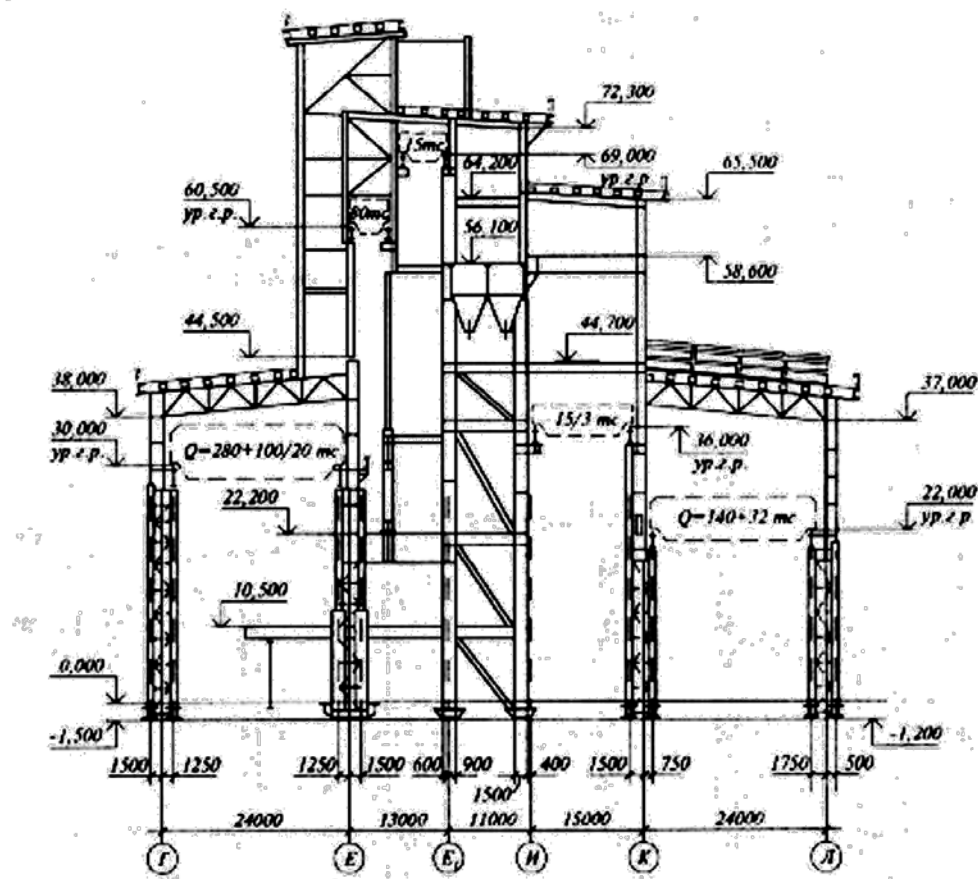


Министерство образования Российской Федерации
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования Воронежский государственный архитектурно-строительный университет - **ГОУ ВПО ВГАСУ**
Кафедра металлических конструкций и сварки в строительстве



А.В. ПАНИН, Н.А. ЛИЩИЦЫН

МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ СТАЛЬНОГО КАРКАСА
ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

ВОРОНЕЖ 2005

ББК 38.54 я 73
УДК 624.014.2(072)

Панин А.В. Методическое пособие к курсовому проекту стального каркаса промышленного здания: Учеб. пособие / А.В.Панин, Н.А. Лисицын; под ред. А.В.Панина; Воронеж. гос. арх.-строит. университет.- Воронеж, 2005. – 60 с.

ISBN _____

В учебном пособии изложена методика выполнения курсового проекта «Стальной каркас промышленного здания». В пособии нет ответа на вопрос – **почему?** – для этого существует учебник; но пособие отвечает на вопрос **как?** выполнить поставленную задачу. Пособие не ставит перед собой задачу заставить Вас полюбить дисциплину **Металлические конструкции**, но поможет Вам понять **неотвратимость** её усвоения.

Пособие предназначено для использования в курсовом проектировании студентами 4-5 курсов всех форм обучения направлению 270100 «Строительство».

Ил. ____ . Табл. ____ . Библиогр. 7 назв.

Печатается по решению редакционно-издательского совета Воронежского государственного архитектурно-строительного университета.

Научный редактор к.т.н., доц. А.С.Щеглов (ВГАСУ)

Рецензенты: кафедра «Металлические конструкции» Липецкого государственного технического университета (зав. кафедрой – д.т.н., проф. В.В.Зверев); М.П.Смирнов (Управление лицензирования строительной деятельности) «Воронежстройлицензия».

ISBN _____

© Панин А.В., Лисицын Н.А., 2005
©ВГАСУ, 2005

1. ВВЕДЕНИЕ

Задача курсового проекта – на примере проектирования поперечной рамы каркаса промышленного здания с мостовыми опорными кранами **закрепить знания** по компоновке, по способам формирования пространственного каркаса здания, сбору нагрузок и определению расчётных

усилий в элементах каркаса; **сформировать навыки** расчёта центрально – и внецентренно сжатых стержневых конструкций, конструирования их узлов и элементов.

Поперечную раму каркаса промышленного здания с мостовыми опорными кранами и ступенчатыми колоннами (рис. 1.1) проектируют в соответствии с техническим заданием – **исходными данными к проекту**. В курсовом проекте это: назначение здания, пролёт - L , шаг колонн - B , отметка головки подкранового рельса – **ОГР**, грузоподъёмность кранов - Q , район

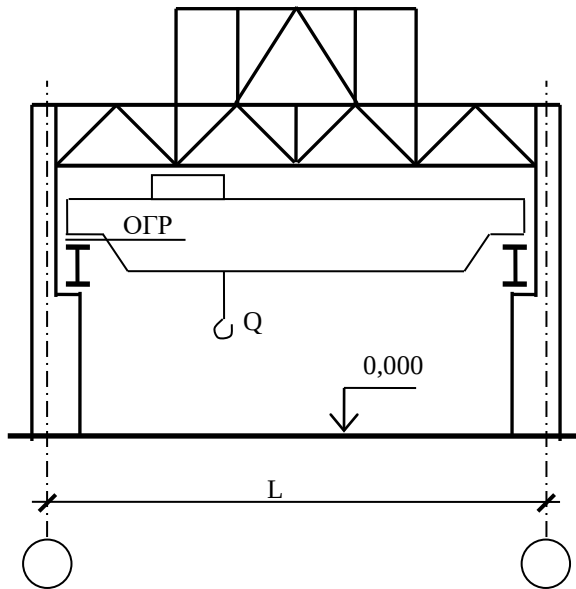


Рис 1.1. Схема поперечной рамы каркаса здания

строительства.

Состав проекта:

Курсовой проект «Стальной каркас одноэтажного производственного здания» включает разделы:

1. **Компоновка поперечной рамы и связей каркаса** с обоснованием принимаемых решений – оформляется на 5-6 страницах пояснительной записки.

2. **Рабочий проект поперечной рамы на стадии КМ** – сбор нагрузок, статический расчёт рамы, расчёт и конструирование элементов рамы и основных примыканий - на 20 - 25 страницах пояснительной записки и 1 листе чертежа КМ формата А 1

3. **Рабочий проект отправочной марки стропильной фермы** (ригеля рамы) на стадии КМД: расчёты на 10 - 15 страницах пояснительной записки и 1 листе чертежа КМД формата А 1 .

2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

2.1 Размеры рамы по вертикали

Исходным данным для определения **размеров по вертикали** является отметка головки кранового рельса (**ОГР**), указанная в задании на проектирование – рис 2.1.

Высота рамы от уровня чистого пола до низа стропильной фермы

$$H_0 = H_1 + H_2; \text{ где } H_1 = \text{ОГР}; H_2 = (H_{cr} + 100) + C;$$

H_{cr} – габаритный размер мостового крана от головки кранового рельса до верхней точки тележки крана (см. технические характеристики мостовых кранов в [3], [5], [7]);

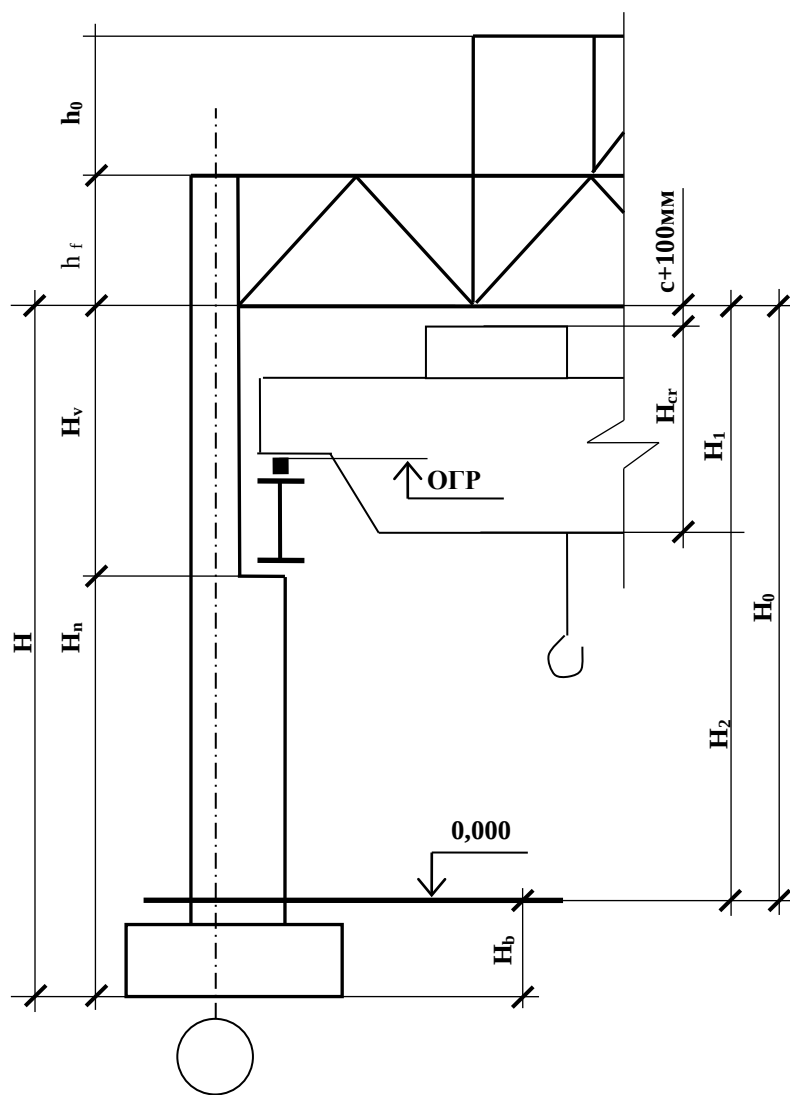


Рис 2.1. Вертикальные размеры поперечной рамы

100 мм – допуск на изготовление крана;

C - зазор, учитывающий прогиб стропильной фермы (в зависимости от пролёта $C = 200...400 \text{ мм}$).

Для соблюдения условий унификации высоту H_2 принимают кратной 200 мм (округляют в большую сторону), затем принимают кратной 600 мм общую высоту H_0 (тоже округляют в большую сторону). После чего корректируют H_1 из условия

$$H_1 = H_0 - H_2,$$

тем самым увеличивая заданную отметку головки рельса ОГР, что вполне допустимо.

Зафиксировав значения H_0 , H_1 и H_2 , вычисляют полную геометрическую высоту колонны

$$H = H_0 + H_b,$$

H_b – высота части колонны (вместе с базой), расположенной ниже отметки чистого пола, которую предварительно можно принять равной 600 – 800 мм.

Полная высота колонны также равна

$$H = H_v + H_n;$$

где $H_v = h_b + h_{rs} + H_2$;

h_b – высота подкрановой балки – принимается в первом приближении равной $1/7 - 1/9$ её пролёта (шага колонн);

h_{rs} – высота рельса, принимается в зависимости от грузоподъёмности крана (см. технические характеристики мостовых кранов и сортамент крановых рельсов в [3], [5], [7], но в первом приближении можно принять $h_{rs} = 150$ мм.

2.2 Горизонтальные размеры рамы

Определение **размеров по горизонтали** начинают с установления высоты сечения верхней части колонны.

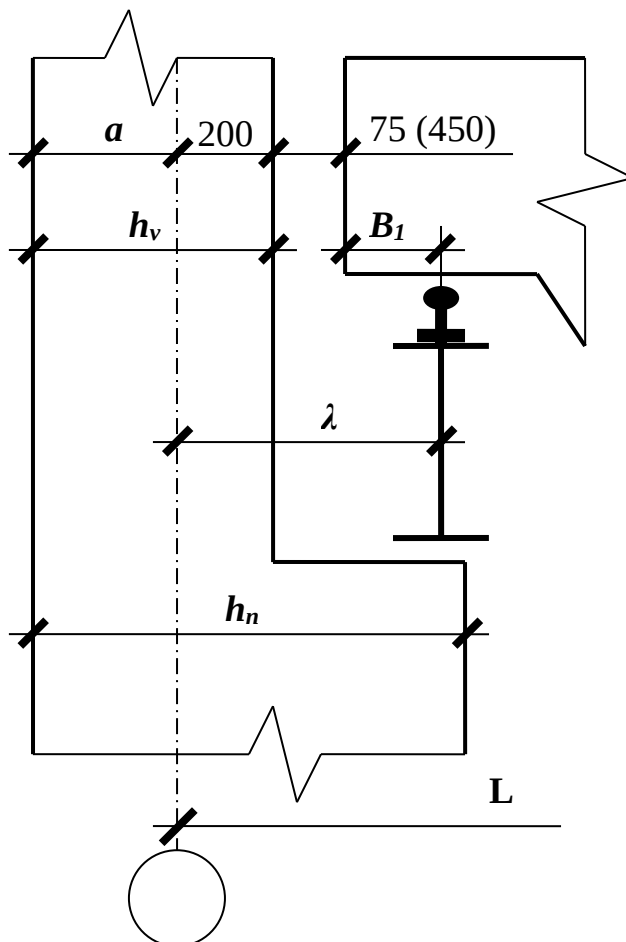


Рис. 2.2. Горизонтальные размеры поперечной рамы

Высота сечения верхней части колонны h_v зависит от привязки к разбивочным осям здания колонн и ферм. Последние согласно ГОСТ 23119-78 имеют привязку, равную 200мм. Привязка наружной грани колонны к разбивочной оси (размер a , рис. 2.2) зависит в первую очередь от грузоподъёмности и режима работы мостовых кранов.

ГОСТ 25546-82 устанавливает следующие обозначения групп режимов работы кранов: 1К – 3К – краны ограниченной интенсивности работы – монтажные и ремонтные; 4К – 6К – краны средней интенсивности работы – склады и цехи с разнообразными и малосерийными грузами, 7К – металлургические заводы, цехи с однородными и крупносерийными грузами, работа в одну или в две смены; 8К – то же при круглосуточной работе (см. также

СНиП 2.01.07-85*; «Нагрузки и воздействия»).

Привязка (размер a) может быть нулевой для каркасов, оборудованных мостовыми кранами грузоподъёмностью Q до 30т ограниченной интенсивности работы (режим 1К – 3К); $a = 500$ мм для зданий с кранами любой группы режима работы, грузоподъёмностью 100т и более, а также с кранами меньшей грузоподъёмности, но с режимами работы 7К -8К. В остальных случаях $a = 250$ мм.

Таким образом, высота сечения верхней части колонны $h_v = a + 200$ мм может быть равной 200, 450, 700 и более мм, и, во всяком случае, не менее $1/12 H_v$ из условия жёсткости.

Высоту сечения нижней части колонны принимают равной расстоянию от наружной грани до оси подкрановой ветви

$$h_n = a + \lambda.$$

При этом необходимо увязать пролёт крана с пролётом здания (рис. 1.2) и обеспечить минимальный зазор между краном и верхней частью колонны:

$$L_{cr} = L - 2\lambda$$

Величина λ складывается из составляющих

$$\lambda = B_1 + 75(450) + (h_v - a),$$

здесь B_1 - выступающая за ось рельса часть кранового моста, 75мм - минимальный зазор между краном и колонной для режимов работы 1К – 6К и 450мм для режимов работы 7К – 8К (400 мм – габарит прохода и 50 мм на ограждение).

Пролёты кранов кратны 500мм, поэтому вычисленный размер λ округляют в большую сторону до числа кратного 250мм (750, 1000, 1250, 1500 мм). Минимальный размер λ равен 750 мм.

Для обеспечения жёсткости колонны в плоскости рамы должно выполняться условие

$$h_n \geq \frac{1}{20} H, \text{ а при режимах работы 7К -8К } h_n \geq \frac{1}{15} H.$$

Пример 2.1

Компоновка поперечной рамы

Исходные данные:

назначение здания – склад полуфабрикатов с круглосуточной работой, режим работы кранов – 7К;

пролёт $L = 30$ м;

шаг колонн $B = 6$ м;

отметка головки рельса $ОГР = +11,5$ м;

грузоподъёмность крана $Q = 32/5$ т.

Размеры рамы по вертикали

$$H_2 = (H_{CR} + 100) + C = (2750 + 100) + 300 = 3150 \text{ мм};$$

размер H_2 должен быть кратен 200 мм, принимаем $H_2 = 3200$ мм.

$H_1 = \text{ОГР} = 11500$ мм;

$H_0 = H_1 + H_2 = 11500 + 3200 = 14700$ мм, ближайший больший размер кратный 600мм равен 15000 мм, принимаем $H_0 = 15000$ мм, тогда $H_1 = 15000 - 3200 = 11800$ мм.

Высота подкрановой балки $h_b = 1/9 B = 12000/9 = 1330$ мм, $h_{rs} = 120$ мм [5].

Высота верхней части колонны $H_v = (h_b + h_{rs}) + H_2 = 1330 + 120 + 3200 = 4650$ мм.

Высота нижней части колонны $H_n = H_0 - H_v + (600 \dots 800)$ мм = $15000 - 4650 + 750 = 11100$ мм.

Полная высота колонны $H = H_v + H_n = 4700 + 11100 = 15800$ мм.

Горизонтальные размеры

Для режима работы 7К привязка колонны $a = 500$ мм, тогда $h_v = 500 + 200 = 700$ мм.

Условие жёсткости $h_v \geq H_v / 12 = 4700 / 12 = 390$ мм ($700 > 390$) выполняется.

Высота сечения нижней части колонны $h_n = a + \lambda$. Определяем минимальную величину $\lambda = B_1 + 450 + (h_v - a) = 300 + 450 + (700 - 500) = 950$ мм. Ближайший кратный 250 мм размер равен 1000 мм, принимаем $\lambda = 1000$ мм, тогда $h_n = a + \lambda = 500 + 1000 = 1500$ мм.

Пролёт мостового крана $L_k = L - 2\lambda = 30000 - 2 \cdot 1000 = 28000$ мм соответствует стандарту.

Условие жёсткости $h_n \geq H_n / 15 = 11300 / 15 = 753$ мм выполняется ($1500 > 753$).

2.3 Компонировка конструкций покрытия

Компоновка конструкций покрытия включает выбор ограждающих конструкций и разработку конструктивной схемы основных несущих элементов и связей. Решение этих вопросов зависит от назначения здания, технологических особенностей производственного процесса, санитарно-технических, противопожарных и других требований, а также шага колонн.

В покрытиях производственных зданий применяют фермы с параллельными поясами (уклон кровли 1,5 - 2,5 %) и трапециевидные двускатные (уклон кровли 5 - 10 %).

При выборе типа тёплого покрытия (по прогонам или без них) учитывают присущие им достоинства и недостатки: уменьшение массы конструкций и возрастание трудоёмкости монтажа при покрытии по прогонам и сокращение трудоёмкости монтажа с одновременным увеличением массы покрытия при беспрогонном решении.

Холодные кровли укладывают чаще всего по прогонам, шаг прогонов меняется от 1,25 м до 4 м в зависимости от вида кровельного покрытия. Зачастую холодные кровли требуют больших уклонов, в частности при кровлях,

не обеспечивающих герметизацию покрытия (асбоцементные листы, волнистая сталь и т. д.), уклон кровли должен быть в пределах 15 – 25 %.

Выбор схемы основных несущих конструкций зависит от шага колонн. При шаге колонн 6м шаг стропильных ферм равен шагу колонн. При шаге колонн 12м возможны решения как с установкой стропильных ферм только на колонны, так и с введением дополнительных промежуточных ферм, опирающихся на подстропильные конструкции.

Высота фермы на опоре зависит от типа сопряжения ригеля с колонной. При жёстком сопряжении она должна быть не менее $1/12$ - $1/17$ пролёта, чаще её принимают $1/12$ - $1/14$ пролёта и кратной 200мм. Из условий стандартизации на практике высоту фермы на опоре принимают равной 2250мм (по обушкам) при пролёте до 24 м включительно, и равной 3150мм при пролётах 30 и 36м.

Высоту трапециевидных ферм в пролёте вычисляют по уклону кровли. При этом по условиям транспортировки она не должна превышать железнодорожного габарита – 3,85м.

Решётка стропильных ферм, как правило, треугольная с восходящим опорным раскосом и дополнительными стойками. Стандартный горизонтальный размер панели верхнего пояса – 3м. Однако крайняя панель верхнего пояса из условия привязки имеет размер 2,8м (см. компоновку поперечной рамы).

На рис.2.3. представлена геометрическая схема стропильной фермы пролётом 30м со светоаэрационным фонарём. В курсовом проекте обычно рассматривают бесфонарную ферму.

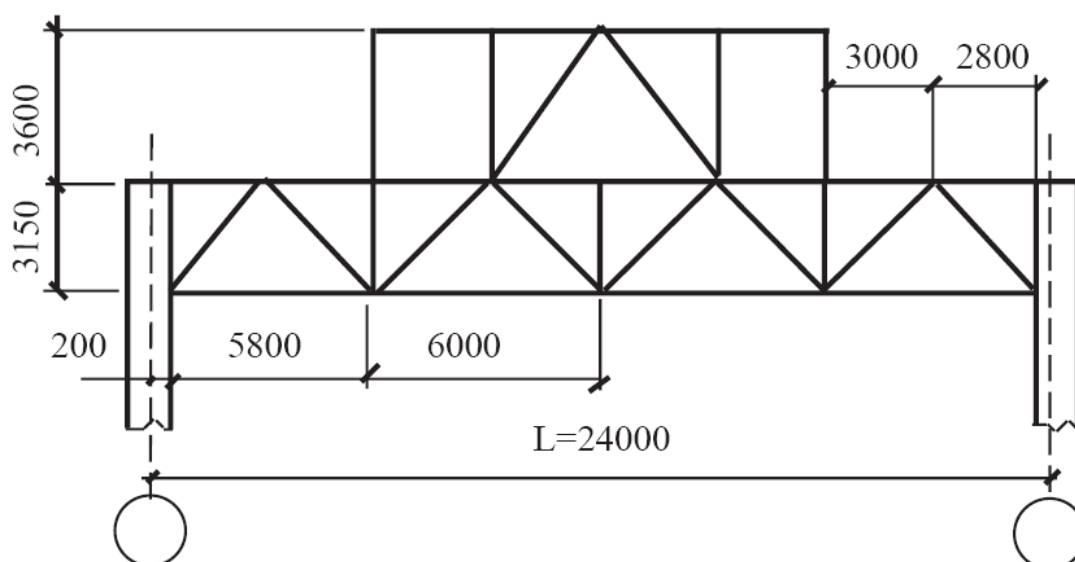


Рис. 2.3. Геометрическая схема стропильной фермы

2.4 Связи каркаса.

Компоновка связей. Пространственная жёсткость одноэтажных производственных зданий обеспечивается рамно-связевой схемой. При этом нагрузки в поперечном направлении воспринимаются рамами, а в продольном направлении – связями. В зависимости от длины здание может иметь один или два (три и т.д.) температурных блока. Максимальная длина температурного блока регламентируется нормами [1] в зависимости от характеристики здания и климатического района строительства. В каждом температурном блоке предусматривают самостоятельные системы связей.

Схемы связей с соблюдением масштаба должны быть изображены на чертежах КМ и КМД:

- по верхним поясам ферм (план),
- по нижним поясам ферм (план),
- вертикальные связи и распорки между фермами (продольный разрез),
- вертикальные связи по колоннам (фасад).

Пример компоновки связей по нижним поясам ферм на стадии КМ представлен на рис. 2.4.

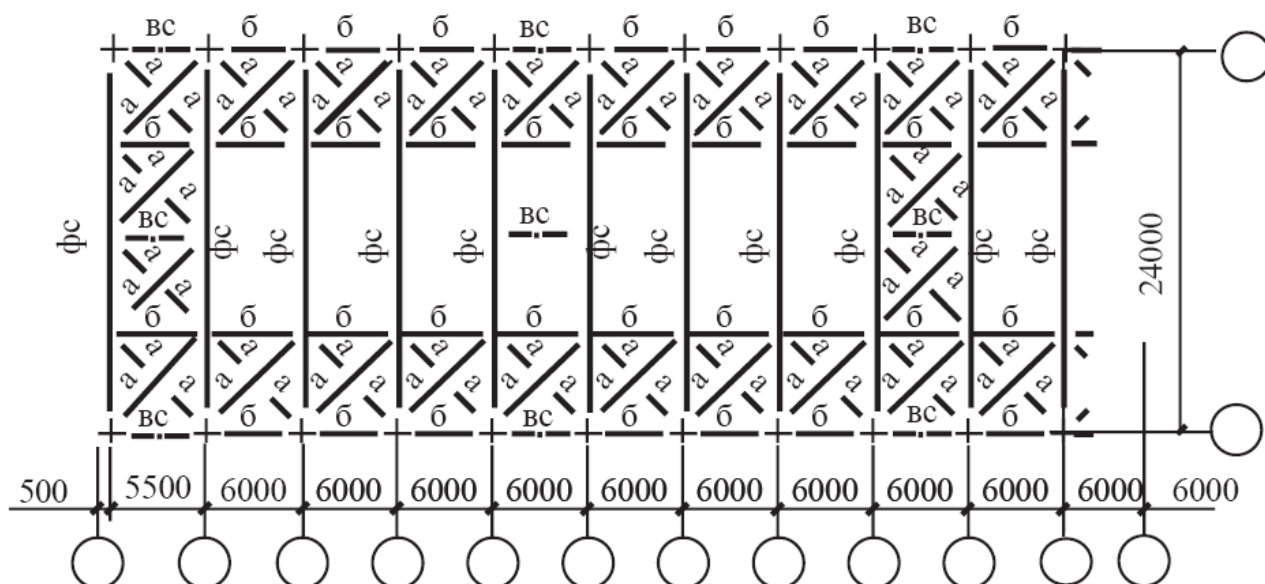


Рис. 2.4. План связей по нижним поясам ферм

3. РАБОЧИЙ ПРОЕКТ

3.1 Сбор нагрузок

На каркас производственного здания действуют постоянные и временные нагрузки.

Нагрузки от собственного веса несущих и ограждающих конструкций являются **постоянными нагрузками**.

Нагрузки снеговые, ветровые и от мостовых кранов являются **временными**.

3.1.1 Постоянные нагрузки

Нагрузки от собственного веса покрытия обычно принимают равномерно распределёнными по длине ригеля. Расчётную линейно распределённую нагрузку на ригель g кН/м получают, собирая её с ширины, равной шагу стропильных ферм B_f и проектируя на горизонтальную поверхность

$$g = g_0 B_f / \cos \alpha, \text{ кН/м};$$

величину расчётной постоянной нагрузки g_0 кН/м² можно принять в соответствии с табл.3.1,

α - угол наклона кровли к горизонту.

К постоянным нагрузкам относятся также нагрузки от веса стенового ограждения, веса подкрановых балок, подкрановых рельс, собственного веса колонн и др. В курсовом проекте обычно эти нагрузки на колонны учитывают, увеличивая значение продольной силы на 5 %. При этом эксцентриситет приложения перечисленных нагрузок не учитывают вовсе.

Таблица 3.1.

Нагрузки от веса конструкций покрытия [5]

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Ограждающие элементы кровли			
Гравийная защита (15—20 мм)	0,3—0,4	1,3	0,4—0,52
Гидроизоляционный ковер из 3—4 слоев рубероида	0,15—0,2	1,3	0,2-0,36
Асфальтовая или цементная стяжка (20 мм)	0,4	1,3	0,52
Утеплитель: пенобетон, $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$:	—	1,3	—
минераловатные плиты, $\gamma = 100—300 \text{ кг/м}^3$;	—	1,2	—
пенопласт $\gamma = 50 \text{ кг/м}^3$.	—	1,2	—
Пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола	0,5	1,3	0,065
Несущие элементы кровли			
Профилированный настил (0,8—1 мм)	0,13—0,16	1,05	0,14—0,17
Волнистые листы: асбоцементные,	0,2	1,1	0,22
стальные (1—1,75мм)	0,12—0,21	1,05	0,13—0,22
Плоский стальной настил (3—4 мм)	0,24—0,32	1,05	0,23—0,34
Железобетонные панели из тяжелого бетона (с заливкой швов) размером, м: 3 x 6 3 x 12	1,6 1,8	1,1 1,1	1,75 2

Прогоны: сплошные, пролетом, м:			
6	0,05—0,08	1,05	0,055-0,085
12	0,10—0,15	1,05	0,105-0,160
решетчатые	0,07—0,12	1,051	0,075-0,125
Каркас стальной панели размером, мм:			
3 x 6			
3 x 12	0,10—0,15	1,05	0,105—0,16
	0,15—0,25	1,05	0,16—0,26
Стропильные фермы	0,10—0,40	1,05	0,105—0,42
Подстропильные фермы	0,05—0,10	1,05	0,055—0,105
Каркас фонаря	0,08—0,12	1,05	0,085—0,125
Связи покрытия	0,04—0,06	1,05	0,040—0,065

3.1.2 Временные нагрузки

Снеговая нагрузка

Значение расчётной снеговой нагрузки на 1 п.м. ригеля рамы находят из выражения

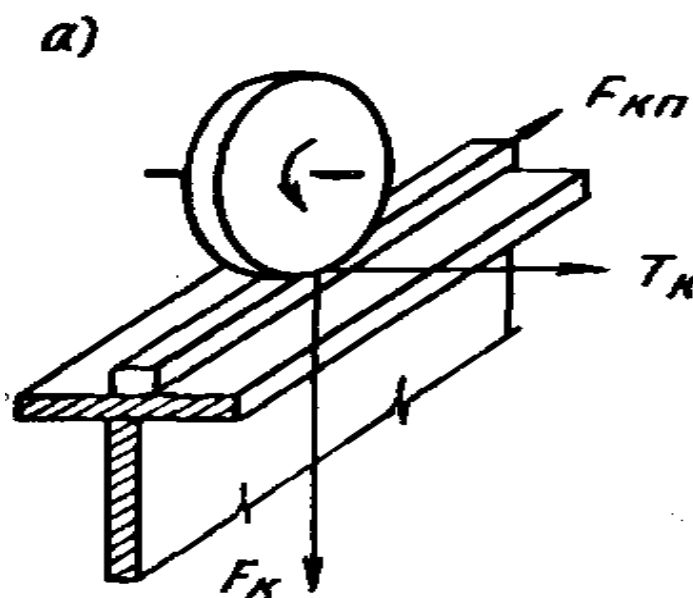
$$s = s_g \mu B_f, \text{ кН/м};$$

где s_g – расчётное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности, принимаемое в зависимости от снегового района [2];

μ – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение снега по покрытию [2], в курсовом проекте при расчёте рамы принимают $\mu = 1$.

Нагрузка от мостовых кранов

Мостовые краны каждым колесом передают на нижележащие конструкции (рельсы, подкрановые балки, колонны) вертикальные давления F_k от веса груза и собственного веса и горизонтальные T_k нагрузки от торможения крановой тележки (рис. 3.1).



Когда тележки с грузом расположены в непосредственной близости от одной колонны (например, левой), вертикальные давления колёс кранов на левый рельс будут максимальными $F_{k \max}$. В это время давление колёс на правый рельс будут минимальными – $F_{k \min}$. У кранов грузоподъёмностью 80 т и более давления колёс крана на разных тележках различны (F_{k1} и F_{k2}). Поскольку у мостовых кранов не менее четырёх колёс, опирание крана на рельсы стати-

Рис. 3.1. Схема нагрузок от колеса крана

чески неопределимо. При движении крана происходит перераспределение вертикальных сил между колёсами, движущимися по рельсам с одной стороны крана. Это перераспределение учитывается при расчёте подкрановых балок, а при расчёте рам вертикальная направляющая считается квазистатической и одинаковой для всех колёс с одной стороны крана. Значения максимальных давлений (F_{k1} и F_{k2}) приводятся в технических характеристиках кранов. При расчёте рамы в курсовом проектировании принимают среднее значение максимальных давлений колёс:

$$F_{k \max} = (F_{k1} + F_{k2}) / 2.$$

Минимальное давление вычисляют:

$$F_{k \min} = (Q+G)/n_0 - F_{k \max}, \text{ кН } ,$$

Q - грузоподъёмность крана;

G - вес крана с тележкой (см. технические характеристики кранов);

n_0 - число колёс на одной стороне крана.

Нагрузки от мостовых кранов определяют исходя из совместной работы двух кранов.

Нагрузка от колёс кранов через подкрановую балку передаётся на колонны. На ближайшую к тележке колонну колонну будет передаваться наибольшее давление $D_{\max}$, в то время как на противоположную колонну будет передаваться наименьшее давление $D_{\min}$. Эти давления определяют по линиям влияния опорных реакций подкрановых балок (рис. 3.2).

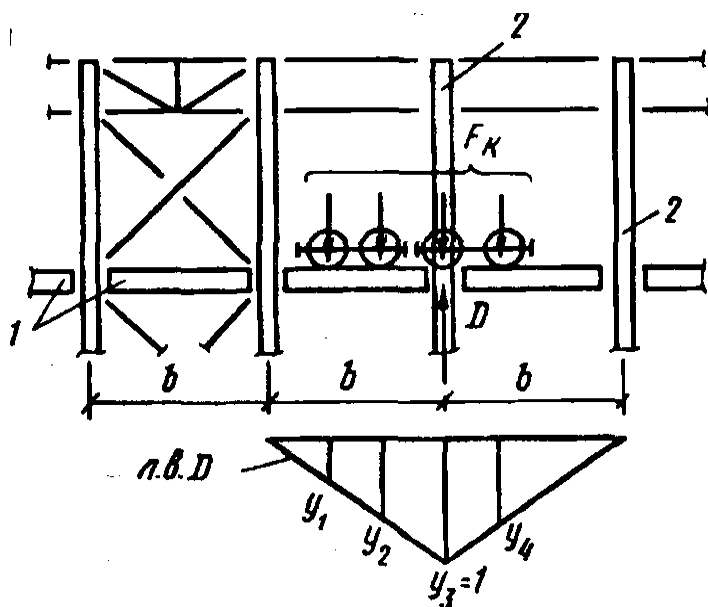


Рис.3.2.К определению нагрузок на раму от мостовых кранов
1 – подкрановые балки;
2 – колонны

$$D_{max} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{K_{max}} y_i, \text{ кН},$$

$$D_{min} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{K_{min}} y_i, \text{ кН}.$$

В этих формулах $F_{K_{max}}$ и $F_{K_{min}}$ соответственно максимальное и минимальное нормативное давление на колесо крана.

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надёжности по нагрузке;

ψ – коэффициент сочетаний; $\psi = 0,85$ при учёте работы двух кранов с режимами работы 1К-6К; $\psi = 0,95$ при режимах работы 7К-8К;

y_i – ордината линии влияния опорной реакции подкрановой балки.

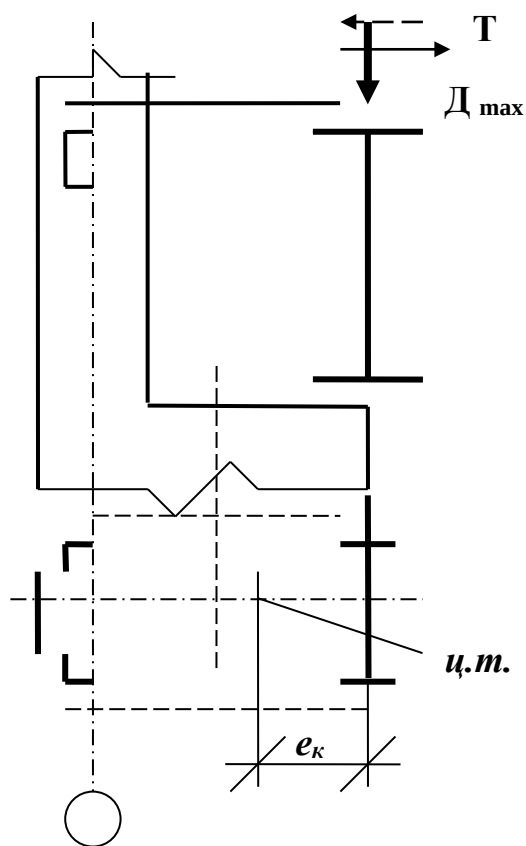


Рис.3.3. Эксцентричное приложение крановой нагрузки

В рамах с колоннами ступенчато-переменного сечения силы D_{max} и D_{min} приложены с эксцентриситетом e_k по отношению к геометрической оси сечения нижнего (подкранового) участка колонны (рис. 3.3), вследствие чего в расчётные нагрузки включаются моменты

$$M_{max} = D_{max} e_k, \text{ кНм};$$

$$M_{min} = D_{min} e_k, \text{ кНм}.$$

В первом приближении e_k можно принять равным $0,45h_n$.

Горизонтальную силу от торможения тележек мостовых кранов T определяют по линиям влияния опорных реакций тормозных балок аналогичных линиям влияний опорных реакций подкрановых балок (рис.3.2).

$$T = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n T_{cr} y_i, \text{ кН};$$

Нормативное значение горизонтальной силы, приходящейся на одно колесо с одной стороны крана

$$T_{cr} = \beta (Q + G_t)/n_0, \text{ кН, где}$$

$\beta = 0,05$ для кранов с гибким подвесом груза,

$\beta = 0,1$ для кранов с жёстким подвесом груза.

G_t – вес крановой тележки (см. технические характеристики кранов).

Ветровая нагрузка

Расчётное значение **ветровой нагрузки** на 1 м^2 вертикальной поверхности определяют в соответствии с [2]

$$w = w_0 \gamma_f k c_e, \text{ кН/м}^2;$$

где w_0 – нормативное значение ветровой нагрузки для данного ветрового района [2];

γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке, принимаемый равным 1,4;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте в зависимости от типа местности [2];

c_e – аэродинамический коэффициент внешнего давления, принимается равным +0,8 для наветренной стороны и -0,6 для подветренной стороны.

Интенсивность расчётной нагрузки на 1 п.м. колонны поперечной рамы

$$q_w = w B,$$

где B – ширина грузовой площади при шаге колонн 6 м,

$B = B_1$ при шаге колонн 12 м и наличии продольного фахверка, здесь B_1 – расстояние между основной колонной и соседней с ней стойкой фахверка.

В практических расчётах неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку w часто заменяют эквивалентной равномерно распределённой w_{eq} . Интенсивность последней находят из условия равенства изгибающих моментов в основании условной стойки от фактической эпюры ветрового давления и от равномерно распределённой нагрузки [5]. Эквивалентная ветровая нагрузка представляется в виде $w_{eq} = k_{eq} w$. Значения k_{eq} приведены в табл. 3.2.

В этом случае интенсивность расчётной нагрузки на 1 п.м. колонны поперечной рамы:

$$q_{w eq} = w_{eq} B, \text{ кН/м.}$$

Таблица 3.2

Значения k_{eq} для местности типа В [5]

Высота H_0 , м	Значения k_{eq} для местности типа В [5]
15	0,641
20	0,711
25	0,773
30	0,825
35	0,874
40	0,920

H_0 - расстояние от уровня земли (чистого пола) до низа ригеля;
значения k_{eq} для промежуточных высот принимать по интерполяции.

При наличии продольного фахверка

$$q_{w\,eq} = w_{eq} B_1, \text{ кН/м.}$$

Ветровая нагрузка на шатёр приводится к сосредоточенной, приложенной к нижнему поясу ригеля:

$$W = w_m A_2, \text{ кН}$$

при шаге колон равном 6 м, и

$$W = w_m A_2 + 2 w_{eq} A_3), \text{ кН}$$

при шаге колонн 12 м и наличии продольного фахверка (рис. 3.4).

Здесь w_m – усреднённое значение ветровой нагрузки на участке высотой равной высоте фермы.

Роль опорно-связевых элементов при этом выполняют продольные горизонтальные связи по нижним поясам ферм.

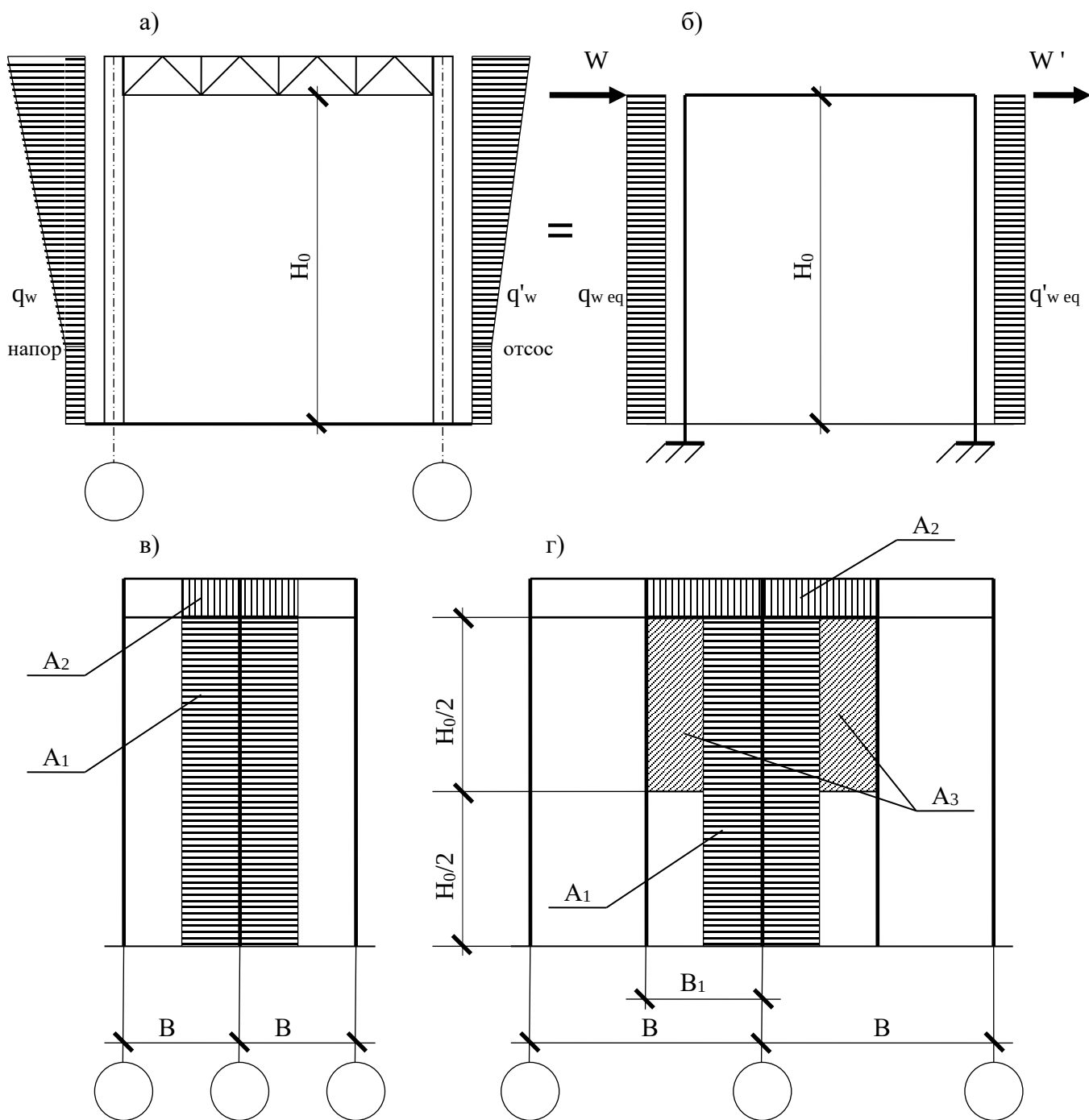


Рис. 3.4. Схема загрузки рамы ветровой нагрузкой:

а) по нормам проектирования, б) условная расчетная схема, в) грузовые площади при шаге колонн $B = 6$ м, г) грузовые площади при шаге колонн $B = 12$ м.

3.2. Статический расчёт рамы

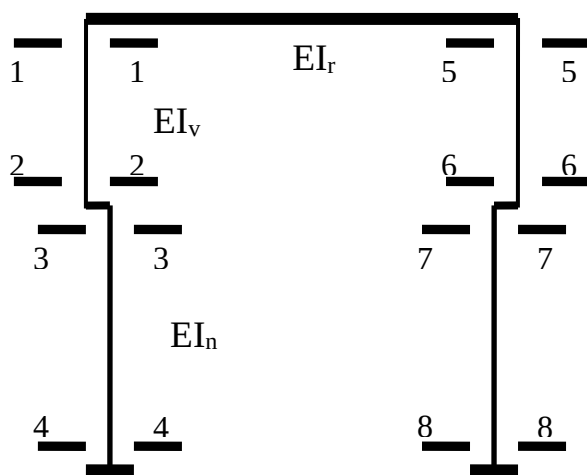


Рис. 3.5. Жесткости и расчетные сечения рамы

При курсовом проектировании расчёт рамы можно выполнить по разным программам для ЭВМ. При этом в расчётную схему рамы вводят ряд упрощений, в том числе сквозной ригель рамы заменяют эквивалентным по жёсткости сплошным, расположенным в уровне нижнего пояса фермы, а оси колонн располагают по центрам тяжести сечений - рис.3.5. Для расчёта рамы в программу нужно ввести исходные данные: геометрические размеры L и H , соотношения жёсткостей m и n , а также действующие нагрузки g ,

M_{max} , M_{min} , T , q_w , W по форме таблицы 3.3: где $\lambda = H_v / H$; $\alpha = H_2 / H$.

Соотношение жёсткостей $m = EI_n / EI_v$ и $n = EI_r / EI_v$ принимают в пределах:

- для лёгких кранов и малых пролётов $m = 3$; $n = 15$;
- для тяжёлых кранов и малых пролётов $m = 8$; $n = 20$;
- для лёгких кранов и больших пролётов $m = 5$; $n = 30$;
- для тяжёлых кранов и больших пролётов $m = 10$; $n = 40$.

В таблице 3.3 приведен пример исходных данных для расчёта рамы по итогам компоновки рамы в примере 2.1.

Таблица 3.3

Исходные данные для расчёта рамы (пример 2.1)

L , м	H , м	λ	α	m	n	g , кН/м	e_k м	M_{max} кНм	M_{min} кНм	T кН	q_w кН/м	W кН
30	24	0.16	0.12	5	25	19.1	0.6	131	31	7.2	2.4	7.8

Результатами счёта являются значения изгибающих моментов в кНм в восьми характерных сечениях рамы (рис. 3.5), которые программой «Штаб – 12» выдаются в виде таблицы из четырёх строк и восьми столбцов - таблица 3.4. В таблице 3.4 приведены значения усилий, полученных при расчёте поперечной рамы прокатного цеха пролётом 30 м оборудованного двумя мостовыми кранами грузоподъёмностью $Q = 32/5$ т группы режима 7К. Отметка головки рельса + 11,500. Место строительства – г. Череповец. Здание отапливаемое. [3].

Таблица 3.4

Изгибающие моменты в кНм

Вид усилия	Сечения колонн							
	1-1	2-2	3-3	4-4	5-5	6-6	7-7	8-8
<i>g</i>	- 297	- 184	- 48	+ 219	- 297	- 184	- 48	+219
<i>M_{max}</i>	-70	+256	-577	+179	- 95	+91	- 213	+222
<i>T</i>	± 29	± 53	± 53	± 100	± 21	$\pm 0,9$	$\pm 0,9$	± 45
<i>q_w</i>	+124	+26	+2614	- 399	- 132	-21	-21	+385

Аналогичным образом выдаётся таблица значений поперечных сил. По результатам счёта в пояснительной записке следует изобразить эпюры изгибающих моментов, поперечных и продольных сил – см. рис. 12.15 – 12.19 [3] и рис. 2.24 [5].

Составление комбинаций усилий в сечениях стоек рамы и определение усилий для расчёта колонн производят в табличной форме – табл. 3.5. При этом учитывают следующее:

- расчёт конструкций, согласно действующим нормам [2], ведётся на основное сочетание постоянных и кратковременных нагрузок; особое сочетание, включающее расчёт на сейсмические и аварийные нагрузки, в курсовом проекте не рассматривается;
- к основным сочетаниям нагрузок относятся воздействия постоянной нагрузки совместно с одной кратковременной нагрузкой (первое основное сочетание) или с двумя и более кратковременными нагрузками (второе основное сочетание);
- при учёте одной кратковременной нагрузки коэффициент сочетания не вводится, одновременное вертикальное и горизонтальное воздействие мостового крана рассматривается как одна кратковременная нагрузка;
- при учёте двух и более кратковременных нагрузок к ним вводится коэффициент сочетаний $\psi = 0,9$;
- поперечное торможение кранов можно учитывать лишь одновременно с вертикальным давлением кранов, поперечное торможение может быть приложено к любой (левой или правой) стойке рамы и действовать в любом направлении (налево или направо);
- поскольку рама симметричная, таблица усилий составляется для характерных сечений одной стойки (левой), но при различных положениях тележки крана, усилий торможения тележки на разных стойках и разных направлениях ветра.

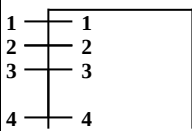
Усилия, принимаемые для расчёта колонн, в таблице 3.5. выделены рамкой.

Эти усилия получены из предположения работы одной плоской рамы. На самом деле каркас состоит из большого числа рам, связанных диском покрытия, продольными связями по нижним поясам ферм, тормозными конструкциями.

При одновременном нагружении всех рам, например, при действии ветровой нагрузки, горизонтальные перемещения рам одинаковы и их совместная работа не проявляется. Если же нагрузка приложена к отдельным рамам, например крановая, соседние менее нагруженные рамы за счёт имеющихся связей также включаются в работу и сдерживают перемещения рассматриваемой рамы, т. е. возникает эффект пространственной работы каркаса.

Таблица 3.5.

Расчётные усилия в сечениях левой стойки рамы

Вид и номер нагрузки			Кoeff. сочетания	Надкрановая часть колонны					Подкрановая часть колонны					
				Сечение 1-1			Сечение 2-2		Сечение 3-3		Сечение 4-4			
				M	N	Q	M	N	M	N	M	N	Q	
				кНм	кН	кН	кНм	кН	кНм	кН	кНм	кН	кН	
Собственный вес	1		1	-297	-317	-24	-184	-317	-48	-317	+219	-317	-24	
Снеговая	2		1	-363	-378	-35	-198	-378	-103	-378	+283	-378	-35	
	2*		0,9	-327	-340	-32	-178	-340	-93	-340	+255	-340	-32	
Давление крана (тележка слева)	3		1	-70		-69	+256		-577	-1111	+179	-1111	-69	
	3*		0,9	-63		-62	+230		-519	-1000	+161	-1000	-62	
Давление крана (тележка справа)	4		1	-95		-40	+91		-213	-405	+222	-405	-40	
	4*		0,9	-86		-36	+82		-192	-365	+200	-365	-36	
Торможение тележки крана	на левой стойке	5	1	± 29		± 17	± 53		± 53		± 100		± 14	
		5*	0,9	± 26		± 15	± 48		± 48		± 90		± 13	
	на правой стойке	6	1	± 23		± 4,6	± 1		± 1		± 50		± 4,6	
		6*	0,9	± 21		± 4,1	± 0,9		± 0,9		± 45		± 4	
Ветровая слева	9		1	+124		+16	+26		+26		-399		+49,5	
	9*		0.9	+112		+14,4	+23		+23		-359		+45	
Ветровая справа	10		1	-132		-19,4	-21		-21		+385		-45	
	10*		0,9	-119		-17,5	-19		-19		+347		-41	
Сочетание с одной кратковременной нагрузкой	№№ строк		1				1,3,5				1,10			
	+M _{max} и N _{соотв}						+125	-317			+604	-317	-69	
	№№ строк			1,2			1,2		1,3,5		1,9			
	-M _{max} и N _{соотв}			-660	-695	-59	-382	-695	-678	-1428	-180	-317	-19,1	
	№№ строк										1,3,5			
	N _{max} и M _{соотв}										+498	-1428	-107	
Сочетание с двумя и более кратковременными нагрузками	№№ строк		0,9				1,3*,5*,9*				1,2*,4*,5*,10*			
	+M _{max} и N _{соотв}						+117	-317			+1111	-1022	-172	
	№№ строк			1,2*,4*,5*,10*			1,2*,10*		1,2*,3*,5*,10*					
	-M _{max} и N _{соотв}			-855	-657	-124	-381	-657	-727	1657				
	№№ строк										1,2*,3*,5*,10*			
	N _{max} и M _{соотв}										+1072	-1657		
	№№ строк										1,10			
	N _{min} и M _{max}			Усилия M и N от постоянной нагрузки подсчитаны с коэффициентом 0,9/1,1 = 0,8							+560	-254		
	№№ строк										1,2*,3*,5*,10*			
	Q _{max}												-172	

Учёт пространственной работы каркаса позволяет уменьшить горизонтальные перемещения каркаса и снизить моменты в нижних сечениях колонн. Методика учёта пространственной работы каркаса изложена в [7]. В курсовом проекте пространственная работа каркаса обычно не учитывается.

3.3. Определение усилий в стропильных фермах – ригелях рамы

Покрытие производственного здания осуществляется с применением прогонов или без них. В первом случае по стропильным фермам через 1,5-4 м (в зависимости от вида покрытия) устанавливают прогоны, на которые укладывают кровельные листы - настилы. Во втором случае непосредственно на стропильные фермы укладывают крупноразмерные железобетонные плиты или металлические панели шириной 1,5-3м, совмещающие функции несущих и ограждающих конструкций.

Основными нагрузками при расчёте стропильных ферм являются вертикальная постоянная нагрузка от кровли и несущих конструкций покрытия и нагрузка от снега. Кроме того, при жёстком сопряжении ригеля с колоннами в элементах фермы возникают усилия от рамных моментов на опорах.

При расчёте ферм постоянные нагрузки от кровли, связей по покрытию и собственного веса ферм принимаются, как правило, равномерно распределёнными. Их значения для некоторых наиболее распространённых типов покрытий приведены в табл. 3.1.

Равномерно распределённые нагрузки приводят в узлы фермы, на которые опираются несущие элементы покрытия (рис. 3.6).

Расчётная постоянная нагрузка на узел собирается с грузовой площади, равной произведению расстояния между узлами фермы и шага ферм.

$$F_g = g d, \text{ кН};$$

$g = g_0 B_f / \cos \alpha$, – постоянная нагрузка кН/м ригеля;

d – панель фермы (расстояние между узлами верхнего пояса).

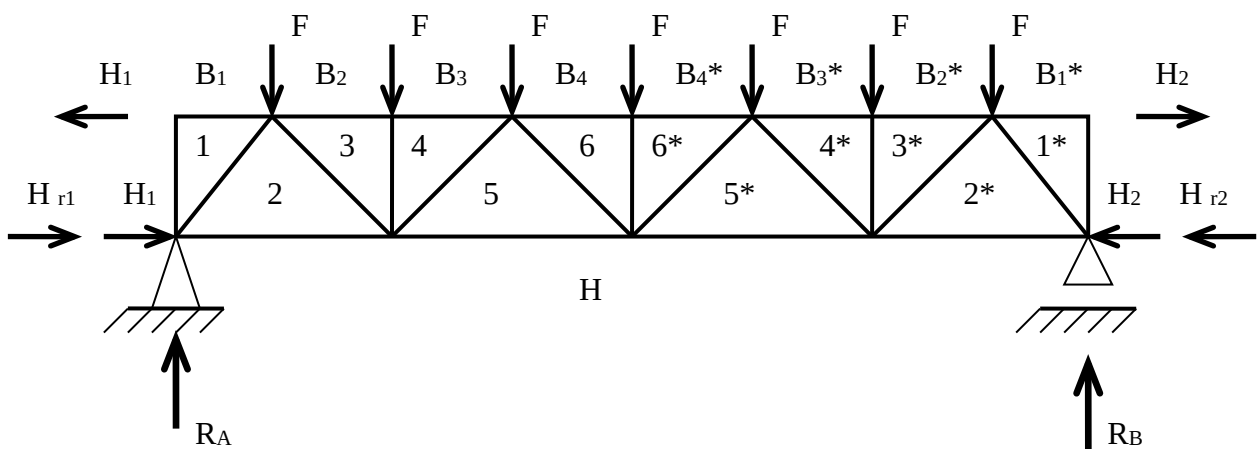


Рис. 3.6. Расчетная схема фермы

Исключение - нагрузка от элементов фонаря, которая сразу учитывается в виде сосредоточенных сил приложенных в узлах опирания стоек фонаря. Однако в курсовом проектировании, как правило, принимают бесфонарные покрытия.

Снеговая нагрузка в бесфонарном здании с малым уклоном кровли также принимается равномерно распределённой

Усилия в стержнях фермы от вертикальных нагрузок определяют в предположении шарнирного сопряжения с колоннами (например, в период монтажа, когда уложено покрытие, выпал снег, а болты в опорных узлах не затянуты; или в процессе эксплуатации при разбалтывании соединений).

Усилия определяют графическим или аналитическим способами. В учебных целях рекомендуется использовать наглядный способ построения диаграммы Максвелла-Кремоны.

Целесообразно построить диаграмму усилий от вертикальных единичных нагрузок, а затем получить усилия в стержнях от конкретной нагрузки умножением на фактическое значение узловых нагрузок. Диаграмму усилий следует строить в достаточно крупном масштабе, например на весь лист формата А3, чтобы увеличить её сходимость. При вычерчивании схемы фермы за расчётную высоту принимают расстояние между осями поясов.

Для симметричных вертикальных нагрузок достаточно построить диаграммы усилий только для половины фермы.

Пример 3.1

Построение диаграммы Максвелла-Кремоны для вертикальной нагрузки.

Порядок построения диаграммы:

1. Вычерчивают геометрическую схему фермы в масштабе.
2. Прикладывают внешние нагрузки и опорные реакции (рис. 3.7).

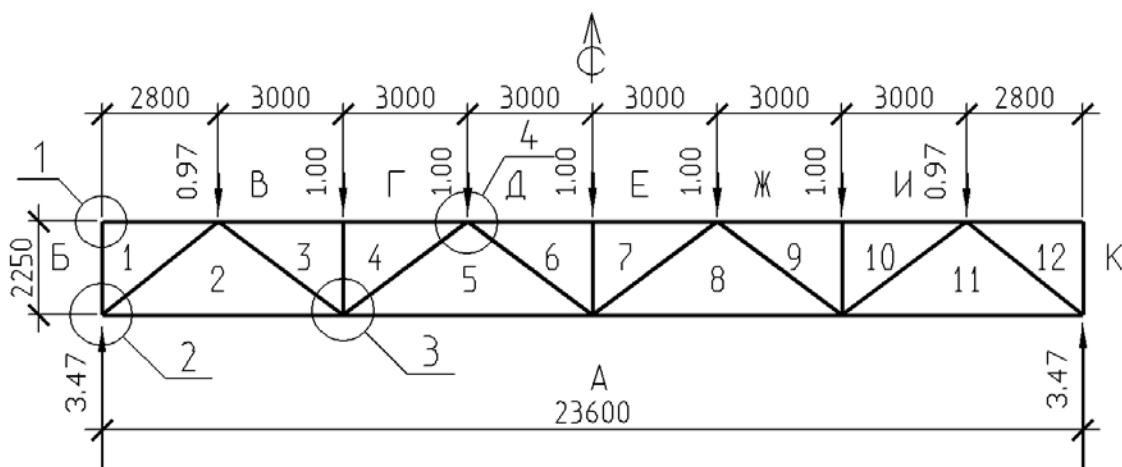


Рис. 3.7 Схема фермы с внешними нагрузками, опорными реакциями и нумерацией полей.

Расчет производим на единичную нагрузку (в рассматриваемом примере за единицу принят 1Кн)

3. Нумеруют поля – участки, ограниченные внешними силами – буквами, участки ограниченные стержнями решетки – числами.

4. Выбирают масштаб сил и строят многоугольник внешних сил:

Из произвольной точки откладывают в выбранном масштабе внешние силы и опорные реакции параллельно их направлению, при этом силу обозначаем буквами полей, между которыми расположена, например сила **В-Г**, опорная реакция **А-Б** и т.д. Если опорная реакция направлена вверх, отрезок **А-Б** откладывают вверх. Т.к. рассматриваемая система находится в равновесии, то конечная точка многоугольника внешних сил диаграммы должна совпасть с начальной. Если рассматриваемая система симметрична (геометрическая схема фермы и нагрузка), то можно строить только половину диаграммы (рис. 3.8).

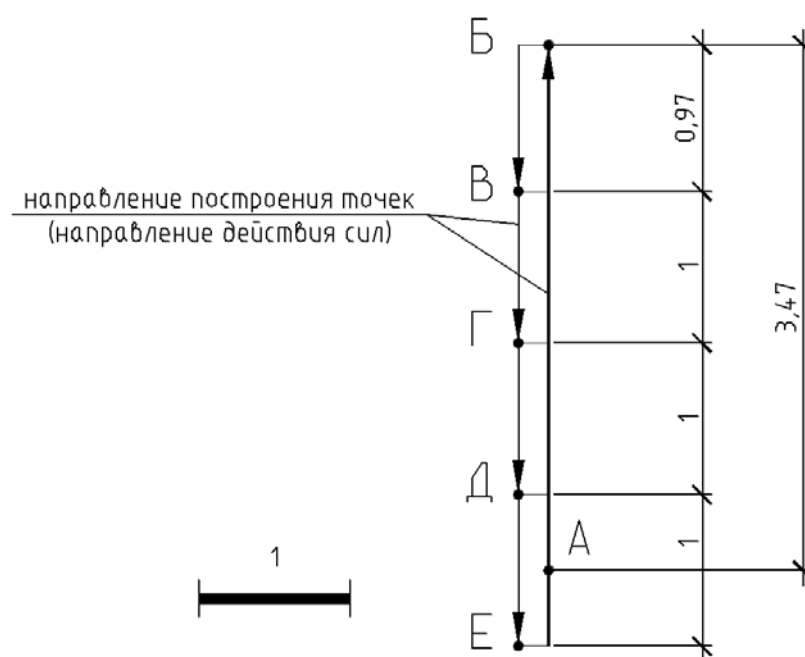


Рис. 3.8 Построение многоугольника внешних сил.

5. Построение многоугольника внутренних сил.

Правило построения: обход узла производим по ходу часовой стрелки. На диаграмме поле отображается точкой, усилие – отрезком. Переход от одного поля к другому осуществляется через усилие (поле 1 отделено от поля 2 усилием в стержне (стержнем) 1-2, на диаграмме усилие 1-2 есть отрезок 1-2).

Построение многоугольника внутренних сил начинаем с узла, в котором имеются не более 2-х стержней с неизвестными усилиями / поля, которое граничит с не менее чем 2-мя полями, положение которых определении на диаграмме.

В рассматриваемом примере это узел 1 (поле 1). Т.к. данный узел ненагружен, то оба стержня нулевые, положение поля/точки 1 на диаграмме совпадает с полем/точкой Б. Переходим к узлу 2. Для определения величины усилий в стержнях 1-2 и 2-А выполняем следующие построения:

Т.к. поле 2 граничит с полями 1 и 2 через усилия 1-2 и 2-А, то из поля/точки 1 проводим прямую, параллельную (т.к. усилие направлено вдоль элемента фермы) стержню 1-2, из поля/точки А – прямую, параллельную элементу 2-А. Точка пересечения этих прямых даст положение точки/поля 2.

Длины отрезков в выбранном масштабе будут величинами усилий в соответствующих стержнях. Для нашего случая 1-2=5,54; 2-А=4,31.

Продолжая построения, определяем последовательно положение полей/точек 3, 4, 5, 6, 7 и значения усилий в оставшихся элементах. Полученная с указанием усилий диаграмма представлена на рис. 3.9.

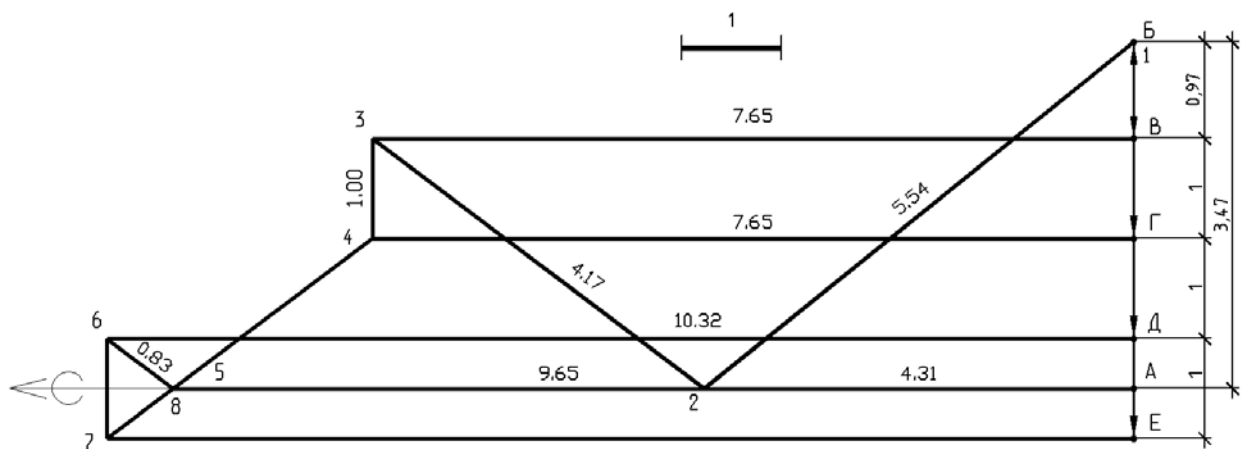


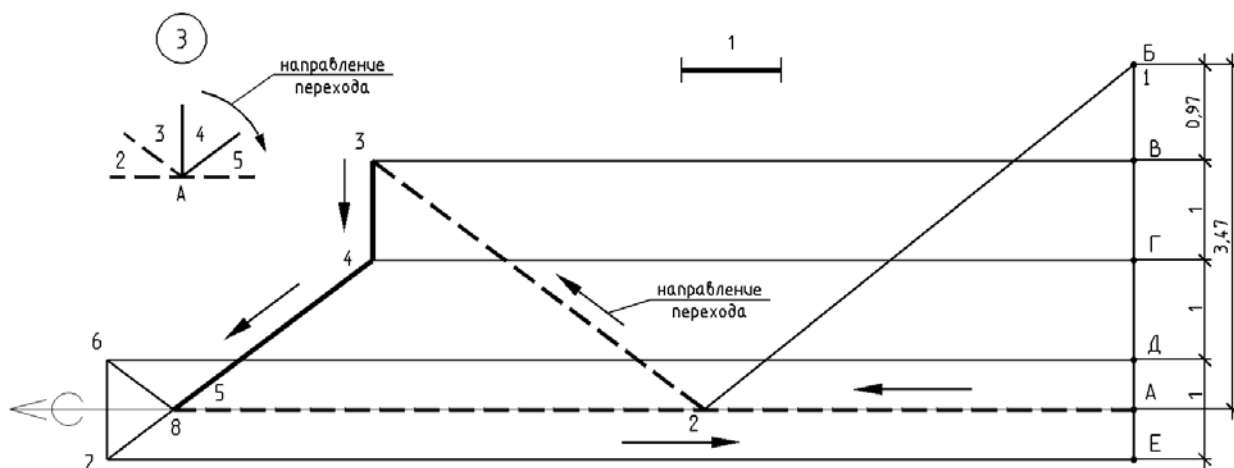
Рис. 3.9 Диаграмма Максвелла-Кремоны для фермы рис. 3.7.

Правило знаков.

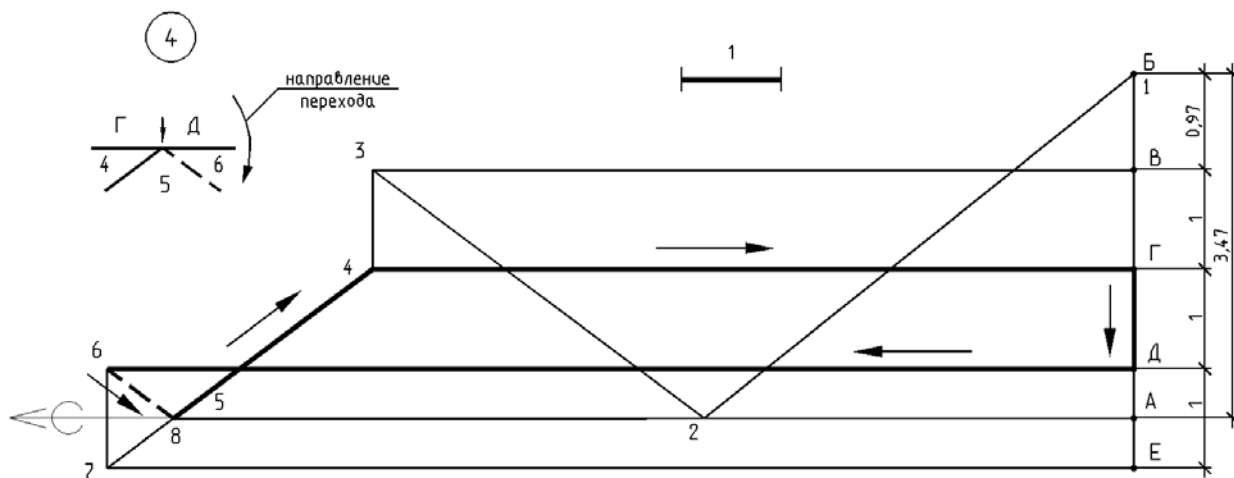
Для того чтобы определить, усилие какого знака возникает в элементе (сжимающее или растягивающее), необходимо проследить путь усилий при обходе узла (по ходу часовой стрелки), к которому примыкает интересующий нас стержень. Например, обходя узел 3 на схеме фермы по часовой стрелке, мы идем от поля 2 к полю 3, далее к полю 4, 5, А. На диаграмме мы перемещаемся от точки/поля 2 к точке/полю 3 в данном случае по направлению от узла, следовательно, стержень 2-3 растянут. Идя на схеме фермы от поля 4 к полю 5, а на диаграмме от точки 4 к точке 5, мы движемся к узлу. Стержень 4-5 сжат.

Аналогично для узла 4: стержни 4-5, 4-Г, 6-Д сжаты, 5-6 – растянут.

Примеры определения знака представлены на рис. 3.10. Пунктиром обозначены растягивающие усилия и растянутые элементы. Стрелки указывают направление перехода между полями.



а) узел 3



а) узел 4

Рис 3.10 Примеры определения знаков усилий по диаграмме.

Определенные таким образом усилия в стержнях фермы являются усилиями от единичной нагрузки. Перемножив их значения на величину расчетных узловых усилий (от собственного веса и снега) получим полные усилия от этих нагрузок. Результат сводим в таблицу 3.6.

Пример 3.2

Построение диаграммы Максвелла-Кремоны для опорного момента.

При построении диаграммы от опорного момента момент заменяют парой горизонтальных сил, приложенной к поясам. Величина горизонтальных усилий (рис. 3.11)

$$H=M/h_0,$$

где h_0 – расстояние между осями поясов на опоре.

Построение диаграммы выполняют по тем же правилам, что и для вертикальной нагрузки. Пример построения диаграммы от единичного момента на левой стойке приведен на рис. 3.12–3.13.

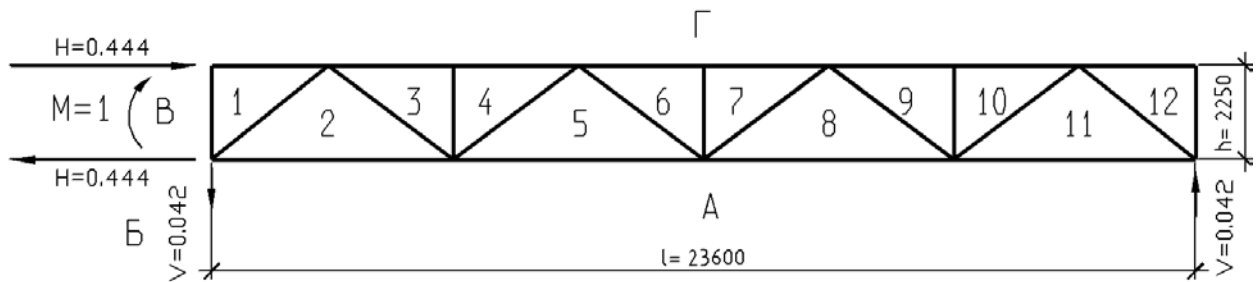


Рис. 3.11 Схема фермы

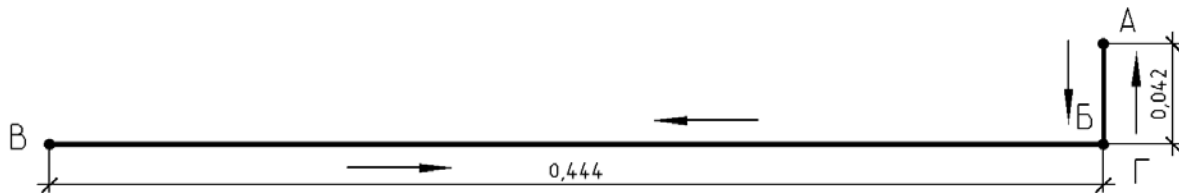


Рис. 3.12 Построение многоугольника внешних сил
(стрелками указано направление построения).

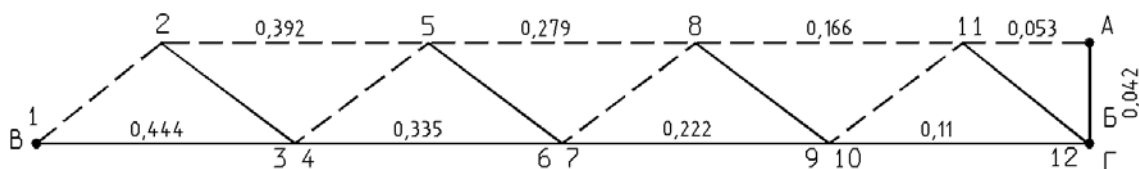


Рис. 3.13 Диаграмма усилий от единичного момента
(пунктиром выделены положительные усилия).

Усилия в элементах фермы от рамных моментов получают, заменив опорные моменты парой горизонтальных сил

$$H_1 = M_{лев} / h_0, \quad H_2 = M_{пр} / h_0,$$

где h_0 – расстояние между осями поясов фермы на опоре.

Значение опорного момента на левой стойке принимают из таблицы усилий в элементах рамы (сечение 1-1, комбинация $-M_{макс}$, $N_{соотв}$), опорный момент на правой стойке – при той же комбинации нагрузок.

Чтобы не ошибиться при выборе расчётных моментов, рекомендуется обратиться к ранее построенным эпюрам, выбрав в сечении 1-1 на левой опоре все отрицательные моменты (с коэффициентом сочетания $\psi = 0,9$) и записав значения соответствующих моментов на правой опоре.

Например, в таблице 3.5 для сечения 1-1 комбинация $-M_{макс}$ и $N_{соотв}$ получена при сочетании нагрузок 1, 2*, 4*, 5*, 10*.

$$M_{лев} = -297; -327; -86; -26; -119 = -855 \text{ кНм.}$$

Одновременно в сечении 5-5 на правой опоре реализуется сочетание 1, 2*, 3*, 6*, 9* :

$$M_{np} = -297; -327; -63; -21; +112 = -596 \text{ кНм.}$$

Усилия в элементах ферм от опорных моментов (точнее, от пар горизонтальных сил) также рекомендуется определять графическим способом. Удобно построить диаграмму усилий от единичного момента, приложенного к левой опоре; зеркальное отображение этих усилий даёт значение усилий в стержнях фермы от единичного момента на правой опоре. Усилие в любом стержне фермы от опорных моментов

$N_{mi} = s_{1i} M_{лев} + s_{2i} M_{np}$, где s_{1i} и s_{2i} – усилия в i – том стержне от единичных левого и правого моментов.

Для определения расчётных усилий в стержнях фермы составляют таблицу, включающую усилия от постоянных и временных нагрузок и от опорных моментов (табл.3.6).

В приведенной таблице за основу взяты усилия в стропильной ферме пролётом 29,6 м и шагом 12 м. [5]. Постоянная нагрузка $F_g = 56,9$ кН. Снеговая нагрузка $F_s = 50,4$ кН. Максимальный момент на левой опоре $M_1 = -855$ кНм, на правой опоре $M_2 = -596$ кНм. В отсутствие снега $M_1 = -528$ кНм, $M_2 = -269$ кНм. Сосредоточенная ветровая нагрузка $W = 20,3$ кН.

Задачей является выбор таких комбинаций нагрузок, которые давали бы наибольшие усилия в элементах фермы, преимущественно сжатие, так как оно опаснее растяжения.

Расчётное усилие в любом стержне фермы определяется, главным образом, воздействием вертикальных нагрузок; влияние опорных моментов учитывается, если вызванные ими усилия совпадают по знаку с усилием от вертикальной нагрузки, либо меняет суммарный знак усилия на сжатие. В зависимости от этого учитывается или не учитывается усилие от снеговой нагрузки.

Например, в раскосе 12-2 (см. табл. 3.6) не нужно учитывать влияние опорных моментов, хотя они в сумме и увеличивают усилие сжатия, но тогда усилие от снеговой нагрузки нужно принимать с коэффициентом $\psi = 0,9$, что в конечном итоге уменьшает расчётное значение усилия.

В крайних панелях нижнего пояса при жёстком защемлении ригеля может появиться сжатие от больших «горизонтальных» нагрузок без учёта снега на покрытии. Появление сжатия в нижнем поясе определяется конструкцией нижнего опорного узла фермы воспринимающего рамный распор.

Рамный распор определяют как продольное усилие в ригеле вызванное воздействием суммы поперечных сил (при тех же сочетаниях нагрузок, что и принятые для вычисления M_{max} в сечении 1-1) и сосредоточенной силы ветрового воздействия на шатёр:

$$H_{r1} = \sum Q_i + W;$$

При суммировании усилий от рамного распора, рамного момента и постоянной нагрузки в отсутствие снеговой нагрузки может быть получено сжатие в крайней панели нижнего пояса:

$$H = N_{m1} + H_{r1} + N_g.$$

Пример 3.3

Определение расчетных усилий.

В крайней панели нижнего пояса (Н-2) усилие от постоянной нагрузки равно + 235 кН. Усилие от рамного момента

$$N_{m1} = -156 - 8,9 = -164,5 \text{ кН.}$$

Вычислим величину рамного распора (сочетание 1, 4*, 5*, 10*)

$$H_{r1} = \sum Q_I + W = - (24 + 36 + 15,3 + 17,5) - 20,3 = - 113,1 \text{ кН.}$$

Суммарное усилие

$$H = N_{m1} + H_{r1} + N_g = -164,5 - 113,1 + 235 = - 42,6 \text{ кН.}$$

Таблица 3.6

Расчетные усилия в элементах фермы, кН [5]

Элемент	№ стержня	От постоянной нагрузки	От снеговой нагрузки		От опорных моментов		От нормальной силы		Расчетные усилия, кН			
			$\Psi = 1$	$\Psi = 0,9$	$M_1 = 855$ кНм $M_2 = 596$ кНм	$M_1 = 528$ кНм $M_2 = 269$ кНм	$H_p = -1107$ кН	$H_p = -79,2$ кН	№№ нагру-зок	растя-жение	№№ нагру-зок	сжатие
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Верхний пояс	1-2	0	0	0	0	280	173	0	7	280	-	-
	2-3, 3-4	-431	-382	-344	264	157	0	0	-	-	3, 4	-813
Нижний пояс	4-5, 5-6	-655	-580	-522	246	139	0	0	-	-	3, 4	-1235
	12-13	235	208	187	-272	-165	-110,7	-79,2	3, 4	433	3, 7, 9	-9,2
	13-14	571	506	455	-255	-149	-110,7	-79,2	3, 4	1077	-	-
	14-15	683	605	544,5	-238	-131	-110,7	-79,2	3, 4	1288	-	-
Раскосы	12-2	-348	-308	-277	-11,9	-11,9	0	0	-	-	3, 4	-656
	2-13	280	248	223	12,3	12,3	0	0	3, 4	528	-	-
	13-4	-200	-177	-159	-12,3	-12,3	0	0	-	-	3, 4	-377
	4-14	120	106	95,4	12,3	12,3	0	0	3, 5, 7	228	-	-
Стойки	14-6	-40	-35,4	-31,9	-12,3	-12,3	0	0	-	-	3, 5, 7	-84,2
	3-13	-56,9	-50,4	-45,4	0	0	0	0	-	-	3, 4	-107,3
	5-14	-56,9	-50,4	-45,4	0	0	0	0	-	-	3, 4	-107,3

3.4. Подбор сечений стержней стропильной фермы

Несущая способность центрально растянутых стержней определяется их прочностью

$$N / A_n \leq R_y \gamma_c,$$

а центрально сжатых – устойчивостью

$$N / \varphi A \leq R_y \gamma_c.$$

Подбор сечений растянутых стержней производится по требуемой площади «нетто» (за вычетом ослаблений)

$$A_{nmp} \geq N / R_y \gamma_c,$$

при этом условие обеспечения предельной гибкости растянутых стержней (только в вертикальной плоскости) $l_{ef} / i_x \leq \lambda_{lim}$ обычно выполняется автоматически.

Подбор сечений сжатых стержней производится по требуемой площади

$$A_{mp} \geq N / \varphi R_y \gamma_c$$

и жёсткости $i_{mp} \geq l_{ef} / \lambda$.

При этом важным условием рационального расходования металла является равенство гибкостей $\lambda_x \approx \lambda_y$, что при известных расчётных длинах определяет тип сечения стержня (рис 3.14).



Рис. 3.14. Типы сечений ферм из парных уголков

При $l_{ex} = l_{ey}$ (опорный раскос или верхний пояс при крупноразмерных панелях покрытия, шириной равных расстоянию между узлами фермы) следует выбирать третий тип сечения; при $l_{ex} = 0,8 l_{ey}$ (рядовые раскосы) - первый тип, а при применении прогонов и крестовой решётке горизонтальных поперечных связей по верхнему поясу, когда $l_{ex} = 0,5 l_{ey}$ - второй тип сечения.

Выбрав тип сечения стержня, задаются его гибкостью $\lambda = 70-90$ для поясов и $\lambda = 100-120$ для решётки. Большие значения гибкостей принимают при меньших усилиях. По принятой гибкости и расчётному сопротивлению применённой стали в табл. 72 СНиП [1] находят значение коэффициента продольного изгиба φ и вычисляют требуемую площадь сечения и требуемый радиус инерции сечения. Далее по найденной требуемой площади сечения и требуемому радиусу инерции по сортаменту подбирают подходящий

профиль. Чаще всего значения A_{mp} и i_{mp} оказываются близки разным профилям, что свидетельствует об ошибке в назначении величины λ . В этом случае выбирают промежуточный профиль с площадью обычно больше, а радиусом инерции меньше требуемого.

Пример 3.4

Подбор сечения верхнего пояса фермы.

Требуется подобрать сечение верхнего пояса фермы по расчётному усилию $N = -535$ кН. Покрытие по прогонам, поэтому расчётная длина стержня $l_{efx} = 302$ см, $l_{efy} = 604$ см. Материал – сталь С245; $R_y = 24$ кН/см². Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,95$, табл. 6 [1], толщина фасонки принята 12 мм, см. ниже табл. 3.7.

Поскольку $l_{efy} = 2 l_{efx}$, принимаем тавровое сечение из двух неравнополочных уголков, расположенных узкими полками вместе.

 Задаёмся гибкостью в пределах рекомендуемых для поясов: $\lambda = 80$; по таблице 72 СНиП [1] находим значение $\phi = 0,686$. Требуемая площадь сечения

$$A_{mp} = 535 / (0,686 \cdot 0,95 \cdot 24) = 34,2 \text{ см}^2;$$

требуемый радиус инерции

$$i_{mpx} = 258 / 80 = 3,23 \text{ см}.$$

По сортаменту требуемой площади соответствуют два уголка 140х90х8 с площадью 36 см² и радиусом инерции $i_x = 2,56$ см, а по требуемому радиусу инерции – два уголка 200х125х12 с площадью 75,6 см².

Принимаем промежуточное значение – два уголка 160х100х10 с суммарной площадью 50,56 см² и радиусом инерции $i_x = 2,84$ см (*индексы расчётных осей и осей по сортаменту могут не совпадать*).

Фактическая гибкость

$$\lambda_x = 302 / 2,84 = 106; \phi = 0,510;$$

$$N / \phi A = 535 / (0,510 \cdot 50,56) = 20,8 \text{ кН/см}^2 < 0,95 \cdot 24 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение незначительно, оставляем принятое сечение из двух уголков 160х100х10 мм.

Для сокращения записей все расчёты предпочтительнее вести в табличной форме (табл. 3.7).

Слабо нагруженные стержни подбирают по предельной гибкости:

$$\lambda_{lim} = 180 - 60\alpha \text{ для сжатых поясов и опорных раскосов};$$

$$\lambda_{lim} = 210 - 60\alpha \text{ для элементов решётки, где } \alpha = N / \phi A R_y \gamma_c [1].$$

Практически в этом случае можно сразу положить $\alpha = 0,5$ и тогда

$$\lambda_{lim} = 150 \text{ для сжатых поясов и опорных раскосов};$$

$$\lambda_{lim} = 180 \text{ для элементов решётки}$$

Во всех случаях для изготовления ферм не рекомендуется применять уголки сечением менее 50 х 5 мм.

Таблица 3.7.

Проверка сечений стержней фермы.

№эле- мента	Рас- чет- ное уси- лие N,	Сечение	Пло- щадь A см ²	Радиус инерции, см		Расчетная длина, см		$[\lambda]$	$\varphi_{\min}$	γ_c	Проверка сечения	
				i_x	i_y	l_{efx}	l_{efy}				$N/A \leq R_y \gamma_c$	$N/A \leq \varphi R_y \gamma_c$
B1	+68	ПГ 90 x 6	10,61	$I_{\min} = 1,79$		280	580	324	400	0,95	6,41<22,8	
B3 B4	-568	ПГ 160 x 100 x 10	50,56	2,84	7,84	300	600	106	120	0,95		11,25< 11,45
B6 B7	-856	ПГ 180 x 110 x 12	67,4	3,1	8,81	300	600	97	120	0,95		12,70< 12,81
H2	+317 -8	ПГ 160 x 100 x 10	50,56	5,23	3,97	600	600	$\lambda_x = 115$	по i_y , 0,275	0,95	6,27<22,8	0,16< 6,27
H8	+894	ПГ 125 x 80 x 10	39,4	2,26	6,11	600	1800	295	400	0,95	22,69<22,8	
P _{1,2}	-442	ПГ 125 x 80 x 10	39,4	2,26	6,11	211	422	93	120	0,95		11,22< 13,45
P _{2,3}	+347	ПГ 70 x 6	16,3	2,15	3,25	339	424	158	400	0,95	21,29<22,8	
P _{4,5}	-248	ПГ 100 x 8	31,2	3,07	4,47	340	425	111	150	0,95 x 0,8		8,0<8,61
P _{5,6}	+149	ПГ 50 x 5	9,6	1,53	2,45	340	425	222	400	0,95 x 0,8	15,52<22,8	
P _{7,8}	-50	ПГ 100 x 8	31,2	3,07	4,47	341	427	111	150	0,95 x 0,8		1,6<8,61
C ₃ C ₄ C ₆ C ₇	-70	ПГ 70 x 6	16,3	2,15	3,25	252	315	117	150	0,95 x 0,8		4,3<8,0

После подбора сечений всех элементов по согласованию с руководителем проекта оставляют 4-6 профилей.

В целях снижения трудоёмкости изготовления ферм пролётом до 24 м включительно допускается их пояса выполнять постоянного сечения, подобранного по максимальному значению продольной силы.

3.5 Расчёт и конструирование узлов ферм

Стержни решётки ферм в большинстве случаев соединяют с поясами через фасонки (рис. 3.15).

Усилие в элементе решётки распределяется между швами по обушку и по перу уголка обратно пропорционально их расстоянию до оси стержня.

$$N_{об} = N(b - z_0) / b = \alpha_1 N;$$

$$N_n = Nz_0 / b = \alpha_2 N;$$

где b – ширина полки уголка, z_0 – расстояние от центра тяжести уголка до его обушки.

Для прокатных уголков в практических расчётах значения коэффици-

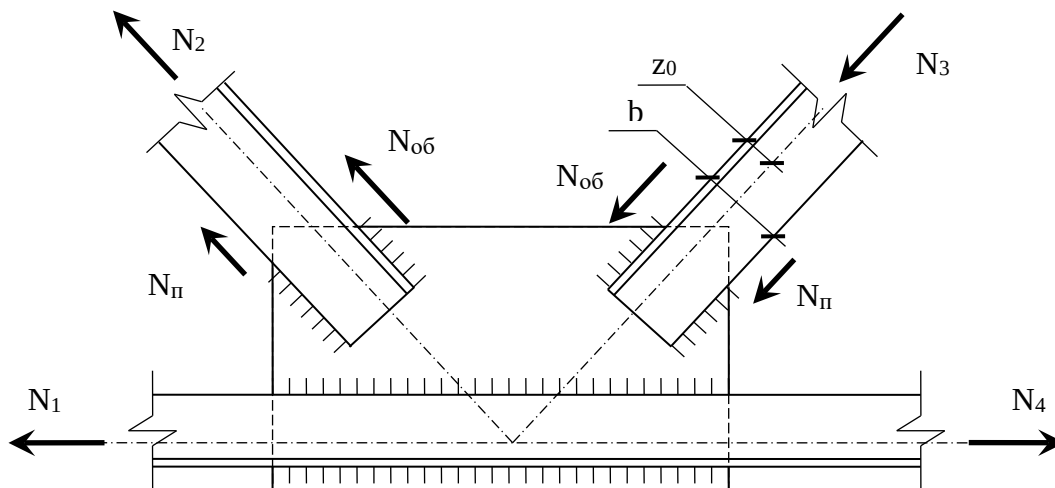


Рис. 3.15. Промежуточный узел нижнего пояса фермы из парных уголков

ентов α_1 и α_2 можно принять по таблице 7.4 [4].

При расчёте сварных швов обычно задают катет шва k_f , назначая его в зависимости от толщины свариваемых элементов и кратной 2 мм. Максимальный катет шва по обушке не должен превышать $1,2 t$, а по перу – $(t-r)$, где t – толщина уголка, r – радиус закругления пера.

Требуемая расчётная длина шва, например обушки, определяемая прочностью металла шва

$$l_{w об} \geq N_{об} / \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_{cs},$$

а определяемая прочностью по границе сплавления

$$l_{w\text{об}}^* \geq N_{об} / \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c.$$

За расчётную берут большую из полученных длин.

Конструктивную длину шва принимают больше расчётной на 10 мм, она должна быть не менее $4k_f + 10 \text{ мм}$ и не менее 50 мм. Окончательные размеры швов устанавливаются после вычерчивания фасонки по контуру наиболее удобному для изготовления.

Концы фланговых швов для снижения концентрации напряжений выводят на торцы стержня на 20 мм (эта величина при расчёте длины сварного шва не учитывается).

Пояс к фасонке прикрепляют швами минимальной толщины. Фасонки выпускают за обушки поясных уголков на 10- 15 мм. Если к узлу приложена сосредоточенная нагрузка, то швы, прикрепляющие пояс к фасонке, проверяют на совместное действие продольного усилия (разницы усилий в смежных панелях пояса) $N = N_1 - N_4$ и сосредоточенной нагрузки F . Условно нагрузка F передаётся на участки швов l_1 и l_2 (рис. 7.15 [4]). Напряжения в швах от этого усилия

$$\tau_{wF} = \frac{F}{\beta_f k_f (l_1 + l_2)},$$

а от продольного усилия

$$\tau_{wN} = \frac{N}{\beta_f k_f \sum l_w},$$

где $\sum l_w$ - суммарная длина швов крепления пояса к фасонке.

Суммарное напряжение в шве должно быть меньше его расчётного сопротивления

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wF}^2 + \tau_{wN}^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c$$

Толщину фасонки устанавливают по максимальному усилию в стержнях решётки; определяющей, как правило, является толщина фасонки опорного раскоса - таблица 3.8.

При значительной разнице усилий в стержнях решётки можно принимать две толщины фасонки в пределах отпавочного элемента, при этом разница толщин фасонки в смежных узлах не должна превышать 2 мм.

Размеры фасонки определяют по необходимой длине сварных швов крепления решётки. Очертания фасонки принимают в виде прямоугольника или трапеции. Целесообразно унифицировать размеры фасонки и иметь на ферму не более двух-трёх типоразмеров.

Таблица 3.8.

Рекомендуемые толщины фасонок

Максимальное усилие в стержнях решётки, 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

При конструировании узлов стропильных ферм с фасонками следует учитывать, что расстояние между элементами решётки и поясом должно быть не менее $6t-20$ мм и не более 80 мм.

3.6. Подбор сечения колонн

Верхнюю, надкрановую часть колонны обычно проектируют сплошностенчатой составного сечения в виде широкополочного двутавра (рис. 3.16). Нижнюю, подкрановую, часть колонны, при высоте сечения более 1 м проектируют сквозного сечения.

Высоты сечений колонны, как и их геометрические длины, получают ещё в процессе компоновки каркаса.

Подбор сечения верхней сплошностенчатой части колонны

Для подбора сечения верхней сплошностенчатой части колонны в таблице 3.5 для сечений 1-1 и 2-2 из нескольких значений расчётных усилий M и N выбирают их наихудшие сочетания:

$$+ M_{\max} \text{ и } N_{\text{соотв}}; - M_{\max} \text{ и } N_{\text{соотв}}; N_{\max} \text{ и } M_{\text{соотв}}.$$

Как правило, путём простого сравнения легко и сразу отделить значения M и N , которые явно меньше других. В оставшихся сомнительных случаях расчётные значения M и N можно найти по наибольшему ядровому моменту

$$M_{\text{ядр}} = N \left(\frac{\rho}{\varphi} + e \right) \approx N (0,57 h + e),$$

Здесь h – высота сечения колонны, $e = M / N$.

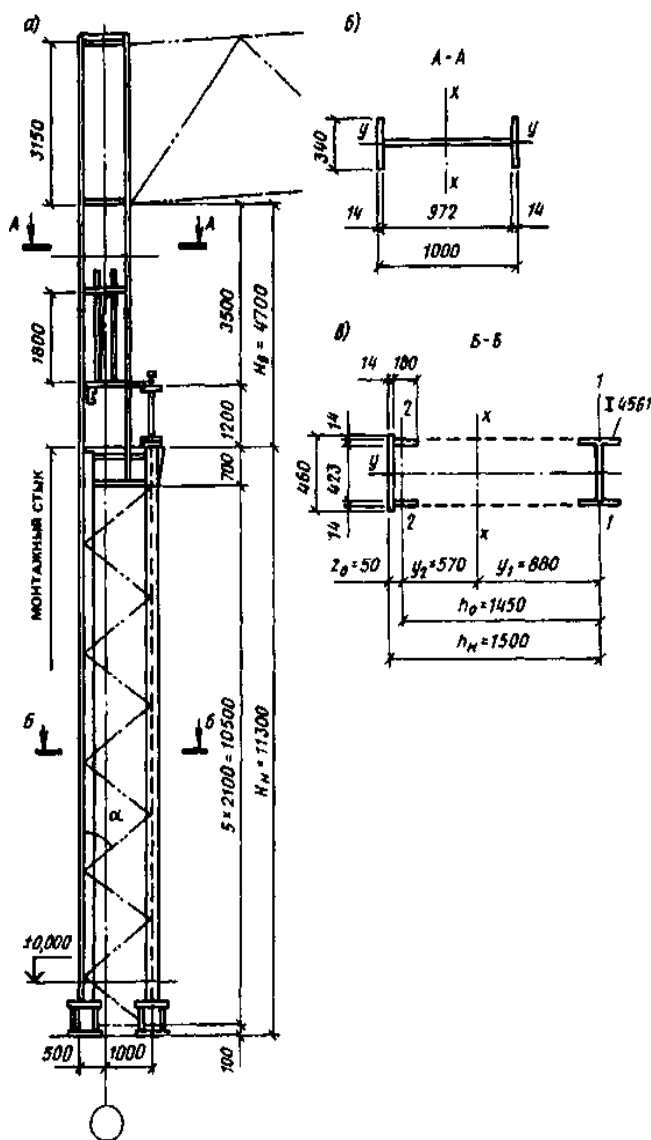


Рис. 3.16. К примеру расчёта колонны
а – конструктивная схема; б, в – сечения колонны

требуемая площадь полки

$$A_{\text{тр. полки}} = I_{\text{тр. полк}} / 2 (h/2)^2.$$

Площадь полки $A_{\text{полки}} = A_f = t_f b_f$, ширину полки b_f назначают не менее $(1/20 - 1/30) H_v$ и уточняют по сортаменту.

Требуемая толщина полки $t_{f \text{ тр}} = A_{f \text{ тр}} / b_f$, полученное число округляют по сортаменту.

Для проверки принятого сечения вычисляют его геометрические характеристики: фактическую площадь поперечного сечения A , моменты инерции

Подбор сечения можно производить в следующей последовательности (вспомните подбор сечения главной балки при проектировании балочной клетки – первый курсовой проект):

определить требуемый момент сопротивления

$$W_{x \text{ тр}} = M_{\text{ядр max}} /$$

$$R_y \gamma_c,$$

затем:

$$I_{x \text{ тр}} = W_{x \text{ тр}} * h / 2.$$

Момент инерции составного сечения

$$I = I_{\text{полк}} + I_{\text{стенки}}.$$

Задавшись толщиной стенки $t_{\text{ст}} = 8 - 10$ мм, и толщиной полки $t_{\text{полки}} = 20 - 30$ мм, получают $h_{\text{ст}} = h - (40-60)$ мм, и $I_{x \text{ ст}} = t_{\text{ст}} * h_{\text{ст}}^3 / 12$.

Требуемый момент инерции полк

$$I_{\text{тр. полк}} = I_{x \text{ тр}} - I_{\text{стенки}}.$$

Поскольку момент инерции полк в первом приближении

$$I_{\text{полк}} = 2 A_{\text{полки}} * (h/2)^2,$$

I_x, I_y , радиусы инерции $i_x = \sqrt{I_x/A}, i_y = \sqrt{I_y/A}$, моменты сопротивления W_x и W_y .

Проверку несущей способности принятого сечения в соответствии с [1] проводят из условия устойчивости в плоскости действия момента, совпадающего с плоскостью симметрии сечения

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

где коэффициент φ_e определяют по таблице 74 [1] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} .

Условная гибкость

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y/E}; \quad \lambda_x = l_{efx} / i_x,$$

l_{efx} – расчётная длина колонны в плоскости рамы.

Для ступенчатых колонн расчётные длины в плоскости рамы верхней и нижней частей определяют раздельно [1]:

$$l_{efv} = \mu_2 H_v; \quad l_{efn} = \mu_1 H_n.$$

При выполнении курсового проекта можно принять, что для одноступенчатых колонн с закреплённым только от поворота верхним концом $\mu_1 = 2, \mu_2 = 3$ [4].

Приведенный относительный эксцентриситет

$$m_{ef} = \eta \frac{eA}{W_c},$$

здесь η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. 73 [1], для симметричного сечения W_c (момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна) равен W .

После проверки несущей способности из условия устойчивости в плоскости действия момента, колонну проверяют на устойчивость из плоскости действия момента (из плоскости рамы):

$$\frac{N}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c,$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба, определяемый как для центрально сжатого стержня по табл. 72 [1] в зависимости от $\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y}$;

l_{efy} – расчётная длина верхней части колонны из плоскости рамы, равная расстоянию от верха подкрановой балки до низа ригеля.

c - коэффициент, вычисляемый согласно требованиям п. 5.31 [1] в зависимости от величины относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{M_x}{N\rho_x},$$

где M_x – максимальный момент, действующий в пределах средней трети длины колонны (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента).

Если напряжения $\sigma = \frac{N}{A}$ значительно меньше или даже незначительно больше критических напряжений потери устойчивости $\sigma_{cr} = \varphi_e R_y \gamma_c$, параметры сечения следует откорректировать за счёт изменения ширины полков.

После подбора сечения колонны следует проверить местную устойчивость её элементов - полки и стенки в соответствии с указаниями п.п. 7.14, 7.16, 7.22, 7.23 [1].

Пример 3.5

Подбор сечения надкрановой части колонны.

Требуется подобрать сечение надкрановой части колонны. По условиям компоновки высота сечения 1000 мм. Длина надкрановой части колонны $H_v = 4,7$ м [3].

Исходные данные. Расчётная комбинация нагрузок в сечении 1-1: $M = -855$ кНм, $N = -657$ кН, $Q = 124$ кН; в сечении 2-2 при том же сочетании нагрузок $M = -251$ кНм. Соотношение жёсткостей верхней и нижней частей колонны $I_v / I_n = 0,2 < 0,3$. $H_v / H_n = 4,7 / 11,3 = 0,416 < 0,6$. $N_v / N_n = 2110 / 657 = 3,2 > 3$. Материал конструкции – сталь С 235.

Поскольку в однопролётной раме с жёстким закреплением ригеля с колонной верхний конец колонны закреплён только от поворота, и выдерживаются отмеченные выше граничные условия, принимаются значения коэффициентов расчётной длины в плоскости рамы $\mu_1 = 2$, $\mu_2 = 3$ (таблица 18 [1]). Таким образом, расчётная длина верхней части колонны в плоскости рамы $l_{efx} = 3 \times 470 = 1410$ см. Расчётная длина верхней части колонны из плоскости рамы (участок между узлами вертикальных связей по колоннам) $l_{efy} = H_v - h_b = 470 - 120 = 350$ см.

Подбор сечения. Сечение надкрановой части колонны принимаем в виде сварного двутавра.

Из расчётного сочетания нагрузок определяем величину эксцентриситета $e = M / N = 855 / 657 = 1,30$ м = 130 см и ядрового момента

$$M_{ядр} \approx N (0,57 h + e) = 657(0,57 \cdot 100 + 130) = 122859 \text{ кН см.}$$

Требуемый момент сопротивления и момент инерции:

$$W_{xтр} = M_{ядр\max} / R_y \gamma_c = 122859 / 23 = 5342 \text{ см}^3.$$

$$I_{x\text{тр}} = W_{x\text{тр}} * h / 2 = 5342 \cdot 50 = 267085 \text{ см}^4.$$

$$I = I_{\text{полос}} + I_{\text{стенки}}.$$

Задаёмся толщиной стенки $t_{\text{ст}} = 10$ мм и толщиной полок $t_{\text{полки}} = 20$ мм; $h_{\text{ст}} = 100 - 4 = 96$ см. $I_{x\text{ст}} = t_{\text{ст}} * h_{\text{ст}}^3 / 12 = 1 \cdot 96^3 / 12 = 73728 \text{ см}^4$.

Требуемый момент инерции полок

$$I_{\text{тр. полки}} = I_{x\text{тр}} - I_{\text{стенки}} = 267085 - 73728 = 193357 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь полки $A_{\text{тр. полки}} = I_{\text{тр. полки}} / 2 (h/2)^2$

$$A_{\text{тр. полки}} = 193357 / 2 \cdot 50^2 = 38,7 \text{ см}^2.$$

Ширину полки b_f назначаем не менее $1/20 H_v = 1/20 \cdot 470 = 23$ см. С учётом рекомендаций равномерного распределения напряжений по ширине полки $b_f = (1/3 - 1/5) h_{\text{ст}} = 33 \div 20$ см, принимаем $b_f = 30$ см.

Толщина полки $t_{f\text{тр}} = A_{f\text{тр.}} / b_f = 38,7 / 30 = 1,29$ см. Принимаем с учётом данных сортамента $t_f = 1,4$ см и сразу проверяем полку на местную устойчивость:

$$b_{ef} / t_f \leq (0,36 + 0,10 \bar{\lambda}_x) \sqrt{A/R_y}; \quad \frac{30-1}{2 \cdot 1,4} < (0,36 + 0,1 \cdot 1,2) \cdot 29,93;$$

$$10,4 < 14,4 \text{ устойчивость полки обеспечена.}$$

Для проверки принятого сечения вычисляем его геометрические характеристики: фактическую площадь поперечного сечения A , моменты инерции I_x, I_y , радиусы инерции $i_x = \sqrt{I_x/A}$, $i_y = \sqrt{I_y/A}$, моменты сопротивления W_x и W_y .

$$A = 2 \cdot 30 \cdot 1,4 + (100 - 2 \cdot 1,4) \cdot 1 = 84 \text{ см} + 97,2 = 181,2 \text{ см}^2.$$

$$I_x = 1 \cdot 97,2^3 / 12 + 2 \cdot 30 \cdot 1,4 [(100-1,4)/2]^2 = 280600 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot 1,4 \cdot 30^3 / 12 = 300 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{280600/181,2} = 39,35 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{300/181,2} = 5,9 \text{ см};$$

$$W_x = 280600/50 = 5612 \text{ см}^3; \quad \rho_x = 5612/181,2 = 31 \text{ см}.$$

$$\text{Гибкость стержня } \lambda_x = l_{efx} / i_x = 1410/39,35 = 35,8;$$

$$\lambda_y = 350/5,9 = 59;$$

$$\bar{\lambda}_x = 35,8 \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 1,2; \quad \bar{\lambda}_y = 59 \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 1,97.$$

Предельная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_x^2$ (таблица 27*[1]) $= 1,3 + 0,15 \cdot 1,2^2 = 1,52$; отношение расчётной высоте стенки к толщине равно $97,2/1$ больше $\bar{\lambda}_{uw} \sqrt{A/R_y} = 1,52 \cdot 29,93 = 45,5$; следовательно, стенка колонны неустойчива и за расчётное значение площади поперечного сечения следует принимать значение h_{red} .

$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red}) t_w$, или $A_{red} = A - (h_{ef} - 2 h_1) t_w$, где в запас устойчивости принимают $h_1 = 0,4 t_w \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\bar{A}/R_y} = 0,4 \cdot 1 \cdot 1,52 \cdot 29,93 = 18,2$ см. Таким образом

$$A_{red} = 181,2 - (97,8 - 2 \cdot 18,2) \cdot 1 = 119,8 \text{ см}^2.$$

Проверка устойчивости в плоскости действия момента:

Приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta m$, где $m = M / (N \rho_x) = 855000 / (657 \cdot 31) = 4,2$; $A_f / A_w = 1,4 \cdot 30 / 1 \cdot 97,2 = 0,43$.

Величина η зависит от отношения A_f / A_w (таблица 73 [1]). При $A_f / A_w = 0,25$ $\eta = (1,45 - 0,05 \cdot 4,2) - 0,01(5 - 4,2) 1,2 = 1,23$; при $A_f / A_w = 0,5$ $\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 4,2) - 0,02 (5 - 4,2) 1,2 = 1,31$. При $A_f / A_w = 0,43$ по интерполяции $\eta = 1,29$.

$$m_{ef} = 1,29 \cdot 4,2 = 5,42; \text{ по таблице 74 [1] } \varphi_e = 0,244.$$

Условие устойчивости $\frac{N}{\varphi_e A_{red}} \leq R_y \gamma_c$, выполняется:

$$657 / (0,244 \cdot 119,8) = 22,5 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости из плоскости действия момента (из плоскости рамы): $\frac{N}{\sigma \varphi_y A} \leq R_y \gamma_c$ - здесь фигурирует полная площадь сечения.

При $\bar{\lambda}_y = 1,97$ коэффициент продольного изгиба $\varphi_y = 0,83$ (табл. 72 [1]); M_x – максимальный момент, действующий в пределах средней трети длины колонны $M_{\bar{0}}^{1/3} = 705 \text{ кНм} > M_{max}/2 = 855/2 = 427,5 \text{ кНм}$.

при относительном эксцентриситете

$$m_x = \frac{M_x}{N \rho_x} = 70500 / (657 \cdot 31) = 3,46 < 5;$$

$c = \beta / (1 + \alpha m_x)$, где $\beta = 1$, поскольку $\lambda_y = 59 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{\bar{A}/R_y}$;

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 3,46 = 0,83;$$

$$c = 1 / (1 + 0,83 \cdot 3,46) = 0,26.$$

Условие устойчивости из плоскости действия момента выполняется:

$$657 / (0,26 \cdot 0,83 \cdot 181,2) = 16,8 < R_y \gamma_c.$$

Подбор сечения подкрановой части колонны

Подкрановая часть колонны обычно состоит из двух ветвей, связанных между собой соединительной решёткой. В колоннах крайних рядов применяют несимметричные сечения с наружной ветвью швеллерной формы (для удобства примыкания стены) – рис. 3.16.

Для подбора сечения сквозной части колонны в таблице усилий из нескольких значений расчётных усилий M и N вышеописанным образом выбирают их наилучшие сочетания для сечений 3-3 и 4-4:

$$+ M_{\max} \text{ и } N_{\text{сжат}}; - M_{\max} \text{ и } N_{\text{сжат}}.$$

Принято считать, что знак $+$ указывает, что растянуты внутренние волокна колонны, знак $-$, что растянуты внешние.

Стержень сквозной части колонны в целом является внецентренно сжатым, но отдельные ветви колонны рассматриваются как центрально сжатые. Поэтому расчёт начинают с определения усилий в ветвях.

Таким образом, наибольшее усилие сжатия в наружной, шатровой, ветви

$$N_{н.в.} = \frac{+M}{h_0} + \frac{Ny_1}{h_0},$$

во внутренней, подкрановой, ветви

$$N_{н.в.} = \frac{-M}{h_0} + \frac{Ny_2}{h_0}.$$

Здесь y_1 и y_2 - расстояния от нейтральной оси сечения колонны до центра тяжести противоположной ветви, h_0 – расстояние между центрами тяжести ветвей. Поскольку сечение колонны относительно нейтральной оси несимметрично, можно предварительно принять $y_1 = 0,45h$, $y_2 = 0,55h$ ($y_1 = e_k = 0,45h_n$ было принято при определении момента от крановой тележки).

Понятно, что составляющие усилий сжатия складывают по абсолютной величине.

Требуемую площадь той или иной ветви определяют как для центрально сжатого стержня, задавшись величиной коэффициента продольного изгиба в пределах 0,8-0,9:

$$A_{\delta} = \frac{N_{\hat{a}}}{\varphi R_y \gamma_c}.$$

По полученным площадям komponуют сечения ветвей колонны. Рекомендуется для подкрановой ветви применить прокатный двутавр, а для шатровой ветви – швеллерное сечение (прокатный или из гнутого листа), но если он не подходит по высоте, то придётся использовать составное сечение. Затем вычисляют фактические площади сечения ветвей, уточняют значения y_1 и y_2 , усилия в ветвях, и делают проверку подобранных сечений.

Для проверки нужно уточнить расчётные длины ветвей как в плоскости, так и из плоскости рамы.

Обычно ветви подкрановой части колонн связаны между собой треугольной решёткой из уголков с распорками, или без них. Расчётная длина

ветви колонны в плоскости рамы равна расстоянию между точками прикрепления решётки. Если исходить из предположения применения треугольной решётки без распорок с углом наклона 45^0 , то $l_{ef \times ветви} = 2h_{сечения}$. В других случаях также необходимо исходить из геометрии решётки.

Расчётная длина из плоскости рамы может быть равна длине подкрановой части колонны, а может быть равна половине этого расстояния, или даже трети в зависимости от наличия распорок по вертикальным связям по колоннам (посмотрите на схему связей по колоннам и представьте возможную форму потери устойчивости колонны).

Установив расчётные длины колонны, определяют её гибкости

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{efx}}{i_{x1}} \text{ и } \lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y}.$$

Обратите внимание, что радиусы инерции определяют относительно собственных осей ветви.

По максимальной гибкости в таблице 72 [1] находят значение φ и выполняют проверку устойчивости каждой ветви:

$$\frac{N_{\hat{a}}}{A} \leq \varphi R_y \gamma_c \quad (\sigma \leq \sigma_{cr}).$$

Стержни решётки рассчитывают на поперечную силу, принимаемую равной большей из двух величин: максимальной поперечной силе, полученной из расчёта рамы (таблица 3.5), и условной поперечной силе вычисляемой по формуле 23* [1]:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi,$$

или, проще, по таблице 3.9[1]

Таблица 3.9.

Значения условной поперечной силы,

Сталь	C235	C255	C285	C390	C440
Q_{fic} , кН	0,2А	0,3А	0,4А	0,5А	0,6А
Для других сталей табличные значения коэффициента следует интерполировать; площадь поперечного сечения колонны А принимают в см ² .					

Усилие в решётке колонны можно определить из выражения

$$N_d = Q_{max} / 2 \sin \alpha,$$

где 2 – число плоскостей решётки, α - угол между осями ветви и раскоса.

Элементы решётки проектируют из единичных уголков, прикрепляемых одной полкой, т.е. с эксцентриситетом относительно условной оси передачи усилия. Тем не менее, их рассчитывают как центрально сжатые, а влияние момента учитывают понижающим коэффициентом условия работы $\gamma_c = 0,75$. Наименьшее сечение уголков из условия сварки 56 x 5 мм, гибкость раскоса определяют относительно оси уголка с минимальным радиусом инерции, расчётную длину – равную геометрической длине.

После подбора сечений ветвей колонны и решётки, в соответствии с [1] следует проверить устойчивость колонны в плоскости действия момента в целом

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

Здесь φ_a - коэффициент продольного изгиба, определяют по табл.75 [1] в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ и относительного эксцентриситета m :

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 A/A_{dl}}; \quad m = e \frac{Aa}{I}; \quad \text{где}$$

λ – гибкость всего стержня, $\alpha_1 = 10 \frac{a^3}{b^2 l}$ - рис.2 [1];

A – площадь сечения всего стержня,

A_{dl} – площадь сечения раскосов решётки;

где a – (в выражении для относительного эксцентриситета) расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви.

При вычислении $e = M/N$ значения M и N принимают из сочетания нагрузок с M_{max} по абсолютной величине в двух сечениях подкрановой части колонны.

При выполнении условия $\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c$ подбор сечения колонны закончен, даже если имеет место значительное недонапряжение.

Приме 3.6

Подбор сечения подкрановой части колонны.

Подобрать сечение сквозной нижней (подкрановой) части колонны. По условиям компоновки высота сечения 1500 мм. Длина подкрановой части колонны $H_n = 11,3$ м [3]. Сечение показано на рис. 3.8.

Исходные данные. Расчётная комбинация нагрузок в сечении 3-3: $M_1 = -727$ кНм, $N_1 = 1884$ кН, в сечении 4-4 $M_2 = +1072$ кНм, $N_2 = 2110$ кН, $Q_{max} = 172$ кН. Материал конструкции – сталь С 235.

Расчётная длина нижней части колонны в плоскости рамы $l_{efx} = 2 \cdot 1130 = 2260$ см, из плоскости рамы (участок между узлами вертикальных связей по колоннам) $l_{efy} = 1130$ см.

Определяем центр тяжести сечения. Предварительно принимаем для наружной ветви $z_0 = 5$ см; $h_0 = 150 - 5 = 145$ см и воспользуемся выражением (14.23) из [3]:

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} h_0 = \frac{1072}{721 + 1072} 145 = 87 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145 - 87 = 58 \text{ см. Сравните: } 0,45 h = 67,5 \text{ см.}$$

Наибольшее усилие сжатия в наружной, шатровой, ветви

$$N_{н.в.} = \frac{107200}{145} + \frac{2110 \cdot 87}{145} = 2005 \text{ кН},$$

во внутренней, подкрановой, ветви

$$N_{н.в.} = \frac{72700}{145} + \frac{1884 \cdot 58}{145} = 1255 \text{ кН.}$$

Для подкрановой ветви задаёмся $\varphi = 0,8$:

$$A_{мпнв} = \frac{1255}{0,8 \cdot 23} = 68,2 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимаем двутавр 45Б1: $A_1 = 76,23$ см; $i_{x1} = 3,75$ см, $i_{y1} = 18,09$ см.

Для наружной ветви $A_{B2mp} = N_2 / \varphi R_y = 2005 / 0,8 \cdot 23 = 103,5 \text{ см}^2$.

Для удобства прикрепления элементов решетки просвет между внутренними гранями полок принимаем таким же, как в подкрановой ветви (421 мм). Толщину стенки t_w для удобства ее соединения встык с полками верхней части колонны принимаем равной 14 мм, а ширину стенки из условия размещения швов $h_w = 480$ см.

Требуемая площадь полок $A_f = (A_{B2mp} - t h_w) / 2 = (103,5 - 1,4 \cdot 48) / 2 = 18,15 \text{ см}^2$.

Из условия местной устойчивости полок $b_f / t_f < 15$ принимаем $b_f = 15$ см; $t_f = 1,4$ см; $A_f = 1,4 \cdot 15 = 21 \text{ см}^2$.

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{B2} = 2 \cdot 1,4 \cdot 15 + 1,4 \cdot 48 = 109,2 \text{ см}^2;$$

$$z_0 = (1,4 \cdot 48 \cdot 0,7 + 21 \cdot 8,9 \cdot 2) / 109,2 = 3,85 \text{ см};$$

$$I_{x2} = 1,4 \cdot 48 \cdot 3,15^2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 15^3 / 12 + 21 \cdot 2 \cdot 5,05^2 = 2525 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 1,4 \cdot 48^3 / 12 + 21 \cdot 21,8^2 = 32860 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{2525 / 109,2} = 4,80 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{32860 / 109,2} = 17,3 \text{ см.}$$

Уточняем положение центра тяжести сечения колонны:

$$h_0 = h_n - z_0 = 150 - 3,85 = 146,15 \text{ см};$$

$$y_1 = A_{B2}/h_0 (A_{B1} + A_{B2}) = 109,2 \cdot 146,15 / (109,2 + 76,23) = 86,2 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 146,15 - 86,2 = 60 \text{ см}.$$

Отличие от первоначально принятых размеров мало, поэтому усилия в ветвях не пересчитываем.

Проверка устойчивости ветвей.

Устойчивость подкрановой ветви из плоскости рамы:

$\frac{N_{A1}}{A_{A1}} \leq \varphi_y R_y \gamma_c$, здесь φ_y – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблице 72 [1] в зависимости от гибкости λ_y

$$\lambda_y = l_{efy}/i_y = 1130 / 18,09 = 62,5; \varphi_y = 0,79.$$

$$\frac{N_{A1}}{A_{A1}} = 1255/76,23 = 16,46 \text{ кН/см}^2 < 23 \cdot 0,79 = 18,2 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость наружной ветви из плоскости рамы:

$$\lambda_y = 1130 / 17,3 = 65,3; \varphi_y = 0,78.$$

$$\frac{N_{B2}}{A_{B2}} = 2005/109,2 = 18,36 \text{ кН/см}^2 > 23 \cdot 0,78 = 17,94 \text{ кН/см}^2.$$

Увеличиваем ширину полок и принимаем $b_f = 18 \text{ см};$

$$A_f = 1,4 \cdot 18 = 25,2 \text{ см}^2.$$

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{B2} = 1,4 \cdot 48 + 2 \cdot 25,2 = 117,6 \text{ см}^2;$$

$$z_0 = (1,4 \cdot 48 \cdot 0,7 + 25,2 \cdot 10,4 \cdot 2) / 117,6 = 4,9 \text{ см};$$

$$I_{x2} = 1,4 \cdot 48 \cdot 4,2^2 + 2 \cdot 1,4 \cdot 18^3 / 12 + 25,2 \cdot 5,5^2 = 4070 \text{ см}^4;$$

$$I_{y2} = 1,4 \cdot 48^3 / 12 + 25,2 \cdot 21,8^2 \cdot 2 = 36854 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{4070/117,6} = 5,88 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{36854/117,6} = 17,7 \text{ см}.$$

Нет смысла уточнять положение центра тяжести сечения колонны и усилия в ветвях, поскольку отличие от первоначально принятых размеров мало.

В то же время полученное значение $y_1 = 86,2 \text{ см}$ больше ранее заданного $e_k = 0,45h_n = 67,5 \text{ см}$ и, следовательно, моменты от вертикального воздействия кранов будут больше на 28 %. Однако, поскольку на напряженное состояние колонны влияют нормальные силы и моменты также и от других нагрузок, это увеличение M_{kp} обычно сказывается незначительно и в курсовом проекте при кранах небольшой грузоподъемности его можно не учитывать.

Для увеличенного сечения наружной ветви:

$$\lambda_y = 1130/17,7 = 63,8; \varphi_y = 0,79;$$

$$\frac{N_{B2}}{A_{B2}} = 2005/117,6 = 17,05 \text{ кН/см}^2 < 0,79 \cdot 23 = 18,17 \text{ кН/см}^2.$$

Из условия равноустойчивости подкрановой ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки: $\lambda_{x1} = l_{B1}/i_{x1} = \lambda_y = 62,5$; $l_{B1} = 62,5 \cdot i_{x1} = 62,5 \cdot 3,75 = 234 \text{ см}$.

Принимаем $l_{B1} = 210 \text{ см}$, разделив нижнюю часть колонны на целое число панелей. Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы (относительно осей x_1 — x_1 и x_2 — x_2).

Для подкрановой ветви

$\lambda_{x1} = 210/3,75 = 56 < \lambda_y = 62,5$, т.е. устойчивость обеспечена. Для наружной ветви

$\lambda_{x2} = 210/5,88 = 35,7 < \lambda_y = 63,8$, т.е. устойчивость обеспечена.

Расчет решетки подкрановой части колонны.

Поперечная сила в сечении колонны $Q_{fic} = 172 \text{ кН}$.

Условная поперечная сила $Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - (E/R_y)) (N/\phi)$, для стали С235 (см. табл. 3.8) $Q_{fic} \approx 0,2A = 0,2 (76,23 + 117,6) = 39 \text{ кН} < Q_{max} = 172 \text{ кН}$.

Расчет решетки проводим на Q_{max} . Усилия сжатия в раскосе

$$N_d = Q_{max} / 2 \sin \alpha = 172 / (2 \cdot 0,82) = 105 \text{ кН};$$

$$\sin \alpha = h_n / l_d = 150 / \sqrt{150^2 + (210/2)^2} = 0,82;$$

$\alpha \approx 55^\circ$ (угол наклона раскоса, см. рис. 3.8).

Задаемся $\lambda_d = 100$, $\phi = 0,542$;

$$A_{d \text{ тр}} = N_d / (\phi R_y \gamma_c) = 100 / (0,542 \cdot 23 \cdot 0,75) = 10,7 \text{ см}^2;$$

$\gamma_c = 0,75$ (сжатый уголок, прикрепленный одной полкой).

Принимаем уголок 90х7; $A_d = 12,3 \text{ см}^2$; $\lambda_{max} = l_d / i_{min} = 183 / 1,78 = 103$; $\phi = 0,523$;

$$N_d / (\phi A_d) = 105 / (0,523 \cdot 12,3) = 16,3 \text{ кН/см}^2 < 23 \cdot 0,75 = 17,25 \text{ кН/см}^2.$$

Несущая способность обеспечена.

Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единого стержня.

Геометрические характеристики всего сечения:

$$A = A_{B1} + A_{B2} = 76,23 + 117,6 = 193,8 \text{ см}^2;$$

$$I_x = A_{B1} y_1^2 + A_{B2} y_2^2 = 76,23 \cdot 88^2 + 117,6 \cdot 57^2 = 972600 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{972600 / 193,8} = 71 \text{ см};$$

$$\lambda_x = l_{x1} / i_x = 2260 / 71 = 32.$$

Приведенная гибкость

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{32^2 + 25,8(193,8/24,6)} = 35;$$

$$A_{d1} = 2A_d = 2 \cdot 12,3 = 24,6;$$

$$\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l} = 10 (183^3/150^2 - 105) = 25,8;$$

$$d = l_d = 183 \text{ см}; \quad b = h_n = 150 \text{ см}; \quad l = l_{B1}/2 = 210/2 = 105 \text{ см};$$

Для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь (сечение 4—4), $N_2 = -2110 \text{ кН}$; $M_2 = 1072 \text{ кН м}$;

$$m_x = \frac{MA}{NI_x} (y_2 + z_0) = \frac{107200 \cdot 193,8}{2110 \cdot 972600} (57 + 4,86) = 0,63;$$

$$\varphi_e = 0,582;$$

$$N_2/(\varphi_e A) = 2110/0,582 \cdot 193,2 = 18,6 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь (сечение 3—3), $N_1 = -1814 \text{ кН}$; $M_1 = -727 \text{ кН м}$;

$$m_x = \frac{MA}{NI_x} y_1 = \frac{72700 \cdot 193,8}{1814 \cdot 972600} 88 = 0,70;$$

$$\varphi_e = 0,558;$$

$$N_1/\varphi_e A = \frac{1814}{0,558 \cdot 193,8} = 16,8 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечена проверкой устойчивости отдельных ветвей.

Сопряжение надкрановой и подкрановой частей колонны

Сопряжение сплошной надкрановой и сквозной подкрановой частей колонны между собой может быть осуществлено в соответствии с рис. 3.17 и 3.10 через **подкрановую траверсу**. Высоту стенки траверсы назначают равной 0,5...0,8 высоты сечения подкрановой части колонны, толщину стенки определяют из условия прочности на смятие под подкрановой балкой:

$$t_{tr} = D_{max} / (l_{ef} R_p \gamma_c),$$

здесь l_{ef} — длина сминаемой поверхности, равная ширине опорных рёбер подкрановой балки и удвоенной толщине опорной плиты.

Ширину опорного ребра можно принять равной 1/3...1/5 от ранее принятой высоты подкрановой балки; толщину опорной плиты обычно назначают равной 20-30 мм.

Подкрановая траверса рассматривается как балка с пролётом h_n , шарнирно опёртая на ветви подкрановой части колонны. Эта балка загружена продольной силой N и изгибающим моментом M , действующими в сечении 3-3 и вызывающими наибольшее сжатие во внутренней полке верхней части колонны. В запас прочности считают балку нагруженной силой $F = N/2 +$

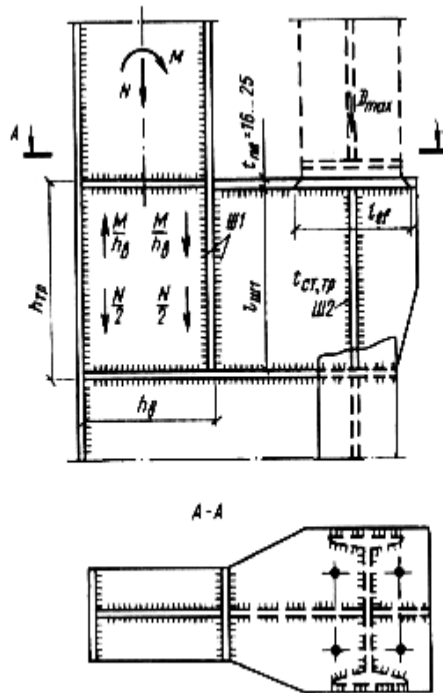


Рис. 3.17. Заводской узел сопряжения верхней и нижней частей колонны [5]

M/h_v , вызывающей в ней изгибающий момент $M_t = \frac{Fh_v}{h_n}(h_n - h_v)$ и поперечную силу Q_t . В опорном сечении траверсы поперечная сила будет $Q_t = F + 1,2\psi D_{max}/2$ (учитывается давление подкрановой балки), здесь, как и ранее, $\psi = 0,9$ — коэффициент сочетания. Нормальные и касательные напряжения в траверсе проверяют по формулам: $M_t / W_t R_y \gamma_c \leq 1$, $Q_t / A_t R_s \gamma_n \leq 1$. При определении момента сопротивления и площади поперечного сечения траверсы обычно включают только вертикальный лист, горизонтальные рёбра (пояса траверсы) в работе не учитывают, их размеры назначают конструктивно, принимая толщину 10-14 мм.

Крепление сварным швом траверсы к стенке подкрановой ветви колонны выполняют обычно через прорезь в стенке этой ветви и рассчитывают на усилие Q_t по металлу шва

$$k_f \geq Q_t / 2 \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} h_{tr} \gamma_c,$$

поскольку $\beta_z R_{wz} > \beta_f R_{wf}$.

Крепление траверсы к стенке шатровой ветви не рассматривают, поскольку опорная реакция подкрановой траверсы в этом случае меньше её опорной реакции у подкрановой ветви.

Колонны длиной более 18 м расчленяются на отправочные марки в зависимости от возможности транспортировки и монтажа. Монтажный стык верхней и нижней частей колонны обычно устраивают в месте уступа и выполняют встык с полным проваром или через накладку, как показано на рис. 2.55. [4]. Расчёт таких стыков проводят по правилам расчёта стыковых и нахлесточных соединений.

Пример 3.7

Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны (рис. 3.16, 3.17). Расчетные комбинации усилий в сечении над уступом:

$$1) M = +125 \text{ кНм}; N = 544 \text{ кН};$$

$$2) M = -382 \text{ кНм}; N = 922 \text{ кН}.$$

Давление кранов $D_{max} = 1111 \text{ кН}$.

Прочность стыкового шва (ш1) проверяем в крайних точках сечения надкрановой части.

Очевидно, что наибольшие усилия (и напряжения) возникнут во внутренней полке при второй комбинации нагрузок (сжата внутренняя полка) $\sigma = 922/181,2 + 38\,200/5612 = 11,3 \text{ кН/см}^2 < R_{wy} = R_y$.

Прочность стыкового шва обеспечена.

Толщину стенки траверсы определяем из условия ее смятия:

$$t_{wmp} = D_{max} / (l_{ef} R_p \gamma_c);$$

принимаем $t_{nl} = 2 \text{ см}$; $R_p = 35 \text{ кН/см}^2$; $b_p = 30 \text{ см}$; тогда

$$l_{ef} = b_p + 2t_{nl} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см};$$

$$t_{wmp} = 1111 / (34 \cdot 35) = 0,93 \text{ см}.$$

Учитывая возможный перекося опорного ребра балки, принимаем $t_p = 1,2 \text{ см}$.

При второй комбинации M и N усилия во внутренней полке (в запас несущей способности) $F = 922/2 + 38\,200/100 = 843 \text{ кН}$.

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы

$$(ш2) l_{w2} = N_f / [4k_f (\beta R_w \gamma_w)_{min}] = 843 / (4 \cdot 0,6 \cdot 17) = 21 \text{ см}.$$

Применяем полуавтоматическую сварку в нижнем положении в среде углекислого газа сварочной проволокой СВ-08Г2С диаметром 2 мм.. Принимаем $k_f = 6 \text{ мм}$; $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$, $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 36 = 16,2 \text{ кН/см}^2$, $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (таблица 34*[1]);

$$R_{wf} \beta_f = 21,5 \cdot 0,9 = 19,3 \text{ кН/см}^2 > R_{wz} \beta_z = 16,2 \cdot 1,05 = 17 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет ведем по металлу границы сплавления.

$$l_{w2} = 843 / 4 \cdot 0,6 \cdot 17 = 21 \text{ см.}$$

В стенке подкрановой ветви делают прорезь, в которую заводят стенку траверсы. Для расчета шва крепления траверсы к подкрановой ветви (шЗ) составляем комбинацию усилий, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы. Такой комбинацией является сочетание $N = 884 \text{ кН}$; $M = - 199 \text{ кНм}$;

$$\begin{aligned} F_{mp} &= N h_v / 2h_n - M/h_n + D_{max}\psi = \\ &= 884 \cdot 100 / 2 \cdot 150 - (- 19900) / 150 + 1111 \cdot 0,9 = 1428 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Коэффициент $\psi = 0,9$ учитывает, что усилия N и M приняты для 2-го основного сочетания нагрузок. Требуемая длина шва ($k_f = 0,6 \text{ см}$)

$$l_{w3} = F_{mp} / (4 k_f R_{wz} \beta_z \gamma_{wz}) = 1428 / 4 \cdot 0,6 \cdot 17 = 35 \text{ см.}$$

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы (линия 1 – 1) определим высоту траверсы h_{mp} :

$$h_{mp} = F_{mp} / (2 t_{w1} R_s) = 1428 / 2 \cdot 0,78 \cdot 13 = 67 \text{ см;}$$

$t_{w1} = 7,8 \text{ мм}$ – толщина стенки двутавра 45Б1,

$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 23 = 13 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление срезу фасонного проката из стали С235. Принимаем $h_{mp} = 70 \text{ см}$.

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов возникает при комбинации усилий (см. расчет шва 3) $N = 884 \text{ кН}$; $M = - 199 \text{ кНм}$;

$$\begin{aligned} Q_{max} &= N h_v / 2h_n - M/h_n + k D_{max} \psi / 2 = \\ &= 884 \cdot 100 / 2 \cdot 150 + 19900 / 150 + 1,2 \cdot 1111 \cdot 0,9 / 2 = 1028 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Коэффициент $k = 1,2$ учитывает неравномерную передачу усилия D_{max} ;

$$\tau_{тр} = Q_{max} / (t_{mp} h_{mp}) = 1028 / 1,2 \cdot 70 = 12,2 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13 \text{ кН/см}^2.$$

3.7. База колонны

Существует два типа баз: общая и раздельная. Для сплошных, а также лёгких сквозных колонн (при высоте сечения менее 1 м) применяют общие базы. Под сквозные колонны при ширине их 1 м и более устраивают, как правило, раздельные базы (под каждую ветвь своя база).

Ветви сквозной колонны работают на продольные осевые силы, поэтому их базы рассчитывают и конструируют как *базы центрально сжатых колонн*.

Базу каждой ветви рассчитывают на ту же комбинацию изгибающего момента и продольной силы, по которой подбиралось сечение ветви.

При значительном изгибающем моменте и небольшой продольной силе в одной из ветвей может возникнуть растягивающее усилие (комбинация N_{min} и $M_{соотв.}$). Это усилие воспринимается анкерными болтами, и его определяют по формуле

$$F_a = (M - N y_{1(2)}) / h_n.$$

Обычно на каждую ветвь ставят по два анкерных болта и располагают их по оси ветвей.

Пример 3.8

Законструировать базу колонны для выбранного выше сечения колонны

Ширина нижней части колонны превышает 1 м, поэтому проектируем базу раздельного типа (рис. 3.18). За расчетное усилие принимаем усилие в наружной ветви колонны.

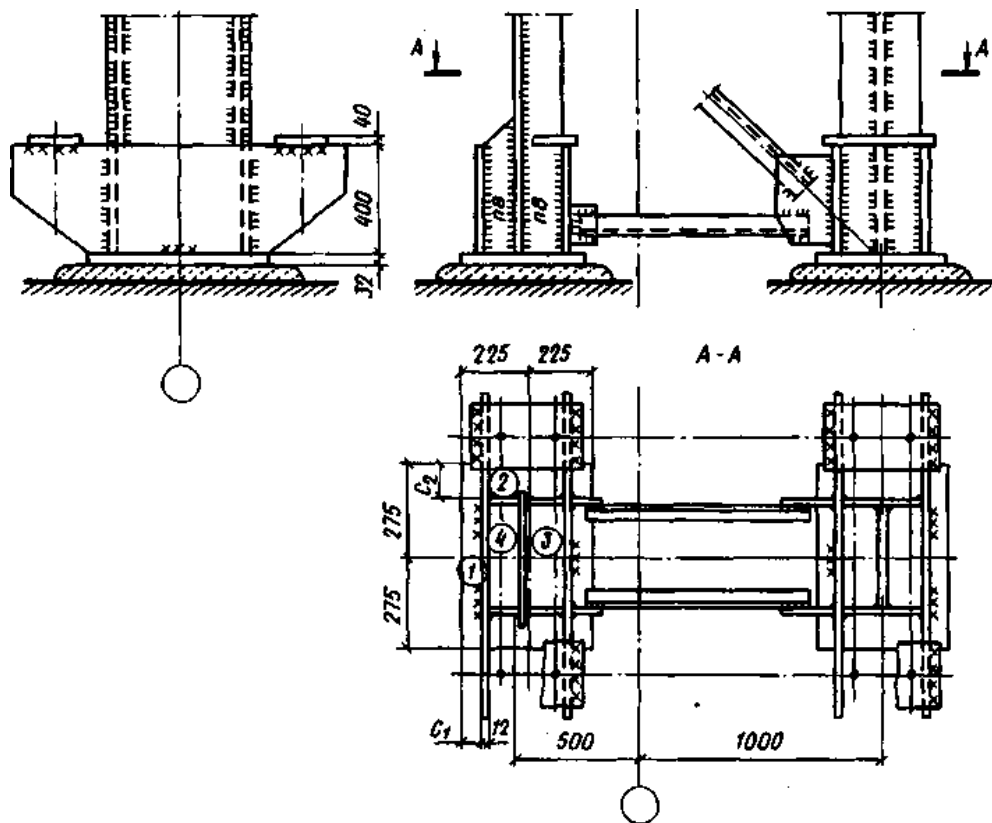


Рис. 3.18. К расчету базы колонны

Требуемая площадь плиты

$$A_{пл.тр} = N_{B2} / R_{\phi}, \text{ где } R_{\phi} = \phi_b R_b.$$

Принимаем $\phi_b = 1,2$; $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$ (бетон В15).

$$A_{пл.тр} = 2020 / 1,2 \cdot 0,85 = 1980 \text{ см}^2;$$

По конструктивным соображениям свес плиты c_2 должен быть не менее 4 см. Тогда ширина плиты $B \geq b_k + 2c_2 = 45 + 2 \cdot 4 = 53 \text{ см}$, принимаем $B = 55 \text{ см}$.

Требуемая длина плиты

$$L_{тр} = A_{пл.тр} / B = 1980 / 55 = 36 \text{ см},$$

принимаем $L = 45 \text{ см}$;

$$A_{nl} = 45 \cdot 55 = 2475 \text{ см}^2 > A_{nl,mp}$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_{\phi} = N_{B2} / A_{nl} = 2020 / 2475 = 0,81 \text{ кН/см}^2.$$

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви расстояние между траверсами в свету равно $2(b_f + t_w - z_0) = 2(18 + 1,4 - 4,9) = 29 \text{ см}$; при толщине траверсы 12 мм $c_1 = (45 - 29 - 2 \cdot 1,2) / 2 = 6,8 \text{ см}$.

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты.

Участок 1 (консольный свес $c = c_1 = 6,8 \text{ см}$):

$$M_1 = \sigma_{\phi} c_1^2 / 2 = 0,81 \cdot 6,8^2 / 2 = 18,7 \text{ кНсм.}$$

Участок 2 (консольный свес $c = c_2 = 5 \text{ см}$):

$$M_2 = 0,81 \cdot 5^2 / 2 = 10,1 \text{ кНсм.}$$

Участок 3 (плита, опертая на четыре стороны: $b/a = 42,1/18 = 2,35 > 2$; $\alpha = 0,125$ (см табл. 3.10)):

$$M_3 = \alpha \sigma_{\phi} c^2 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 18^2 = 33 \text{ кНсм};$$

Участок 4 (плита, опертая на четыре стороны; $b/a = 42,3/9,6 = 4,5 > 2$; $\alpha = 0,125$ (см табл. 3.10)):

$$M_4 = 0,125 \cdot 0,81 \cdot 9,6^2 = 8,9 \text{ кНсм.}$$

Принимаем для расчета $M_{max} = M_3 = 33 \text{ кНсм}$;

Требуемая толщина плиты $t_{nl} = \sqrt{6M_{max}/R_y} = \sqrt{6 \cdot 33 / 20,5} = 3,11 \text{ см}$; здесь $R_y = 205 \text{ МПа} = 20,5 \text{ кН/см}^2$ для стали С235 толщиной 21–40 мм.

Принимаем $t_{nl} = 36 \text{ мм}$ с припуском на фрезеровку.

Высоту траверсы определяем из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усилие в ветви передаем на траверсы через четыре угловых шва. Сварка полуавтоматическая проволокой марки 08Г2С, $d = 2 \text{ мм}$; $k_f = 8 \text{ мм}$. Требуемая длина шва

$$l_{w,mp} = N_{B2} / 4 k_f (\beta R_w \gamma_w)_{min} = 2020 / 4 \cdot 0,8 \cdot 17 = 37 \text{ см.}$$

Принимаем $h_{mp} = 40 \text{ см}$.

Расчет анкерных болтов крепления подкрановой ветви ($N_{min} = 616 \text{ кН}$, $M = 560 \text{ кН м}$):

усилие в анкерных болтах:

$$F_a = (M - N y_2) / h_o = (56000 - 616 \cdot 57) / 145 = 144 \text{ кН};$$

требуемая площадь сечения болтов из стали С235 с $R_{ba} = 14,5 \text{ кН/см}^2$

$$A_{b,mp} = F_a / R_{ba} = 144 / 14,5 = 9,93 \text{ см}^2;$$

принимаем два болта $d = 30 \text{ мм}$; $A_{ba} = 2 \cdot 5,6 = 11,2 \text{ см}^2$.

Усилие в анкерных болтах наружной ветви меньше. Из соображений унификации принимаем такие же болты.

Пример 3.9

Законструировать базу сплошной колонны,

высота сечения $h_k = 1000$ мм, ширина сечения $b_f = 360$ мм [7] (рис 3.12).

Расчетные усилия $M = +805,3$ кНм, $N = 1238$ кН.

Бетон фундамента В12,5.

Определяем ширину опорной плиты

$$B = b_f + 2t_{cp} + 2c = 36 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 5 = 48 \text{ см}$$

где t_{cp} – толщина траверсы, принимаемая равной 10 мм; c – вылет консоли плиты, назначаемый в пределах 40-60 мм

Принимаем в соответствии с сортаментом (ГОСТ 82-70*) $B = 48$ см.

Длина плиты из условий прочности бетона по фундамента:

$$L = \frac{N}{2BR_0} + \sqrt{\frac{N}{(2BR_0)^2} + \frac{6M}{BR_0}},$$

где R_0 – расчетное сопротивление бетона фундамента, $R_0 = \varphi_b R_b$, предварительно можно принять $\varphi_b = 1,1$;

Для бетона В12,5 $R_b = 7,5$ МПа

$$R_0 = 1,1 \cdot 7,5 = 8,25 \text{ МПа}$$

$$L = \frac{1238}{2 \cdot 48 \cdot 8,25} + \sqrt{\frac{1238}{(2 \cdot 48 \cdot 8,25)^2} + \frac{6 \cdot 805,3}{48 \cdot 8,25}} = 127 \text{ см}$$

Принимаем $L = 1400$ мм (кратно 20 мм).

Краевые напряжения в бетоне:

$$\sigma_{max} = \frac{-N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{-1238}{48 \cdot 140} + \frac{6 \cdot 805,3}{48 \cdot 140^2} = 0,33 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{min} = \frac{-N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{-1238}{48 \cdot 140} - \frac{6 \cdot 805,3}{48 \cdot 140^2} = -0,70 \text{ МПа}$$

Толщину опорной плиты определим из условия ее работы на изгиб под действием реактивного давления фундамента.

Для этого определяем изгибающие моменты для каждого из расчетных участков плиты (обозначены кружками на рисунке 3.19). Т.к. напряжения под плитой распределены неравномерно, то величину отпора определяют для каждого участка отдельно, принимая за расчетное максимальное напряжение сжатия на краю участка.

Участок 1. Плита на этом участке работает на изгиб как консольная балка, т.к. соотношение сторон $b_f/a_1 = 360/75 = 4,8 > 2$ (см. табл. 3.11).

Изгибающий момент:

$$M_1 = \sigma_{max} a_1^2 / 2 = 0,7 \cdot 7,5^2 / 2 = 19,7 \text{ МПа}$$

Участок 2. Плита опирается на 4 стороны. Поскольку отношение сторон $b/a_2 = 380/115 = 3,2 > 2$, изгибающий момент определится как в свободно опертой балке (табл. 3.10)

$$M_2 = \alpha \sigma_2 a_2^2 = 0,125 \cdot 0,64 \cdot 11,5^2 = 10,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Табл. 3.10

Коэффициенты для расчета на изгиб прямоугольных плит, опертых по четырем сторонам

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	≥ 2
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,125
a – большая сторона b – меньшая сторона											

Участок 3. Плита опирается на 3 стороны. Отношение сторон $a_3/b_3 = 235/322 = 0,73$; коэффициент $\alpha_3 = 0,091$ по табл. 3.11

Табл. 3.11

Коэффициенты для расчета на изгиб прямоугольных плит, опертых по трем или двум сторонам.

b/a	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	Более 2
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133
a – свободная сторона b – закрепленная сторона										

Изгибающий момент:

$$M_3 = \alpha_3 \sigma_3 a_3^2 = 0,091 \cdot 0,54 \cdot 23,5^2 = 27,14 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Толщину опорной плиты определяем по наибольшему моменту $M_3 = 27,14 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$\sigma_{pl} = \frac{M_{max}}{W_{pl}} = \frac{M_{max}}{1 \cdot t^2 / 6} = \frac{6M_{max}}{t^2} = R_y \gamma_c, \text{ откуда}$$

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_3}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 27,14}{22,5 \cdot 1}} = 2,7 \text{ м}$$

принимаем $t_{pl} = 28 \text{ мм}$

Расчет траверсы..

База колонны имеет 4 одинаковые траверсы (рис. 3.12).

Расчет высоты ведется для траверсы, расположенной в зоне наибольшего отпора фундамента.

Предварительно назначаем высоту траверсы $h_{тр} = 400 \text{ мм}$, толщину

$t_{mp} = 10\text{мм}$; катет сварного шва принимаем равным толщине траверсы: $k_f = t_{mp} = 10\text{мм}$. Сварные швы воспринимают равнодействующую отпора фундамента Q_{mp} на участке под траверсой площадью $20 \times 24\text{см}$ и изгибающий момент, равный произведению отпора Q_{mp} на величину эксцентриситета e . В данном случае

$$Q_{\delta\delta} = \sigma_{\max} B_1 l_{\delta\delta} = 0,7 \cdot 24 \cdot 20 = 336 \text{êÍ}$$

$$M_{mp} = Q_{mp} e = 336 \cdot 20/2 = 3360 \text{кН*см}$$

Поскольку $\beta_z R_{wz} > \beta_f R_{wf}$, прочность проверяем по металлу шва:

$$\tau_w = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_Q^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c,$$

где $\tau_M = M_{\delta\delta} / W_w$; $\tau_Q = \frac{Q_{\delta\delta}}{A_w}, \text{êÍ} / \tilde{\text{н}}^2,$

$W_w = 2\beta_f k_f (h_{\delta\delta} - 1)^2 / 6$ – момент сопротивления шва:

$A_w = 2\beta_f k_f (h_{\delta\delta} - 1\tilde{\text{н}})$ – площадь сечения сварного шва

$$W_w = 2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (40 - 1)^2 / 6 = 355 \tilde{\text{н}}^3$$

$$A_w = 2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (40 - 1) = 54,6 \tilde{\text{н}}^2$$

$$\tau_M = 3360 / 355 = 9,5 \text{êÍ} / \tilde{\text{н}}^2$$

$$\tau_Q = \frac{336}{54,6} = 6,15 \text{êÍ} / \tilde{\text{н}}^2$$

$$\tau_w = \sqrt{9,5^2 + 6,15^2} = 11,3 \text{êÍ} / \tilde{\text{н}}^2 \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18 \text{êÍ} / \tilde{\text{н}}^2$$

Траверса работает на срез и изгиб. Ее прочность определяют по приведенным напряжениям:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_{\delta\delta}^2 + 3\tau_{\delta\delta}^2} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma_{\delta\delta} = \frac{M_{\delta\delta}}{W_{\delta\delta}},$$

$$\tau_w = \frac{Q_{\delta\delta}}{A_{\delta\delta}}$$

при $M_{mp} = 3360 \text{кН*см}$, $\gamma_c = 1$, $Q_{mp} = 336 \text{кН}$

$$W_{\delta\delta} = \frac{t_{\delta\delta} h_{\delta\delta}^2}{6} = \frac{1 \cdot 40^2}{6} = 267 \tilde{\text{н}}^3$$

$$A_{mp} = t_{mp} h_{mp} = 1 \cdot 40 = 40 \text{см}^2$$

$$\sigma_{\delta\delta} = \frac{3360}{267} = 12,6 \text{êÍ} / \tilde{\text{н}}^2$$

$$\tau_w = \frac{Q_{\partial \partial}}{A_{\partial \partial}} = \frac{336}{40} = 8,4 \text{ ед } / \text{ мм }^2$$

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_{\partial \partial}^2 + 3\tau_{\partial \partial}^2} = \sqrt{12,6^2 + 3 \cdot 8,4^2} = 19,25 < R_y \gamma_c = 21,5 \text{ ед } / \text{ мм }^2$$

Прочность траверсы обеспечена.

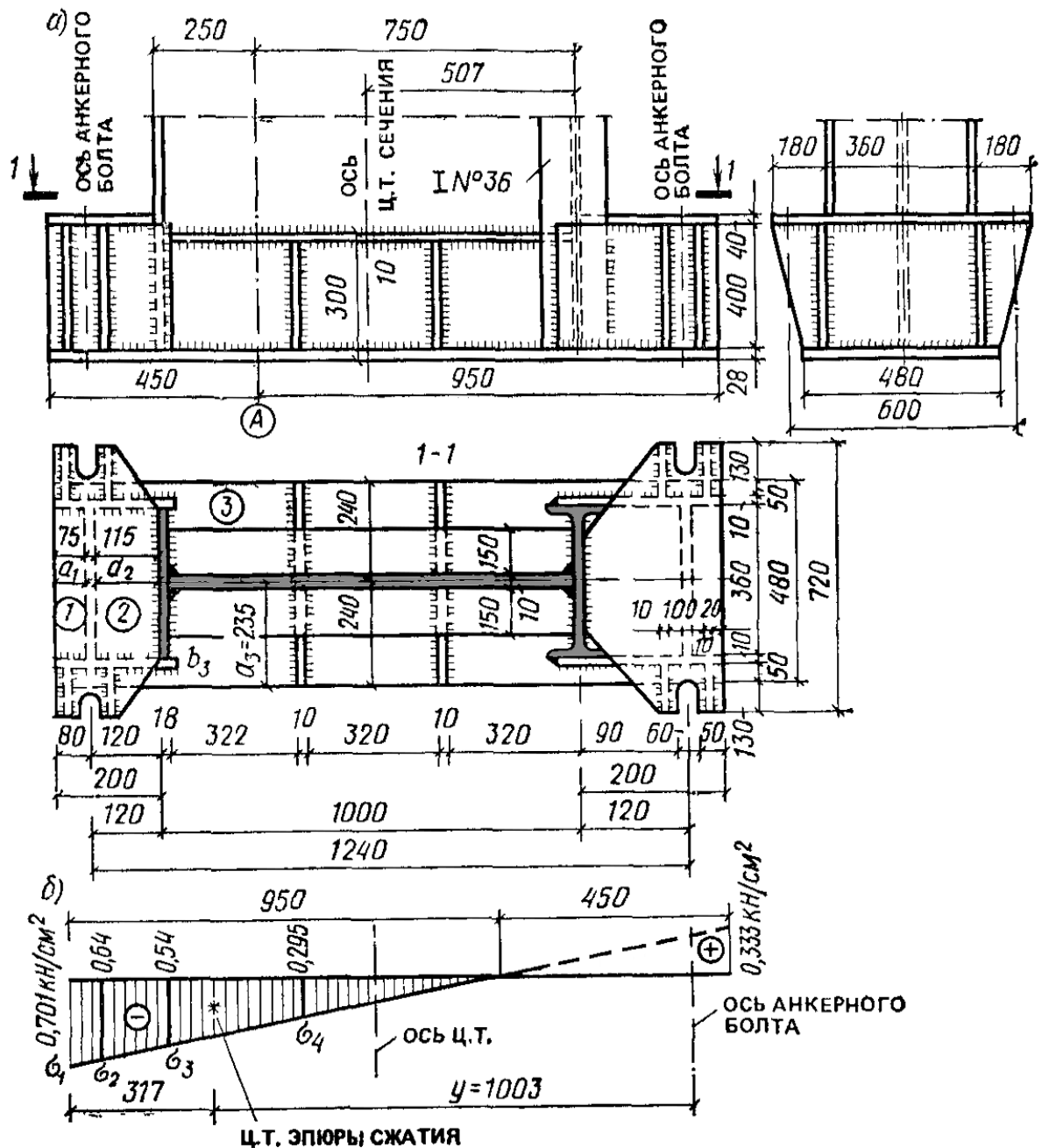


Рис. 3.19 К примеру расчета базы сплошной колонны.

Расчет анкерных болтов.

Расчетные усилия в сечении $N=407$ кН; $M=651$ кНм.

Усилие в анкерных болтах

$$F = (M - Na)/y,$$

где a – расстояние от центра тяжести эпюры сжатия до центра тяжести сечения колонны, y – расстояние от центра тяжести эпюры сжатия до оси анкерного болта.

$$F = (65100 - 407 \cdot 37,6)/100,3 = 498 \text{ кН};$$

площадь сечения нетто одного анкерного болта:

$$A_n = F/nR_{ba} = 498/(2 \cdot 14,5) = 17,2 \text{ см}^2,$$

где $R_{ba}=14,5\text{кН/см}^2$ (145МПа) для анкерных болтов из стали марки ВСтЗкп2); n -число анкерных болтов в растянутой зоне, принимаем $n = 2$

Расчет плитки под анкерные болты. Плитка работает на изгиб как свободно лежащая на ребрах траверсы балка, нагруженная сосредоточенной силой от анкерного болта ($N=498/2 = 249 \text{ кН}$). Принимаем просвет между ребрами равным $b_0 = 100 \text{ мм}$. Изгибающий момент в плитке

$$M = N b_0 / 4 = 249 \cdot 10 / 4 = 648 \text{ кНсм};$$

требуемый момент сопротивления

$$W_{mp} = M / R_y \gamma_c = 648 / 23,5 \cdot 1 = 27,57 \text{ см}^3,$$

Назначаем сечение анкерной плитки размером 180х40 мм с отверстием для болта диаметром 60 мм. Момент сопротивления нетто плитки

$$W_{nl} = bt^2/6 = (18 - 6) 4^2/6 = 32 \text{ см}^3 > W_{mp} = 27,57 \text{ см}^3.$$

Напряжение в плитке по ослабленному сечению составляет

$$\sigma = M / W_{nl} = 648 / 32 = 20,25 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23,5 \text{ кН/см}^2.$$

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР.- М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1991.- 96 с.
2. СНиП 2.01.07.-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР, 2004.- 36 с.
3. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: Учеб. пособие для строит. вузов / В.В.Горе, Б.Ю. Уваров, В.В.Филиппов и др.; Под ред. В.В.Горева – М.: Высш. шк., 1997.- 527 с.: ил.
4. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. вузов / В.В.Горе, Б.Ю. Уваров, В.В.Филиппов, Г.И. Белый и др.; Под ред. В.В.Горева – М.: Высш. шк., 1999.- 528 с.: ил.
5. Металлические конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов / Г.С. Веденников, Е.И.Беленя, В.С.Игнатьева и др.; Под ред. Г.С.Веденникова. 7-е изд.. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998.- 760 с.: ил.
6. Справочные материалы по проектированию стальных конструкций / Воронеж. гос. арх.-строит.акад.; Сост.: И.П.Сигаев, А.С.Щеглов. Воронеж. 1996.- 130 с.
7. Примеры расчета металлических конструкций. Учеб. пособие для техникумов / А.П. Мандриков. 2-е изд.. перераб. и доп. – М.. Стройиздат, 1991.-431с.: ил.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. ВВЕДЕНИЕ	3
Состав проекта:.....	3
2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	4
2.1 Размеры рамы по вертикали.....	4
2.2 Горизонтальные размеры рамы	5
2.3 Компонировка конструкций покрытия	7
2.4 Связи каркаса.....	9
3. РАБОЧИЙ ПРОЕКТ	9
3.1 Сбор нагрузок	9
3.2. Статический расчёт рамы	17
3.3. Определение усилий в стропильных фермах – ригелях рамы	21
3.4. Подбор сечений стержней стропильной фермы	30
3.5 Расчёт и конструирование узлов ферм	33
3.6. Подбор сечения колонн	35
3.7. База колонны.....	50
ЛИТЕРАТУРА	58

Учебное издание

**Анатолий Васильевич Панин
Николай Алексеевич Лисицын**

**МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ СТАЛЬНОГО КАРКАСА
ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Учебное пособие

Для студентов, обучающихся по направлению _____ «Строительство»

Редактор Аграновская Н.Н.

Подписано в печать ____ . ____ .20__ . Формат 60х84 1/8. Уч.-изд.л. 15,2.

Усл.-печ. л XX,X. Бумага писчая. Тирж 50 экз. Заказ № _____

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии Воронежского государственного архитектурно-строительного университета

394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84