
1.5.2. Расчет затяжки (элемент 8)	21
1.5.3. Расчет утепленного покрытия (элементы 10,11).....	22
1.5.4. Расчет карниза (элементы 9,12)	24
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЕРФОРИРОВАННОЙ БАЛКИ.....	25
3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГОФРИРОВАННОЙ БАЛКИ	32
4. ЗАЩИТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ	36
5. ОГНЕЗАЩИТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	37
Приложение	38