

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Вологодский государственный технический университет

Кафедра промышленного и гражданского строительства

КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 2

Методические указания к практическим занятиям

Факультет инженерно-строительный

Специальность 070501 «Реставрация»

Направление подготовки 072200 «Реставрация»

Профиль подготовки «Реставратор памятников архитектуры и архитектурной среды»

Вологда

2012

УДК 6.92 (076)

Конструкции зданий и сооружений. Часть 26: Методические указания к практическим занятиям. – Вологда: ВоГТУ, 2012. – 47 с.

Методические указания соответствуют стандарту специалиста по специальности 070501, утвержденному в 2003 г., стандарту направления подготовки 072200, утвержденному 13.01.2010 г.

В методических указаниях приводятся рекомендации по компоновке поперечной рамы стального каркаса бескранового здания, конструированию и расчету стропильной фермы, внецентренно-сжатой колонны и арочных покрытий. Они могут быть использованы студентами при выполнении курсовых и дипломных проектов.

Утверждено редакционно-издательским советом ВоГТУ

Составитель: И.С. Казакова, канд. техн. наук, доцент

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

ВВЕДЕНИЕ

Во второй части методических указаний по дисциплине «Конструкции зданий и сооружений» приводятся рекомендации по компоновке поперечной рамы стального каркаса бескранового здания, конструированию и расчету стропильной фермы, внецентренно-сжатой колонны и арочных покрытий. Приводится методика сбора нагрузок, статический расчет поперечной рамы. Все расчеты в работах выполнять в системе СИ (нагрузки определять в Н или кН, единицы длины в м).

1. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ КАРКАСА

а)

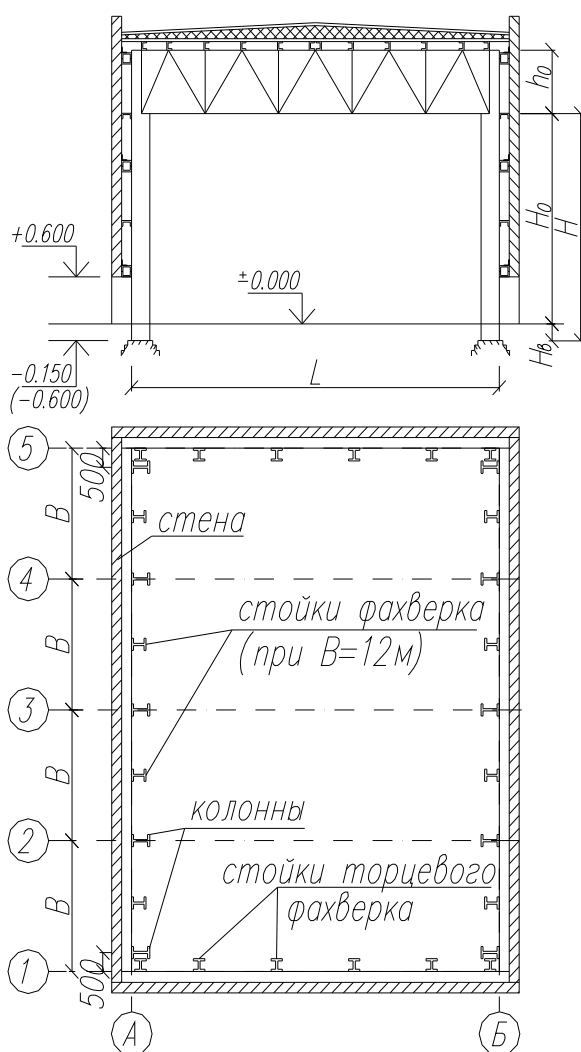


Рис. 1.1. Конструктивная схема поперечной рамы

1.1. Компоновка поперечных рам

В состав поперечной рамы входят колонны и ригели. Ригели могут быть сплошные (балки) или сквозные (фермы).

Размеры по вертикали определяют по отношению к нулевой отметке, соответствующей уровню пола (рис. 1.1).

Полезную высоту здания H_0 , от уровня пола до низа ригеля, принимают по заданию на проектирование.

Высота колонны от низа базы до нижнего пояса ригеля (балки, фермы):

$$H = H_0 + H_g, \quad (1.1)$$

где H_0 - полезная высота здания от уровня пола до низа ригеля, принимается по заданию на проектирование;

H_g - заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки, принимается из условия, чтобы верх базы (анкер, траверс и ребер) не доходил до уровня чистого пола на 50-100 мм, и назначается $H_g = 400 - 600$ мм.

Высоту сечения сплошных колонн бескрановых зданий назначают из условия жесткости:

$$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) H.$$

Привязка наружной грани колонны к продольной оси принимается:

- $a = 0$ при шаге колонн $B = 6$ м, высоте $H_0 < 16,2$ м и $B = 12$ м, $H_0 < 8,4$ м;

- $a = 250$ мм в прочих случаях.

Основным типом колонн бескрановых зданий являются колонны постоянного по высоте сечения, работающие на внецентренное сжатие.

Колонны проектируют из двутавров прокатных широкополочных типа Ш или колонных типа К по СТО АСЧМ 20-93 или составного сечения.

Геометрическая схема сквозных ригелей (ферм) принимается в зависимости от типа кровли. На рис. 1.2 приведены геометрические схемы ферм для типовых пролетов. Для нетиповых пролетов геометрические схемы ферм аналогичны.

Решетку ферм рекомендуется принимать треугольной с дополнительными стойками. Оптимальный угол наклона раскосов такой решетки 45° .

При прогонном решении кровли размер панели верхнего пояса назначается в пределах 2 – 3 м, при беспрогонном – 1,5 – 3 м.

Участок колонны в пределах высоты опорной части фермы обычно оформляют в виде отдельного опорочного элемента – опорной стойки. Длину стойки h_0 принимают равной высоте фермы на опоре (рис. 1.2).

Конструирование и расчет сплошных ригелей (балок) приведен в части 1 методических указаний [5].

Для обеспечения пространственной неизменяемости зданий с металлическим каркасом используются связи. Различают связи по колоннам и связи по покрытию. Более подробную информацию о связях см. в [6].

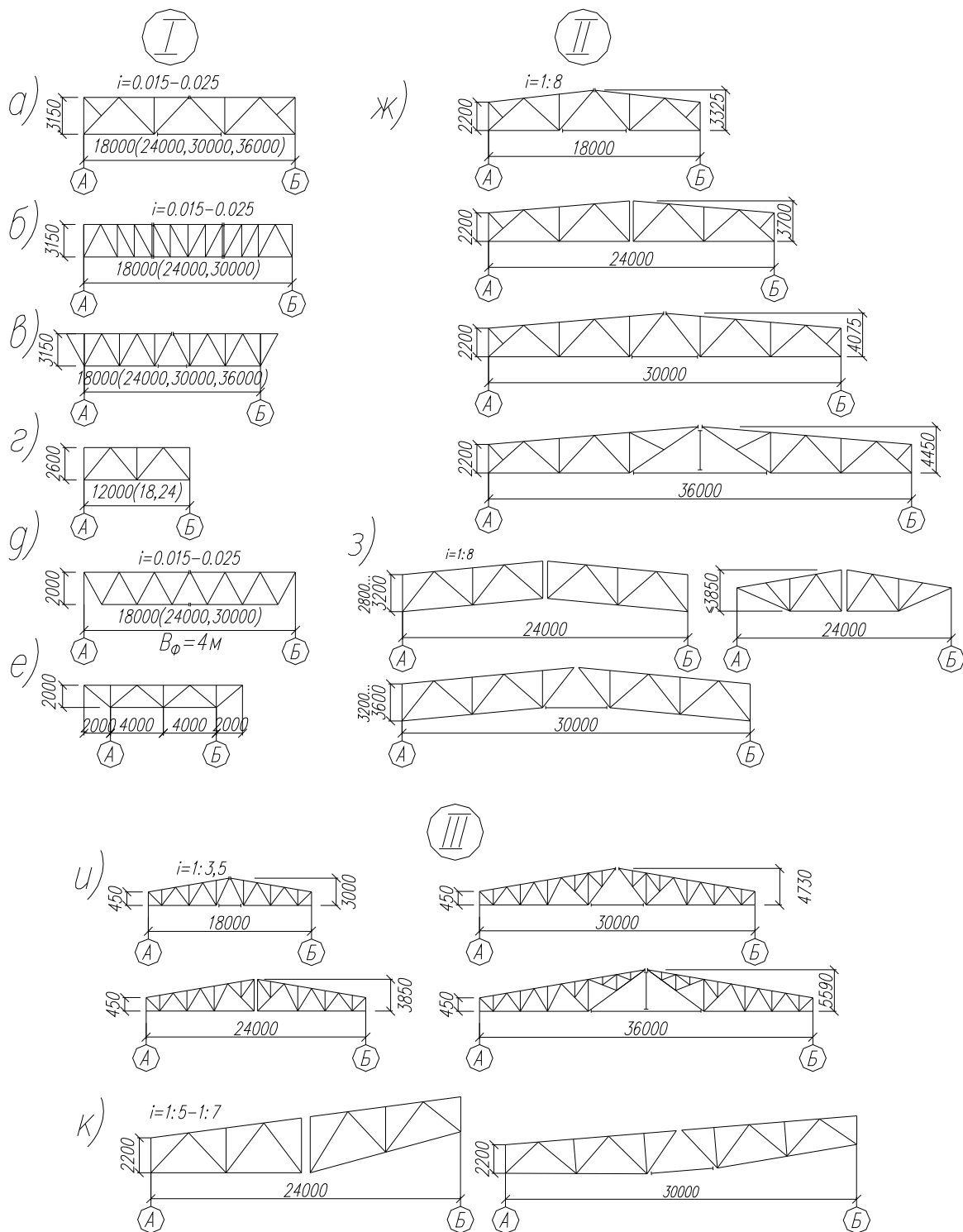


Рис. 1.2 Геометрические схемы стальных стропильных ферм:

I – для плоской кровли: а) с параллельными поясами; б) с параллельными поясами и раскосной решеткой; в) с параллельными поясами с консольными свесами; г) подстропильные; д) фермы с параллельными поясами из ЗГСП под беспрогонную плоскую кровлю из профлиста; е) подстропильная ферма из ЗГСП; II – для малоуклонной кровли: ж) трапециевидные двускатные; з) с параллельными поясами под двускатную кровлю; III – для скатной кровли: и) треугольные; к) трапециевидные односкатные

1.2. Выбор несущих и ограждающих конструкций для стен и покрытия

1.2.1. Стеновое ограждение

В каркасных зданиях стеновое ограждение принимается из сэндвич-панелей. Толщина панелей приравнена к толщине утеплителя, который определяется теплотехническим расчетом (например, для Вологды для помещений с температурой внутреннего воздуха $+18^{\circ}\text{C}$ толщина сэндвич-панелей равна 100 мм).

Размеры панелей: длина 1 м (*min*) – 13 м (*max*);
ширина 1000, 1200 мм;
толщина 50 мм (*min*) – 300 мм (*max*) (кратна 50 мм);
дополнительно 70, 120 мм.

В качестве утеплителя в панелях используется ROCKWOOL плотностью не менее 100 кг/м^3 и коэффициентом теплопроводности $\lambda_B = 0,051\text{ Вт/м}\cdot\text{К}$. Облицовка панелей выполнена из оцинкованной окрашенной стали толщиной 0,55-0,70 мм.

Панели стен крепятся самонарезающимися винтами $d = 8$ мм к основным и фахверковым колоннам при горизонтальной разрезке, к горизонтальным стальным ригелям – при вертикальной разрезке панелей.

Цоколь стен на высоту не менее 0,6м делают из легкобетонных панелей.

1.2.2. Конструкции кровли

При шаге колонн и ферм до 9 м проектируют кровлю из профлиста по прогонам сплошного сечения из швеллеров (прокатных или гнутых) или из прокатных двутавров. При шаге колонн и ферм более 9 м принимается кровля из профлиста по сквозным прогонам или панели.

При шаге колонн более 9 м можно использовать:

- покрытие с прогонами по стропильным фермам и подстропильные фермы;
- беспрогонное решение кровли из профлиста по металлическим фермам из гнутосварных профилей с шагом 4м с подстропильными фермами.

Использование для покрытий железобетонных панелей пролетом 6 и 12 м приводит к утяжелению всех нижележащих конструкций здания, поэтому используется редко.

1.3. Определение нагрузок на поперечную раму

Нагрузками, действующими на поперечную раму, являются:

- постоянная нагрузка от массы кровли и несущих конструкций покрытия со

- связями, колонн, ригелей и навесных стеновых панелей;
- снеговая нагрузка на покрытие;
 - ветровая нагрузка на продольные стены и на конструкции покрытия здания.

1.3.1. Определение постоянной нагрузки

1. Постоянная нагрузка на ригель рамы складывается из нагрузок от массы кровли, прогонов, стропильных ферм и связей.

Нагрузка от массы кровли определяется конструкцией кровли, плотностью материалов и толщиной слоев и находится суммированием нагрузки от массы ее элементов. Сбор нагрузки от массы отдельных слоев кровли на 1 м^2 покрытия выполняется в табличной форме (табл. 1.1).

Нагрузка от собственной массы стальных несущих конструкций покрытия (стропильных ферм, прогонов, связей) приведена в табл.1.1.

Для определения расчетной погонной постоянной нагрузки по ригелю рамы q_{II} в кН/м необходимо суммарную расчетную нагрузку от массы конструкций покрытия, приходящуюся на 1 м^2 горизонтальной проекции кровли, умножить на ширину грузовой площади, равную шагу стропильных конструкций.

Постоянная расчетная погонная нагрузка по ригелю рамы:

$$q_{II} = g_{II} \cdot B_{стр.к.} \quad (1.2)$$

где g_{II} – расчетная нагрузка от массы кровли, несущих конструкций покрытия и связей по табл. 1.1;

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

Постоянная расчетная погонная нагрузка прикладывается вдоль пролета ригеля рамы.

Таблица 1.1

Определение постоянной нагрузки на ригель рамы

Состав нагрузки	Нормативная g^n , кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная g , кН/м ²
1	2	3	4
1. Гидроизоляционный ковер из стеклоизола по ТУ 5774-004-00289973-96	0,120	1,3	0,156
2. Стяжка из двух слоев ЦСП (ГОСТ 26816-86) $t = 10 \text{ мм}$, $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$ $t \cdot \rho = 2 \cdot 10 \cdot (10 - 3) \cdot 1400 \cdot (10 - 2)$	0,280	1,2	0,336

1	2	3	4
3. Утеплитель ROCKWOOL РУФ БАТТС (ТУ 5762-005-45757203-99) $t = 140$ мм, $\rho = 160$ кг/м ³ $t \cdot \rho = 140 \cdot (10^{-3}) \cdot 160 \cdot (10^{-2})$	0,128	1,2	0,134
4. Пароизоляционная пленка	0,040	1,2	0,048
5. Стальной профилированный настил Н75-750-0,8	0,06...0,18	1,05	
6. Прогоны	0,06...0,14	1,05	
7. Стропильные фермы	0,20...0,40	1,05	
8. Связи	0,04...0,10	1,05	0,042
Итого:	g_n^n		g_{II}

Примечание: для позиций 4...7 меньшие значения принимают при пролетах зданий 18...24 м для снеговых районов I...III; большие – при пролетах 24 м для снеговых районов IV...VI или при пролетах 30...36 м.

2. Постоянная нагрузка от массы колонн в кН определяется по геометрическим размерам колонны:

$$N_{кол} = 0,01 \cdot \gamma_f \cdot q_{кол} \cdot l, \quad (1.3)$$

где 0,01 - переходный коэффициент для перевода нагрузки из кг в кН;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, для стальных конструкций $\gamma_f = 1,05$ [2];

$q_{кол}$ – нагрузка от массы 1 погонного метра колонны в кг/м (принимается равной линейной плотности в кг/м предварительно принятого прокатного двутавра по СТО АСУМ 20-93);

l – длина колонны в м, $l = H$.

Постоянная расчетная сосредоточенная нагрузка от массы колонны прикладывается в двух точках по длине колонны (т. 2 на левой колонне и т. 3 на правой колонне (рис. 1.7)) и равна $N_{кол}$ (форм. (1.2)).

3. Нагрузка от массы стеновых панелей и ригелей передается на колонны в виде сосредоточенных сил и изгибающих моментов.

$$N_{стен.} = 0,01 \cdot (2\rho_{обш} \cdot t_{обш} \cdot H_{стен} \cdot \gamma_{f,обш} + \rho_{ут} \cdot t_{ут} \cdot H_{стен} \cdot \gamma_{f,ут} + n \cdot q_{риг} \cdot \gamma_{f,риг}) \cdot B_k, \quad (1.4)$$

где 0,01 – переходный коэффициент для перевода нагрузки из кг в кН;

$\rho_{обш}$, $\rho_{ут}$ - плотность обшивки и утеплителя сэндвич-панелей
 ($\rho_{обш} = 7850 \text{ кг/м}^3$, $\rho_{ут} = 100 \text{ кг/м}^3$);

$t_{обш}$, $t_{ут}$ - толщина обшивки и утеплителя сэндвич-панелей
 ($t_{обш} = 0,5; 0,63; 0,7 \text{ мм}$, $t_{ут} = 100 \text{ мм}$);

$q_{риг}$ - нагрузка от массы ригеля из гнутого швеллера ГШ 160x80x5
 ($q_{риг} = 11,68 \text{ кг/м}$);

$\gamma_{f,обш}$, $\gamma_{f,ут}$, $\gamma_{f,риг}$ - коэффициенты надежности по нагрузке для обшивки, утеплителя и ригеля ($\gamma_{f,обш} = 1,05$, $\gamma_{f,ут} = 1,2$, $\gamma_{f,риг} = 1,05$);

n - количество ригелей для крепления стенового ограждения (шаг ригелей принять 1,2 м);

$H_{стен}$ - высота стенового ограждения из сэндвич-панелей,

$$H_{стен} = H_0 - h_{цок} + h_0 + h_{кр} + h_{нар},$$

где H_0 - по рис. 1.1 и заданию на проектирование;

$h_{цок}$ - высота цокольной панели, принимается 0,6 или 0,9 м;

h_0 - высота стропильной фермы на опоре (рис. 1.2);

$h_{кр}$ - толщина кровли (рис. 1.3);

$h_{нар}$ - высота парапета (принять равной 0,4-0,6 м)

B - шаг колонн.

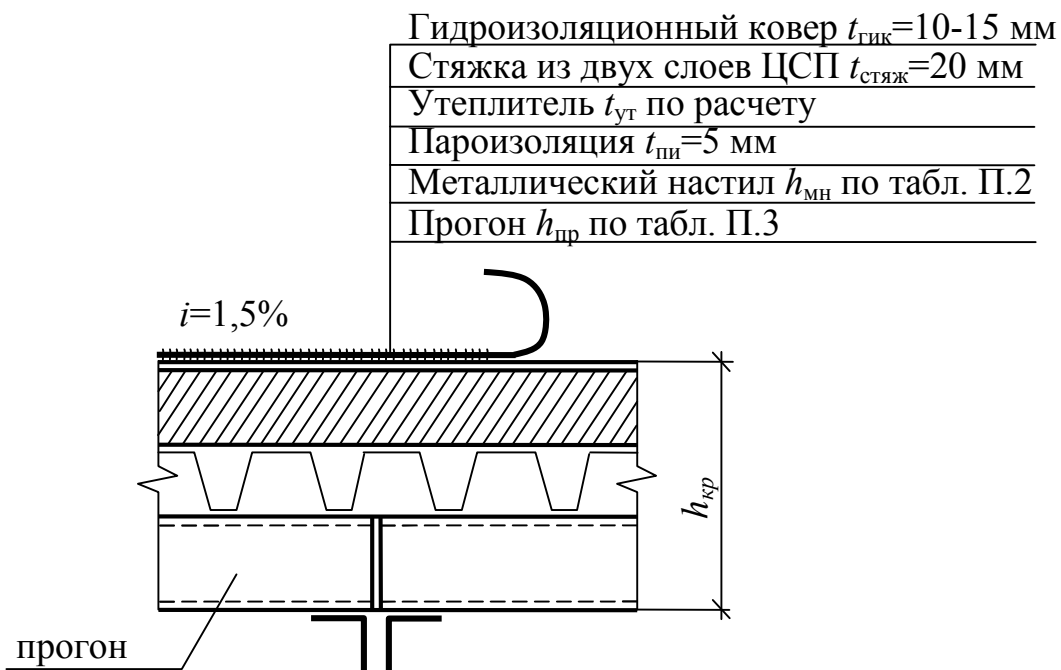


Рис. 1.3 Кровля по металлическому настилу и прогонам

Нагрузка от стенового ограждения передается на колонны в виде сосредоточенных сил и изгибающих моментов в точках: в т. 2 $N_{стен}$, $M_{стен}$ на левой колонне и т. 3 $N_{стен}$, $M_{стен}$ на правой колонне.

$$M_{стен} = N_{стен} \cdot e, \quad (1.5)$$

где e – эксцентриситет приложения силы $N_{стен}$ (см. рис. 1.4),

$e = \frac{t_{стен}}{2} + h_{риг} + \frac{h}{2}$, (здесь $t_{стен}$ – толщина стены; $h_{риг} = 160$ мм, h – высота сечения колонны).

При горизонтальной разрезке стен при определении эксцентриситета e $h_{риг}$ не учитывается.

При упрощенном расчете поперечной рамы допускается не учитывать момент от стенового ограждения, что пойдет в запас несущей способности колонны.

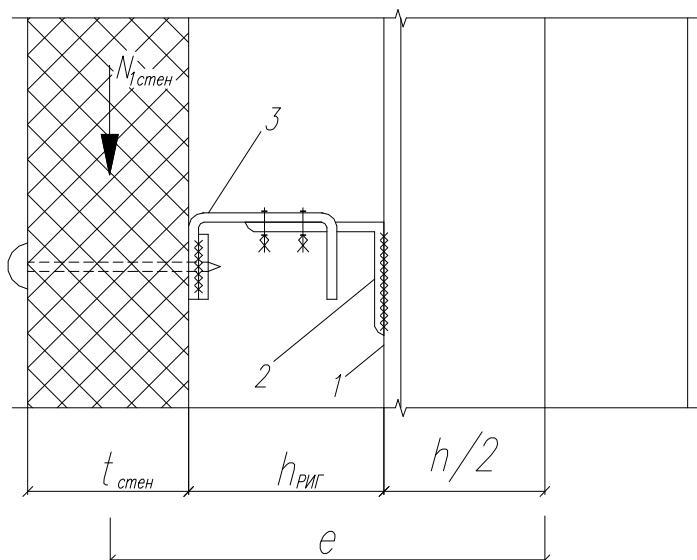


Рис. 1.4. Крепление стеновой панели к продольному ригелю при вертикальной разрезке стен

1.3.2. Определение снеговой нагрузки

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяют по формуле (10.1) СП 20.13330.2011 [2]:

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (1.6 \text{ a})$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра. Для покрытий с уклонами от 12 до 20 % однопролетных зданий, проектируемых в районах со скоростью ветра $v \geq 4$ м/сек, $c_e = 0,85$. В прочих случаях см. раздел 10 [2];

c_t - термический коэффициент, для утепленных покрытий $c_t = 1$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова на земле к снеговой нагрузке на покрытие по прил. Г1 [2], при $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$, при $\alpha \geq 60^\circ$ $\mu = 0$ (здесь α – угол наклона кровли к горизонтали). Для промежуточных значений α определяется μ интерполяцией;

S_g - вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли (принимается по табл. 10.1 [2] в зависимости от снегового района РФ).

Расчетное значение снеговой нагрузки S на горизонтальную проекцию покрытия:

$$S = \gamma_f \cdot S_0, \quad (1.6 \text{ б})$$

где $\gamma_f = 1,4$ - коэффициент надежности по снеговой нагрузке.

Снеговая расчетная погонная нагрузка на стропильные конструкции определяется:

$$q_{сн} = S \cdot B_{стр.к.} \quad (1.7)$$

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

Для двускатных покрытий с углом наклона кровли $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ дополнительно рассматривается несимметричное загрузение снеговой нагрузкой с коэффициентами $0,75\mu$ и $1,25\mu$ на половинах пролета по прил. Г.1 [2].

1.3.3. Определение ветровой нагрузки

Ветровая нагрузка на раму складывается из нагрузки, действующей непосредственно на колонны (от уровня земли до низа ригеля) и нагрузки, действующей выше низа ригеля (от нижнего пояса ригеля до верха стенового ограждения – парапета).

Интенсивность распределенной ветровой нагрузки определяется по формулам:

$$\left. \begin{array}{l} \text{- с наветренной стороны (активное давление):} \\ w = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c \cdot k \\ \text{- с заветренной стороны (отсос):} \\ w' = \gamma_f \cdot w_0 \cdot c' \cdot k \end{array} \right\}, \quad (1.8)$$

где γ_f – коэффициент надежности для ветровой нагрузки, принимаемый согласно [2] равным $\gamma_f = 1,4$;

w_0 – нормативный скоростной напор ветра для высоты над поверхностью

земли до 5 м, принимаемый по табл. 11.1 [2] в зависимости от ветрового района;

c и c' – аэродинамические коэффициенты по прил. Д.1 [2], для вертикальных поверхностей $c = 0,8$, $c' = -0,5$;

k – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты и типа местности, принимаемый по табл. 11.2 [2], для типа местности B (городские территории)

при	$h = 5\text{м}$	$k = 0,5$
	10м	$0,65$

Погонная ветровая нагрузка на несущий элемент рамы (колонну):

$$\left. \begin{array}{l} \text{- с наветренной стороны} \\ \text{- с заветренной стороны} \end{array} \right\} \begin{array}{l} q_w = w \cdot B \\ q'_w = w' \cdot B \end{array}$$

B – шаг поперечных рам.

Неравномерную ветровую нагрузку, действующую ниже отметки низа ригеля, заменяют эквивалентной равномерно-распределенной $q_{\text{экв}}$, вызывающей в нижнем сечении колонны такой же изгибающий момент, что и действующая неравномерно распределенная. Эквивалентная ветровая нагрузка с наветренной стороны равна:

$$q_{\text{экв}} = \frac{2M}{H^2}, \quad (1.9)$$

где $M = q_5 \cdot H \cdot h_1 + \frac{q_{H_{HP}} - q_5}{2} \cdot (H - 5,00) \cdot h_2,$

здесь $h_1 = \frac{H_0}{2} + H_B$ $h_2 = 5,00 + \frac{2}{3} \cdot (H_0 - 5,00) + H_B,$

h_1, h_2 см. рис. 1.5.

Эквивалентную ветровую нагрузку на колонну с заветренной стороны определяют:

$$q'_{\text{экв}} = q_{\text{экв}} \cdot \frac{c'}{c} \quad (1.10)$$

Выше отметки низа ригеля $H_{H.P.}$ равномерно распределенная нагрузка заменяется сосредоточенной силой, приложенной в уровне нижнего пояса ригеля, и определяется по формуле:

$$W = \frac{q_{B.C.} + q_{H.P.}}{2} \cdot (H_{B.C.} - H_{H.P.}) \quad (1.11)$$

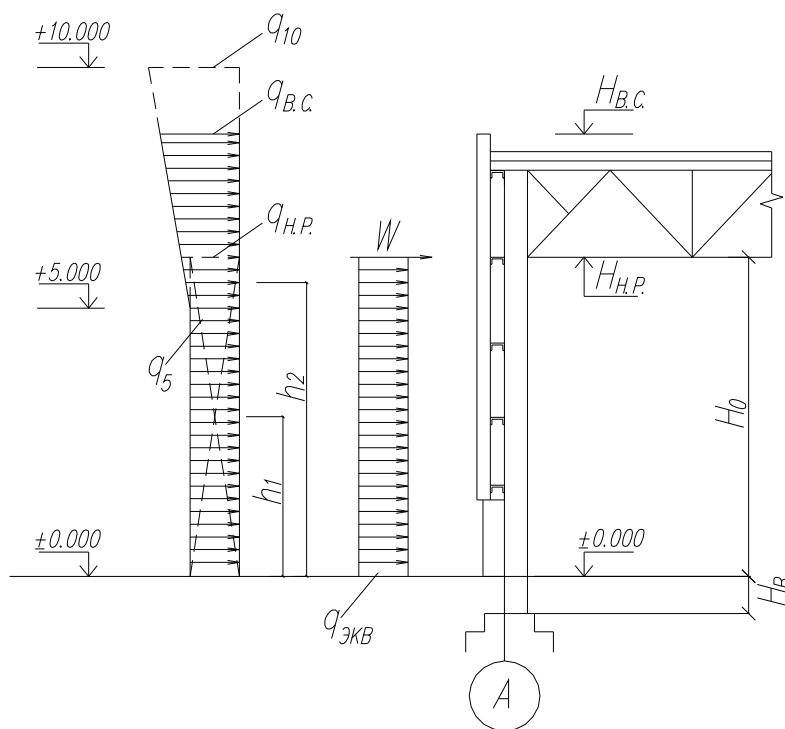


Рис. 1.5. Определение эквивалентной ветровой нагрузки

Сосредоточенная сила с наветренной стороны:

$$W' = W \cdot \frac{c'}{c} \quad (1.12)$$

1.4. Расчетная схема рамы

На основании конструктивной схемы рамы (рис. 1.1) составляется расчетная схема.

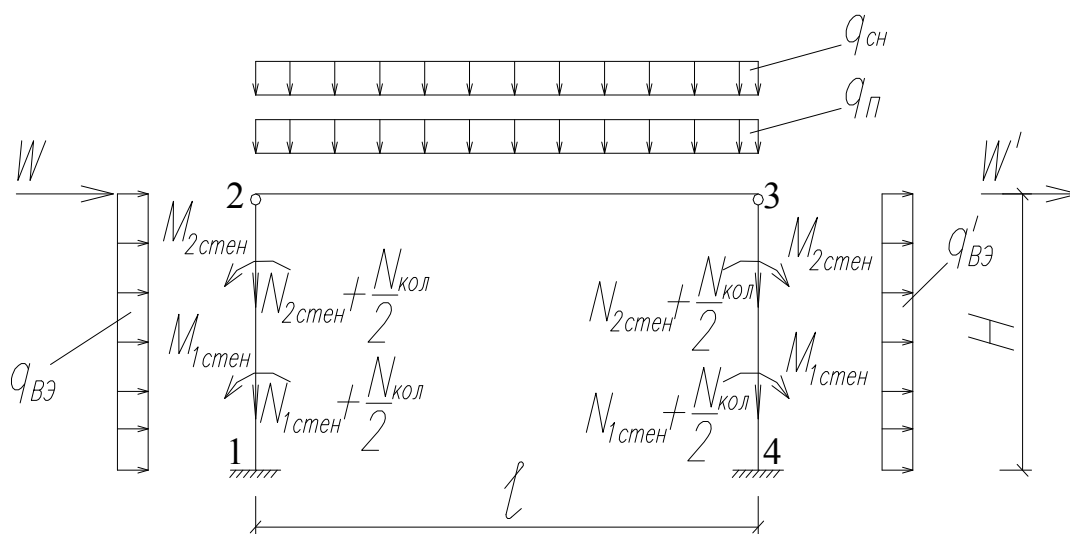


Рис. 1.6. Расчетная схема рамы и нагрузок, действующих на неё

В расчетной схеме за геометрические оси колонн принимают линии центров тяжести сечений колонн, за геометрическую ось ригеля в зданиях с шарнирным примыканием ригеля к колоннам – линию, соединяющую центры опорных шарниров.

Расчетные схемы рам с приложенными нагрузками приведены на рис. 1.6.

1.5. Статический расчет поперечной рамы

Статический расчет выполняется по программе «SCAD» или по формулам строительной механики. Поперечная рама задается в декартовой системе координат по узлам рамы.

В расчетной схеме цифрами обозначены узлы элементов, цифрами в кружках – сами элементы, а цифрами в прямоугольниках – типы жесткостей.

Расчетная схема рамы имеет 4 узла. Между двумя узлами размещается элемент. В раме – 3 элемента, 2 опорных закрепления и 2 типа жесткости (I тип – для колонн, II тип – для ригеля). Элементы рамы соединены жестко, за исключением узлов 2 и 3 (опирание стропильной фермы на колонны шарнирное).

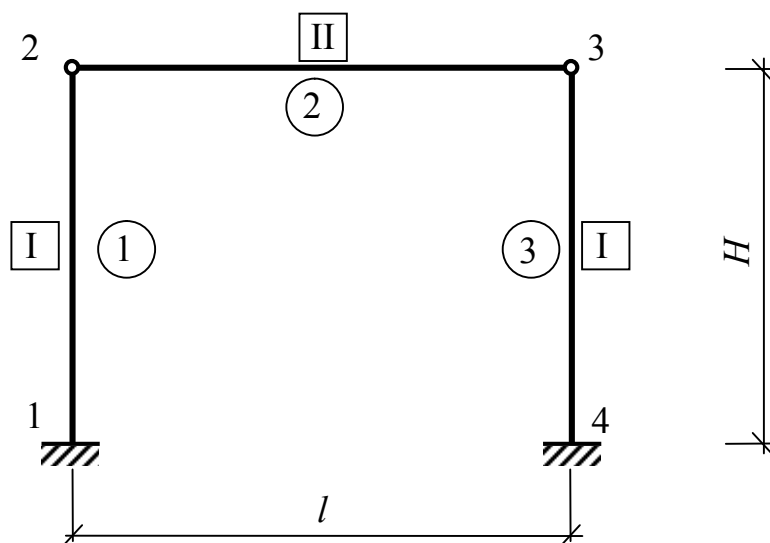


Рис. 1.7. К статическому расчету поперечной рамы

Поперечная рама имеет 5 загрузений:

- от действия постоянной нагрузки;
- от действия снеговой нагрузки(I вариант);
- от действия снеговой нагрузки(II вариант) – для двускатных кровель;
- от действия ветровой нагрузки слева направо;
- от действия ветровой нагрузки справа налево.

Для описания типов жесткости необходимо определить площадь поперечного сечения элемента A , момент инерции J и модуль упругости материала (табл. 1.2)

Таблица 1.2

Жесткости элементов

Тип	E , МПа	A , м ²	J , м ⁴
I	$2,1 \cdot 10^5$		
II	$2,1 \cdot 10^5$		

Площадь A_1 и момент инерции J_1 колонны принимается по ГОСТ 26020-83 для широкополочного или колонного двутавра (номер двутавра принять по высоте сечения колонны).

Для ригеля (стропильной фермы) момент инерции J_2 и площадь сечения A_2 определяют по формулам:

$$J_2 = \frac{M_{\max} \cdot H_{\phi}}{2R_y} \cdot 1,15\mu, \quad (1.13)$$

$$A_2 = \frac{4 \cdot J_2}{H_{\phi}^2}, \quad (1.14)$$

где M_{\max} – максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля как в простой балке от расчетной нагрузки, определяется по формуле:

$$M_{\max} = \frac{(q_{II} + q_{CH}) \cdot l^2}{8},$$

(здесь q_{II} , q_{CH} – погонные постоянная и снеговая нагрузки по ригелю рамы, $l = L$ - пролет ригеля);

H_{ϕ} – высота фермы в середине пролета;

1,15 – коэффициент, учитывающий отношение усредненной площади сечения поясов к площади нижнего пояса;

μ – коэффициент, учитывающий наклон верхнего пояса и деформативность решетки фермы, принимаемый при уклоне верхнего пояса:

$$i = \frac{1}{4} \div \frac{1}{6}, \quad \mu = 0,6;$$

$$i = \frac{1}{8} \div \frac{1}{10}, \quad \mu = 0,7;$$

$$i = \frac{1}{15}, \quad \mu = 0,8;$$

$$i = 0, \quad \mu = 0,9.$$

R_y – расчетное сопротивление стали ригеля.

По результатам статического расчета поперечной рамы строятся для каждого вида загрузки эпюры изгибающих моментов M , продольных N и поперечных Q сил и оформляется таблица усилий в сечениях 1 и 2 левой стойки (табл. П.2).

В табл. П.2 приведены усилия в сечениях колонны от постоянной, снеговой и ветровой нагрузки, полученные упрощенным способом.

1.6. Определение расчетных усилий в колонне

При определении расчетных усилий в сечениях рамы необходимо руководствоваться п.п. 6.1 – 6.6 [2].

Рассматриваемая поперечная рама всегда подвержена действию постоянной нагрузки от собственной массы конструкций. Кроме этого, на нее могут воздействовать кратковременные нагрузки (снег, ветер). При определении максимальных усилий в каждом сечении рамы составляются два варианта основных сочетаний (совместного действия) нагрузок:

- I вариант, включающий постоянную нагрузку и одну из кратковременных, наиболее существенно влияющую на величину расчетных усилий в рассматриваемом сечении;

- II вариант, включающий постоянную нагрузку и не менее двух кратковременных, которые увеличивают расчетные усилия в сечении. При этом кратковременные нагрузки берутся с коэффициентом сочетаний 0,9.

Составление основных сочетаний усилий имеет целью получить для каждого сечения колонны следующие комбинации усилий:

Наибольший положительный момент M_{\max} и соответствующую ему продольную силу $N_{\text{соотв}}$.

Наибольший по абсолютной величине отрицательный момент $-M_{\max}$ и соответствующую ему продольную силу $N_{\text{соотв}}$.

Наибольшую продольную силу N_{\max} и соответствующий ей момент $\pm M_{\text{соотв}}$.

Если в результате составления сочетаний не удастся получить усилие данного знака, то в соответствующей графе табл. 2.2 ставится прочерк.

Для расчета анкерных болтов принимают комбинацию расчетных усилий в сечении 1-1, дающую максимальное растяжение в анкерных болтах (обычно это сочетание постоянной и ветровой нагрузок). Если постоянная нагрузка разгружает анкерные болты, то ее следует принимать с коэффициентом $\gamma_f = 0,9$.

Учет этого обстоятельства требует умножения усилий от постоянной нагрузки, входящей в сочетание, на коэффициент $\frac{0,9}{1,1} \approx 0,82$.

Более подробную информацию о составлении сочетаний усилий в сечениях колонны см. в [8].

Таблица П.3 составляется на основе табл. П.2. При определении приведенного усилия N_{np} в ветвях колонны необходимо учесть, что положительный момент догружает внутреннюю ветвь и разгружает наружную, а отрицательный – наоборот.

По наибольшему по абсолютной величине значению приведенной продольной силы для наружного или внутреннего волокна сечения колонны (табл. П.2) принимаются расчетные усилия M и N для подбора сечения колонны и расчета анкерных болтов. Расчетный усилия в колонне в табл. П.3 выделить маркером. Они будут использованы для подбора сечения и расчета базы колонны в главе 3.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФЕРМЫ

2.1. Сбор нагрузок на ферму

Нагрузка, действующая на ферму, обычно прикладывается к узлам фермы, к которым крепятся элементы поперечной конструкции (например, прогоны кровли или подвесного потолка).

Основными нагрузками при расчете фермы являются:

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

2.1.1. Определение постоянной нагрузки

Постоянная нагрузка на стропильную ферму складывается из нагрузок от массы кровли, прогонов, собственной массы стропильных ферм и связей.

Сбор нагрузки от массы отдельных слоев кровли на 1 м^2 покрытия выполняется в табличной форме (табл. 1.1).

Расчетная постоянная нагрузка, действующая на узел стропильной фермы определяется:

$$F_{gi} = q_{II} \cdot d_g, \quad (2.1)$$

где q_{II} - постоянная расчетная погонная нагрузка по ригелю рамы, формула (1.2);

$d_в$ – расстояние между фермами (шаг ферм).

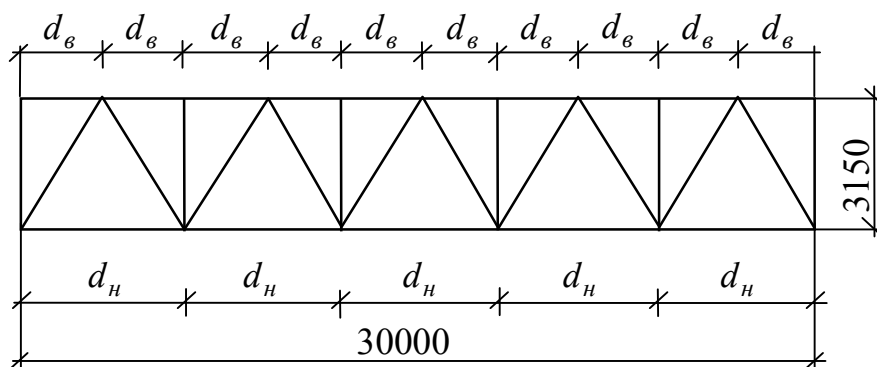


Рис. 2.1. Геометрическая схема фермы

2.1.2. Определение снеговой нагрузки

Расчетная нагрузка от снега определяется по формуле:

$$F_{si} = S \cdot B, \quad (2.2)$$

где S – расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 горизонтальной проекции кровли (см. форм. (1.6, б)).

Расчетная ветровая нагрузка определяется:

$$F_{wi} = w \cdot B, \quad (2.3)$$

где w – расчетная ветровая нагрузка на 1 м^2 поверхности кровли.

Ветровая нагрузка вызывает в элементах фермы, как правило, усилия противоположного знака по сравнению с усилиями от веса покрытия и снега, поэтому при расчете ферм ветровую нагрузку следует учитывать только в том случае, если ее величина превышает вес покрытия (при легких кровлях и в районах с повышенной ветровой нагрузкой).

2.2. Определение расчетных усилий в стержнях фермы

При расчете легких ферм предполагается, что:

- в узлах фермы идеальные шарниры;
- оси всех стержней прямолинейны и расположены в одной плоскости;
- оси пересекаются в одной точке – центре узла.

Стержни такой идеальной системы при узловой нагрузке работают только на осевые усилия.

Усилия в стержнях фермы от отдельных видов нагружения определяются методами строительной механики или по программе «SCAD». При определении усилий в наиболее напряженных элементах некоторых геометрических схем ферм можно использовать формулы на рис.5.8 [6]. Расчетные усилия в

стержнях получают суммированием усилий от постоянных и временных нагрузок (составляются сочетания усилий). Определение расчетных усилий в стержнях фермы выполняется в табличной форме (табл. П.4).

2.3. Определение расчетной длины стержней фермы

Расчетная длина сжатого стержня в плоскости фермы зависит:

- от степени защемления концов стержня;
- от знака усилий в примыкающих стержнях;
- от соотношения погонных жесткостей.

Расчетные длины стержней принимаются по табл. 2.1 (таблица 24 [1]).

Таблица 2.1

Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_{ef}		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
1. В плоскости фермы:			
а) для ферм с поясами из парных уголков и тавров;	l	l	$0,8l$
б) для ферм из одиночных уголков, труб или замкнутых гнутых сварных профилей	l	l	$0,9l$
2. В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы):			
а) для ферм с поясами из парных уголков и тавров;	l_1	l_1	l_1
б) для ферм с поясами из труб или замкнутых гнутых сварных профилей	l_1	l_1	$0,9 l_1$

l - геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы;

l_1 - расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (определяется расположением связей, принять: для верхних поясов $l_1 = d_g$; для нижних поясов $l_1 = n \cdot d_n \leq 12$ м (здесь d_g, d_n - длина панелей верхнего и нижнего поясов, соответственно; n - целое число).

2.4. Подбор сечения стержней фермы

2.4.1. Подбор сечения растянутых стержней

1. Определение требуемой площади

$$A_{call} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (2.4)$$

где N - расчетное усилие в стержне;

R_y - расчетное сопротивление стали по пределу текучести для фасона толщиной 4-10 мм по табл. В.5 [1];

γ_c - коэффициент условий работы по табл. 2.3 (выборка из табл. 1 [1]).

Таблица 2.3

Коэффициент γ_c

Элементы фермы	Сечение стержней	
	Г, Т	О, []
Пояса, опорные		
раскосы и опорные стойки:		
- сжатые	0,95	1,00
- растянутые	0,95	0,95
Раскосы:		
- сжатые	0,8	1,00
- растянутые	0,95	0,95
Стойки:		
- сжатые	0,8	1,00

2. Подбор сечения с $A \geq A_{call}$ по ГОСТ в зависимости от типа сечения (тип сечения элементов ферм по заданию на проектирование):

- ГОСТ 8509-86 Уголки стальные горячекатаные равнополочные;
- ГОСТ 8510-86 Уголки стальные горячекатаные неравнополочные;
- ГОСТ 26020-83 Тавры с параллельными гранями полок (получаемые продольной разрезкой пополам);

- ГОСТ 10704-91 Трубы стальные электросварные прямошовные;
- ГОСТ 30245-94 Профили гнутые замкнутые сварные прямоугольные и квадратные.

3. Проверка сечения

- по гибкости:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{efx}}{i_x} \leq [\lambda] = 400 \\ \lambda_y &= \frac{l_{efy}}{i_y} \leq [\lambda] = 400 \end{aligned} \right\}, \quad (2.5)$$

где $[\lambda] = 400$ – предельная гибкость растянутых стержней при статической нагрузке по табл. 20* [1];

$\lambda_{efx}, \lambda_{efy}$ – расчетные длины стержней в плоскости и из плоскости фермы;

i_x, i_y – радиусы инерции стержней относительно осей $x-x$ и $y-y$ (для сечения из 2-х парных уголков i_y принимается в зависимости от толщины фасонки).

- по прочности:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.6)$$

где A_n – площадь сечения стержня за вычетом ослаблений.

4. Результаты расчета внести в табл. приложения 2.

2.4.2. Подбор сечения сжатых стержней

1. Задаются гибкостью λ

$\lambda = 80 - 100$ – пояса, опорные раскосы и стойки;

$\lambda = 100 - 120$ – прочие сжатые элементы решетки фермы.

2. Определяют $\varphi = f(R_y, \lambda)$ (табл. Д.1 [1]).

3. Определение требуемой площади

$$A_{call} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (2.7)$$

где γ_c – по табл. 2.3.

4. Определение требуемых радиусов инерции

$$\left. \begin{aligned} i_{x,call} &= \frac{l_{efx}}{\lambda} \\ i_{y,call} &= \frac{l_{efy}}{\lambda} \end{aligned} \right\}. \quad (2.8)$$

5. Подбор сечения по $A_{call}, i_{x,call}, i_{y,call}$ по ГОСТ в зависимости от типа сечения (п. 2.4.1).

6. Проверка сечения на устойчивость:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{efx}}{i_x} \leq [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_{efy}}{i_y} \leq [\lambda] \end{aligned} \right\}, \quad (2.9)$$

$[\lambda] = 180 - 60\alpha$ – предельная гибкость для сжатых поясов, опорных раскосов и стоек по табл. 32 [1];

$[\lambda] = 210 - 60\alpha$ – предельная гибкость для прочих сжатых элементов решетки по табл. 32 [1];

где $\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}$, но не менее 0,5. (2.10)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.11)$$

где $\varphi_{\min} = f(R_y, \lambda_{\max})$ по табл. Д1 [1], здесь λ_{\max} – максимальная гибкость из λ_x и λ_y .

7. Результаты расчета внести в табл. П5 Приложения 2.

2.5. Конструирование и расчет узлов фермы из парных уголков

2.5.1. Конструирование узлов фермы

1. Толщина фасонок принимается в зависимости от действующих усилий по табл. 2.3. При значительной разнице усилий в стержнях решетки можно принимать две толщины в пределах отправочного элемента. Допустимая разница толщин фасонок в смежных узлах 2 мм.

2. Очертание фасонок должно быть простым. Фасонки ферм с треугольной решеткой следует конструировать прямоугольного очертания или трапециевидальными, а с раскосной решеткой – в виде прямоугольной трапеции (см. рис. 2.2).

3. Чтобы снизить сварочные напряжения в фасонках, стержни не доводят до поясов на расстояние $a = 6t - 20$ мм, но не более 80 мм (здесь t – толщина фасонки в мм) (рис. 2.2).

4. Фасонки выпускают за обушки поясных уголков на 10-15 мм. В месте опирания на верхний пояс прогонов или кровельных плит фасонки не доводят до обушков поясных уголков на 10-15 мм (рис. 2.2).

5. Для обеспечения совместной работы уголков их соединяют прокладками («сухарями») (см. рис. 2.3). Расстояние между прокладками принимается: для сжатых стержней не более $40i$, для растянутых – не более $80i$.

Таблица 2.3

Толщина фасонки ферм

Наибольшее усилие в решетке, кН	до 150	160-250	260-400	410-600	610-1000	1010-1400	1410-1800	более 1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

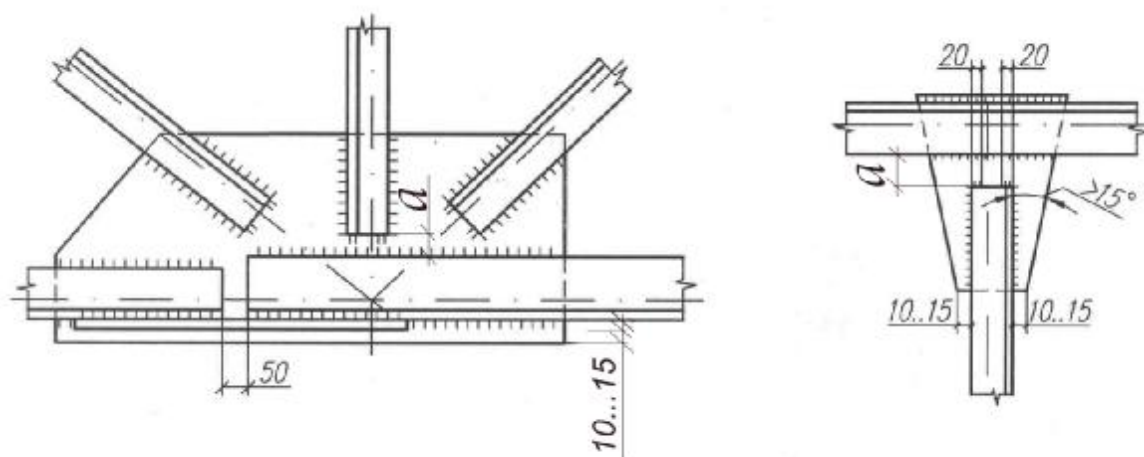


Рис.2.2. Узлы ферм из парных уголков

2.5.2. Расчет швов, прикрепляющих элементы решетки к фасонке

При расчете узлов фермы определяется длина угловых швов, прикрепляющих элементы решетки к фасонке:

$$\text{- по обушке} \quad l_w^{об} = \frac{\alpha_1 \cdot N}{2 \cdot (R_w \cdot \beta)_{\min} \cdot \gamma_c \cdot k_f} + 0,01 \text{ м}, \quad (2.12)$$

$$\text{- по перу} \quad l_w^n = \frac{\alpha_2 \cdot N}{2 \cdot (R_w \cdot \beta)_{\min} \cdot \gamma_c \cdot k_f} + 0,01 \text{ м}, \quad (2.13)$$

где N – расчетное усилие в элементе решетки фермы;

α_1, α_2 – коэффициенты, учитывающие распределение усилия между швами по обушке и перу по табл. 2.4;

$(R_w \cdot \beta)_{\min}$ – минимальное из значений $R_{wf} \cdot \beta_f$ или $R_{wz} \cdot \beta_z$;

R_{wf} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва, принимается по табл. Г.1 [1];

R_{wz} – то же, по границе сплавления, $R_{wz} = 0,45R_{un}$ (здесь R_{un} – времен-

ное сопротивление стали разрыву по табл. В.5 [1]);

$\beta_f = 0,7$ – коэффициент для расчета углового шва при полуавтоматической сварке по табл. 39 [1];

$\beta_z = 1,0$ – то же, по границе сплавления при полуавтоматической сварке табл. 39 [1];

k_f – катет шва при расчете по обушку принимается равным максимальному $k_{f_{max}} = 1,2t$ (здесь t – минимальная толщина свариваемых элементов); по перу – равным минимальному по табл. 38 [1];

γ_c – коэффициент условий работы по табл. 1 [1] или табл. 2.3.

Длины сварных швов l_w^{ob} и l_w^n округляются в большую сторону до размеров, кратных 5 мм, и принимаются не менее $4k_f$ и не менее 40 мм.

Результаты расчета записываются в табличной форме (табл. П.5).

Таблица 2.4

Распределение усилий между швами по обушку и перу








Тип сечения	α_1	α_2
	0,7	0,3
	0,75	0,25
	0,65	0,35

Таблица 2.5

Расчет сварных швов

Элемент	Сечение	N , кН	Шов по обушку			Шов по перу		
			N^o , кН	k_f^o , мм	l_w^o , мм	N^n , кН	k_f^n , мм	l_w^n , мм
14-2	  110x70x8	343	257	6	140	86	6	60
2-13	  56x56x5	245	172	6	140	73	4	70

2.5.3. Расчет и конструирование опорных узлов фермы

При шарнирном опирании фермы на колонну опорное давление F_R через строганные или фрезерованные поверхности опорного фланца передается на опорную плиту (рис. 2.3) или опорный столик колонны. Требуемую площадь торца фланца определяют из условия смятия:

$$A_{call} = \frac{F_R}{R_p}, \quad (2.14)$$

где F_R - опорная реакция фермы;

R_p - расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки) по табл. В.7 [1].

Толщина и ширина опорного фланца назначается в пределах требуемой площади фланца A_{call} , длина из расчета длины сварных швов и размещения болтов. Принимают 6÷8 болтов грубой или нормальной точности (класс точности С или В) $D = 20 \div 24$ мм.

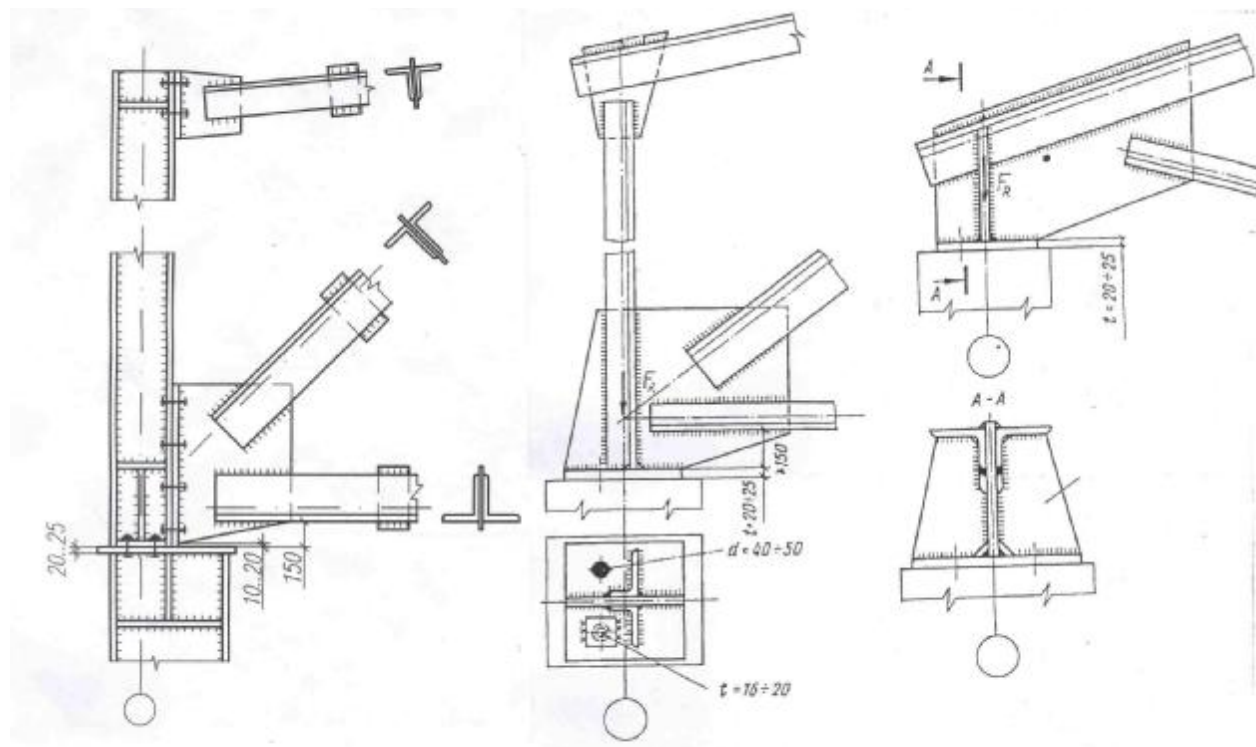


Рис. 2.3. Опорные узлы ферм из парных уголков

Шов прикрепления фланца к фасонке работает на срез от усилия F_R и рассчитывается по формулам (2.12) и (2.13).

Опорный фланец для четкости опирания выступает на 10÷20 мм ниже фасонки опорного узла.

Опорную плиту принимают толщиной 20÷25 мм.

Опорный столик делают из листа толщиной 30÷40 мм. Угловые швы крепления столика к колонне, учитывая возможный эксцентриситет передачи нагрузки, возникающей из-за неплотного опирания фланца и его перекоса в своей плоскости, рассчитывают на усилие $1,2F_R$ по формулам (2.12) и (2.13).

Верхний пояс фермы с параллельными поясами или трапецеидальной фермы конструктивно на болтах грубой и нормальной точности (класс точности С или В) прикрепляют через фланец к полке надколонника или колонны (рис. 2.3).

Отверстия в фасонках делают на 5÷6 мм больше диаметра болтов, чтобы узел не мог воспринять усилия от опорного момента и обеспечивал шарнирность соединения. Обычно принимают 4 болта диаметром 20÷24 мм.

2.6. Расчет и конструирование узлов фермы из труб

2.6.1. Конструирование узлов фермы

В трубчатых фермах наиболее рациональны бесфасоночные узлы с непосредственным примыканием стержней решетки к поясам (рис. 2.4).

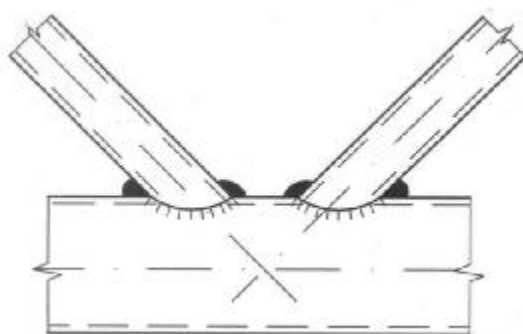


Рис. 2.4. Промежуточные узлы ферм из труб

Во избежание продавливания диаметр трубы решетки не должен быть меньше 0,3 диаметра трубы пояса.

2.6.2. Расчет бесфасоночных узлов

Бесфасоночные узлы проверяются на прочность по формуле:

$$\frac{N}{0,85 \cdot k_f \cdot l_w \cdot (R_w \cdot \beta)_{\min} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.15)$$

где 0,85 – коэффициент условий работы, учитывающий неравномерность распределения напряжений по длине шва;

$(R_w \cdot \beta)_{\min}$ – см. формулы 2.12 и 2.13;

l_w – длина сварного шва, определяется по формуле:

$$l_w = 0,5\pi \cdot d \cdot \xi \left[1,5(1 + \cos e c \alpha) - \sqrt{\cos e c \alpha} \right], \quad (2.16)$$

где α – угол наклона элемента решетки к поясу;

$\cos e c \alpha = 1 / \sin \alpha$ – величина обратная синусу угла α

ξ – коэффициент, который определяется по таблице 2.6 в зависимости от отношения диаметра элемента решетки к элементу пояса.

Значения коэффициента ξ

d/D	0,20	0,50	0,60	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
ξ	1,0	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,08	1,12	1,22

2.6.3. Расчет и конструирование опорных узлов ферм

Варианты конструктивного решения опорных узлов ферм приведены на рис. 2.5. Размеры опорных ребер определяются расчетом по формуле 2.14.

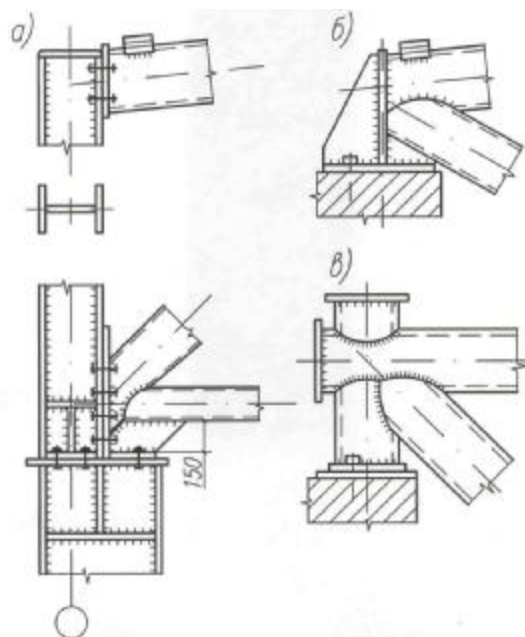


Рис. 2.5. Опорные узлы ферм из труб

2.7. Расчет и конструирование ферм из ЗГСП

2.7.1. Конструирование узлов фермы

1. При конструировании ферм из замкнутых гнутосварных профилей (ЗГСП) необходимо соблюдать требования, изложенные в п.п. 15.2.1, 15.2.6 [1].

2. Фермы из ЗГСП проектируют с бесфасонными узлами. Для упрощения конструкции узлов лучше принимать треугольную решетку без дополнительных стоек, при которой в узлах к поясам примыкает не более двух элементов (рис. 2.6 а).

3. Толщину стенок стержней ферм не следует принимать менее 3 мм. В одной ферме не должны применяться профили одинаковых размеров сечения, отличающиеся толщиной стенок менее чем на 2 мм.

4. Ширину стержней решетки b_p (из плоскости конструкции) принимают

не менее $0,6b$ (где b – поперечный размер пояса) для предотвращения продавливания пояса, но не более величины $b - 2(t_n + t_d)$ из условия наложения продольных сварных швов (здесь t_n, t_d – толщина стенки ЗГСП пояса и решетки).

5. Углы примыкания раскосов к поясу должны быть не менее 30° для обеспечения плотности участка сварного шва со стороны острого угла.

2.7.2. Расчет узлов фермы

Бесфасоночные узлы ферм (рис. 2.6), состоящие из пояса и примыкающих к нему элементов решетки, согласно п. 15.2.5 [1] проверяют на:

- продавливание (вырывание) участка стенки пояса, контактирующего с элементом решетки;
- несущую способность участка боковой стенки пояса (параллельной плоскости узла) в месте примыкания сжатого элемента решетки;
- несущую способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу;
- прочность сварных швов прикрепления элементов решетки к поясу.

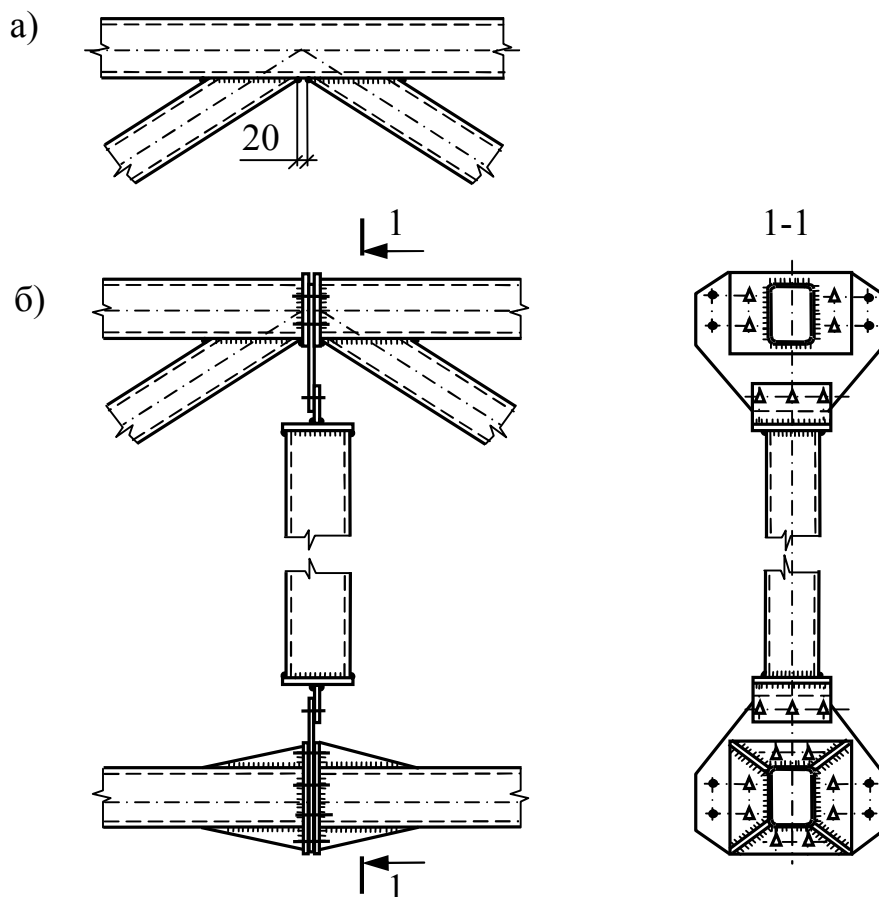


Рис.2.6. Узлы ферм из гнutoзамкнутых профилей:
 а – промежуточный, б – монтажный стык

3. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

3.1. Расчетные усилия и расчетная длина колонны

Расчетные усилия (изгибающий момент M и продольная сила N) при расчете колонны принимаются из результатов статического расчета поперечной рамы (см. табл. П.2, П.3).

Расчетная длина колонны:

$$\begin{aligned}l_{efx} &= \mu_x \cdot l \\l_{efy} &= \mu_y \cdot l\end{aligned}\quad (3.1)$$

где $l = H$ - геометрическая длина колонны;

$\mu_x = 2$ - коэффициент расчетной длины колонны в плоскости рамы при жестком креплении колонны к фундаменту и при шарнирном прикреплении ригеля к колонне, в прочих случаях по [1];

$\mu_y = 1$ - то же, из плоскости рамы, в прочих случаях по [1].

3.2. Определение предварительной высоты сечения колонны

$$h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) \cdot l, \quad (3.2)$$

где h принимается кратной 10 мм.

3.3. Определение требуемой площади сечения

Предварительно определяется условная гибкость стержня колонны $\bar{\lambda}_x$ и приведенный относительный эксцентриситет m_{ef} :

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (3.3)$$

где $\bar{\lambda}_x$ - условная гибкость стержня колонны;

i_x - радиус инерции сечения (в предварительных расчетах принять для двутавра $i_x = 0,42h$);

R_y - расчетное сопротивление стали для фасона $t = 10 - 20$ мм (по табл. В.5 [1]);

$E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости стали.

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x, \quad (3.4)$$

где m_{ef} - приведенный относительный эксцентриситет;

η - коэффициент влияния формы сечения (табл. Д.2 [1]);

m_x - относительный эксцентриситет, определяется

$$m_x = \frac{e \cdot A}{W_x} = \frac{M}{N \cdot \rho_x},$$

здесь $e = \frac{M}{N}$, $\rho_x = \frac{W_x}{A}$, в предварительных расчетах принять $\rho = 0,35h$,

$$\frac{A_f}{A_w} = 0,5;$$

$$A_{call} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (3.5)$$

где $\varphi_e = f(\bar{\lambda}_x, m_{ef})$ коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии, определяется по табл. Д.3 [1].

3.4. Подбор сечения колонны по СТО АСЧМ 20-93 «Двутавры с параллельными гранями полок»

Принимают двутавры типа Ш или К.

Выписывают из ГОСТ: $A, W_x, i_x, i_y, h, t_w, b_f, t_f, I_x, I_y$.

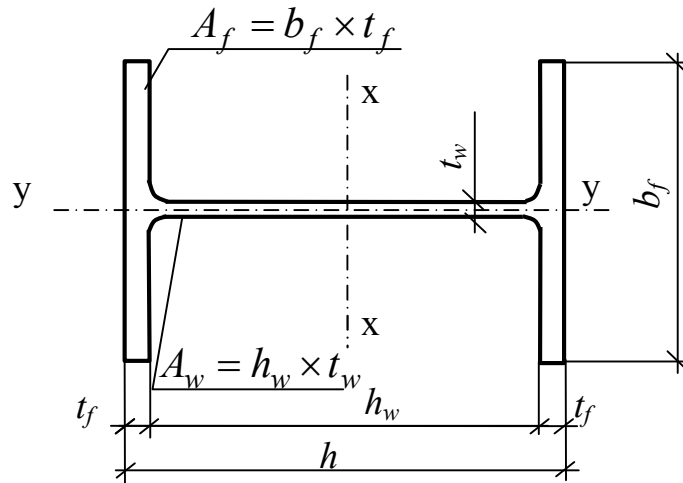


Рис. 3.1. К расчету колонны

3.5. Проверка сечения колонны

3.5.1. В плоскости рамы

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} \leq [\lambda], \quad (3.6)$$

где $[\lambda] = 180 - 60\alpha$ - предельная гибкость стержня колонны;

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \text{ но не менее } 0,5. \quad (3.7)$$

Здесь φ_e определяется по уточненным значениям $\bar{\lambda}_x$ (форм. 2.3) и m_{ef} (форм. 2.4) для фактически подобранного сечения.

Проверка устойчивости:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.8)$$

3.5.2. Из плоскости рамы

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} \leq [\lambda] \quad (3.9)$$

Проверка устойчивости:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.10)$$

где $\varphi_y = f(R_y, \lambda_y)$ - коэффициент устойчивости, определяется по табл. Д.1 [1] как для центрально-сжатых колонн;

c - коэффициент, принимаемый:

$$\text{- при } m_x \leq 5 \quad c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x}, \quad (3.11)$$

здесь α, β - коэффициенты, принимаемые по табл. 21 [1]);

$$\text{- при } m_x \geq 10 \quad c = \frac{\beta}{1 + m_x \cdot \varphi_y / \varphi_b}, \quad (3.12)$$

здесь φ_b - коэффициент, определяемый по п. 8.4.1 и прил. Ж [1] как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса, для замкнутых сечений $\varphi_b = 1$;

$$\text{- при } 5 < m_x < 10 \quad c = c_5 \cdot (2 - 0,2m_x) + c_{10} \cdot (0,2m_x - 1) \quad (3.13)$$

здесь c_5 - по формуле (3.11) при $m_x = 5$,

c_{10} - по формуле (3.12) при $m_x = 10$.

3.6. Расчет бестраверсной базы внецентренно-сжатой сплошной колонны

3.6.1. Определение размеров опорной плиты в плане

1. Ширина опорной плиты:

$$B_{pl} = b_f + 2c, \quad (3.14)$$

где $c = 60 \div 80$ мм.

2. Длина опорной плиты:

$$L_{pl} = \frac{N}{2B_{pl} \cdot R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B_{pl} \cdot R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6M}{B_{pl} \cdot R_{b,loc}}}, \quad (3.15)$$

где

$$R_{b,loc} = R_b \cdot \varphi_b, \quad (3.16)$$

$R_{b,loc}$ - расчетное сопротивление бетона смятию;

R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, принимается для бетона класса: В12,5 $R_b = 7,5$ МПа; В15 $R_b = 8,5$ МПа.

$$\varphi_b = 3 \sqrt{\frac{A_\phi}{A_{pl}}} \quad (3.17)$$

A_ϕ - площадь верхнего обреза фундамента;

В курсовом проекте φ_b принять равным 1,2.

Размеры опорной плиты принять кратными 10 мм.

Для фундаментов с бестраверсной базой колонны применяют бетон высокой прочности класса В35 с расчетным сопротивлением осевому сжатию $R_b = 19,5$ МПа. Размеры опорной плиты принять кратными 10 мм.

3.6.2. Определение толщины опорной плиты из условия прочности на изгиб

1. Краевые напряжения в бетоне фундамента под опорной плитой (рис. 3.2) определяются по форм. (3.18) и (3.19).

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} + \frac{6M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} \quad (3.18)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} - \frac{6M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} \quad (3.19)$$

2. Изгибающие моменты в опорной плите:

- Участок I, опертый на 3 канта (см. рис. 3.2, а)

$$M_I = \alpha_2 \cdot \sigma_1 \cdot a_1^2, \quad (3.20)$$

где α_2 - коэффициент, принимаемый в зависимости от длины закрепленной стороны « b_1 » к незакрепленной « a_1 » (по табл. Е.2 [1]);

σ_1 - максимальные напряжения на участке II

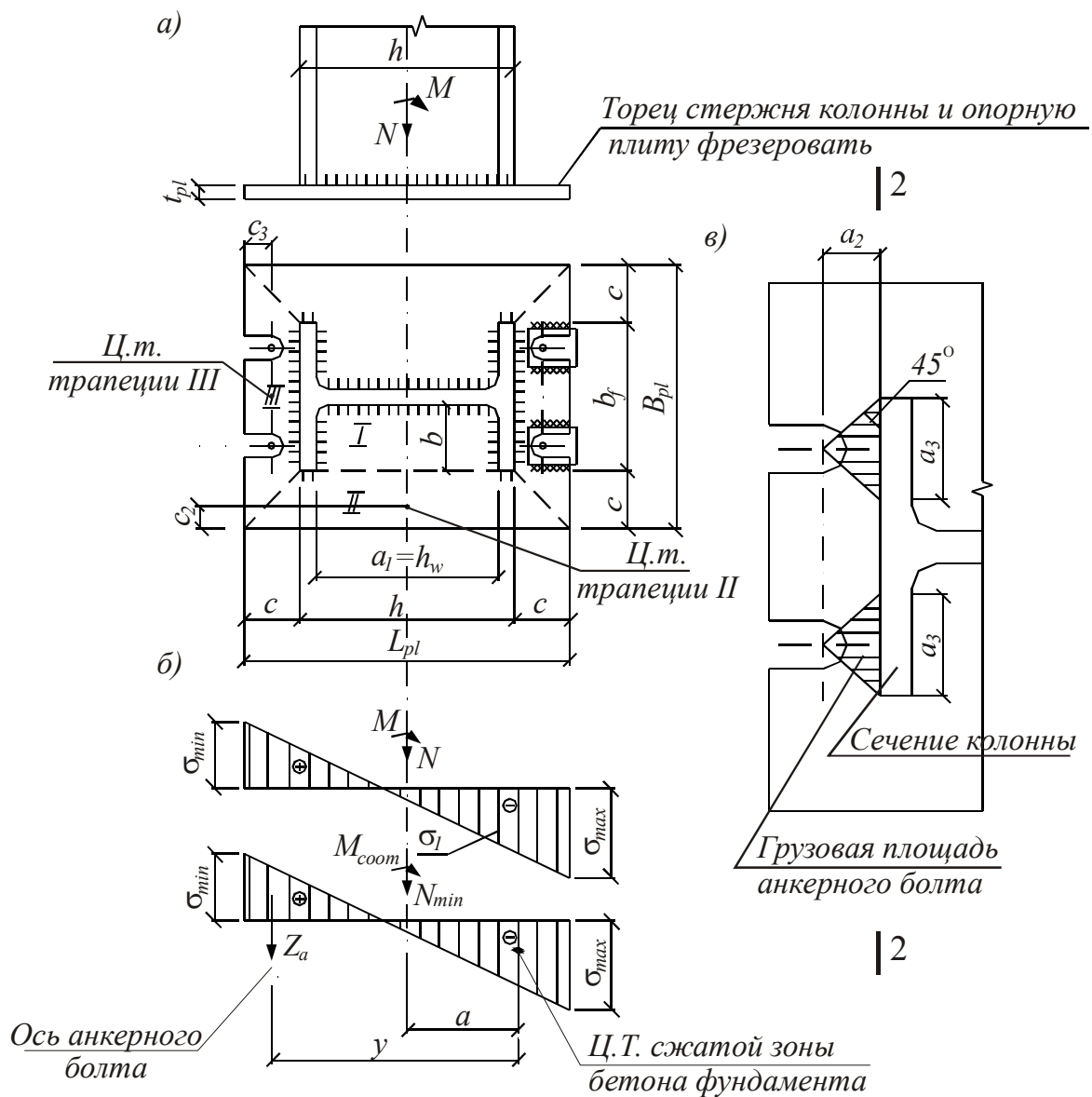


Рис. 3.2. Бестраверсная база колонны:

а) конструкция базы; б) эпюры напряжений; в) к проверке прочности

- Участок II (консольный) (рис. 3.2, а)

$$M_{II} = \sigma_{\max} \cdot A_{II} \cdot c_2, \quad (3.21)$$

где A_{II} - площадь трапеции условного консольного участка II плиты;

c_2 - расстояние от центра тяжести трапеции II до условной опорной кромки плиты;

$$c_2 = \frac{S_{II}}{A_{II}}, \quad (3.22)$$

где S_{II} - статический момент трапеции II относительно условной опорной кромки плиты.

- Участок III (консольный)

$$M_{III} = \sigma_{\max} \cdot A_{III} \cdot c_3, \quad (3.23)$$

где A_{III} - площадь трапеции условного консольного участка III плиты;
 c_3 – расстояние от центра тяжести трапеции III до условной опорной кромки плиты;

$$c_3 = \frac{S_{III}}{A_{III}}, \quad (3.24)$$

где S_{III} – статический момент трапеции III относительно условной опорной кромки плиты.

3. Толщина опорной плиты

$$\begin{aligned} t_{pl-I} &= \sqrt{\frac{6M_I}{R_y \cdot \gamma_c}} \\ t_{pl-II} &= \sqrt{\frac{6M_{II}}{h \cdot R_y \cdot \gamma_c}} \\ t_{pl-III} &= \sqrt{\frac{6M_{III}}{b_f \cdot R_y \cdot \gamma_c}} \end{aligned} \quad (3.25)$$

Окончательно t_{pl} назначается больше максимальной и с учетом толщин листового проката.

3.6.3. Расчет анкерных болтов

Растягивающее усилие в анкерных болтах

$$z_a = \frac{M_{\text{сжат}} - N_{\min} \cdot a}{y}, \quad (3.26)$$

где a – расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона до оси колонны;
 y – расстояние от центра тяжести сжатой зоны до оси анкерного болта.

4. Требуемая площадь сечения болтов:

$$\sum A_{bn} = \frac{z_a}{R_{ba}}, \quad (3.27)$$

где R_{ba} - расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов по таблице Г.7 [1].

По требуемой площади сечения болтов принимают диаметр анкерных болтов (по таблице Г.9 [1]). С каждой стороны базы устанавливают не более двух болтов. При большем их числе усложняется монтаж колонны и не обеспечивается равномерная работа.

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ АРОК

4.1. Геометрические характеристики

Очертание арки должно возможно ближе совпадать с кривой давления (изгибающие моменты минимальны).

Конфигурация арки может быть принята по круговой линии или по параболе. В последнем случае уравнение кривой арки описывается уравнением

$$y = \frac{4f}{l^2} \cdot x(l-x), \quad (4.1)$$

где l - пролет,

f - стрела подъема (принимается равной $1/4 \dots 1/6$ пролета),

x, y - текущие координаты (рис. 4.1).

4.2. Нагрузки и воздействия

В зданиях и сооружениях на арки действуют постоянные (собственная масса и масса кровли) и временные нагрузки (снег и ветер).

Постоянная нагрузка - распределенная линейная по всему пролету.

Снеговая - симметричная распределенная по всему пролету (1 вариант) и ассиметричная в виде двух неравных треугольников (2 вариант). Схемы приложения снеговых нагрузок см. Приложение Г.2 [2].

В предварительных расчетах арок в первом приближении можно заменить 2 вариант снеговой нагрузки в виде двух неравных треугольников одно-сторонней равномерно распределенной нагрузкой (рис. 4.2).

Определение постоянной и временной нагрузки на арку аналогично сбору нагрузки на стропильную ферму (п.1.1...1.2).

Постоянная расчетная погонная нагрузка на арку:

$$q_{\Pi} = g_{\Pi} \cdot B_{стр.к} \quad (4.2)$$

где g_{Π} - расчетная нагрузка от массы кровли, несущих конструкций покрытия и связей (табл. 2.1);

$B_{стр.к}$ - шаг арок.

Постоянная расчетная погонная нагрузка прикладывается вдоль пролета арки.

Снеговая расчетная погонная нагрузка на стропильные конструкции определяется:

$$q_{сн} = S \cdot B_{стр.к}, \quad (4.3)$$

где $B_{стр.к.}$ - шаг арок.

Схему приложения ветровой нагрузки см. по Приложению Д 1.3 [2]. Ветровая нагрузка может оказаться существенной для *подъемистых* арок с $f/L > 0,2$ и вызвать отрицательные опорные реакции и даже отрыв конструкции от опор.

4.3. Статический расчет арок

Для определения изгибающих моментов M_x , продольных N_x и поперечных сил по длине арки используют готовые таблицы и формулы, имеющиеся в справочниках. Выборка формул из справочников приведена в табл.4.1.

Таблица 4.1

Опорные реакции и изгибающие моменты параболических арок от равномерно распределенной нагрузки

Расчетные параметры		Типы арок и варианты загрузки					
		Трехшарнирные		Двухшарнирные		Бесшарнирные	
Опорные реакции	Q_A	$ql/2$	$3ql/8$	$ql/2$	$3ql/8$	$ql/2$	$13ql/32$
	Q_B	$ql/2$	$ql/8$	$ql/2$	$ql/8$	$ql/2$	$3ql/32$
	F_H	$ql^2/8f$	$ql^2/16f$	$ql^2K/8f$	$\frac{ql^2}{16f}K$	$\frac{ql^2}{8f}K_1$	$\frac{ql^2}{16f}K_1$
Изгибающие моменты	M_0	0	0	0	0	$-\frac{ql^2}{12}(1-K_1)$	$-\frac{ql^2}{192}(11-8K_1)$
	$M_{l/4}$	0	$ql^2/64$	$\frac{3ql^2}{32}(1-K)$	$\frac{ql^2}{64}(4-3K)$	$\frac{ql^2}{96}(1-K_1)$	$\frac{ql^2}{384}(5-2K_1)$
	$M_{l/2}$	0	0	$\frac{ql^2}{8}(1-K)$	$\frac{ql^2}{16}(1-K)$	$\frac{ql^2}{24}(1-K_1)$	$\frac{ql^2}{48}(1-K_1)$
	$M_{3l/4}$	0	$-ql^2/64$	$\frac{3ql^2}{32}(1-K)$	$\frac{ql^2}{64}(2-3K)$	$\frac{q^2}{96}(1-K_1)$	$-\frac{ql^2}{384}(1+2K_1)$
	M_1	0	0	0	0	$-\frac{ql^2}{12}(1-K_1)$	$\frac{ql^2}{192}(8K_1-5)$

Для двухшарнирных арок $K=1: \left[1 + \frac{15I_c}{8f^2} \left(\frac{n}{A_c} + \mu \right) \right]$, для бесшарнирных арок $K_1=1: \left(1 + \frac{45I_c}{4f^2 A_c} \right)$.

где A_c, I_c — площадь и момент инерции сечения арки в ключе; $\mu = E/(A_2 E_2)$ — коэффициент, учитывающий удлинение затяжки (для арок без затяжки $\mu=0$); E, E_2 — модули упругости материалов арки и затяжки; n — коэффициент, зависящий от отношения f/l :

f/l	1/3	1/4	1/6	1/8	1/10	1/20
n	0,6960	0,7852	0,8812	0,9306	0,9521	0,9888

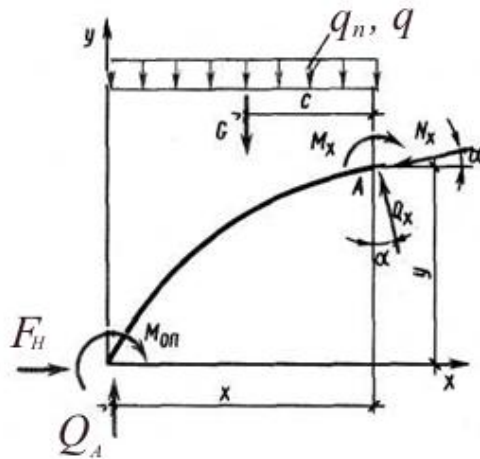


Рис.4.1. К определению усилий M_x , N_x и Q_x в точке A (x, y) арки

На рис. 4.2. показаны нагрузки, которые принимаются при расчете двух-шарнирной арки.

В общем случае усилия в сечении арки с координатами x, y определяют по формулам:

$$M_x = M_{оп} + M_c^{\bar{}} - F_H \cdot y \quad (4.4)$$

$$N_x = -Q_x^{\bar{}} \cdot \sin \alpha - F_H \cdot \cos \alpha \quad (4.5)$$

$$Q_x = Q_x^{\bar{}} \cdot \cos \alpha - F_H \cdot \sin \alpha, \quad (4.6)$$

где $M_{оп}$ - опорный момент, F_H - распор, определяемый по табл.4.1

$M_c^{\bar{}}$ - момент в середине пролета простой балки пролетом L ;

$Q_x^{\bar{}}$ - поперечная сила в простой балке, $Q_x^{\bar{}} = Q_A$;

f - стрела подъема арки;

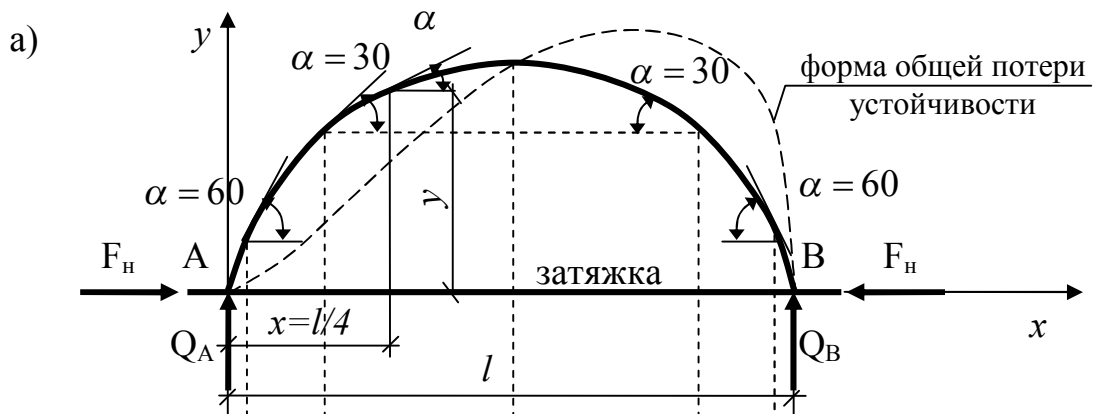
α - угол между касательной к оси арки в рассматриваемом сечении и горизонталью;

k - коэффициент, учитывающий геометрические и физические характеристики арки (принимается по Примечанию к табл.4.1);

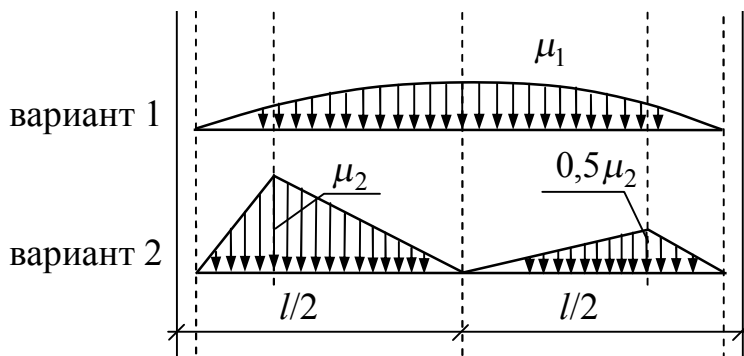
y - ордината осевой точки расчетного сечения.

Полную картину напряженного состояния арки дают эпюры M, N и Q , построенные по всей длине арки. Расчетные усилия в стержнях получают суммированием усилий от постоянных и временных нагрузок (составляются сочетания усилий).

Для конструктивного расчета арок *сплошного сечения* достаточно знания M, N и Q в характерных точках арки (на опорах, в середине и в четвертях пролета). На практическом занятии определить усилия и проверить сечение арки в четверти пролета.



Варианты распределения снеговой нагрузки и коэффициент μ по СП 20.13330.2011



Схемы приложения постоянной и снеговой (упрощенная) нагрузок на арку

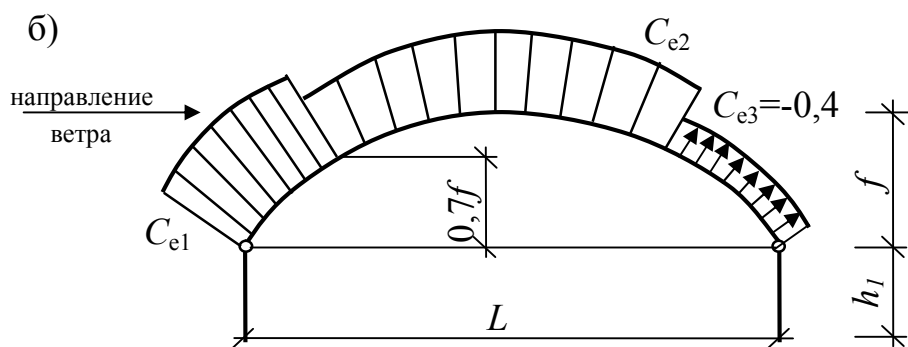
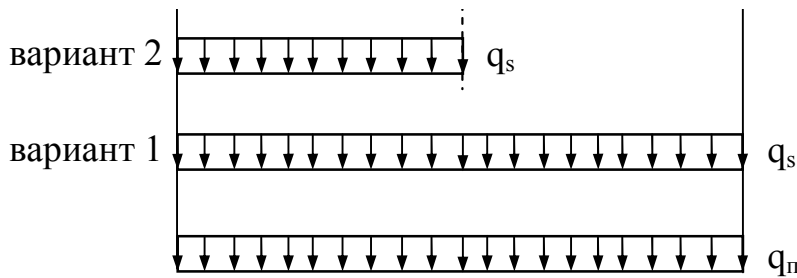


Рис. 4.2. К расчету двухшарнирной арки

4.4. Проверка сечения арок

Предварительно высота сечения сплошных арок принимается равной $1/50 \dots 1/60$ пролета

Проверка сечения производится как внецентренно – сжатого элемента по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (4.7)$$

Параметры, которые входят в формулу (4.7) см. п.3.4.

4.5. Проверка устойчивости арок

Устойчивость арки в плоскости обеспечивается при условии:

$$N_{cr} > (1,2 - 1,3) \cdot N, \quad (4.8)$$

где N - расчетная продольная сила в 1/4 пролета от постоянной нагрузки на всем пролете и временной снеговой нагрузки на полупролете;

N_{cr} - расчетная критическая сила при потере устойчивости арки, как криволинейного сжатого бруса.

$$N_{cr} = \pi^2 EJ_x / \mu \cdot l_{ef}^2 \quad (4.9)$$

Таблица 4.3

Значения коэффициента μ в арочных конструкциях

Статистическая схема арки	μ при отношении f/l			
	0,05	0,2	0,3	0,4
Трехшарнирная	1,2	1,2	1,2	1,3
Двухшарнирная	1	1,1	1,2	1,3
Бесшарнирная	0,7	0,75	0,8	0,85

Устойчивость арок из плоскости достигается постановкой вертикальных связей, которые по условиям проектирования не должны превышать 16-20 ширины пояса арки.

Библиографический список

1. СП 16.13330.2011. Свод правил. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*[Электронный ресурс]. - Введ. 20.05.2011 // Тех-эксперт: инф.-справ. система / Консорциум «Кодекс».
2. СП 20.13330.2011. Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* [Электронный ресурс]. - Введ. 20.05.2011 // Техэксперт: инф.-справ. система / Консорциум «Кодекс».
3. Металлические конструкции: учебник для вузов по специальности "Пром. и гражд. стр-во": в 3 т. Т. 1: Элементы конструкций / под ред. В. В. Горева. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 2001. - 551 с.

4. Металлические конструкции: учебник для вузов по специальности "Пром. и гражд. стр-во": в 3 т. Т. 2: Конструкции зданий / под ред. В. В. Горева. - 2-е изд., испр. - М.: Высш. шк., 2002. - 528 с.
5. Металлические конструкции: учебник для вузов по специальности "Пром. и гражд. стр-во": в 3 т. Т. 3: Специальные конструкции и сооружения / под ред. В. В. Горева. - 2-е изд., испр. - М.: Высш. шк., 2002. - 543 с.
6. Инженерные конструкции: учеб. пособие / под ред. В. В. Ермолова. - Стер. изд. - М.: Архитектура-С, 2007. - 406, [2] с.
7. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический: в 2 т. Т. 1 / под ред. А. А. Уманского. – М.: Стройиздат, 1973. – 600 с.
8. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический: в 2 т. Т. 2 / под ред. А. А. Уманского. – М.: Стройиздат, 1973. – 416 с.

Варианты заданий к практическому занятию № 5, № 6, № 7, № 8

№ п/п	Сетка колонн $L \times B$, м	Отметка низа ригеля	Район строительства	Тип сечения фермы	Материал конструкции		
					сталь		Бетон фундамента
					колонн	ферм	
1	18×6	6,0	Вологда	Уголки	С 235	С 245	В 15
2	18×8,4	6,0	Краснодар	Трубы	С 245	С 255	В 12,5
3	24×6	6,0	Москва	ЗГСП	С 255	С 285	В 15
4	24×8,4	6,0	Ростов-на-Дону	Уголки	С 285	С 285	В 12,5
5	30×6	6,0	Архангельск	Трубы	С 255	С 285	В 15
6	30×7,2	6,0	Санкт-Петербург	ЗГСП	С 255	С 285	В 12,5
7	36×6	6,0	Ульяновск	Уголки	С 245	С 255	В 15
8	36×7,2	6,0	Пенза	Трубы	С 255	С 285	В 12,5
9	15×6	6,0	Воронеж	ЗГСП	С 235	С 255	В 15
10	15×4	6,0	Волгоград	Уголки	С 245	С 285	В 12,5
11	18×7,2	7,2	Чита	Трубы	С 235	С 245	В 15
12	18×4	7,2	Киров	ЗГСП	С 245	С 255	В 12,5
13	24×7,2	7,2	Омск	Уголки	С 255	С 285	В 15
14	24×4	7,2	Хабаровск	Трубы	С 285	С 245	В 12,5
15	30×4	7,2	Владивосток	ЗГСП	С 255	С 255	В 15
16	30×8,4	7,2	Якутск	Уголки	С 255	С 285	В 12,5
17	36×4	7,2	Череповец	Трубы	С 245	С 245	В 15
18	36×8,4	7,2	Тула	ЗГСП	С 255	С 255	В 12,5
19	15×7,2	7,2	Екатеринбург	Уголки	С 235	С 285	В 15
20	15×8,4	7,2	Сочи	Трубы	С 245	С 245	В 12,5

Усилия и их сочетания в сечениях колонны

Нагрузки		ψ	Усилия в сечениях (кН м) (кН)			
Индекс	Наименование		2		1	
			M	N	M	N
1	постоянная	1	0	$\frac{q_{п} \cdot l}{2}$	0	$\frac{q_{п} \cdot l}{2} + N_{стен} + N_{кол}$
2	Снеговая (I вариант)	1	0	$\frac{q_{сн} \cdot l}{2}$	0	$\frac{q_{сн} \cdot l}{2}$
2		0,9				
3	Снеговая (II вариант)	1				
3		0,9				
4	Ветровая слева	1	0	0	$\frac{q_{вэ} \cdot H^2}{2} + W \cdot H$	0
4		0,9				
5	Ветровая справа	1	0	0	$-\left(\frac{q'_{вэ} \cdot H^2}{2} + W' \cdot H\right)$	0
5		0,9				
6	+ M_{max} и $N_{соотв}$	NN инд				
		Σ				
7	- M_{max} и $N_{соотв}$	NN инд				
		Σ				
8	N_{max} и $\pm M_{соотв.}$	NN инд				
		Σ				

Таблица П.3

Сечения и элементы	Индексы из табл. П.2	Усилия		Наружная ветвь			Внутренняя ветвь		
		N , кН	M , кН м	$N/2$	M/h	N_{np}	$N/2$	M/h	N_{np}
2	6								
	7								
	8								
1	6								
	7								
	8								
Анкерные болты	9								

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

здесь «+» - при определении N_{np} во внутренней ветви;

«-» - при определении N_{np} в наружной ветви;

M, N – усилия из табл. П.2 с учетом знаков.

Усилия в стержнях фермы, кН

Элементы фермы	Обозначение стержня	От отдельных загрузений								Расчетные	
		Постоянная нагрузка	снеговая Iв		снеговая IIв		ветровая		растяжение (+)	сжатие (-)	
			$\Psi=1,0$	$\Psi=0,9$	$\Psi=1,0$	$\Psi=0,9$	$\Psi=1,0$	$\Psi=0,9$			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Верхний пояс											
Нижний пояс											
Опорный раскос											

Подбор сечений стержней фермы

Элементы фермы	Обозначение стержня	Расчетные усилия, кН	Расчетные длины, см		Сечение	Площадь, см ²	Радиусы инерции		Гибкости		Условные гибкости		φ_{min}	γ_c	σ , МПа
			$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$			i_x	i_y	λ_x	λ_y	λ_x	λ_y			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Верхний пояс															
Нижний пояс															
Опорный раскос															

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ КАРКАСА.....	3
1.1. Компоновка поперечных рам.....	3
1.2. Выбор несущих и ограждающих конструкций для стен и покрытия.....	6
1.2.1. Стеновое ограждение.....	6
1.2.2. Конструкции кровли	6
1.3. Определение нагрузок на поперечную раму	6
1.3.1. Определение постоянной нагрузки	7
1.3.2. Определение снеговой нагрузки.....	10
1.3.3. Определение ветровой нагрузки.....	11
1.4. Расчетная схема рамы	13
1.5. Статический расчет поперечной рамы.....	14
1.6. Определение расчетных усилий в колонне	16
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФЕРМЫ	17
2.1. Сбор нагрузок на ферму	17
2.1.1. Определение постоянной нагрузки	17
2.1.2. Определение снеговой нагрузки.....	18
2.2. Определение расчетных усилий в стержнях фермы.....	18
2.3. Определение расчетной длины стержней фермы	19
2.4. Подбор сечения стержней фермы.....	20
2.4.1. Подбор сечения растянутых стержней.....	20
2.4.2. Подбор сечения сжатых стержней	21
2.5. Конструирование и расчет узлов фермы из парных уголков	22
2.5.1. Конструирование узлов фермы.....	22
2.5.2. Расчет швов, прикрепляющих элементы решетки к фасонке	23
2.5.3. Расчет и конструирование опорных узлов фермы.....	24
2.6. Расчет и конструирование узлов фермы из труб	26
2.6.1. Конструирование узлов фермы.....	26
2.6.2. Расчет бесфасоночных узлов	26
2.6.3. Расчет и конструирование опорных узлов ферм	27
2.7. Расчет и конструирование ферм из ЗГСП	27
2.7.1. Конструирование узлов фермы.....	27
2.7.2. Расчет узлов фермы.....	28
3. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ	29

3.1. Расчетные усилия и расчетная длина колонны.....	29
3.2. Определение предварительной высоты сечения колонны.....	29
3.3. Определение требуемой площади сечения.....	29
3.4. Подбор сечения колонны по СТО АСЧМ 20-93 «Двутавры с параллельными гранями полок»	30
3.5. Проверка сечения колонны	30
3.5.1. В плоскости рамы.....	30
3.5.2. Из плоскости рамы.....	31
3.6. Расчет бестраверсной базы внецентренно-сжатой сплошной колонны	31
3.6.1. Определение размеров опорной плиты в плане.....	31
3.6.2. Определение толщины опорной плиты из условия прочности на изгиб	32
3.6.3. Расчет анкерных болтов	34
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ АРОК.....	35
4.1. Геометрические характеристики	35
4.2. Нагрузки и воздействия	35
4.3. Статический расчет арок	36
4.4. Проверка сечения арок.....	38
4.5. Проверка устойчивости арок.....	39
Библиографический список.....	39
СОДЕРЖАНИЕ.....	46
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	41