

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ (СИБСТРИН)

Кафедра металлических и
деревянных конструкций

СТАЛЬНОЙ КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания по выполнению курсового проекта
для студентов направления подготовки 270800.62 «Строительство»,
профилей «Промышленное и гражданское строительство» и
«Строительство уникальных зданий и сооружений» всех форм обучения.
Задания к проекту для студентов-заочников

Новосибирск 2014

Методические указания разработаны к.т.н., профессором А. И. Репиным, к.т.н., доцентом А.А. Кользеевым, к.т.н., доцентом А. В. Сергеевым, к.т.н., доцентом К. А. Шафраем.

Под общей редакцией к.т.н., профессора А. И. Репина.

Утверждены методической комиссией
строительного факультета 9 декабря 2013 года

Рецензенты: Б. Н. Васюта, к.т.н., доцент,
генеральный директор НИПСП "РЕКОН";
В. А. Беккер, к.т.н., профессор кафедры
железобетонных конструкций НГАСУ (Сибстрин)

© Новосибирский государственный
архитектурно-строительный
университет (Сибстрин), 2014

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
1. Содержание и объём проекта	3
2. Исходные данные для проектирования	4
3. Определение компоновочных размеров поперечной рамы	5
4. Расчёт поперечной рамы	7
4.1. Сбор нагрузок на раму	7
4.2. Составление расчётной схемы рамы	11
4.3. Подготовка исходных данных для программы «mk2»	12
4.4. Определение расчётных сочетаний усилий для колонн.....	13
5. Расчёт стропильной фермы	15
5.1. Составление расчётной схемы фермы с нагрузками	15
5.2. Определение расчётных усилий в стержнях фермы (программа «mk2»)	16
5.3. Подбор сечений стержней фермы	17
6. Расчёт и конструирование колонны	22
6.1. Определение расчётных длин частей колонны в плоскости рамы	22
6.2. Подбор сечения надкрановой части колонны	22
6.3. Подбор сечения подкрановой части сквозной колонны	25
6.4. Расчёт и конструирование базы сквозной колонны	30
6.5. Подбор сечения подкрановой части сплошной колонны	33
6.6. Расчёт и конструирование базы сплошной колонны	40
7. Расчёт и конструирование подкрановой балки (пример)	43
8. Расчёт стойки торцового фахверка (пример)	50
9. Расчёт связей	52
9.1. Расчёт связей в шатре	53
9.2. Расчёт связей по колоннам	53
10. Графическая часть проекта	54
10.1. Пояснения к графической части	55
10.2. Дополнительные материалы к графической части проекта	56
10.3. Комментарии к некоторым узлам каркаса промздания.....	57
10.4. Пример компоновки первого листа чертежей при шаге колонн 6м	58
10.5. Пример компоновки первого листа чертежей при шаге колонн 12м	59
10.6. Пример компоновки второго листа чертежей при шаге колонн 6м	60
10.7. Пример компоновки второго листа чертежей при шаге колонн 12м.....	61
10.8. Варианты конструктивного решения узлов 1 и 2.....	62
10.9. Варианты конструктивного решения узла 3	63
10.10. Варианты конструктивного решения узлов 4 и 5	64
10.11. Варианты конструктивного решения узла 6	65
10.12. Вариант конструктивного решения узла 7	66
10.13. Варианты конструктивного решения узлов 8 и 9.....	67
10.14. Варианты конструктивного решения узла 10	68
10.15. Варианты конструктивного решения узла 11	70
10.16. Варианты конструктивного решения узла 12	73
10.17. Варианты конструктивного решения узла 13	77
10.18. Варианты крепления раскосов к ветвям сквозной колонны	80
Литература	81
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Нагрузки от веса конструкций	82

ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Данные по кранам и крановым нагрузкам	83
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Тавры с параллельными гранями полок по ТУ 14-2-685-86	84
ПРИЛОЖЕНИЕ 4. Данные для подбора анкерных болтов	85
ПРИЛОЖЕНИЕ 5. Задания на курсовой проект для студентов-заочников	86

ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект по металлическим конструкциям является разновидностью реального проектирования. Выполняется по упрощённым исходным данным и является эффективным средством практического освоения курса «Металлические конструкции».

Тема проекта: «Стальной каркас одноэтажного производственного здания».

Цели проекта:

- освоение принципов и методов компоновки каркасов производственных зданий с учётом предъявляемых к ним технико-экономических и эксплуатационных требований;
- приобретение навыков в назначении марок стали для конструкций, назначении расчётных схем элементов каркаса, проведении силовых и конструктивных расчётов для обеспечения необходимой прочности, жесткости и устойчивости как всего каркаса, так и отдельных его элементов;
- приобретение навыков работы с нормативной, справочной и технической литературой;
- освоение методов конструирования элементов конструкций, их узлов и сопряжений, графического изображения проектируемых конструкций.

1. СОДЕРЖАНИЕ И ОБЪЁМ ПРОЕКТА

Проект состоит из двух разделов – проектного задания и рабочего проекта. В учебных целях эти разделы выполняются с определёнными упрощениями.

В разделе проектного задания производится разработка двух вариантов компоновочных и конструктивных решений каркаса одноэтажного однопролётного производственного здания.

При этом необходимо решить следующие задачи:

- а) определить тип поперечной рамы и назначить ее генеральные размеры;
- б) назначить шаг поперечных рам;
- в) назначить и разместить остальные элементы каркаса (связи шатра, подкрановые балки, связи по колоннам, фахверковые стойки) и принять соответствующие типы сечений;
- г) разработать принципиальные узловые сопряжения элементов каркаса.

Рабочий проект разрабатывается на стадии КМ (конструкции металлические). В проекте КМ должны быть представлены основные технические решения каркаса и его элементов с детальной проработкой основных узлов, проведены силовые и конструктивные расчёты (в соответствии со структурой пояснительной записки, приведённой ниже).

Общие правила оформления чертежей металлических конструкций можно посмотреть в [3, гл.23]. Сведения по компоновке каркаса со связями приведены в [2, гл.2], а также в [4, 5]. При выполнении проекта следует руководствоваться нормами [6, 7, 8, 9], использовать справочную и техническую литературу.

Примеры оформления графической части (компоновочные схемы, узлы) приведены в разделе 10 настоящих «Методических указаний».

Проект сопровождается пояснительной запиской формата А4, включающей титульный лист, оглавление, основную часть, список литературы.

Основная часть пояснительной записки имеет следующую структуру:

1. Исходные данные для проектирования.
2. Определение компоновочных размеров поперечной рамы.
3. Расчёт поперечной рамы
 - 3.1. Сбор нагрузок на раму.
 - 3.2. Составление расчётной схемы рамы (геометрия, типы элементов и их сопряжений, предварительное назначение жёсткостей элементов, внешние связи, загрузки).
 - 3.3. Подготовка исходных данных для программы «mk2».
 - 3.4. Определение расчётных сочетаний усилий для колонн.
4. Расчёт стропильной фермы
 - 4.1. Составление расчётной схемы фермы с нагрузками.
 - 4.2. Определение расчётных усилий в стержнях фермы (программа «mk2»).
 - 4.3. Подбор сечений стержней фермы.
5. Расчёт и конструирование колонны.
 - 5.1. Подбор сечения верхней части колонны.
 - 5.2. Подбор сечения нижней части колонны.
 - 5.3. Расчёт и конструирование базы колонны.
6. Расчёт подкрановой балки.
7. Расчёт торцового фахверка.
8. Расчёт связей.
 - 8.1. Расчёт связей в шатре.
 - 8.2. Расчёт связей по колоннам.

Далее приводятся указания по выполнению всех перечисленных выше разделов пояснительной записки.

2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Исходные данные для проектирования задаются преподавателем (для студентов заочного факультета приводятся в ПРИЛОЖЕНИИ 5).

Общие для всех данные:

Количество мостовых кранов – 2; группа режимов работы кранов – 5К; здание – отапливаемое; кровля – малоуклонная; пролёт здания – один.

Данные по мостовым кранам и подкрановым рельсам приведены в прил. 1, [2, прил. 3, 4, 5]. Высота подкрановой балки принимается в зависимости от её пролёта, т.е. шага поперечных рам, а также от грузоподъёмности кранов по табл.2.1.

Таблица 2.1

Грузоподъёмность крана, т	10		20/5; 32/5		50/12,5		80/20 – 125/20	
Пролёт подкрановой балки, м	6	12	6	12	6	12	6	12
Высота подкрановой балки, м	0,7	0,9	0,7	1,1	0,9	1,3	1,0	1,6

Фермы принимать с параллельными поясами и с треугольной решёткой со стойками. Сечения элементов ферм назначаются по указанию преподавателя либо все из парных уголков, составленных тавром, либо – пояса из прокатных тавров, а решёт-

ка из парных уголков, составленных тавром. Для студентов заочного факультета типы сечений элементов ферм приводятся в ПРИЛОЖЕНИИ 4.

Прогоны при шаге ферм 6 м следует принимать из прокатных швеллеров, при шаге 12 м принимаются решётчатые шпренгельные прогоны.

Колонны принимать, как правило, ступенчатого типа. При этом сечение надкрановой части колонны – составной сварной двутавр. В качестве сечения подкрановой части при высоте его до 1 м включительно следует принимать несимметричный сварной двутавр с развитой подкрановой ветвью. При высоте же сечения подкрановой части свыше 1 м – сквозное, с шатровой ветвью из составного или гнутого швеллера и подкрановой – из прокатного двутавра.

Стали назначать в соответствии с [6, табл. В.1].

Исходные данные для численного примера, сопровождающего все дальнейшие указания (кроме сплошностенчатой подкрановой части колонны):

район строительства – г. Новосибирск; расчетная низкая температура

(наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98) – минус 43°C ;

тип местности для ветровой нагрузки – В;

пролёт здания – $L = 24\text{ м}$;

длина здания – 96 м ;

отметка головки кранового рельса $H_{г.р.} = 10,0\text{ м}$;

грузоподъёмность мостовых кранов $Q = 80/20\text{ т}$;

шаг поперечных рам – 12 м ;

крыша – прогонная (сквозные шпренгельные прогоны);

сечения поясов стропильных ферм – прокатный тавр, решётка – равнополочные уголки, составленные тавром.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОМПОНОВОЧНЫХ РАЗМЕРОВ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Схемы с компоновочными размерами поперечной рамы представлены на рисунке 1.

Размеры по вертикали.

$H_2 = H_{ст} + 100 + c$, где $H_{ст}$ – высота крана от головки рельса до верха тележки (ее назначаем по прил. 2); 100 мм – допуск на изготовление крана; c – зазор, учитывающий прогиб фермы и провисание связей по нижним поясам ферм. Следует принимать $c = 200\text{ мм}$ при $L = 18\text{ м}$, $c = 300\text{ мм}$ при $L = 24\text{ м}$, $c = 400\text{ мм}$ при $L = 30 \dots 36\text{ м}$.

Подставляя значения, соответствующие нашему примеру, получим:

$$H_2 = 3700 + 100 + 300 = 4100\text{ мм}.$$

$$H_0 = H_1 + H_2 = 10000 + 4200 = 14200\text{ мм}, \text{ здесь } H_1 = H_{г.р.} \text{ (см. п.2).}$$

Длина верхней (надкрановой) части колонны:

$$H_v = H_2 + h_b + h_r = 4100 + 1600 + 150 = 5850\text{ мм}, \text{ где } h_b \text{ – высота подкрановой балки (см. п. 2), } h_r \text{ – высота рельса по прил. 1.}$$

Длина нижней (подкрановой) части колонны $H_n = H_0 + H_b - H_v = 14100 + 1000 - 5850 = 9250\text{ мм}$, где H_b – заглубление базы колонны (расстояние от низа опорной плиты до нулевой отметки); его принимают так, чтобы верх базы был на 50...100 мм ниже уровня чистого пола; в проекте рекомендуется принимать $H_b = 800\text{ мм}$ при $Q = 32/5\text{ т}$ и $50/12,5\text{ т}$, а $H_b = 1000\text{ мм}$ при $Q = 80/20\text{ т}$, $100/20\text{ т}$ и $125/20\text{ т}$.

$$\text{Полная длина колонны } H_d = H_n + H_v = 9250 + 5850 = 15100\text{ мм}.$$

Высота фермы на опоре (по наружным граням поясов) $h_{ro} = 2250$ мм (при $L=24$ м), $h_{ro} = 3150$ мм (при $L=30$ и 36 м).

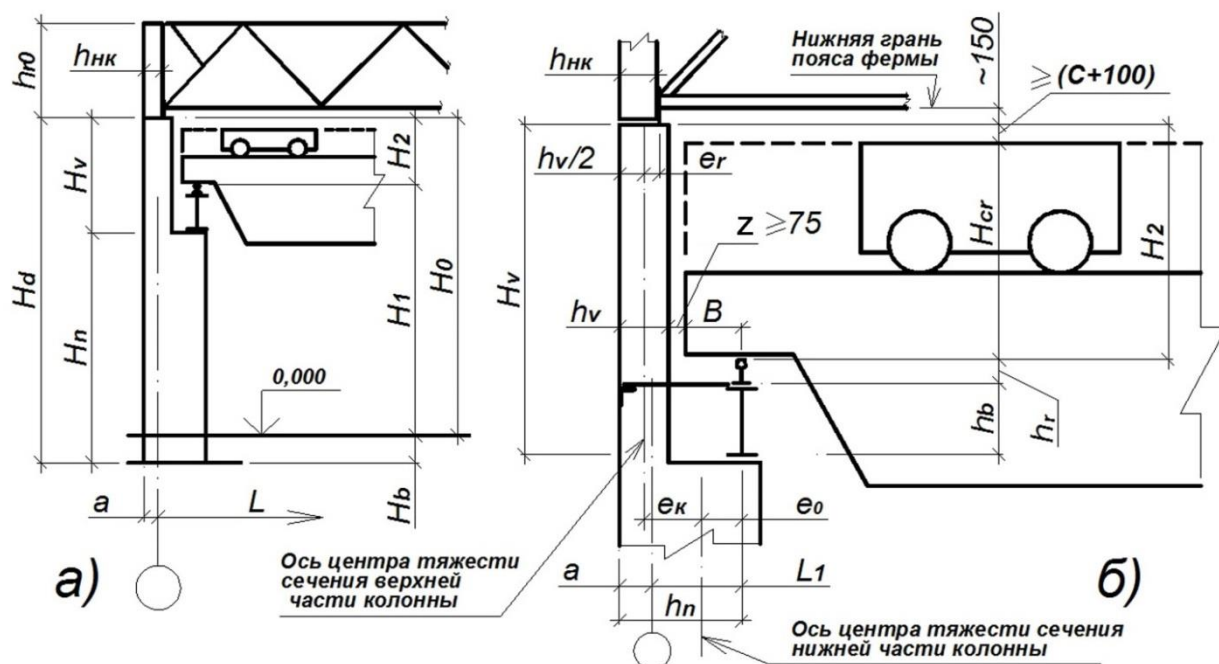


Рис. 1. Схемы поперечной рамы с компоновочными размерами:
а – для колонны с примыкающей к ней фермой (ригелем рамы);
б – для верхней надкрановой части колонны

Отметка парапетной панели (в дальнейшем понадобится для подсчёта ветровой нагрузки) в проекте определяется как $H_{пс} = H_0 + h_{ro} + 600 = 14100 + 2250 + 600 = 16950$ мм, где 600 мм – высота парапетной панели. $H_{пс}$ должна быть кратна 600 мм. Для этого добавим в верхнюю часть 450 мм.

Окончательно получим $H_v = 6300$ мм, $H_{пс} = 17400$ мм, $H_0 = 14550$ мм, $H_d = 15550$ мм.

Размеры по горизонтали.

Высота сечения верхней части колонны h_v (рис.1) принимается кратной 50мм из условия $h_v \geq 1/12 H_v$.

При выборе высоты сечения надколонной стойки $h_{нк}$ можно стремиться к размеру $h_{нк} = h_v/2$, когда эксцентриситет опирания фермы на колонну будет минимальным. Высоту сечения $h_{нк}$ назначают в соответствии с сортаментом прокатных двутавров или кратной 50мм (при сварных сечениях стойки) и не менее, чем размер $a + 50$ мм = 300мм ($a = 250$ мм - привязка наружной грани колонны к оси здания, 50мм – конструктивный размер, необходимый для организации опирания прогона или кровельной панели по оси здания на надколонную стойку). При этом ферма будет опираться на колонну по вариантам 3 и 4 чертежей п. 10.16.

В нашем примере $h_v = 6300/12 = 525$ мм. Принимаем $h_v = 550$ мм, а высоту сечения двутавровой надколонной стойки, соответственно, $h_{нк} = 300$ мм.

Привязка оси подкрановой балки и подкрановой ветви колонны к буквенной разбивочной оси (на рис. 1 – « L_1 ») принимается 750 мм при грузоподъёмности мостового крана до 50 тс включительно, а от 80 тс и более – $L_1 = 1000$ мм. В нашем примере принимаем 1000 мм.

Размер «В» принимаем по прил. 1 равным 400 мм.

Проверяем зазор между краном и колонной «z», который должен быть не менее 75 мм: $z = L_1 - B - (h_v - a) = 1000 - 400 - (550 - 250) = 300$ мм. Условие выполняется. Когда это условие не выполняется, то увеличивают L_1 на величину, кратную 250 мм.

Высота сечения нижней части колонны $h_n = L_1 + a = 1000 + 250 = 1250$ мм $\geq 1/20H_d$ (при режимах работы крана до 6К включительно). В нашем случае минимальная высота сечения нижней части колонны составляет $15550/20 = 778$ мм. Условие удовлетворяется.

Пролёт крана по ПРИЛОЖЕНИЮ 1 равен 22000 мм. Проверяем равенство $L_{cr} + 2L_1 = L$; $22000 + 2 \cdot 1000 = 24000$ мм. Условие выполняется.

4. РАСЧЁТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Для расчёта поперечной рамы необходимо собрать нагрузки, действующие на неё, составить расчётную схему, выполнить расчёт по определению усилий и выявить невыгодные комбинации (расчётные сочетания) внутренних усилий (M, N, Q) для характерных сечений колонн.

4.1. Сбор нагрузок на раму

Сбор нагрузок на поперечную раму каркаса здания выполняется в соответствии с требованиями норм [7].

Постоянная нагрузка.

Постоянная нагрузка включает вес несущих и ограждающих конструкций. Составы покрытий можно посмотреть в [2, п. 1.2.1].

В проекте состав и вес кровли с конструкциями покрытия принимать по табл. 4.1, а от стенового ограждения – по табл. 4.2.

Составим таблицы сбора постоянных нагрузок на ригель (от покрытия) и колонны (от стен). В нашем примере покрытие прогонного типа, поэтому в состав покрытия входят прогоны. В беспрогонный вариант вместо прогонов следует включить каркас стальных панелей.

Таблица 4.1

Нагрузки на ригель от веса конструкций покрытия и кровли, кН/м²

Состав	Нормативная нагрузка	γ_f	Расчётная нагрузка
Кровля:			
Защитный слой из гравия, втопленного в битумную мастику $t=15$ мм	0,3	1,3	0,39
Гидроизоляционный ковёр из четырёх слоёв рубероида	0,2	1,3	0,26
Утеплитель $t=150$ мм из минераловатных плит $\gamma=2$ кН/м ³	0,3	1,3	0,39
Пароизоляция (один слой рубероида)	0,05	1,3	0,065
Ограждающие конструкции:			
Стальной профилированный настил Н60-845-0,8	0,105	1,05	0,110
Несущие конструкции*:			
Решётчатые прогоны пролётом 12 м	0,12	1,05	0,126
Стропильные фермы и связи	0,17	1,05	0,179
Итого:	1,245		$q_0=1,520$

* В проекте принимать:

нагрузки от прогонов, кН/м^2

а) от сплошных пролётом 6 м - 0,09; б) от решётчатых пролётом 12 м - 0,12;

от каркаса стальной панели, кН/м^2

а) 3х6 м - 0,15; б) 3х12 м - 0,24;

Стропильные фермы со связями, кН/м^2

а) пролётом 24 м - 0,17; б) пролётом 30 м - 0,22;

в) пролётом 36 м - 0,27;

Расчётная погонная нагрузка на ригель составит:

$$q = q_0 \cdot B = 1,520 \cdot 12 = 18,24 \text{ кН/м.}$$

В нашем примере стеновые панели крепятся к колоннам с помощью ригелей.

Таблица 4.2

Нагрузки от веса стенового ограждения, кН/м^2

Состав	Нормативная нагрузка	γ_f	Расчётная нагрузка
Трёхслойные стеновые панели: два профилированных листа НС44-1000-0,7	0,166	1,05	0,174
Минераловатные плиты $t=100\text{мм}$, $\gamma = 1,25 \text{ кН/м}^3$	0,125	1,2	0,15
Ригели	0,065	1,05	0,068
Итого:	0,356		$q_c=0,392$

Нормативные нагрузки от собственного веса колонн и подкрановых конструкций принимаем по данным табл. 4.3.

Таблица 4.3

Грузоподъёмность мостовых опорных кранов, т:	Расход стали, кН/м^2 , на элементы здания	
	Колонны	Подкрановые балки
До 32 т включительно	0,25...0,30	0,20...0,30
50 и 80 т	0,40 и 0,55	0,40 и 0,50
100 и 125 т	0,65 и 0,75	0,60 и 0,70

В нашем примере при грузоподъёмности крана $Q = 80/20$ т расход стали на колонны составляет $0,55 \text{ кН/м}^2$, а на подкрановые балки – $0,50 \text{ кН/м}^2$.

Грузовая площадь одной колонны $A = L/2 \cdot B = 12 \cdot 12 = 144 \text{ м}^2$, где L – пролёт фермы, B – шаг рам.

Расчётная нагрузка от собственного веса колонны $G_k = 0,55 \cdot 144 \cdot 1,05 = 83,16 \text{ кН}$, где 0,55 – расход стали на колонны; 1,05 – коэффициент надёжности по нагрузке (γ_f) для стали.

Нагрузка на колонну от собственного веса подкрановых балок $G_{пб} = 0,50 \cdot 144 \cdot 1,05 = 75,6 \text{ кН}$, где 0,50 – расход стали на подкрановые балки.

Вес надкрановой части колонны примем $\frac{1}{4}$ от всего веса, т.е. $G_{кв}=83,16 \cdot 0,25=20,79$ кН.

Вес подкрановой части колонны $G_{кн}=83,16 \cdot 0,75=62,37$ кН.

Нагрузка от стен для нижней части колонны $G_{нс}=q_c \cdot (H_n - H_b - 0,6) \cdot B = 0,392 \cdot (9,85 - 1,0 - 0,6) \cdot 12 = 38,81$ кН, где 0,6 – высота цоколя, q_c – см. табл. 4.2, H_n и H_b – см. рис. 1.

Нагрузка от стен для верхней части колонны $G_{вс}=q_c \cdot (H_v + h_{г0}) \cdot B = 0,392 \cdot (6,3 + 2,25) \cdot 12 = 40,22$ кН, где H_v и $h_{г0}$ – см. рис. 1.

Постоянная расчётная нагрузка на верх колонны $P_v = q_0 \cdot L/2 \cdot B + G_{вс} + G_{кв} = 1,52 \cdot 12 \cdot 12 + 40,22 + 20,79 = 279,89$ кН, где q_0 – см. табл. 4.1.

Постоянная расчётная нагрузка на низ колонны (на уровне уступа) $P_n = G_{кн} + G_{нс} + G_{пб} = 62,37 + 38,81 + 75,6 = 176,78$ кН.

Ригель опирается на верх колонны с эксцентриситетом $e_r = h_{нк} - h_v/2 = 0,3 - 0,55/2 = 0,025$ м, где $h_{нк}$ – высота сечения надколонной стойки, h_v – см. рис. 1.

Разгружающий момент от стен в запас не учитываем. Момент на верх колонны от постоянной нагрузки $M_p = q_0 \cdot L/2 \cdot B \cdot e_r = 1,52 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 0,025 = 5,47$ кН·м.

Момент на уступе колонны от постоянной нагрузки

$$M_n = G_{пб} \cdot E_o = G_{пб} \cdot 0,4 \cdot h_n = 75,6 \cdot 0,4 \cdot 1,25 = 37,8 \text{ кН·м.}$$

Временные нагрузки.

Временные нагрузки включают снеговую, ветровую и крановую.

Снеговая нагрузка.

Снеговая расчётная нагрузка зависит от снегового района и определяется по [7]. Новосибирск относится к 4 району. Снеговая расчётная нагрузка на верх колонны $S_b = S_g \cdot L/2 \cdot B = 2,4 \cdot 12 \cdot 12 = 345,6$ кН. Момент на верх колонны от снеговой нагрузки $M_s = S_b \cdot e_r = 345,6 \cdot 0,025 = 8,64$ кН·м.

Ветровая нагрузка.

Ветровая нормативная нагрузка зависит от ветрового района и определяется по [7].

Статическая составляющая расчётной ветровой нагрузки: $w = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c \cdot \gamma_f$, где $k(z_e)$ – учитывает увеличение ветрового давления по высоте (z_e – эквивалентная высота) и зависит также от типа окружающей местности; c – аэродинамический коэффициент; γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке; все они определяются по [7].

В нашем случае высота здания не более его длины, поэтому z_e равно высоте $H_{пс}$, $\gamma_f = 1,4$ для ветровой нагрузки, c – для прямоугольного здания для наветренной стороны (активное давление) $c_a = 0,8$, для подветренной стороны (пассивное давление или отсос) $c_o = 0,6$.

В примере по значению $H_{пс}=17,4$ м и местности типа «В» по табл. 11.2. [7] получим $k(z_e)=0,798$ (линейная интерполяция между $k(10)=0,65$ и $k(20)=0,85$). Новосибирск относится к 3 ветровому району. Тогда активная нагрузка с наветренной стороны: $q_a = 0,38 \cdot 0,798 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 12 = 4,08$ кН/м; пассивная нагрузка с подветренной стороны: $q_o = 0,38 \cdot 0,798 \cdot 0,6 \cdot 1,4 \cdot 12 = 3,06$ кН/м.

Ветровую нагрузку от верха колонны до верха парапета заменяем сосредоточенной горизонтальной силой. $W = q_a \cdot (H_{пс} - H_0)$, где q_a и q_o определены выше.

$$W_a = 4,08 \cdot (17,4 - 14,55) = 11,63 \text{ кН,}$$

$$W_o = 3,06 \cdot (17,4 - 14,55) = 8,72 \text{ кН.}$$

Крановая нагрузка.

Вертикальная крановая нагрузка передаётся одновременно на обе колонны рамы на уровне уступа по оси подкрановой части колонны. При этом, если на одну колонну действует максимальное давление, то на другую - минимальное. Формулы для расчётных давлений:

$$D_{\max} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum_{i=1}^n F_{ni,\max} \cdot y_i, \quad D_{\min} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum_{i=1}^n F_{ni,\min} \cdot y_i,$$

где $F_{ni,\max}$ ($F_{ni,\min}$) - максимальное (минимальное) нормативное давление колеса крана; y_i - ордината линии влияния опорной реакции колонны; n – число колёс кранов, передающих нагрузку на рассматриваемую колонну; $\psi = 0,85$ – коэффициент сочетаний при учёте двух кранов с режимами работы 1К...6К [7, п. 9.19]; $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надёжности по нагрузке для крановых нагрузок [7, п. 9.8].

$$F_{ni,\max} \text{ принимается по прил. 2, [2, табл. ПЗ.3]; } F_{ni,\min} = \frac{Q+G}{n_0} - F_{ni,\max},$$

где Q – грузоподъёмность крана; G – вес крана с тележкой принимается по прил. 2, [2, табл. ПЗ.3]; n_0 – число колёс с одной стороны моста крана.

Вертикальное давление на колонну передается через подкрановые балки, установленные с эксцентриситетом по отношению к оси колонны, вследствие чего возникают крановые моменты, которые должны учитываться при расчете рамы:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot E_0 \text{ и } M_{\min} = D_{\min} \cdot E_0,$$

Точная величина E_0 будет известна только после подбора сечения нижней части колонны. На данном этапе воспользуемся приближённой формулой $E_0 = 0,4 \cdot h_n = 0,4 \cdot 1,25 = 0,5$ м. Приложены крановые моменты в уровне подкрановой ступени.

Расстояние между осями верхней и нижней частей - эксцентриситет: $E_k = 0,6h_n - 0,5h_v = 0,6 \cdot 1,25 - 0,5 \cdot 0,55 = 0,475$ м.

Горизонтальная крановая нагрузка, возникающая при торможении крановых тележек, передается от подкрановых балок через тормозные конструкции только на одну из колонн рамы и может быть направлена в любую сторону.

Горизонтальные нагрузки можно учитывать только в совокупности с вертикальными, так как они не могут возникать при отсутствии кранов.

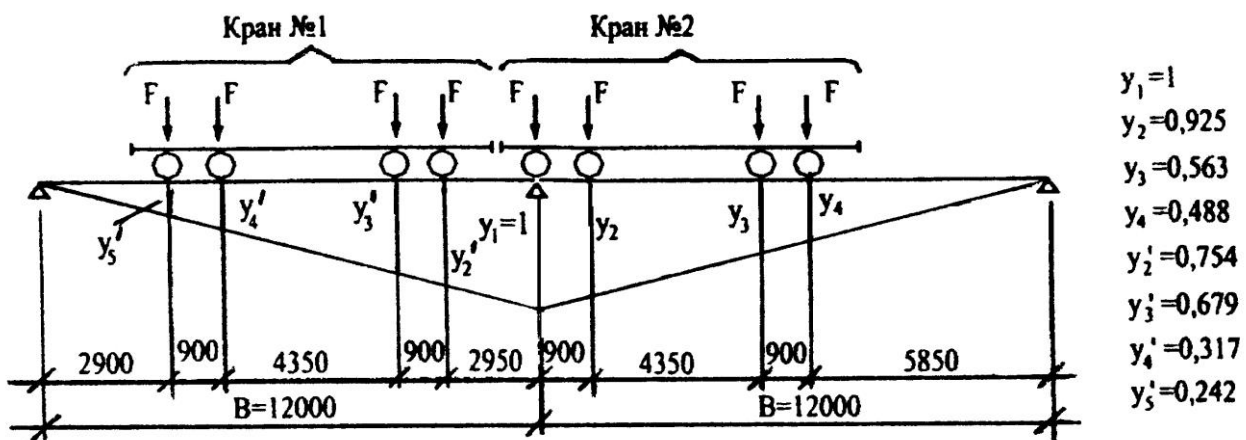


Рис. 2. Схема расположения нагрузок от двух кранов $Q=80/20$ т на линии влияния опорного давления на колонну

Расчетная горизонтальная сила на колонну Т, приложенная к раме в уровне верхнего пояса подкрановой балки, имеет место при том же положении кранов, что $D_{\max}$ и $D_{\min}$; вычисляют её по формуле $T = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum_{i=1}^n T_{kn} \cdot y_i$.

Нормативное значение горизонтальной силы, приходящееся на одно колесо с одной стороны крана, $T_{kn} = \beta(Q + G_T)/n_0$,

где $\beta = 0,05$ для кранов с гибким подвесом груза; G_T - вес тележки крана (см. прил. 2, [2, табл. П.3.3]).

В соответствии с исходными данными примера здание оборудовано двумя мостовыми кранами грузоподъемностью $Q = 80/20$ т. По ПРИЛ. 2: $F_{n1,\max} = 347$ кН; $F_{n2,\max} = 367$ кН. Для расчета примем среднее значение максимальных давлений колес $F_{n,\max} = (F_{n1,\max} + F_{n2,\max})/2 = (347 + 367)/2 = 357$ кН.

Схема загрузки подкрановых балок мостовыми кранами для определения опорного давления приведена на рис. 2. Габариты крана взяты из ПРИЛОЖЕНИЯ 2.

Вертикальная крановая нагрузка на раму:

$$D_{\max} = 1,2 \cdot 0,85 \cdot 357 \cdot (1 + 0,925 + 0,563 + 0,488 + 0,754 + 0,679 + 0,317 + 0,242) = 1809,04 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = 1,2 \cdot 0,85 \cdot 88 \cdot (1 + 0,925 + 0,563 + 0,488 + 0,754 + 0,679 + 0,317 + 0,242) = 445,93 \text{ кН}.$$

$$\text{Здесь } F_{n,\min} = (800 + 980)/4 = 357 = 88 \text{ кН}.$$

$$\text{Моменты } M_{\max} = 1809,04 \cdot 0,5 = 904,52 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{\min} = 445,93 \cdot 0,5 = 222,97 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Горизонтальная крановая нагрузка:

$$T = 1,2 \cdot 0,85 \cdot 14,125 \cdot (1 + 0,925 + 0,563 + 0,488 + 0,754 + 0,679 + 0,317 + 0,242) = 71,57 \text{ кН},$$

$$\text{где } T_{kn} = 0,05 \cdot (800 + 330)/4 = 14,125 \text{ кН}.$$

4.2. Составление расчётной схемы рамы

Предварительное назначение жёсткостей элементов.

Рама с жёстким опиранием на фундамент и с шарнирным примыканием ригеля к колоннам статически неопределима, поэтому для расчёта внутренних усилий необходимы соотношения жёсткостей её элементов. Вычислим приближённые значения моментов инерции верхней и нижней частей колонны в плоскости рамы.

Для нижней части колонны: $I_n = (N + 2D_{\max}) \cdot h_n^2 / (k_2 \cdot R_y)$, где

$N = P_v + P_n + S_v = 279,89 + 176,78 + 345,6 = 802,27$ кН – продольная сила в основании свободно стоящей колонны от постоянной и снеговой нагрузок, приложенных к ригелю;

h_n – высота сечения нижней части колонны; k_2 – коэффициент, зависящий от типа сечения колонны, шага рам и их высоты; R_y – расчётное сопротивление стали по пределу текучести (в примере $R_y = 240$ МПа).

Для ступенчатых колонн $k_2 = 3,2 \dots 3,8$ при шаге рам $B = 12$ м и $k_2 = 2,5 \dots 3$ при шаге рам $B = 6$ м. Меньшие значения k_2 следует применять при кранах малой грузоподъёмности и при большой высоте колонн.

$$\text{Итак, } I_n = (802,27 + 2 \cdot 1809,04) \cdot 1,25^2 / (3,6 \cdot 240 \cdot 10^3) = 0,00799 \text{ м}^4.$$

Для верхней части колонны: $I_v = I_n \cdot (h_v/h_n)^2 / k_1$, где $k_1 = 1,8 \dots 2,0$ – меньшие значения принимаются при кранах малой грузоподъёмности.

$$I_v = 0,00799 \cdot (0,55/1,25)^2 / 1,93 = 0,00080 \text{ м}^4.$$

Отношение моментов инерции нижней части к верхней (приближённое):

$$n \text{ (в программе «N»)} = 0,00799/0,00080 = 9,99.$$

В проекте программа «mk2» сама назначает жёсткости элементам рамы, основываясь на значениях n . Кроме того, эта программа формирует файл исходных данных для программного комплекса SCAD, который, загрузив данный файл, создаёт конечноэлементную расчётную модель плоской рамы. Модель состоит из узлов и стержневых изгибаемых элементов, оси которых совпадают с осями, проходящими через центры тяжести поперечных сечений элементов рамы. Геометрия рамы соответствует результатам компоновки по п.3. Сопряжения элементов рамы жёсткие, кроме ригеля с колоннами. Внешние связи на опорных узлах элементов колонн жёсткие (препятствующие повороту и перемещениям в плоскости рамы). Нагрузки разбиты на 8 загрузок (1- постоянная нагрузка; 2 – снеговая; 3 – ветровая слева; 4 – ветровая справа; 5 – вертикальная крановая (тележка крана слева); 6 - вертикальная крановая (тележка крана справа); 7 - горизонтальная крановая (на левую колонну); 8 - горизонтальная крановая (на правую колонну)). Горизонтальные крановые нагрузки программа «SCAD» учитывает в обоих направлениях.

Для подбора сечений элементов конструкции необходимы **расчётные сочетания усилий (PCY)**, которые в разных элементах могут возникать от разных комбинаций нагрузок. Поэтому программа также составляет таблицу исходных данных для вычисления PCY в колоннах.

4.3. Подготовка исходных данных для программы «mk2»

Все исходные данные вводятся в программу «mk2» на закладке «Расчёт рамы». Кроме этого нужно указать фамилию и группу, тогда будет сформирован файл с именем «группа_фамилия(рама).srg». *Перед формированием файла другого студента надо выйти из программы и войти заново.* Выстроим данные по нашему примеру в порядке их ввода в компьютер (буквенные обозначения величин приведены по программе «mk2»).

Длина колонны $H = 15,55$ м

Длина верхней части колонны $H_v = 6,3$ м

Эксцентриситет $E_k = 0,475$ м

Эксцентриситет $E_o = 0,5$ м

Отношение моментов инерции $N = 9,99$

Постоянная нагрузка на верх колонны $P_v = 279,89$ кН

Постоянная нагрузка на нижнюю часть колонны $P_n = 176,78$ кН

Снеговая нагрузка на верх колонны $S_v1 = 345,6$ кН

Вертикальное крановое давление $D_{\max} = 1809,04$ кН

Вертикальное крановое давление $D_{\min} = 445,93$ кН

Горизонтальное крановое давление $T = 71,57$ кН

Сосредоточенная ветровая на ригель W (активное давление) = 11,63 кН

Распределенная ветровая на колонну w (активное давление) = 4,08 кН/м

Сосредоточенная ветровая на ригель W_o (отсос) = 8,72 кН

Распределенная ветровая на колонну w_o (отсос) = 3,06 кН/м

Момент на верхнюю часть колонны от постоянной нагрузки $M_p = 5,47$ кН·м

Момент на верхнюю часть колонны от снеговой нагрузки $M_s = 8,64$ кН·м

Момент от постоянной нагрузки на уступе колонны $M_n = 37,8$ кН·м

Высота подкрановой балки $h_{п.б.} = 1,6$ м

После ввода данных нажимаем «ОК», и программа формирует файл с именем «группа_фамилия-рама.txt» в подкаталоге «DATA» каталога с программой. Для расчёта требуется программа SCAD. Созданный файл лучше скопировать в папку C:\SDATA. Загрузить созданный файл в программу SCAD можно через раздел её меню:

«Проект->Прочитать проект из текстового формата». Выбираем созданный выше файл и нажимаем «Загрузить данные».

Для расчёта модели следует в папке «Расчёт» дерева проекта выбрать «Линейный» и подтвердить сохранение файла.

4.4. Определение расчётных сочетаний усилий для колонн.

После успешного завершения расчёта вызовем модуль «Документирование» из папки дерева проекта «Результаты». Появляется окно «Результаты расчёта». Этот модуль позволяет вывести результаты расчёта в редактор Word или табличный процессор Excel. В окне «Виды результатов расчёта» выделяем строчку «Старые РСУ» и нажимаем кнопку с символом « > ». В открывшемся окне переходим на закладку «Элементы», в поле «Список» перечислим через пробел элементы 1, 2, 5, и 6, нажмём кнопку с символом « > », затем – «ОК». Далее выберем пункт меню «Настройки -> Выходные единицы измерений -> Усилия -> кН», затем – «ОК» и «Создать таблицы MS Excel».

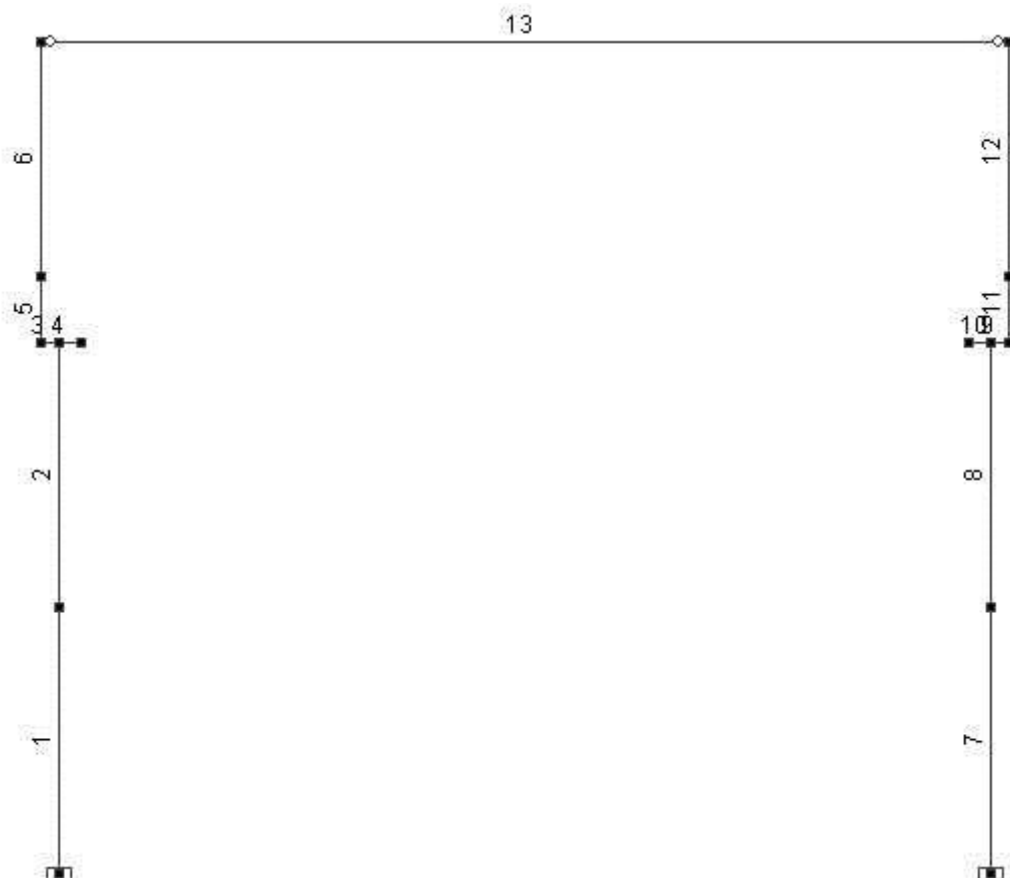


Рис. 3. Вид расчётной схемы с нумерацией элементов

Мы ограничились указанными элементами ввиду симметрии расчётной схемы.

Выделим область с числовыми значениями усилий, щёлкнем правой кнопкой мыши, выберем **Формат ячеек, Числовой, Число десятичных знаков 2, ОК**. Удалим ненужные столбцы и строки. Оставим столбцы «Элемент», «Сечение», «Значения N M Q», «Формула» и строки с РСУ для следующих пар «элемент – сечение»: 1-1, 1-3, 2-3, 5-1, 5-3, 6-3. Теперь напишем в первой строке имя и группу и выведем таблицу на печать.

При желании можно продолжить работу с таблицей в текстовом редакторе. Выделим таблицу, скопируем в буфер обмена кнопкой , а затем вставим в документ Word (который создадим в данный момент или заранее) кнопкой . Результат обработки в редакторе «Word» дан в таблице 4.4.

Таблица 4.4*

Номер элемента	Номер сечения	Усилия			Номера загружений
		N , кН	M , кН·м	Q , кН	
1	1	-411,00	492,67	-61,98	0.9*L1+L3
		-2051,96	-247,99	73,75	L1+0.9*L6+0.9*L7
		-765,06	-1152,54	113,92	L1+0.9*L4+0.9*L5+0.9*L7
		-2051,96	738,85	-27,40	L1+0.9*L6+0.9*L7
		-1072,60	660,53	-82,39	L1+0.9*L2+0.9*L3+0.9*L5+0.9*L7
		-2200,67	1187,87	-83,13	L1+0.9*L2+0.9*L3+0.9*L6+0.9*L7
		-1889,63	-590,26	113,92	L1+0.9*L4+0.9*L6+0.9*L7
1	3	-2051,96	114,85	73,75	L1+0.9*L6+0.9*L7
		-2051,96	604,06	-27,40	L1+0.9*L6+0.9*L7
		-761,56	-588,30	100,27	L1+0.9*L4+0.9*L5+0.9*L7
		-1072,60	290,27	-68,10	L1+0.9*L2+0.9*L3+0.9*L5+0.9*L7
		-2197,17	740,10	-68,10	L1+0.9*L2+0.9*L3+0.9*L6+0.9*L7
		-1886,13	-138,47	100,27	L1+0.9*L4+0.9*L6+0.9*L7
2	3	-2051,96	389,88	38,21	L1+0.9*L6+0.9*L8
		-2051,96	557,09	8,14	L1+0.9*L6+0.9*L8
		-761,56	-121,33	89,55	L1+0.9*L4+0.9*L5+0.9*L7
		-1072,60	-9,62	-53,80	L1+0.9*L2+0.9*L3+0.9*L5+0.9*L7
		-2051,96	469,26	-27,40	L1+0.9*L6+0.9*L7
		-2197,17	440,20	-53,80	L1+0.9*L2+0.9*L3+0.9*L6+0.9*L7
		-1886,13	328,50	89,55	L1+0.9*L4+0.9*L6+0.9*L7
5	1	-578,64	-228,92	52,03	L1+0.9*L2+0.9*L4+0.9*L5+0.9*L8
		-264,10	-201,36	38,21	L1+0.9*L5+0.9*L8
		-586,44	194,82	-39,21	L1+0.9*L2+0.9*L3
		-264,10	-195,90	89,55	L1+0.9*L4+0.9*L5+0.9*L7
		-575,14	23,24	-53,80	L1+0.9*L2+0.9*L3+0.9*L5+0.9*L7
		-613,20	100,01	-12,98	L1+L2*
5	3	-575,14	-171,20	-8,92	L1+0.9*L2+0.9*L4+0.9*L5+0.9*L7
		-264,10	-155,51	-27,40	L1+0.9*L5+0.9*L7
		-264,10	-90,00	86,94	L1+0.9*L4+0.9*L5+0.9*L7
		-575,14	-39,23	-50,31	L1+0.9*L2+0.9*L3+0.9*L5+0.9*L7
		-609,70	64,91	-8,48	L1+L2*
6	3	-609,70	28,00	-8,48	L1+L2*
		-264,10	10,72	38,21	L1+0.9*L5+0.9*L7

*) В сочетаниях с постоянной и одной временной нагрузками коэффициент сочетаний для временной нагрузки $\psi = 1$, в прочих случаях $\psi = 0,9$.

Помимо этой информации программа позволяет отобразить нагрузки на раму, эпюры различных силовых факторов, перемещения узлов рамы и прочее. Подробнее эти возможности программы освещены в [13].

Среди оставшихся значений РСУ выделим строки с $+M_{\max}$, $N_{\text{соответствующее}}$;

$-M_{\max}$, $N_{\text{соот}}$; $N_{\max}$, $+M_{\text{соот}}$; $N_{\max}$, $-M_{\text{соот}}$, которые используются для подбора сечений колонн, а для сечения 1 элемента 1 (база колонны) дополнительно выделим сочетания $N_{\min}$, $+M_{\text{соот}}$ и $N_{\min}$, $-M_{\text{соот}}$, которые используют для расчёта анкерных болтов (строка с формулой $0,9 \cdot L_1 + L_3$ и через одну от неё). Здесь мы не будем уточнять $N_{\min}$, $+M_{\text{соот}}$ и $N_{\min}$, $-M_{\text{соот}}$ для экономии времени. В реальном проектировании составляют комбинацию загрузок, куда постоянная нагрузка входит с $\gamma_f = 0,9$, для получения максимального растяжения в анкерных болтах. Но на 0,9 умножать нужно не расчётную, как в приведенной таблице, а нормативную постоянную нагрузку.

Для расчёта нижней части колонны при догрузении подкрановой ветви прием сочетание:

$N = -2200,67$ кН, $M = 1187,87$ кН·м, $Q = -83,13$ кН;

при догрузении шатровой ветви прием сочетание:

$N = -1889,63$ кН, $M = -590,26$ кН·м, $Q = 113,92$ кН.

Для расчёта анкерных болтов выберем сочетание:

$N = -765,06$ кН, $M = -1152,54$ кН·м, $Q = 113,92$ кН.

Для верхней части колонны имеем три комбинации усилий:

1) $N = -578,64$ кН, $M = -228,92$ кН·м, $Q = 52,03$ кН;

2) $N = -586,44$ кН, $M = 194,82$ кН·м, $Q = -39,21$ кН;

3) $N = -613,20$ кН, $M = 100,01$ кН·м, $Q = -12,98$ кН.

Для симметричного двутаврового сечения часто самым неблагоприятным сочетанием оказывается то, у которого условное усилие в полке колонны $N_{\text{усл.}} = \frac{N}{2} - \frac{|M|}{h}$ по-

лучается наибольшим (h – высота сечения). Выберем такую комбинацию (с максимальным значением $N_{\text{усл.}}$) для расчета верхней части колонны. Для первого второго и третьего сочетаний получим соответственно $N_{\text{усл.1}} = -706$ кН, $N_{\text{усл.2}} = -647$ кН, $N_{\text{усл.3}} = -488,4$ кН. Для расчета верхней части колонны принимаем первое сочетание усилий.

5. РАСЧЁТ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

Исходные данные по ферме приведены в п.п. 2, 3.

5.1. Составление расчётной схемы фермы с нагрузками

Пролёт фермы $L = 24$ м, высота по наружным граням $h_{ro} = 2250$ мм. При составлении расчётной схемы принимаем расстояние между осями поясов на 50 мм меньше, тогда $h_r = 2200$ мм. Расчётная схема плоская, составляется из стержней с шарнирными сопряжениями в узлах. Стержни работают только на осевую силу. Схема статически определимая, поэтому жёсткости стержням можно присвоить любые и всем одинаковые. Внешние связи накладываем как для однопролётной балки. Левый нижний узел закрепляем от смещения по горизонтали и по вертикали, а правый ниж-

ний узел закрепляем только от смещения по вертикали. Нагрузку приводим к узловой, суммируя постоянную и временную части.

Расчётная погонная постоянная нагрузка на ригель по п. 4.1 составляет

$$q = q_0 \cdot B = 1,520 \cdot 12 = 18,24 \text{ кН/м};$$

расчётная временная (от снега) – $p = S_g \cdot B = 2,4 \cdot 12 = 28,8 \text{ кН/м}$.

Шаг узлов верхнего пояса фермы $d = 3 \text{ м}$.

Узловая нагрузка $P = (p + q) \cdot d = (18,24 + 28,8) \cdot 3 = 140,01 \text{ кН}$.

5.2 Определение расчётных усилий в стержнях фермы (программа «mk2»)

Для определения расчётных усилий в элементах фермы вновь воспользуемся программой «mk2». Запустим программу и перейдём на закладку «Расчёт фермы». Выберем $L = 24 \text{ м}$, в поля ввода внесём значения $P = 140,01 \text{ кН}$ и $h = 2,2 \text{ м}$, нажмём «ОК». Появится сообщение об успешном сохранении файла с именем «группа_фамилия-ферма.txt» в подкаталоге «DATA» каталога с программой «mk2». Созданный файл лучше скопировать в папку C:\SDATA. Для расчёта требуется программа SCAD. Загрузить созданный файл в программу SCAD можно через раздел её меню: «Проект->Прочитать проект из текстового формата». Выбираем созданный выше файл и нажимаем «Загрузить данные».

Для расчёта модели следует в папке «Расчёт» дерева проекта выбрать «Линейный» и подтвердить сохранение файла.

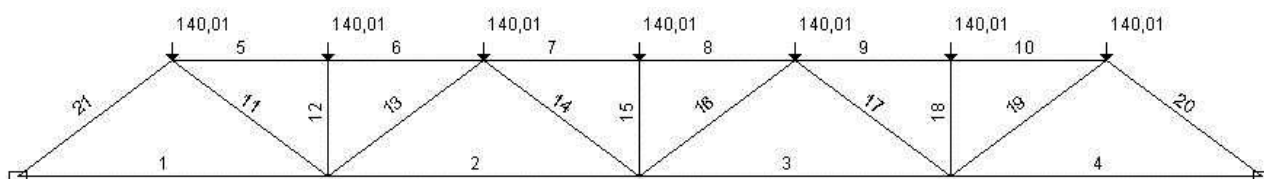


Рис. 4. Вид расчётной схемы фермы с нумерацией элементов и узловыми нагрузками

После успешного завершения расчёта вызовем модуль «Документирование» из папки дерева проекта «Результаты». Появляется окно «Результаты расчёта». Этот модуль позволяет вывести результаты расчёта в текстовый редактор Word или табличный процессор Excel. В окне «Виды результатов расчёта» выделяем строчку «Старые РСУ» и нажимаем кнопку с символом «>». В открывшемся окне переходим на закладку «Элементы», в поле «Список» перечислим через пробелы и тире элементы 1, 2, 5 – 7, 11 – 14, 21, нажмём кнопку с символом «>», затем – «ОК». Далее выберем пункт меню «Настройки -> Выходные единицы измерений -> Усилия -> кН», затем – «ОК» и «Создать таблицы MS Excel».

Ввиду симметрии расчётной схемы достаточно определить усилия для половины элементов фермы. Программа выводит усилия в трёх сечениях, но они одинаковые, поэтому можно удалить строки для сечений 2 и 3. Выделим область с числовыми значениями усилий, щёлкнем правой кнопкой мыши, выберем **Формат ячеек, Числовой, Число десятичных знаков 2, ОК**. Удалим ненужные столбцы и строки. Оставим столбцы «Элемент», «Сечение», «Значения N». Теперь напишем в первой строке имя и группу и выведем таблицу на печать.

При желании можно продолжить работу с таблицей в текстовом редакторе. Выделим таблицу, скопируем в буфер обмена кнопкой , а затем вставим в документ Word (который создадим в данный момент или заранее) кнопкой . Результат обработки в редакторе «Word» дан в таблице 5.1.

Таблица 5.1

Номер элемента	Усилие N, кН
1	668,23
2	1431,9
5	-1146
6	-1146
7	-1527
11	591,89
12	-140
13	-355,1
14	118,38
21	-828,7

Приведём половинки схем и списки необходимых элементов для ферм пролётами 30 и 36 м.

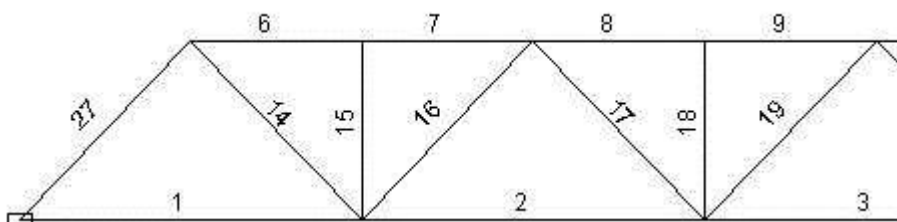


Рис. 5. Расчётная схема фермы пролётом 30 м с нумерацией элементов
Список элементов: 1-3, 6, 8, 14 – 19, 27.

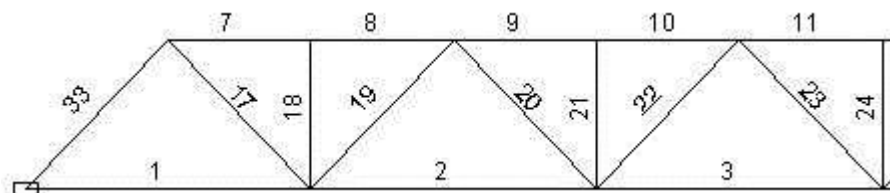


Рис. 6. Расчётная схема фермы пролётом 36 м с нумерацией элементов
Список элементов: 1-3, 7, 9, 11, 17 – 23, 33.

5.3. Подбор сечений стержней фермы.

Согласно заданию сечения поясов стропильных ферм – прокатный тавр, решётка – парные уголки, составленные тавром. Расчётные усилия в стержнях фермы приведены в табл. 5.1. Расчётные длины стержней ферм принимаются по табл. 24 [6].

Так в плоскости ферм для поясов и опорных раскосов расчётные длины равны расстоянию между узлами – $l_{ef,x} = l$. Для прочих элементов решётки ферм с узловыми сопряжениями на фасонках – $l_{ef,x} = 0,8 \cdot l$, при прикреплении решётки к поясам впритык – $l_{ef,x} = 0,9 \cdot l$ (бесфасоночные фермы с поясами из замкнутых профилей).

В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы), для опорных раскосов и элементов решётки ферм с узловыми сопряжениями на фасонках – $l_{ef,y} = l$, для элементов решётки ферм при прикреплении решётки к поясам впритык – $l_{ef,y} = 0,9 \cdot l$ (бесфасоночные фермы с поясами из замкнутых профилей).

Для поясов расчётные длины из плоскости зависят от компоновки связей в шатре. В курсовом проекте шаг узлов верхнего пояса, закреплённых от смещения из плоскости, составляет 6 м, поэтому $l_{ef,y} = 6$ м.

Для приопорных стержней нижнего пояса (крайних панелей) $l_{ef,y} = 6$ м (ввиду наличия продольных горизонтальных связей по нижним поясам ферм).

Для прочих стержней нижнего пояса наибольшая расчетная длина при отсутствии распорки посередине пролёта $l_{ef,y} = L - 12$ м, при наличии – $l_{ef,y} = (L - 12)/2$ м, где L – пролёт фермы. Необходимость распорки проверяется ограничением гибкости нижнего растянутого пояса из плоскости. При кранах режимов 1К...6К предельная гибкость $[\lambda]$ растянутых элементов ферм равна 400.

Предельные гибкости сжатых поясов и опорных раскосов вычисляются по формуле $[\lambda] = 180 - 60\alpha$, где $\alpha = N/(\phi A R_y \gamma_c)$, причем $\alpha \geq 0,5$. Здесь N – усилие в стержне, ϕ – коэффициент продольного изгиба, A – площадь поперечного сечения стержня, R_y – расчётное сопротивление стали по пределу текучести, γ_c – коэффициент условий работы.

Для прочих сжатых элементов решётки $[\lambda] = 210 - 60\alpha$.

Наименьший профиль, рекомендуемый для применения в фермах, – уголок 50х5. Пояса ферм пролётом 24 м принимать постоянного сечения. Стропильные фермы разбивают на отпавочные марки длиной 12...15 м. При этом в пределах одной отпавочной марки сечения поясов не меняются.

Подбор сечений следует начинать со сжатых поясов для стержней с наибольшими усилиями. После этого подбирают элементы нижнего пояса и решетки. Алгоритмы подбора стержней, работающих на осевые силы, приведены ниже. Сортамент профилей приведён в [1, 4, 5], сортамент тавров – в ПРИЛОЖЕНИИ 3. При малой величине усилия сжатого стержня его сечение подбирают по предельной гибкости, для чего вычисляют требуемые радиусы инерции $i_{x,тр} = l_{ef,x}/[\lambda]$ и $i_{y,тр} = l_{ef,y}/[\lambda]$ и далее по сортаменту принимают сечение так, чтобы $i_x \geq i_{x,тр}$ и $i_y \geq i_{y,тр}$. Под малой величиной усилия следует понимать усилие меньше предельного для сечения, скомпонованного из уголков наименьшего размера (50х5). Сечения растянутых стержней с усилиями, меньшими несущей способности двух уголков минимального размера, равной $A_{\min} R_y$, принимают конструктивно, если они удовлетворяют предельной гибкости на растяжение.

Толщину фасонки следует выбирать в зависимости от действующих усилий по табл. 5.2. Подбирать сечения стержней фермы удобно в табличной форме без промежуточных вычислений (табл. 5.3). Такая таблица позволяет выполнить расчет в наиболее компактной форме и в то же время служит контролем учета всех факторов расчета.

Рекомендуемые толщины фасонков

Таблица 5.2

Максимальное усилие в стержнях решетки, 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

Определив необходимые сечения всех стержней фермы, нужно проследить, чтобы стержней различных калибров было не слишком много. Если в фермах пролетом 24 м их окажется больше пяти – шести, а в фермах пролетов 30, 36 м больше семи – девяти, то близкие сечения унифицируются, т.е. принимаются по большему сечению.

Алгоритм подбора сечений сжатых стержней фермы:

1. Выбор типа сечения стержня и марки стали.
2. Определение расчетных длин стержня в плоскости $l_{ef, x}$ и из плоскости фермы $l_{ef, y}$ (см. выше).
3. Вычисление требуемой площади сечения стержня $A_{тр} = N/(\varphi R_y \gamma_c)$, где коэффициент продольного изгиба φ принимается по гибкости $\lambda = 80 \dots 100$ для поясов и опорных раскосов, а $\lambda = 100 \dots 130$ – для остальных сжатых стержней решетки по [6, табл. Д.1]; R_y – определяется по [6, табл. В.5], γ_c – коэффициент условий работы элемента по [6, табл. 1], все эти величины можно найти в приложениях [1, 4, 5]. Условная гибкость для определения φ вычисляется по формуле:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \text{ где } E = 206000 \text{ МПа – модуль упругости стали.}$$

4. Выбор сечения стержня по сортаменту.
5. Определение геометрических характеристик выбранного стержня: A, i_x, i_y .
6. Определение гибкостей: $\lambda_x = l_{ef, x}/i_x, \lambda_y = l_{ef, y}/i_y$.
7. Проверка гибкостей стержня в плоскости и из плоскости фермы:
 $\lambda_x \leq [\lambda], \lambda_y \leq [\lambda]$.
8. Проверка устойчивости стержня: $N/(\varphi_{min} A R_y \gamma_c) \leq 1$, где φ_{min} – коэффициент, соответствующий максимальной гибкости (большей из λ_x и λ_y), он и γ_c определяются как сказано в п.3 алгоритма. R_y уточняется в зависимости от толщины полок и стенок стержня.

Обратим внимание на то, что $\gamma_c = 0,8$ при проверке устойчивости сжатых стержней решетки ферм (кроме опорных) из парных уголков, составленных тавром, при гибкости $\lambda \geq 60$. В остальных случаях $\gamma_c = 1$.

Алгоритм подбора сечений растянутых стержней фермы:

1. Выбор типа сечения стержня и марки стали.
2. Определение расчетных длин стержня в плоскости $l_{ef, x}$ и из плоскости фермы $l_{ef, y}$ (см. выше).
3. Вычисление требуемой площади сечения стержня $A_{тр} = N/(R_y \gamma_c)$, где $\gamma_c = 1$.
4. Выбор сечения стержня по сортаменту.
5. Определение геометрических характеристик выбранного стержня:
 A, i_x, i_y .
6. Определение гибкостей: $\lambda_x = l_{ef, x}/i_x, \lambda_y = l_{ef, y}/i_y$.
7. Проверка гибкостей стержня в плоскости и из плоскости фермы:
 $\lambda_x \leq [\lambda], \lambda_y \leq [\lambda]$.

8. Проверка прочности стержня: $N/(A_n R_y \gamma_c) \leq$, где A_n – площадь сечения стержня с учётом ослаблений отверстиями (у сварных ферм ослаблений нет).

Подберём стержни в ферме по примеру расчёта. Сталь С245 по ГОСТ 27772-88*. Расчетное сопротивление стали по пределу текучести при толщинах проката до 20 мм - $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Фасонки фермы примем из стали С255 по ГОСТ 27772-88*. Толщины фасонки верхнего пояса назначаем 12 мм, а нижнего – 14 мм (в соответствии с усилиями в раскосах и с учётом толщин стенок тавров, к которым привариваются фасонки). Поэтому радиусы инерции сечений из парных уголков будем определять исходя из зазора между уголками 12 мм.

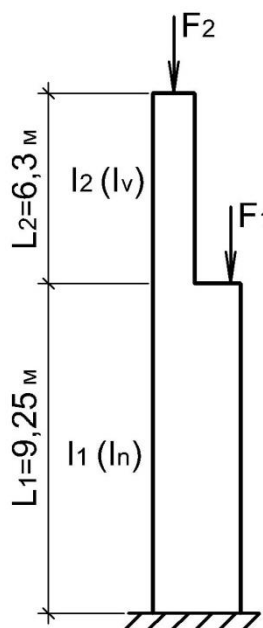
Таблица 5.3.
Таблица подбора сечений стержней стропильной фермы

Место	Эле- мент	Уси- лие, кН	Сечение	Площ. А, см ²	Расчётная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость		Пред. гибк.	Усл. гибк.	$\varphi_{\min}$	γ_c	$R_y,$ кН/см ²	$\frac{N}{AR_y\gamma_c}$	$\frac{N}{\varphi_{\min} AR_y\gamma_c}$ (α)
					l_{efx}	l_{efy}	i_x	i_y	λ_x	λ_y	$[\lambda]$	$\bar{\lambda}_{\max}$					
Верхний пояс	5, 6	-1146	30ШТ2*	112,08	300	600	8,53	7,08	35,2	84,7	140,4	2,89	0,582	1	24		0,73
	7	-1527	30ШТ2	112,08	300	600	8,53	7,08	35,2	84,7	127,8	2,89	0,582	1	24		0,98
Нижний пояс	1	668,2	20ШТ2*	70,37	600	600	7,16	5,15	83,8	116,5	400	нет	нет	1	24	0,40	
	2	1431,9	20ШТ2	70,37	600	1200	7,16	5,15	83,8	233	400	нет	нет	1	24	0,85	
Раскосы	21	-828,7	2L140x9	49,44	186	372	4,34	6,17	42,9	60,3	127,8	2,06	0,733	1	24		0,95
	11	591,9	2L100x7	27,5	298	372	3,08	4,52	96,7	82,3	400	нет	нет	1	24	0,90	
	13	-355,1	2L110x8	34,4	298	372	3,39	4,95	87,8	75,2	160,8	3,00	0,562	0,8	24		0,96
	14	118,4	2L70x5*	13,72	298	372	2,16	3,30	138	112,7	400	нет	нет	1	24	0,36	
Стойки	12, 15	-140	2L70x5	13,72	176	220	2,16	3,30	81,5	66,7	154,2	2,78	0,602	0,8	24		0,71

* - сечения, принятые по унификации или конструктивно.

6. РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОННЫ

6.1. Определение расчетных длин частей колонны в плоскости рамы



Исходные данные принимаем из раздела 4.

Усилие в верхней части колонны (рис. 7):

$$N = F_2 = -578,64 \text{ кН.}$$

Усилие в нижней части колонны:

$$N = F_1 + F_2 = -2200,67 \text{ кН.}$$

Отношение моментов инерций сечений верхней и нижней частей колонны $I_2/I_1 = I_v/I_n = 1/9,99$. $L_1 = H_n$, $L_2 = H_v$. Расчетные длины определяем по приложению И [6].

$$n = \frac{I_2 \cdot L_1}{I_1 \cdot L_2} = \frac{9,25}{9,99 \cdot 6,3} = 0,15; \quad \alpha_1 = \frac{L_2}{L_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \cdot \beta}};$$

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{-2200,67}{-578,64} = 3,8; \quad \alpha_1 = \frac{6,3}{9,25} \cdot \sqrt{\frac{9,99}{3,8}} = 1,1.$$

При $n=0,15$ и $\alpha_1=1,1$ получим $\mu_1=2,8$.

Для верхней части колонны $\mu_2=\mu_1/\alpha_1$, но не более, чем 3;

$\mu_2=2,8/0,9=3,1$. Принимаем $\mu_2=3$.

Рис. 7. Схема колонны

6.2. Подбор сечения надкрановой части колонны

Компоновочная часть.

Исходные данные принимаем из п. 4,4. Для колонны выбираем согласно [6, прил. В] сталь марки С245 по ГОСТ 27772-88*, $R_y=240$ МПа. Коэффициент условий работы $\gamma_c=1,05$ ([6, табл.1]).

Поперечное сечение верхней части колонны принимаем в виде сварного двутавра $h=550$ мм с двумя осями симметрии (рис. 8).

Расчетное сочетание усилий:

$N = -578,64$ кН, $M = -228,92$ кН·м, $Q = 52,03$ кН. Расчетные длины верхней части колонны: $L_{ef,x} = \mu_2 \cdot L_2 = 3 \times 6,3 = 18,9$ м, $L_{ef,y} = (L_2 - h_b) = (6,3 - 1,6) = 4,7$ м, где $h_b = 1,6$ м – высота подкрановой балки на опоре.

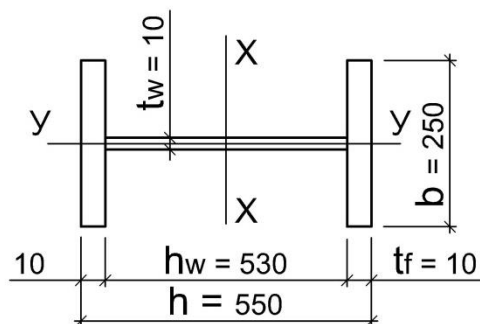


Рис. 8. Сечение верхней части колонны

Определим требуемую площадь поперечного сечения по формуле: $A_{mp} = \frac{N}{\phi_e R_y \gamma_c}$,

где ϕ_e - коэффициент устойчивости внецентренно сжатого стержня. Для этого вычислим эксцентриситет $e_x = \frac{M}{N} = \frac{228,92}{578,64} = 0,40 \text{ м} = 40 \text{ см}$. Определим приближенные значения:

радиуса инерции $i_x = \alpha \cdot h = 0,41 \cdot 55 = 22,6 \text{ см}$; гибкости $\lambda_x = \frac{L_{ef,x}}{i_x} = \frac{1890}{22,6} = 84$;

условной гибкости $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 84 \sqrt{\frac{240}{205000}} = 2,9$; относительного эксцентриситета

$m = e \cdot \frac{1}{\rho} = 40/18,2 = 2,2$, где ядровое расстояние $\rho = \beta \cdot h = 0,33 \cdot 55 = 18,2 \text{ см}$; приведенного относительный эксцентриситета $m_{ef} = m \cdot \eta = 2,2 \cdot 1,46 = 3,21$, где, принимая по табл. Д.2 [6], $A_f/A_w \geq 1$, определим коэффициент влияния формы сечения $\eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda}_x = 1,46$. При $m_{ef} = 3,21$ и $\bar{\lambda}_x = 2,9$ найдем по табл. Д.3 [6] коэффициент $\varphi_e = 0,267$. Таким образом, $A_{mp} = \frac{578,64}{0,267 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,0090 \text{ м}^2 = 90 \text{ см}^2$.

Назначаем ширину пояса с учетом требований жесткости для верхней части колонны $b \approx (\frac{1}{20} \div \frac{1}{30})L_{ef,y}$ и местной устойчивости свесов поясного листа

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \approx \frac{0,5b}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x \quad \text{согласно п. 9.4.7 [6].}$$

Толщину листов для сварных составных сечений внецентренно сжатых колонн принимают, как правило, не менее 8 мм.

Выбираем поясные листы $b=250 \text{ мм}$, $t_f=10 \text{ мм}$.

$$\bar{\lambda}_f \approx \frac{12,5}{1} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 0,43 \leq 0,36 + 0,1 \cdot 2,9 - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot 2,9)2,2 = 0,57 \quad \text{— требование местной устойчивости свесов поясного листа выполнены.}$$

Определяем необходимую толщину стенки t_w .

Толщина t_w из условия требуемой площади сечения:

$$t_w = \frac{A_w}{h_w} = \frac{A_{mp} - 2t_f b}{h_w} = \frac{90 - 25 \cdot 1 \cdot 2}{53} = 0,75 \text{ см}, \text{ где } h_w = h - 2t_f = 55 - 2 \cdot 1 = 53 \text{ см.}$$

Толщина стенки из условия обеспечения местной устойчивости:

Согласно п.9.4.2 [6] местная устойчивость стенки будет обеспечена, если

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw}, \text{ где } \bar{\lambda}_{uw} \text{ — наибольшая условная гибкость стенки. Для условной гибкости } \bar{\lambda}_x = 2,9 > 2 \text{ получим } \bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x = 2,22 \text{ (табл. 22 [6])}. \text{ Тогда толщина стенки из условия обеспечения местной устойчивости } t_w \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 0,82 \text{ см.}$$

Выбираем стенку толщиной $t_w=10 \text{ мм}$.

Для подобранного сечения (рис.8) определяем геометрические характеристики:

$$A = 25 \cdot 1 \cdot 2 + 53 \cdot 1 = 103 \text{ см}^2; A_f = 25 \text{ см}^2; A_w = 53 \text{ см}^2; I_x = \frac{1 \cdot 53^3}{12} + 2 \cdot 25 \cdot \left(\frac{53+1}{2} \right)^2 = 48856 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{1 \cdot 25^3}{12} \cdot 2 = 2604 \text{ см}^4; i_x = \sqrt{\frac{48856}{103}} = 21,8 \text{ см}; i_y = \sqrt{\frac{2604}{103}} = 5 \text{ см}; W_x = \frac{48856}{(55/2)} = 1776 \text{ см}^3;$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = 17,2 \text{ см}.$$

Уточняем значения гибкостей стержня верхней части колонны:

$$\lambda_x = \frac{L_{ef,x}}{i_x} = \frac{1890}{21,8} = 87 < [\lambda]; \quad \lambda_y = \frac{L_{ef,y}}{i_y} = \frac{470}{5} = 94 < [\lambda]; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 87 \sqrt{\frac{240}{205000}} = 3;$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 94 \sqrt{\frac{240}{205000}} = 3,2.$$

Проверочная часть.

Расчетное сопротивление стали зависит от толщины проката, поэтому при переходе к проверочной части расчетов его необходимо уточнить согласно прил. В [6] с учетом выбранных толщин при компоновке сечения. В нашем случае наибольшая толщина проката составляет 10мм. Величина расчетного сопротивления стали С245 по ГОСТ 27772-88* будет иметь значение $R_y=240$ МПа.

Проверка местной устойчивости элементов сечения колонны

Подобранное сечение имеет значения условной гибкости $\bar{\lambda}_x$ и относительного эксцентриситета m_x , которые, в общем случае, не совпадают с первоначально принятыми величинами на стадии компоновки. Поэтому необходимо убедиться, что местная устойчивость поясов и стенки для подобранного сечения колонны обеспечена.

$$\text{Для колонны находим } m_x = e_x \cdot \frac{1}{\rho_x} = \frac{40}{17,2} = 2,3, \quad \bar{\lambda}_x = 3.$$

Проверка местной устойчивости поясов колонны

Проверку выполняем по п. 9.4.7 [6], используя при $m_x=2,3$ и $\bar{\lambda}_x=3$ формулу (132) из табл.23 [6] $\bar{\lambda}_{uf} = (\bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x)$, где согласно п. 7.3.8 и табл.10 [6] $\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x$. Требование местной устойчивости поясов будет иметь вид:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \approx \frac{0,5b}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x,$$

$$\bar{\lambda}_f \approx \frac{12,5}{1} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 0,43 \leq 0,36 + 0,1 \cdot 3 - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot 3)2,3 = 0,58 \text{ - местная устой-}$$

чивость поясов колонны обеспечена.

Проверка местной устойчивости стенки колонны

Проверку проводим согласно п.9.4.2 [6]. Местная устойчивость стенки будет обеспечена, если $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw}$. При $\bar{\lambda}_x=3 > 2$ и $m_x=2,3$ имеем предельную условную гибкость $\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x = 2,25$ (формула (126) табл. 22 [6]). Получим,

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{53}{1} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 1,81 < \bar{\lambda}_{uw} = 2,25 \text{ - местная устойчивость стенки обеспечена.}$$

Проверка общей устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента

Проверку устойчивости относительно оси «Х» выполняем согласно п.9.2.2 [6]. Для значений $\bar{\lambda}_x = 3$ и $m_x=2,3$ по табл. Д.2 [6] определяем η , принимая

$$A_f / A_w = \frac{25}{53} = 0,47 \approx 0,5: \quad \eta = (1,75 - 0,1m_x) - 0,02(5 - m_x)\bar{\lambda}_x = 1,36.$$

Получим $m_{ef} = m_x \cdot \eta = 2,3 \cdot 1,36 = 3,1$. По табл. Д.3 [6] определяем φ_e при $m_{ef}=3,1$ и $\bar{\lambda}_x = 3$: $\varphi_e = 0,255$.

$$\text{Находим: } \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{578,64 \cdot 10}{0,255 \cdot 103 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,87 < 1.$$

Устойчивость в плоскости действия момента обеспечена. Недонапряжение 13%.

Проверка общей устойчивости стержня из плоскости действия момента

Проверку устойчивости относительно оси «Y» проводим по п.9.2.4 [6]:

Для $\bar{\lambda}_y = 3,2$ $\varphi_y = 0,602$, (табл. Д.1 [6]). По табл. 21 [6] при $\bar{\lambda}_y = 3 > 3,14$

$$\text{находим } \beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,62}{0,602}} = 1,01, \text{ где } \varphi_c = 0,62 \text{ для } \bar{\lambda}_y = 3,14,$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05m = 0,65 + 0,05 \cdot 2,2 = 0,76.$$

$$\text{Коэффициент } c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m} = \frac{1,01}{1 + 0,76 \cdot 2,2} = 0,378.$$

$$\text{Получим: } \frac{N}{c \varphi_y \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{578,64 \cdot 10}{0,378 \cdot 0,602 \cdot 103 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,98 \leq 1.$$

Устойчивость из плоскости действия момента обеспечена. Недонапряжение 2%.

Недонапряжение хотя бы при одной из проверок общей устойчивости колонны (в плоскости рамы или из плоскости) должно быть не более 5÷10%. При этом недонапряжение при другой из указанных проверок не должно превышать 15 - 20%. Если данное условие не соблюдается, или не обеспечена устойчивость колонны, то необходима корректировка размеров сечения.

6.3. Подбор сечения подкрановой части сквозной колонны

Компоновочная часть

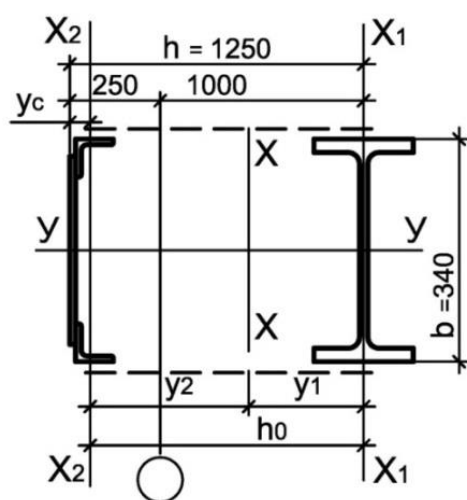


Рис. 9. Сечение сквозной колонны

Исходные данные принимаем из п. 4.4 и 6.1. Материал по прил. В [6]: сталь марки С245 по ГОСТ 27772-88*, $R_y=240$ МПа, $\gamma_c=1,05$ (табл.1 [6]).

Для нижней части колонны с размером $h=1250\text{мм} > 1000\text{мм}$ принимаем сквозное сечение, показанное на рис.9.

Расчетное сочетание усилий при догрузке подкрановой ветви:

$N_1 = -2200,67$ кН, $M_1 = 1187,87$ кН·м, $Q_1 = -83,13$ кН;

при догрузке шатровой ветви:

$N_2 = -1889,63$ кН, $M_2 = -590,26$ кН·м, $Q_2 = 113,92$ кН.

Расчетные длины подкрановой части колонны:

$$L_{ef,x} = L_1 \cdot \mu_1 = 2,8 \times 9,25 = 25,9 \text{ м}; \quad L_{ef,y} = 9,25 \text{ м}.$$

Приняв, что центр тяжести сечения находится примерно на расстоянии $y_1 \approx 0,4h = 50\text{см}$ от оси подкрановой ветви, а расстояние между осями ветвей $h_0 = y_1 + y_2 \approx h = 1250\text{мм}$, определим ориентировочные значения расчетных сжимающих усилий в ветвях колонны. Указанное усилие в подкрановой ветви $N_{пв} = N_1 \cdot y_2 / h_0 + M_1 / h_0 = 2200,67 \cdot 0,6 + 1187,87 / 1,25 = 2270\text{ кН}$, а в шатровой ветви $N_{шв} = N_2 \cdot y_1 / h_0 + M_2 / h_0 = 1889,63 \cdot 0,4 + 590,26 / 1,25 = 1228\text{ кН}$.

Находим ориентировочно требуемую площадь центрально сжатых ветвей колонны расчетными усилиями по формуле $A_{тр} = N / (\varphi R_y \gamma_c)$.

Для подкрановой ветви ($\varphi = 0,8 - 0,85$): $A_{тр.пв} = 2270 \cdot 10 / (0,85 \cdot 240) = 111\text{ см}^2$.

Для шатровой ветви ($\varphi = 0,75 - 0,8$): $A_{тр.шв} = 1228 \cdot 10 / (0,75 \cdot 240) = 68\text{ см}^2$.

Назначаем сечение подкрановой ветви с учетом требований жесткости стержня колонны $b \approx (\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}) L_{ef,y}$. Принимаем двутавр 35Ш2 по СТО АСЧМ 20-93 ($b = 340\text{ мм}$,

$A_1 = 101,51\text{ см}^2$, $I_{x1} = 3650,5\text{ см}^4$, $I_y = 21678\text{ см}^4$, $i_{x1} = 6\text{ см}$, $i_{y1} = 14,61\text{ см}$).

Шатровую ветвь назначаем из листа -8×280 и двух уголков $L125 \times 10$ ($A_L = 24,33\text{ см}^2$ – площадь сечения уголка, $I_{xL} = 359,82\text{ см}^4$ – момент инерции уголка относительно оси, параллельной полке и проходящей через его центр тяжести, $y_{0L} = 3,45\text{ см}$ – расстояние от обушка до центра тяжести уголка).

Геометрические характеристики шатровой ветви относительно осей, показанных на рис.9: площадь сечения ветви $A_2 = 24,33 \cdot 2 + 28 \cdot 0,8 = 71,06\text{ см}^2$; центр тяжести ветви:

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{24,33 \cdot (0,8 + 3,45) \cdot 2 + 28 \cdot 0,8 \cdot 0,4}{71,06} = 3,04\text{ см};$$

моменты инерции:

$$I_{x2} = 28 \cdot 0,8 \cdot (3,04 - 0,4)^2 + 359,82 \cdot 2 + 24,33 \cdot (3,45 + 0,8 - 3,04)^2 \cdot 2 = 947\text{ см}^4,$$

$$I_y = 0,8 \cdot 28^3 / 12 + 359,82 \cdot 2 + 24,33 \cdot (34/2 - 3,45)^2 \cdot 2 = 11117\text{ см}^4;$$

радиусы инерции:

$$i_{x2} = \sqrt{\frac{947}{71,06}} = 3,65\text{ см}, \quad i_{y2} = \sqrt{\frac{11117}{71,06}} = 12,5\text{ см}.$$

Уточняем расстояние между осями ветвей колонны, положение центра тяжести всего сечения и усилия в ветвях. Расстояние между осями ветвей колонны $h_0 = h - y_c = 125 - 3,04 = 121,96\text{ см}$. Положение центра тяжести сечения колонны $y_1 = A_2 \cdot h_0 / (A_2 + A_1) = 71,06 \cdot 121,96 / (71,06 + 101,51) = 50,22\text{ см}$, $y_2 = 121,96 - 50,22 = 71,74\text{ см}$.

Усилие в подкрановой ветви:

$$N_{пв} = N_1 \cdot y_2 / h_0 + M_1 / h_0 = 2200,67 \cdot 0,7174 / 1,2196 + 1187,87 / 1,2196 = 2268\text{ кН}.$$

Усилие в шатровой ветви:

$$N_{шв} = N_2 \cdot y_1 / h_0 + M_2 / h_0 = 1889,63 \cdot 0,5022 / 1,2196 + 658,16 / 1,2196 = 1318\text{ кН}.$$

Геометрические характеристики всего сечения нижней части колонны:

$$A = 71,06 + 101,51 = 172,57\text{ см}^2, \quad I_x = I_{x1} + A_1 \cdot y_1^2 + I_{x2} + A_2 \cdot y_2^2 = 3650,5 + 101,51 \cdot 50,22^2 + 947 + 71,06 \cdot 71,74^2 = 626330\text{ см}^4, \quad i_x = \sqrt{\frac{626330}{172,57}} = 60,24\text{ см}.$$

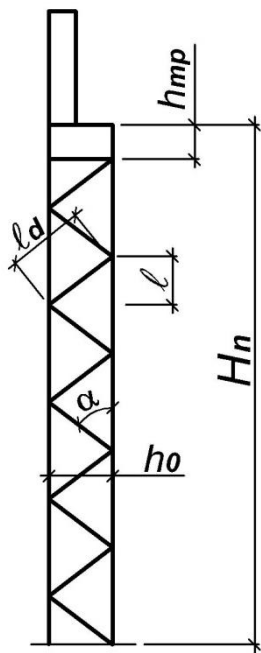


Рис. 10. Схема решетки колонны

Ветви колонны по боковым граням соединяем между собой треугольной решеткой из одиночных уголков (рис.10). Шаг узлов решетки будем выбирать так, чтобы в соответствии с п.7.2.4 [6] условная гибкость отдельных ветвей ($\bar{\lambda}_{x1}$ или $\bar{\lambda}_{x2}$) между узлами была не более 2,7.

Определим шаг узлов решетки. Высота траверсы колонны $h_{тр}$ в месте сопряжения ее надкрановой и подкрановой частей обычно имеет размер от 0,5 до 0,8 h_0 . Примем $h_{тр} = 0,65$ м. Длина сквозной части колонны составит $H_n - h_{тр} = 9,25 - 0,65 = 8,6$ м. Разобьем сквозную часть колонны по высоте на равные шаги ℓ между узлами решетки так, чтобы получался рациональный угол между осями элементов решетки и поясов ($45 \pm 10^\circ$). Выбираем $\ell = 0,86$ м.

Приняв конструкцию решетки, состоящую только из диагональных элементов, получим, что расчетные длины шатровой $l_{ef,x2}$ и подкрановой $l_{ef,x1}$ ветвей будут равны $l_{ef,x2} = l_{ef,x1} = 2\ell = 1,72$ м.

$$\text{Для подкрановой ветви: } \bar{\lambda}_{x1} = \frac{l_{ef,x1}}{i_{x1}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{172}{6} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 1.$$

$$\text{Для шатровой ветви: } \bar{\lambda}_{x2} = \frac{l_{ef,x2}}{i_{x2}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{172}{3,65} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 1,6.$$

Теоретическая гибкость сквозной колонны относительно свободной оси «X» (без учета деформативности решетки) $\lambda_x = \frac{L_{ef,x}}{i_x} = \frac{2590}{60,24} = 43$.

Проверка устойчивости ветвей колонны

Проверку ветвей производим как центрально сжатых стержней по формуле $N/\varphi \cdot A \cdot R_y \gamma_c \leq 1$.

Подкрановая ветвь:

Выполняем проверку относительно оси «X₁»: $\bar{\lambda}_{x1} = 1$, $\varphi_{x1} = 0,948$, (табл. Д.1 [6]);

$$\frac{N_{пс}}{\varphi_{x1} \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{2268 \cdot 10}{0,948 \cdot 101,51 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,94 \leq 1.$$

Устойчивость относительно оси «X₁» обеспечена. Недонапряжение 6%.

Выполняем проверку относительно оси «Y»:

$$L_{ef,y} = 9,25 \text{ м, } \bar{\lambda}_{y1} = \frac{L_{ef,y}}{i_{y1}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{925}{14,61} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 2,2, \varphi_y = 0,794 \text{ (табл. Д.1 [6])},$$

$$\frac{N_{пс}}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{2268 \cdot 10}{0,794 \cdot 101,51 \cdot 240 \cdot 1,05} = 1,12 > 1.$$

Общая устойчивость относительно оси «Y» (из плоскости поперечной рамы каркаса здания) не обеспечена.

С целью обеспечения общей устойчивости колонны из плоскости поперечной рамы есть следующие варианты дальнейших действий: первый – изменить размеры сечения ветви колонны; второй – не меняя размеров сечения, уменьшить расчетную

длину и, следовательно, гибкость ветви колонны из плоскости рамы, установив распорки по колоннам.

Принимаем вариант, связанный с уменьшением гибкости путем установки распорок. Распорки ставим вдоль здания между колоннами на уровне середины длины их нижних частей. Вертикальные связи по колоннам должны иметь узловые соединения с распорками. В этом случае: $L_{ef,y} = 9,25/2 = 4,625$ м, $\bar{\lambda}_{y1} = 2,2/2 = 1,1$, $\varphi_y = 0,937$ (табл. Д.1 [6]).

$$\frac{N_{нб}}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{2268 \cdot 10}{0,937 \cdot 101,51 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,95 < 1.$$

Устойчивость относительно оси «У» обеспечена. Недонапряжение 5%.

Шатровая ветвь:

Выполняем проверку относительно оси «X₂»:

$\bar{\lambda}_{x2} = 1,6$; $\varphi_{x2} = 0,811$ (табл. Д.1 [6]).

$$\frac{N_{нб}}{\varphi_{x2} \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{1318 \cdot 10}{0,811 \cdot 71,06 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,91 \leq 1.$$

Устойчивость относительно оси «X₂» обеспечена. Недонапряжение 9%.

Проверяем устойчивость относительно оси «У» с учетом распорок между колоннами:

$$L_{ef,y} = 4,625 \text{ м}, \quad \bar{\lambda}_{y2} = \frac{L_{ef,y}}{i_{y2}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{462,5}{12,5} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 1,3, \quad \varphi_y = 0,86 \text{ (табл. Д.1 [6])},$$

$$\frac{N_{нб}}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{1318 \cdot 10}{0,86 \cdot 71,06 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,86 < 1.$$

Устойчивость относительно оси «У» обеспечена. Недонапряжение 14%.

Подбор сечения стержней решетки

Раскосы подбираем по наибольшей поперечной силе – фактической, выбираемой из расчетных сочетаний усилий, или условной Q_{fic} , определяемой по формуле (18) [6]: $Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi_x$, где $N = N_1 = -2200,67$ кН – максимальная сжимающая сила (из расчетного сочетания усилий, догружающих подкрановую ветвь), $\varphi_x = 0,881$ – по табл. Д.1 [6] для гибкости всего сечения нижней части колонны при

$$\bar{\lambda}_{ef} = 47 \sqrt{\frac{240}{205000}} = 1,6 \text{ (на стадии компоновки используем приближенную формулу [1])}$$

$\lambda_{ef} \approx 1,1 \lambda_x = 1,1 \cdot 43 = 47$). Получим:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - 205000/240) \cdot 2200,67 / 0,881 = 26,4 \text{ кН.}$$

Проводим сравнение: $Q_{fic} = 26,4 \text{ кН} < Q_2 = 113,92 \text{ кН}$.

Принимаем для расчетов решетки $Q_{max} = Q_2 = 113,92 \text{ кН}$.

Длина раскоса $l_d = \sqrt{\ell^2 + h_0^2} = \sqrt{0,86^2 + 1,2196^2} = 1,49 \text{ м}$ (см. рис. 10).

Усилие в раскосе решетки, расположенной в одной плоскости:

$$N_d = Q / 2 \sin \alpha = 113,92 / 2 \cdot 0,819 = 70 \text{ кН, где } \sin \alpha = 1,2196 / 1,49 = 0,819.$$

Приняв ориентировочно $\varphi = 0,7$, находим требуемую площадь раскоса:

$$A_{тр} = N_d / \varphi R_y \gamma_c = 70 \cdot 10 / 0,7 \cdot 240 \cdot 0,75 = 5,6 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,75$ для одиночного уголка (табл.1 [6]).

Принимаем раскосы из одиночного уголка L75x6 ($A_L = 8,78 \text{ см}^2 = A_d$, $i_{min} = 1,48 \text{ см}$).

Проверка общей устойчивости раскоса как центрально сжатого стержня:

$$\text{для гибкости } \bar{\lambda}_d = \frac{\ell_d}{i_{\min}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{149}{1,48} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 3,44, \varphi = 0,489 \text{ (табл. Д.1 [6])},$$

$$\frac{N_d}{\varphi_y \cdot A_d \cdot R_y \gamma_c} = \frac{70 \cdot 10}{0,489 \cdot 8,78 \cdot 240 \cdot 0,75} = 0,91 < 1.$$

Устойчивость раскоса обеспечена. Недонапряжение 9%.

Проверка устойчивости относительно свободной оси «Х» нижней части колонны как единого внецентренно сжатого стержня

$$\text{Гибкость } \lambda_x = \frac{L_{ef,x}}{i_x} = \frac{2590}{60,24} = 43. \text{ Приведенную гибкость колонны как единого}$$

стержня с учетом деформативности решетки определим относительно свободной «Х» по формуле (15) [6]:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{43^2 + 25,9 \frac{172,57}{17,56}} = 46,$$

$$\text{где } \alpha_1 = 10 \frac{l_d^3}{h_0^2 l} = 10 \frac{1,49^3}{1,2196^2 \cdot 0,86} = 25,9, A_{d1} = 2A_d = 2 \cdot 8,78 = 17,56 \text{ см}^2,$$

$A = 172,57 \text{ см}^2$ – площадь сечения всей колонны.

Устойчивость колонны относительно оси «Х» проверяем по п.9.3.2 [6].

$$\text{Условная приведенная гибкость } \bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 46 \sqrt{\frac{240}{205000}} = 1,6.$$

Для сочетания, догружающего подкрановую ветвь:

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{1187,87}{2200,67} = 0,54 \text{ м} = 54 \text{ см}; m_1 = e_1 \cdot \frac{A \cdot a_1}{I_x} = 54 \cdot \frac{172,57 \cdot 50,22}{626330} = 0,75;$$

где $a_1 = y_1$ – расстояние от центра тяжести сечения всей колонны до центра тяжести наиболее сжатой (в данном случае – подкрановой) ветви.

По табл. Д.4 [6] при $\bar{\lambda}_{ef} = 1,6$ и $m_1 = 0,75$ определяем $\varphi_e = 0,509$ и находим:

$$\frac{N_1}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{2200,67 \cdot 10}{0,509 \cdot 172,57 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,99 < 1.$$

Устойчивость обеспечена. Недонапряжение 1%.

Для сочетания, догружающего шатровую ветвь:

$$e_2 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{590,26}{1889,63} = 0,31 \text{ м} = 31 \text{ см}; m_2 = e_2 \cdot \frac{A \cdot a_2}{I_x} = 31 \cdot \frac{172,57 \cdot 71,74}{626330} = 0,61,$$

где $a_2 = y_2$ – расстояние от центра тяжести сечения всей колонны до центра тяжести шатровой ветви.

По табл. Д.4 [6] при $\bar{\lambda}_{ef} = 1,6$ и $m_2 = 0,61$ определяем $\varphi_e = 0,55$ и находим:

$$\frac{N_2}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{1889,63 \cdot 10}{0,55 \cdot 172,57 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,79 < 1.$$

Устойчивость обеспечена. Недонапряжение 21%.

6.4 Расчёт и конструирование базы сквозной колонны

Каждая ветвь сквозной колонны имеет свою базу, состоящую из опорной плиты, траверс и анкерных болтов (рис.11). Расчет и конструирование опоры под каждую ветвь, за исключением выбора анкерных болтов, выполняется так же, как и для баз центрально сжатых колонн (см., например, [1,4,5]) и в соответствии с п. 8.6 [6]. Размеры базы подкрановой ветви B_1 , L_1 , $t_{пл.1}$ и катеты сварных швов k_{f1} определяем по усилию $N_{пв} = 2268$ кН, а размеры базы шатровой ветви B_2 , L_2 , $t_{пл.2}$ и катеты сварных швов k_{f2} - по усилию $N_{шв} = 1318$ кН (размеры баз и катеты k_{f1} и k_{f2} , прикрепляющие траверсы к колонне, показаны на рис. 11). С целью унификации высоту траверс $h_{тр}$ и их толщину $t_{тр}$ (рис. 11) назначим одинаковыми для подкрановой и шатровой ветвей и равными наибольшим значениям, полученным при расчетах баз этих ветвей. Болты и траверсы для каждой ветви размещаем симметрично относительно главных осей ветвей X_1 и X_2 . При этом болты устанавливаем так, чтобы зазор в свету между болтом и элементами конструкций колонны был не менее 30мм (рис. 11).

Ниже в качестве примера дан расчет базы подкрановой ветви.

Расчет базы подкрановой ветви

Материал фундамента – бетон класса В15 $R_b=0,85$ кН/см².

Сопротивление смятию бетона $R_{b,loc}$ под подошвой фундамента принимается в зависимости от соотношения площади опорной плиты A_p и площади верхнего обреза фундамента A_f в соответствии с правилами расчета железобетонных конструкций:

$$R_{b,loc}=\alpha\varphi_b R_b, \text{ где } \varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_p}}, \alpha - \text{коэффициент, принимаем равным 1.}$$

Зададим коэффициент φ_b равным 1,3 (при реальном проектировании коэффициент φ_b , как правило, имеет значение в пределах 1,1 – 1,4). Тогда $R_{b,loc} = R_b \cdot \varphi_b = 0,85 \cdot 1,3 = 1,105$ кН/см².

Определение размеров в плане и толщины опорной плиты базы по крановой ветви

База подкрановой ветви колонны показана на рисунке 11.

Ширина плиты $B_1 = b_f + 2(t_{тр} + c) = 250 + 2(14 + 86) = 450$ мм, где $t_{тр}=14$ мм толщина траверсы (принимается обычно в пределах 8 – 14 мм), $c = 86$ мм – свесы плиты (задаются, как правило, в пределах 50-120 мм), $b_f=250$ мм ширина полки двутавра.

Минимальную длину L_1 находим по условию прочности бетона под плитой:

$$L_1 = \frac{N_{пв}}{B_1 R_{b,loc}} = \frac{2268}{45 \cdot 1,105} = 45,5 \text{ см.}$$



31

Окончательно принимаем $B_1=45$ см, $L_1=50$ см.

Толщину опорной плиты $t_{пл}$ назначим в результате расчета ее прочности на изгиб, но не менее 20 мм. Максимальная толщина опорных плит принимается, как правило, не более $60 \div 80$ мм.

Напряжения в бетоне фундамента под плитой:

$$\sigma_{\phi} = N_{пв}/B_1 L_1 = -2268/45 \cdot 50 = -1,01 \text{ кН/см}^2.$$

Расчетные участки плиты для определения изгибающих моментов в ней показаны на рис. 11.

Изгибающий момент на участке №1, опертом на четыре канта:

$$M_{пл,1} = \alpha_1 \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 1,01 \cdot 12^2 = 18,2 \text{ кН (кН·см/см)}, \text{ где } \alpha_1 = 0,125 \text{ по табл. Е.2 [6],}$$

$a = 12$ см – наименьшая сторона участка плиты.

$$\text{Для участка №2: } M_{пл,2} = 0,5 \sigma_{\phi} c^2 = 0,5 \cdot 1,01 \cdot 8,6^2 = 37,3 \text{ кН.}$$

$$\text{Для участка №3: Длина стороны, перпендикулярной к свободной, } a_1 = 8 \text{ см.}$$

Длина свободного края участка плиты $d_1 = b_f = 25$ см. Отношение $a_1/d_1 = 0,32 < 0,5$, поэтому изгибающий момент находим как для консоли:

$$M_{пл,3} = 0,5 \sigma_{\phi} a_1^2 = 0,5 \cdot 1,01 \cdot 8^2 = 32,3 \text{ кН.}$$

$$\text{Наибольший изгибающий момент } M_{пл, \max} = 37,3 \text{ кН.}$$

Материал плиты – сталь С255 по ГОСТ 27772-88* ($R_y = 23$ кН/см² для толщин $20 \div 40$ мм). Требуемая толщина плиты в соответствии с п.8.6.2 [6]:

$$t_{пл} \geq \sqrt{\frac{6M_{пл, \max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 37,3}{23 \cdot 1,2}} = 2,85 \text{ см}, \text{ где } \gamma_c = 1,2 \text{ по табл. 1 [6].}$$

Окончательно принимаем $t_{пл} = 30$ мм.

Расчет траверсы базы подкрановой ветви

Определим высоту траверсы из условия размещения сварных швов для ее крепления к колонне. Усилия, действующие в указанных сварных швах, $V = N_{пв}/4 = 2268/4 = 567$ кН. Назначаем катеты $k_f = 12$ мм для швов крепления траверсы к колонне. Расчетное сопротивление шва по металлу границы сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 \text{ МПа} = 165,5 \text{ МПа}$ (табл. 4 [6]). Расчетное сопротивление по металлу шва $R_{wf} = 200 \text{ МПа}$ (табл. Г.2 [6]), $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1$ (табл. 39 [6]). Так как $R_{wf} \cdot \beta_f = 140 \text{ МПа} < R_{wz} \cdot \beta_z = 165,5 \text{ МПа}$, расчет проводим по металлу шва. Требуемая длина шва $l_w = V / \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} = 567 \cdot 10 / 0,7 \cdot 1,2 \cdot 200 = 34$ см.

Условие $l_w \leq 85 \beta_f \cdot k_f$ выполнено: $l_w = 34 \text{ см} < 85 \beta_f \cdot k_f = 71 \text{ см}$. Принимаем траверсу высотой $h_{тр} = 35$ см. Требование $h_{тр} \geq l_w + 1 \text{ см}$ выполнено ($h_{тр} = 35 \text{ см} = 34 + 1 = 35 \text{ см}$).

Для проверки прочности траверсы ее расчетную схему представим как балку с двумя консолями, опирающуюся на сварные швы и нагруженную реактивным отпором фундамента q_{ϕ} (см. рис. 11). Пролет траверсы $l = 34$ см. Длины консолей траверсы $l_k = 8$ см. Ширину грузовой площади давления бетона примем равной $B_1/2 = 22,5$ см. Тогда получим реактивный отпор фундамента по длине траверсы $q_{\phi} = \sigma_{\phi} \cdot B_1/2 = 1,01 \cdot 22,5 \text{ см} = 22,7 \text{ кН/см}$.

Найдем значения наибольших усилий $Q_{\max}$ и $M_{\max}$ в траверсе. Поперечная сила в консоли $Q_k = q_{\phi} \cdot l_k = 22,7 \cdot 8 = 181,6 \text{ кН}$. Поперечная сила в траверсе за сварным швом $Q_1 = V - Q_k = 385,4 \text{ кН}$. Изгибающий момент в консоли $M_k = q_{\phi} \cdot l_k^2 / 2 = 22,7 \cdot 8^2 / 2 = 726 \text{ кН·см}$. Изгибающий момент в середине пролета траверсы $M_1 = q_{\phi} \cdot l^2 / 8 - M_k = 22,7 \cdot 34^2 / 8 - 726 = 2554 \text{ кН·см}$.

Для расчета выбираем $M_{\max} = 2554 \text{ кН·см}$, $Q_{\max} = 385,4 \text{ кН}$.

Проверяем прочность сечения траверсы на срез:

$$\tau = Q_{\max} / h_{\text{тр}} \cdot t_{\text{тр}} = 385,4 \cdot 10 / 35 \cdot 1,4 = 79 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 0,58 R_y \gamma_c = 139,2 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Проверяем прочность сечения траверсы на изгиб:

$$\sigma = 6 M_{\max} / h_{\text{тр}}^2 \cdot t_{\text{тр}} = 6 \cdot 2554 \cdot 10 / 35^2 \cdot 1,4 = 89 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Торец колонны после приварки траверс и плиту фрезеруем в случае безвыверочного монтажа. При этом монтажные швы крепления траверс и стержня колонны к плите принимаем конструктивно, минимальной высоты.

Расчет базы шатровой ветви

Расчет и конструирование базы шатровой ветви, выполняется в той же последовательности, что и базы подкрановой ветви.

Подбор сечения анкерных болтов и анкерных плиток базы колонны

Расчет анкерных болтов выполняем на сочетание, вызывающее в них растяжение: $N = -765,06 \text{ кН}$, $M = -1152,54 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (исходные данные см. п.4.4 и 6.3).

Определяем максимальное растягивающее усилие в болтах подкрановой ветви: $Z = N \cdot y_2 / h_0 - M / h_0 = -765,06 \cdot 0,7174 / 1,2196 + 1152,54 / 1,2196 = 495 \text{ кН}$.

Назначаем по четыре анкерных болта для крепления каждой ветви. Усилие на один болт подкрановой ветви $Z_1 = 495 / 4 = 123,75 \text{ кН}$. По прил. 4 выбираем анкерные болты диаметром 36 мм из стали ВСт3пс2 по ГОСТ 535.

В целях унификации такие же четыре болта выбираем и для крепления шатровой ветви.

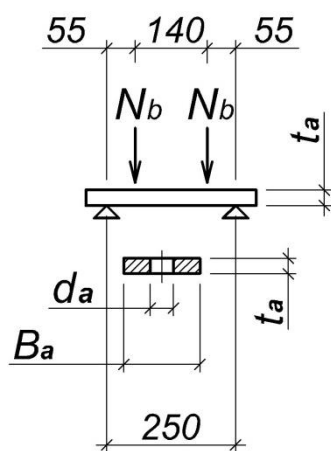


Рис. 12. Расчетная схема анкерной плитки

Анкерные плитки рассчитываем на изгиб как однопролетные балки, опертые на траверсы и нагруженные силами, равными $N_b = Z_1$ (рисунок 12). В качестве материала плиток выбираем сталь С235 по ГОСТ 27772-88* $R_y = 220 \text{ МПа}$ (прил. В [6]). Изгибающий момент в плитке: $M = N_b \cdot 5,5 \text{ см} = 680,6 \text{ кН}\cdot\text{см}$.

Требуемый момент сопротивления изгибу: $W = M / (R_y \gamma_c) = 680,6 \cdot 10 / (220 \cdot 1) = 31 \text{ см}^3$. В соответствии с табл. 40 [6] ширина плитки B_a должна быть не менее, чем $1,5 d_a \cdot 2 = 3 d_a$. С целью повышения жесткости плитки, ослабленной отверстием, будем принимать ее ширину не менее $4 d_a$, где $d_a = 45 \text{ мм}$ – диаметр отверстия под болт (d_a выбираем по приложению 4). Принимаем $B_a = 180 \text{ мм}$. Определяем требуемую толщину плитки

$$t_a \geq \sqrt{\frac{6W}{(B_a - d_a)}} = 3,74 \text{ см}. \text{ Принимаем толщину анкерной плитки } t_a = 40 \text{ мм}.$$

6.5. Подбор сечения подкрановой части сплошной колонны

Пример взят из расчета каркаса здания с другими исходными данными (отличными от тех, что приведены в п.2 настоящих указаний). Подкрановая часть колонны имеет высоту сечения $h = 1000 \text{ мм}$. Геометрическая длина подкрановой части колонны l равна 8 м. Её расчетная длина в плоскости поперечной рамы составляет $l_{\text{ef},x} = 20 \text{ м}$, а из плоскости поперечной рамы – $l_{\text{ef},y} = 8 \text{ м}$. Рас-

четное сочетание усилий при догрузке подкрановой ветви: $N_1 = -1960$ кН, $M_1 = 880$ кН·м, $Q_1 = 83$ кН. Расчетное сочетание усилий при догрузке шатровой ветви: $N_2 = -1900$ кН, $M_2 = 507$ кН·м, $Q_2 = 73$ кН.

Компоновочная часть

Выбираем сплошное сечение для подкрановой части колонны, поскольку высота сечения $h=1000$ мм ≤ 1 м, (см. рис.13). Подкрановая ветвь колонны – прокатный двутавр, шатровая ветвь выполнена из листа. Эти ветви объединены друг с другом сплошным листом (стенкой). Материал – сталь С245 по ГОСТ 27772-88*, $R_y=240$ МПа. Коэффициент условий работы $\gamma_c=1,05$.

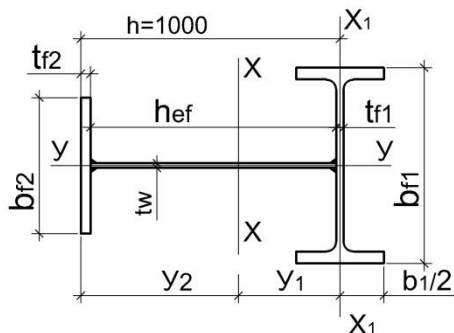


Рис. 13. Схема сплошного сечения нижней части колонны

Для определения требуемой площади сечения выберем расчетное сочетание усилий, догружающее подкрановую ветвь. Требуемую площадь поперечного сечения найдем по формуле $A_{mp} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c}$,

где φ_e – коэффициент устойчивости внецентренно сжатого стержня. Приближенное значение радиуса инерции $i_x = \alpha \cdot h \approx 0,48 \cdot 100 = 48$ см.

Гибкость $\lambda_x = \frac{L_{ef,x}}{i_x} = \frac{2000}{48} = 41,7$. Условная гибкость $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 1,43$.

Эксцентриситет $e = \frac{M_1}{N_1} = \frac{880}{1960} = 0,45$ м = 45 см. Относительный эксцентриситет

$m = e \cdot \frac{1}{\rho} = \frac{45}{51} = 0,88$, где $\rho = \beta \cdot h \approx 0,51 \cdot 100 = 51$ см – ядровое расстояние при догрузке

подкрановой ветви (если в расчете используется комбинация, догружающая шатровую ветвь, то для ядрового расстояния нужно выбрать зависимость $\rho = \beta \cdot h \approx 0,42 \cdot h$). Приведенный относительный эксцентриситет

$m_{ef} = m \cdot \eta = 0,88 \cdot 1,54 = 1,4$, где коэффициент влияния формы сечения $\eta = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}_x = 1,54$ принимаем по табл. Д.2 [6], задавая в первом приближении $A_f / A_w \approx 0,5$.

При $m_{ef} = 1,4$ и $\bar{\lambda}_x = 1,43$ по табл. Д.3 [6] получим коэффициент $\varphi_e = 0,531$.

Требуемая площадь $A_{mp} = \frac{1960}{0,531 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 1,05} = 0,01538$ м² = 153,8 см².

Определяем толщину стенки. Исходя из требований экономии металла, стенку в таких колоннах обычно принимают толщиной 8 – 14 мм. При этом гибкость стенки задают в пределах $h_w/t_w = 80 - 120$. С учетом вышесказанного принимаем стенку толщиной $t_w = 10$ мм. Задав предварительно размер в 2 см на толщину поясов, получим высоту стенки $h_w = h_{ef} = 1000 - 20 = 980$ мм = 98 см.

Площадь стенки $A_w = h_{ef} \cdot t_w = 98 \cdot 1 = 98$ см².

Рассмотрим выполнение требований по обеспечению местной устойчивости стенки в соответствии с п.9.4.2 [6]:

Предельная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2 = 1,6$ при $\bar{\lambda}_x = 1,43 < 2$ (табл. 22 [6]). Тогда $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{98}{1} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 3,35 > \bar{\lambda}_{uw} = 1,6$ - гибкость стенки выше, чем рекомендует п.9.4.2 [6]. Вследствие невыполнения требований п. 9.4.2 [6] возникают два пути по конструированию сечения:

Первый – обеспечить местную устойчивость стенки путем увеличения ее толщины, либо установки по ней продольных ребер жесткости;

Второй – допустить потерю местной устойчивости стенки и в расчетах на общую устойчивость не учитывать среднюю часть стенки.

Выберем второй путь, как наиболее экономичный по расходу металла.

Принимаем в формуле расчета на общую устойчивость расчетную уменьшенную площадь сечения $A_{тр} = A_d$ (без площади среднего участка стенки, теряющего местную устойчивость).

Участки стенки, примыкающие к поясам, включаются в расчетную площадь сечения A_d . Ширину h_1 такого участка стенки можно приближенно вычислить по формуле $h_1 = 0,4t_w \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ [4]; $h_1 = 0,4 \cdot 1 \cdot 1,6 \sqrt{\frac{205000}{240}} = 18,7 \text{ см}$, а площадь этого участка

стенки $A_{w1} = h_1 \cdot t_w = 18,7 \text{ см}^2$. Расчетная уменьшенная площадь колонны $A_d = A_{f1} + A_{f2} + 2 \cdot A_{w1} = A_{тр}$, где A_{f1} – площадь подкрановой ветви, A_{f2} – площадь шатровой ветви. Таким образом, площадь всего сечения колонны будет равна: $A = A_{f1} + A_{f2} + A_w = A_d - 2A_{w1} + A_w = 153,8 - 2 \cdot 18,7 + 98 = 214,4 \text{ см}^2$.

Определим площади подкрановой (A_{f1}) и шатровой (A_{f2}) ветвей, приняв предварительно, что центр тяжести сечения находится на расстоянии $y_2 \approx 0,6h = 60 \text{ см}$ от наружной грани шатровой ветви (см. рис.13) и используя уравнение для определения положения центра тяжести сечения через равенство статических моментов:

$$y_2 = 0,6h = \frac{A_{f1} \cdot h + A_w \cdot (h/2)}{A}. \quad \text{В результате получаем:}$$

$$A_{f1} = \frac{A \cdot 0,6h - A_w(h/2)}{h} = \frac{214,4 \cdot 0,6 - 98 \cdot 0,5}{1} = 79,6 \text{ см}^2; \quad A_{f2} = 214,4 - 79,6 - 98 = 36,8 \text{ см}^2.$$

Назначаем сечение подкрановой ветви с учетом требований жесткости стержня колонны $b_{f1} \approx (\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}) L_{ef,y}$, где b_{f1} – ширина пояса ветви (рис. 13).

Принимаем двутавр 30ШЗ по ГОСТ 26020-83 ($b_{f1}=299 \text{ мм}$, $t_{f1}=9 \text{ мм}$; $A_{f1}=87 \text{ см}^2$, $I_{fx1}=2004 \text{ см}^4$, $I_y=14040 \text{ см}^4$, $b_1=20 \text{ см}$).

При назначении сечения шатровой ветви (полки) следует иметь в виду, что ширина и толщина ее не должны быть меньше соответствующих размеров полки верхней (надкрановой) части колонны. Кроме этого, необходимо учесть требования п. 9.4.7 [6] по обеспечению местной устойчивости свесов поясного листа:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef2}}{t_{f2}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \approx \frac{0,5b_{f2}}{t_{f2}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x.$$

Выбираем шатровую ветвь из листа $b_{f2}=300 \text{ мм}$, $t_{f2}=18 \text{ мм}$ ($A_{f2}=54 \text{ см}^2$).

$$\bar{\lambda}_f \approx \frac{30 \cdot 0,5}{1,8} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 0,29 \leq 0,36 + 0,1 \cdot 1,43 - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot 1,43)0,88 = 0,48.$$

Местная устойчивость шатровой ветви обеспечена.

Определяем геометрические характеристики выбранного сечения. Уточним высоту стенки $h_w = h - t_{f2} - t_{f1}/2 = 100 - 1,8 - 0,9/2 = 97,75$ см и принимаем $h_w = 978$ мм $= 97,8$ см. $h_{ef} = h_w = 97,8$ см. Площадь стенки $A_w = h_{ef} \cdot t_w = 97,8 \cdot 1 = 97,8 \text{ см}^2$. Площадь всего сечения $A = 87 + 54 + 97,8 = 238,8 \text{ см}^2$.

Уточним положение центра тяжести сечения относительно оси подкрановой ветви X_1 : $y_1 = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{87 \cdot 0 + 54 \cdot (100 - 1,8 \cdot 0,5) + 97,8 \cdot (97,8 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 0,5)}{238,8} = 42,6 \text{ см}$.

$$I_x = \frac{1 \cdot 97,8^3}{12} + 97,8 \cdot \left(\frac{97,8 + 0,9}{2} - 42,6 \right)^2 + 54 \cdot (100 - \frac{1,8}{2} - 42,6)^2 + 2004 + 87 \cdot 42,6^2 = 414679 \text{ см}^4$$

$$I_y = \frac{1,8 \cdot 30^3}{12} + 14040 = 18090 \text{ см}^4; i_x = \sqrt{\frac{414679}{238,8}} = 41,7 \text{ см}; i_y = \sqrt{\frac{18090}{238,8}} = 8,7 \text{ см};$$

$$y_2 = 100 - 42,6 = 57,4 \text{ см}.$$

Вычислим гибкости колонны: $\lambda_x = \frac{L_{ef,x}}{i_x} = \frac{2000}{41,7} = 48 < [\lambda];$

$$\lambda_y = \frac{L_{ef,y}}{i_y} = \frac{800}{8,7} = 92 < [\lambda]; \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 48 \sqrt{\frac{240}{205000}} = 1,64; \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 92 \sqrt{\frac{240}{205000}} = 3,14;$$

Проверочная часть

Уточняем расчетное сопротивление стали в зависимости от наибольшей толщины элемента, входящего в состав скомпанованного сечения.

Проверка местной устойчивости элементов сечения колонны

По причинам, указанным в пункте 6.2 методических указаний, необходимо выполнить проверку местной устойчивости поясов и стенки выбранного сечения колонны. Поскольку местная устойчивость в прокатных профилях заведомо обеспечена, из поясов колонны нам остается проверить на местную устойчивость только шатровую ветвь из горячекатаного листа.

Проверка местной устойчивости шатровой ветви колонны

Согласно табл.23 [6] принимаем для проверки сочетание, нагружающее шатровую ветвь. Вычислим $W_{x2} = \frac{I_x}{y_2} = \frac{414679}{57,4} = 7224 \text{ см}^3$, $\rho_{x2} = \frac{7224}{238,8} = 30,25 \text{ см}$,

$$e_2 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{507}{1900} = 0,267 \text{ м} = 26,7 \text{ см}, m_2 = e_2 \cdot \frac{1}{\rho_{x2}} = \frac{26,7}{30,25} = 0,88.$$

Проверку выполняем по п. 9.4.7 [6], используя при $m_x = m_2 = 0,88$ и $\bar{\lambda}_x = 1,64$ формулу (132) из табл.23 [6]: $\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x$, где согласно п. 7.3.8 и табл.10 [6] $\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x$. Требование местной устойчивости поясов будет иметь вид:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \approx \frac{0,5b}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x.$$

$$\text{Получаем: } \bar{\lambda}_f \approx \frac{15}{1,8} \sqrt{\frac{240}{205000}} = 0,29 \leq 0,36 + 0,1 \cdot 1,64 - 0,01(1,5 + 0,7 \cdot 1,64)0,88 = 0,5.$$

Требование местной устойчивости шатровой ветви выполнено.

Проверка местной устойчивости стенки колонны

Проверку проводим на комбинацию усилий с наибольшей сжимающей силой N. В данном примере это сочетание усилий N_1, M_1 . Находим:

$$W_{x1} = \frac{I_x}{y_1 + b_1/2} = \frac{414679}{42,6 + 20/2} = 7883,6 \text{ см}^3; \quad \rho_{x1} = \frac{7883,6}{238,8} = 33 \text{ см};$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{880}{1960} = 0,45 \text{ м} = 45 \text{ см}; \quad m_1 = e_1 \cdot \frac{1}{\rho_{x1}} = \frac{45}{33} = 1,36.$$

Проверку проводим по п. 9.4.2 [6]. Определяем предельную условную гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ по табл. 22 [6]. При $\bar{\lambda}_x = 1,64 < 2$ и $1 < m_x = m_1 = 1,36 < 10$ предельная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_x^2 = 1,7$. При этом условная гибкость стенки принятого сечения $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{97,8}{1} = 3,35 > \bar{\lambda}_{uw} = 1,7$, следовательно, местная устойчивость ее не обеспечена. Поэтому, как мы и решили на стадии компоновки, в соответствии с п. 9.4.6 [6], в расчетах на устойчивость в плоскости действия момента будем принимать уменьшенную площадь сечения колонны A_d .

Проверка колонны на комбинацию усилий, догружающих подкрановую ветвь

Проверка общей устойчивости относительно оси X (в плоскости действия момента)

Проверку выполняем в соответствии с п.9.2.2 [6]. Для расчета используем полученные выше значения: $W_{x1} = 7883,6 \text{ см}^3$, $\rho_{x1} = 33 \text{ см}$, $m_1 = e_1 \cdot \frac{1}{\rho_{x1}} = 1,36$. По табл. Д.2 [6] п.6 определяем η . Для этого вычислим $a_1/h = 0,5b_1/h = 10/100 = 0,1$ (a_1 см. табл. Д.2 [6]) и $A_f/A_w = \frac{b_f \cdot t_{f1}}{A_w} = \frac{29,9 \cdot 0,9}{97,8} = 0,275$. Находим η_5 .

Для $A_f/A_w = 0,25$: $\eta_5 = (1,45 - 0,05m_1) - 0,01(5 - m_1)\bar{\lambda}_x = 1,32$.

Для $A_f/A_w = 0,5$: $\eta_5 = (1,75 - 0,1m_1) - 0,02(6 - m_1)\bar{\lambda}_x = 1,46$.

Тогда для $A_f/A_w = 0,275$ по интерполяции: $\eta_5 = 1,37$.

В результате получим: $\eta = \eta_5 \left[1 - 0,3(5 - m_1) \frac{a_1}{h} \right] = 1,37[(1 - 0,3(5 - 1,36) \cdot 0,1)] = 1,22$,

$m_{ef} = m_1 \cdot \eta = 1,36 \cdot 1,22 = 1,66$. По табл. Д.3 [6] определяем φ_e при $m_{ef} = 1,66$ и $\bar{\lambda}_x = 1,64$:

$\varphi_e = 0,474$. Уменьшенную площадь сечения A_d находим в соответствии с п. 7.3.6 [6]:

$A_d = A - (h_{ef} - h_d) t = 238,8 - (97,8 - 42,6) \cdot 1 = 183,6 \text{ см}^2$, где

$$h_d = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15 \cdot \bar{\lambda}_x) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$h_d = 1 \left[1,7 - \left(\frac{3,35}{1,7} - 1 \right) (1,7 - 1,2 - 0,15 \cdot 1,64) \right] \sqrt{\frac{205000}{240}} = 42,6 \text{ см}.$$

Проверяем устойчивость: $\frac{N_1}{\varphi_e \cdot A_d \cdot R_y \gamma_c} = \frac{1960 \cdot 10}{0,474 \cdot 183,6 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,93 < 1$.

Устойчивость в плоскости действия момента обеспечена. Недонапряжение 7%.

Проверка устойчивости стержня относительно оси «У» (из плоскости действия момента)

Проверку производим согласно п. 9.2.4 [6].

Для $\bar{\lambda}_y = 3,14$, $\varphi_y = 0,59$, табл. Д.1 [6]. При $\bar{\lambda}_y = 3,14 \leq 3,14$ и $m_1 = m_x = 1,36$ $\beta = 1$, $\alpha = 0,65 + 0,05m_1 = 0,65 + 0,05 \cdot 1,36 = 0,718$ по табл. 21 [6]. Коэффициент $c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_1} = \frac{1}{1 + 0,718 \cdot 1,36} = 0,506$. Для комбинации усилий N_1 , M_1 имеем $c\varphi_y = 0,59 \cdot 0,506 = 0,3 < \varphi_e = 0,474$. Для случая $c\varphi_y < \varphi_e$ предельная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ определяется по формуле (127) табл. 22 [6] и может получиться больше, чем $\bar{\lambda}_{uw} = 1,7$ (величина, которая учитывалась нами при проверке устойчивости в плоскости действия момента). При этом, если условие п.9.4.2 [6] $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$ выполнится, то в расчетах на устойчивость из плоскости действия момента нужно принять всю площадь сечения A , а если $\bar{\lambda}_w > \bar{\lambda}_{uw}$, то для случаев, оговоренных в п. 9.4.6 [6], нужно принять расчетную уменьшенную площадь A_d .

С целью сокращения вычислений при определении $\bar{\lambda}_{uw}$ сделаем предварительный расчет устойчивости колонны с полной площадью сечения A , предполагая, что $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$:

$$\frac{N_1}{c\varphi_y \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{1960 \cdot 10}{0,506 \cdot 0,59 \cdot 238,8 \cdot 240 \cdot 1,05} = 1,09 > 1. \text{ Колонна перегружена на 9\%.}$$

Поэтому на данном этапе уточнение значения $\bar{\lambda}_{uw}$ не имеет практического смысла.

Необходимо уменьшить расчетную длину колонны или изменить поперечное сечение колонны таким образом, чтобы увеличить радиус инерции относительно оси «У», не уменьшая при этом площадь сечения и радиус инерции относительно оси «Х». В нашем примере уменьшим расчетную длину путем постановки распорок и, тем самым, снизим гибкость нижней части колонны. Распорки ставим между колоннами на уровне середины длины их нижних частей. Расчетная длина после постановки распорок $L_{ef,y} = 8/2 = 4$ м, $\bar{\lambda}_y = 1,57$ и $\varphi_y = 0,88$ (табл. Д.1 [6]). Коэффициент «с»

вычисляем согласно п. 9.2.5 [6]: $c = 0,506$. Определим $\bar{\lambda}_{uw}$ по табл. 22 [6]. Наибольшее сжимающее напряжение у границы стенки, примыкающей к подкрановой ветви, вычисленное со знаком «+»:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A} + \frac{M_1}{I_x} \cdot s_1 = \frac{1960 \cdot 10}{238,8} + \frac{880 \cdot 1000}{414679} \cdot 42,15 = 171 \text{ МПа},$$

где $s_1 = y_1 - t_{f1}/2 = 42,6 - 0,45 = 42,15$ см. Наибольшее напряжение у границы стенки, примыкающей к шатровой ветви

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{A} - \frac{M_1}{I_x} \cdot s_2 = \frac{1960 \cdot 10}{238,8} - \frac{880 \cdot 1000}{414679} \cdot 55,6 = -36 \text{ МПа},$$

где $s_2 = y_2 - t_{f2} = 57,4 - 1,8 = 55,6$ см. Коэффициент $\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} = 1,2$. Среднее касатель-

ное напряжение $\tau = \frac{Q_1}{t_w \cdot h_w} = \frac{83 \cdot 10}{1 \cdot 97,8} = 8,5 \text{ МПа}$. Коэффициент $\beta = 0,15 c_{cr} \frac{\tau}{\sigma_1} = 0,1$,

где $c_{cr}=12,7$ (по табл. 17 [6]). Предельная условная гибкость стенки при $\alpha > 1$:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,42 \sqrt{\frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\sigma_1 (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 0,7 + 2,4\alpha = 3,58.$$

Получим: $1,42 \sqrt{\frac{12,7 \cdot 240 \cdot 1,05}{171(2 - 1,2 + \sqrt{1,2^2 + 4 \cdot 0,1^2})}} = 4,33$, и поэтому принимаем $\bar{\lambda}_{uw} = 3,58$.

Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = 3,35 < \bar{\lambda}_{uw} = 3,58$. Местная устойчивость стенки обеспечена.

В проверке устойчивости из плоскости действия момента принимаем всю площадь сечения колонны $A=238,8 \text{ см}^2$: $\frac{N_1}{c\varphi_y \cdot A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{1960 \cdot 10}{0,506 \cdot 0,88 \cdot 238,8 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,73 < 1$.

Устойчивость обеспечена.

Проверка колонны на комбинацию усилий, догружающих шатровую ветвь

Проверка общей устойчивости относительно оси X (в плоскости действия момента)

Для проверки используем уже полученные выше значения: $W_{x2} = 7224 \text{ см}^3$; $\rho_{x2} = 30,25 \text{ см}$; $e_2 = 26,7 \text{ см}$; $m_2 = 0,88$. По табл. Д.2 [6] п.5 определяем η . Для этого вычислим $A_{f2} / A_w = \frac{54}{97,8} = 0,55 \approx 0,5$ и $\eta = (1,75 - 0,1m_2) - 0,02(5 - m_2)\bar{\lambda}_x = 1,53$. Тогда получим: $m_{ef} = m_2 \cdot \eta = 0,88 \cdot 1,53 = 1,34$. По табл. Д.3 [6] определяем φ_e при $m_{ef} = 1,34$ и $\bar{\lambda}_x = 1,64$. Находим $\varphi_e = 0,519$. При $\bar{\lambda}_w = 3,35 > \bar{\lambda}_{uw} = 1,7$ в соответствии с п. 9.4.6 [6] принимаем расчётную уменьшенную площадь $A_d = 183,6 \text{ см}^2$.

$$\frac{N_2}{\varphi_e \cdot A_d R_y \gamma_c} = \frac{1900 \cdot 10}{0,519 \cdot 183,6 \cdot 240 \cdot 1,05} = 0,8 < 1.$$

Устойчивость в плоскости действия момента обеспечена. Недонапряжение 20%.

Проверка устойчивости стержня относительно оси «У» (из плоскости действия момента)

Проверку производим согласно п.9.2.4 [6].

Для $\bar{\lambda}_y = 1,57$, $\varphi_y = 0,87$, табл. Д.1 [6]. При $\bar{\lambda}_y = 1,57 \leq 3,14$: $\beta = 1$, $\alpha = 0,7$ по табл. 21 [6]. Коэффициент $c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_2} = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,88} = 0,62$.

Для комбинации усилий N_2 , M_2 имеем $c\varphi_y = 0,62 \cdot 0,87 = 0,54 > \varphi_e = 0,519$. Поскольку $c\varphi_y > \varphi_e$ и требования по устойчивости колонны в плоскости действия момента выполнены, то устойчивость из плоскости действия момента обеспечена.

Так как $\lambda_w = 97,8 > 2,3 \sqrt{\frac{205000}{240}} = 67,2$, то в соответствии с п. 9.4.4 [6] устанавливаем в колонне поперечные ребра жесткости с шагом $(2,5 \div 3)h_{ef}$, т.е. с шагом в пределах $245 \div 290 \text{ см}$.

6.6. Расчёт и конструирование базы сплошной колонны

Исходные данные – колонна из п. 6.5.

Для расчета опорной плиты принимаем сочетание усилий с наибольшей продольной силой и изгибающим моментом: $N_1 = -1960$ кН, $M_1 = 880$ кН·м, $Q_1 = 83$ кН.

Имеется так же расчетное сочетание усилий для конструирования анкерных болтов:

$N_{\min} = -1600$ кН, $M_3 = 880$ кН·м, $Q_3 = 80$ кН.

Материал фундамента – бетон класса B15 $R_b = 0,85$ кН/см².

Локальное сопротивление смятию бетона $R_{b,loc}$ под подошвой фундамента принимается в зависимости от соотношения площади опорной плиты A_p и площади верхнего обреза фундамента A_f в соответствии с правилами расчета железобетонных конструкций:

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b, \text{ где } \varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_p}},$$

где α – коэффициент.

Для нашего случая $\alpha = 1$, а φ_b зададим примерно равным 1,3 (пояснения см. п.6.4 – расчет базы подкрановой ветви). Тогда $R_{b,loc} = R_b \cdot \varphi_b = 0,85 \cdot 1,3 = 1,105$ кН/см².

Определение размеров в плане и толщины опорной плиты.

База колонны показана на рисунке 14.

Ширина плиты:

$B = b_f + 2(t_{тр} + c) = 300 + 2(12 + 98) = 520$ мм, где $t_{тр} = 12$ мм – толщина траверсы (принимается обычно в пределах $8 \div 14$ мм), $c = 98$ мм – свесы плиты (задаются, как правило, в пределах $50 \div 120$ мм).

Минимальную длину L находим по условию прочности бетона под плитой.

Для длины L получим:

$$L = \frac{N_1}{2BR_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N_1}{2BR_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6M_1}{BR_{b,loc}}} = \frac{1960}{2 \cdot 52 \cdot 1.105} + \sqrt{\left(\frac{1960}{2 \cdot 52 \cdot 1.105}\right)^2 + \frac{6 \cdot 880 \cdot 100}{52 \cdot 1.105}} = 114 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем $B = 52$ см, $L = 140$ см.

Анкерные болты устанавливаем так, чтобы зазор в свету между болтом и элементами конструкций колонны был не менее 30 мм для свободной рихтовки колонны в плане при ее монтаже.

Толщину опорной плиты $t_{пл}$ назначают в результате расчета ее прочности на изгиб, но не менее, чем 20 мм. Максимальная толщина опорных плит принимается, как правило, не более, чем 60÷80 мм. При необходимости можно уменьшить толщину

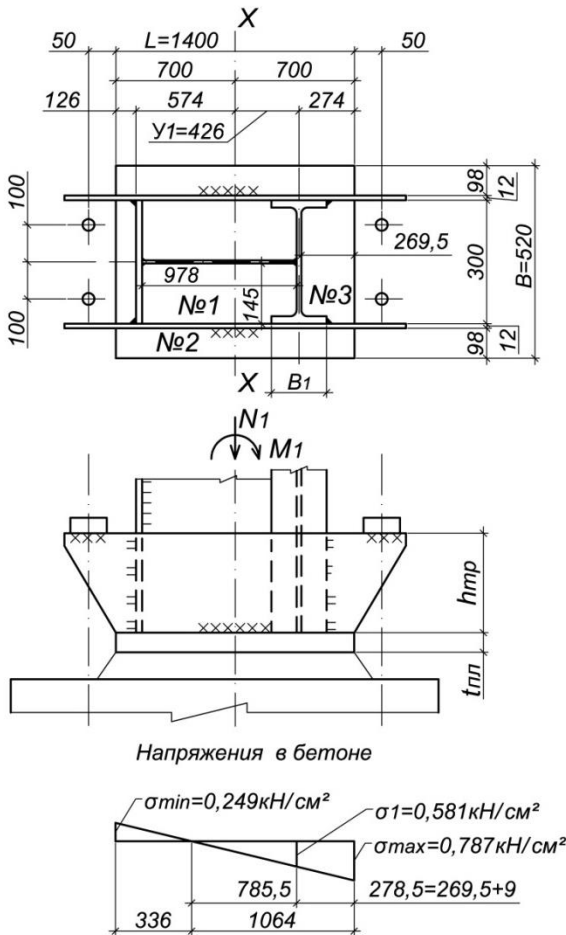


Рис.14. База колонны. Эпюра напряжений в бетоне под плитой. №1, №2, №3 – расчетные участки плиты

плиты, требуемую по расчету. Для этого нужно снизить величину изгибающего момента в плите постановкой дополнительных ребер в базе колонны.

Определим толщину плиты $t_{пл}$. Для этого найдем максимальный изгибающий момент $M_{пл, max}$, возникающий в ней от отпора бетона фундамента. Напряжения в бетоне фундамента под плитой:

$$\sigma_{ф, max} = N_1/BL + 6M_1/BL^2 = -1960/140 \cdot 52 - 6 \cdot 880 \cdot 100/52 \cdot 140^2 = -0,787 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{ф, min} = N_1/BL - 6M_1/BL^2 = -1960/140 \cdot 52 + 6 \cdot 880 \cdot 100/52 \cdot 140^2 = 0,249 \text{ кН/см}^2.$$

Эпюра напряжений в бетоне показана на рис.14. Изгибающий момент на участке плиты №1, опертю на четыре канта:

$M_{пл, 1} = \alpha_1 \sigma_1 a^2 = 0,125 \cdot 0,581 \cdot 14,5^2 = 15,27 \text{ кН}$, где $\alpha_1 = 0,125$ по табл. Е.2 [6], $a = 14,5 \text{ см}$ – наименьшая сторона участка плиты, $\sigma_1 = 0,581 \text{ кН/см}^2$ – наибольшее напряжение в бетоне под участком плиты №1 (рис. 14).

Для участка №2: $M_{пл, 2} = 0,5 \sigma_{max} c^2 = 0,5 \cdot 0,787 \cdot 9,8^2 = 37,8 \text{ кН}$.

Для участка №3: $M_{пл, 2} = \alpha_3 \sigma_{max} d_1^2 = 0,107 \cdot 0,787 \cdot 30^2 = 75,8 \text{ кН}$,

где $\alpha_3 = 0,107$ по табл. Е.2 [6], $d_1 = 30 \text{ см}$ – длина свободного края участка плиты.

$M_{пл, max} = 75,8 \text{ кН}$.

Материал плиты – сталь С235 по ГОСТ 27772-88* ($R_y = 21 \text{ кН/см}^2$ для толщин $40 \div 100 \text{ мм}$). Требуемая толщина плиты в соответствии с п.8.6.2 [6]:

$$t_{пл} \geq \sqrt{\frac{6M_{пл, max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 75,8}{21 \cdot 1,15}} = 4,3 \text{ см}, \text{ где } \gamma_c = 1,15 \text{ по табл. 1 [6].}$$

Окончательно принимаем $t_{пл} = 50 \text{ мм}$.

Подбор сечения анкерных болтов и анкерных плиток

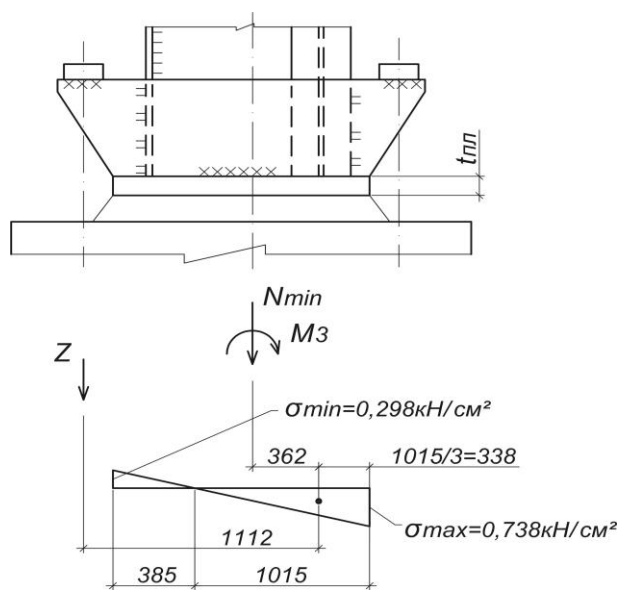
Расчетное сочетание усилий: $N_{min} = -1600 \text{ кН}$, $M_3 = 880 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $Q_3 = 80 \text{ кН}$.

Напряжения в бетоне фундамента под плитой:

$$\sigma_{ф, max} = N_{min}/BL + 6M_3/BL^2 = -1600/140 \cdot 52 - 6 \cdot 880 \cdot 100/52 \cdot 140^2 = -0,738 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{ф, min} = N_{min}/BL - 6M_3/BL^2 = -1600/140 \cdot 52 + 6 \cdot 880 \cdot 100/52 \cdot 140^2 = 0,298 \text{ кН/см}^2.$$

Эпюра напряжений в бетоне показана на рис.15. Суммарное усилие Z в анкерных болтах определим из уравнения равновесия моментов относительно центра тяжести сжатой зоны бетона $Z = (88000 - 1600 \cdot 36,2)/111,2 = 70,5 \text{ кН}$.



Принимаем по два анкерных болта с каждой стороны базы колонны. Усилие на один болт $Z_a = 270,5/2 = 135,3 \text{ кН}$.

По ПРИЛОЖЕНИЮ 4 выбираем анкерные болты диаметром 36 мм из стали ВСтЗпс2 по ГОСТ 535.

Подбор сечения анкерных плиток выполняем в соответствии с аналогичными расчетами, изложенными в п.6.4.

Рис. 15. К расчету анкерных болтов

Расчет траверсы

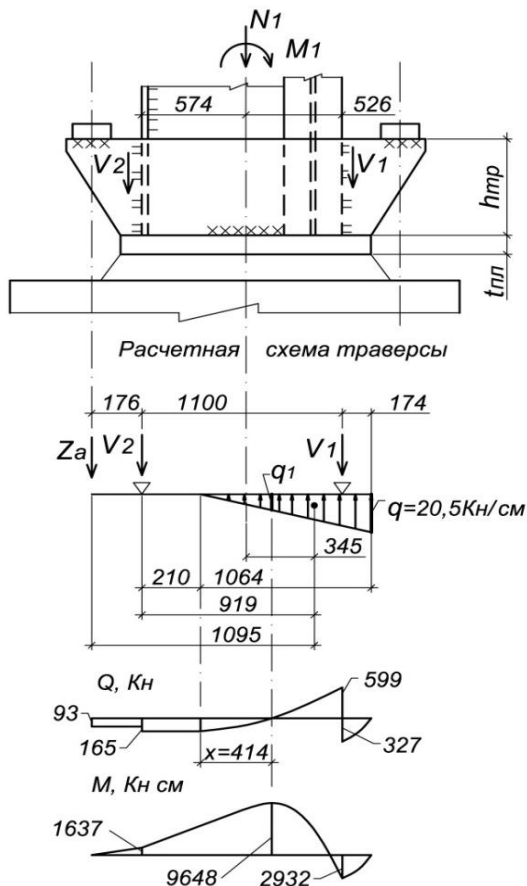


Рис.16. Траверса колонны. Расчетная схема траверсы и эпюры внутренних усилий

Для упрощения расчета траверсы и в запас ее несущей способности принимаем схему работы базы колонны, предполагающую передачу усилий со стержня колонны на опорную плиту только через траверсы. При этом, участок плиты, передающий на фундамент нагрузку от траверсы, будет представлять собой полосу шириной $B/2$. Расчетную схему траверсы задаем в виде балки с двумя консолями, опирающейся на сварные швы и нагруженной давлением бетона (см. рис.16). Ширина грузовой площади давления бетона равна $B/2=26$ см.

Траверсу будем рассчитывать на комбинацию усилий $N_1 = -1960$ кН, $M_1=880$ кН·м. Получим $q_{\max}=\sigma_{\max} \cdot B/2=0,787 \cdot 26 \text{ см}=20,5$ кН/см - максимальное значение реактивного отпора фундамента по длине траверсы.

Усилие в анкерном болте находим методом, изложенным выше в разделе по подбору сечения анкерных болтов:

$$Z_a = (M_1 - N_1 \cdot 34,5) / (2 \cdot 109,5) = (88000 - 1960 \cdot 34,5) / (2 \cdot 109,5) = 93 \text{ кН.}$$

Усилие V_1 в правой опоре находим из уравнения равновесия моментов относительно левой опоры:

$$V_1 = (0,5 \cdot q_{\max} \cdot 106,4 \cdot 91,9 + Z_a \cdot 17,6) / 110 = (0,5 \cdot 20,5 \cdot 106,4 \cdot 91,9 + 93 \cdot 17,6) / 110 = 926 \text{ кН.}$$

Для усилия V_2 в левой опоре получим:

$$V_2 = 0,5 \cdot q_{\max} \cdot 106,4 - Z_a - V_1 = 0,5 \cdot 20,5 \cdot 106,4 - 93 - 926 = 72 \text{ кН.}$$

Построим эпюры внутренних усилий Q и M (рис. 16). Длина левой консоли $l_{\text{л}}=17,6$ см. Длина правой консоли $l_{\text{п}}=27,4 \text{ см} - v_1/2 = 17,4$ см (рис. 14). Поперечная сила в правой консоли: $Q_{\text{п}} = q_{\text{п}} \cdot l_{\text{п}} + 0,5(q_{\max} - q_{\text{п}}) \cdot l_{\text{п}}$, где $q_{\text{п}} = q_{\max} \cdot (106,4 - 17,4) / 106,4$ - значение реактивного отпора фундамента под правой опорой.

Находим:

$$q_{\text{п}} = 20,5 \cdot (106,4 - 17,4) / 106,4 = 17,1 \text{ кН/см, } Q_{\text{п}} = 17,1 \cdot 17,4 + 0,5(20,5 - 17,1) \cdot 17,4 = 327 \text{ кН.}$$

Поперечная сила у правой опоры со стороны пролета:

$$Q_{\text{п1}} = V_1 - Q_{\text{п}} = 926 - 327 = 599 \text{ кН.}$$

$$M_{\text{п}} = q_{\text{п}} \cdot l_{\text{п}}^2 / 2 + 0,5(q_{\max} - q_{\text{п}}) \cdot l_{\text{п}} \cdot (2/3) l_{\text{п}} = 17,1 \cdot 17,4^2 / 2 + 0,5(20,5 - 17,1) \cdot 17,4 \cdot (2/3) \cdot 17,4 = 2932 \text{ кН·см.}$$

Место расположения наибольшего изгибающего момента в пролете (расстояние x на рис. 16) находим из условия равенства нулю поперечной силы:

$$Q = Z_a + V_2 - 0,5q_1 \cdot x = 0, \text{ где } q_1 = q_{\max} \cdot x / 106,4.$$

Получим:

$$x = \sqrt{\frac{(Z_a + V_2) \cdot 106,4}{0,5q_{\max}}} = \sqrt{\frac{(93+72) \cdot 106,4}{0,5 \cdot 20,5}} = 41,4 \text{ см. } q_1 = 20,5 \cdot 41,4 / 106,4 = 8 \text{ кН/см.}$$

Наибольший изгибающий момент в пролете: $M_6 = Z_a(l_{\text{л}} + 21 + x) + V_2(21 + x) - q_1 \cdot x^2 / 6 = 93(17,6 + 21 + 41,4) + 72(21 + 41,4) - 8 \cdot 41,4^2 / 6 = 9648 \text{ кН} \cdot \text{см.}$

Для расчета траверсы выбираем наибольшие усилия:

$M_{\max} = M_6 = 9648 \text{ кН} \cdot \text{см}, Q_{\max} = Q_{\text{п1}} = 599 \text{ кН}, V_{\max} = V_1 = 926 \text{ кН.}$

Назначаем катеты $k_f = 12 \text{ мм}$ для швов крепления траверсы к колонне. Расчетное сопротивление шва по металлу границы сплавления $R_{wz} = 0,45 R_{\text{ун}} = 0,45 \cdot 370 \text{ МПа} = 165,5 \text{ МПа}$ (табл. 4 [6]). Расчетное сопротивление по металлу шва $R_{wf} = 200 \text{ МПа}$ (табл. Г.2 [6]), $\beta_f = 0,7, \beta_z = 1$ (табл. 39 [6]).

Так как $R_{wf} \cdot \beta_f = 140 \text{ МПа} < R_{wz} \cdot \beta_z = 165,5 \text{ МПа}$, расчет проводим по металлу шва.

Требуемая длина шва $l_w = V_{\max} / \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} = 926 \cdot 10 / 0,7 \cdot 1,2 \cdot 200 = 55 \text{ см.}$

Условие $l_w \leq 85 \beta_f \cdot k_f$ выполнено: $l_w = 54 \text{ см} < 85 \beta_f \cdot k_f = 71 \text{ см}$. Принимаем траверсу $h_{\text{тр}} = 60 \text{ см}$. Требование $h_{\text{тр}} > l_w + 1 \text{ см}$ выполнено ($60 \text{ см} > 55 + 1 = 56 \text{ см}$).

Проверяем прочность сечения траверсы на срез:

$\tau = Q_{\max} / h_{\text{тр}} \cdot t_{\text{тр}} = 599 \cdot 10 / 60 \cdot 1,2 = 83 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 0,55 R_y \gamma_c = 132 \text{ МПа.}$

Прочность обеспечена.

Проверяем прочность сечения траверсы на изгиб:

$\sigma = 6 M_{\max} / h_{\text{тр}}^2 \cdot t_{\text{тр}} = 6 \cdot 9648 \cdot 10 / 60^2 \cdot 1,2 = 134 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа.}$

Прочность обеспечена.

Опорную плиту и торец колонны после приварки траверс фрезеруем. В этом случае монтажные швы крепления траверс и стержня колонны к плите принимаем конструктивно, минимальной высоты.

7. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ (пример)

Исходные данные:

1. Мостовой электрический кран грузоподъемностью $Q=80/20 \text{ т}$ режима работы 5К с гибким подвесом груза.
2. Пролет крана 22 м.
3. Пролет сварных разрезных подкрановых балок $L=12 \text{ м}$.
4. Материал подкрановых конструкций – сталь С255 по ГОСТ 27772-88* ($R_y=24 \text{ кН/см}^2$ при $t=2 \div 20 \text{ мм}$).

Для крана грузоподъемностью $Q=80/20 \text{ т}$ целесообразно применение подкрановых балок типа «Г» (рис. 16).

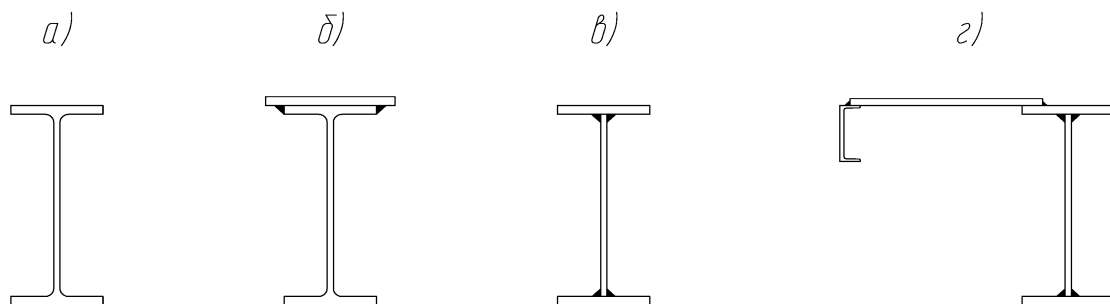


Рис. 16. Типы сечений подкрановых балок

Крановые нагрузки

Схема ходовой части крана приведена на рис. 17.



Рис. 17. Схема ходовой части крана

Нагрузка на колесо (максимальное нормативное значение):

$$F_{k.max1}=347 \text{ кН}, F_{k.max2}=367 \text{ кН}.$$

Максимальное расчетное значение вертикальной нагрузки от колеса крана на подкрановую балку: $F_{max.1} = \gamma_f \cdot F_{k.max1} = 1,2 \cdot 347 = 416,4 \text{ кН};$

$$F_{max.2} = \gamma_f \cdot F_{k.max2} = 1,2 \cdot 367 = 440,4 \text{ кН},$$

где $\gamma_f=1,2$ – коэффициент надежности для крановой нагрузки [7].

Вес грузовой тележки: $G_{тел}=330 \text{ кН}$. Вес моста крана: $G_{кр}=980 \text{ кН}$.

Нормативное значение горизонтальной нагрузки на колесо крана, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением грузовой тележки:

$$T_k = K \cdot (Q + G_{тел}) / n_0 = 0,05 \cdot (800 + 330) / 4 = 14,125 \text{ кН},$$

где $K=0,05$ – коэффициент для кранов с гибким подвесом груза;

$n_0=4$ – количество тормозных колес с одной стороны крана.

Расчетное значение горизонтальной нагрузки на колесо крана:

$$T_{k.max} = \gamma_f \cdot 14,125 = 1,2 \cdot 14,125 = 16,95 \text{ кН};$$

Определение расчетных усилий в подкрановой балке

Расчетные усилия M_{max} и Q_{max} в подкрановой балке определяются от действия двух находящихся в сближенной состоянии кранов (рис. 18 и рис. 19). Расчетный изгибающий момент M_{max} от подвижной нагрузки определяем по правилу Винклера, расчетную поперечную силу Q_{max} – по линии влияния.

Наибольший изгибающий момент в разрезной балке от заданной системы сил возникает, когда равнодействующая всех сил, находящихся на балке, и ближайшая к ней сила равноудалены от середины пролета балки. При этом наибольший изгибающий момент M_{max} будет находиться под силой, ближайшей к середине пролета балки (правило Винклера).

Максимальный изгибающий момент в вертикальной плоскости:

$$M_x = \alpha \cdot \psi \cdot M_{max} = 1,05 \cdot 0,85 \cdot 3693 = 3296 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $\alpha = 1,05$ – коэффициент, учитывающий собственный вес балки;

$\psi=0,85$ – коэффициент сочетаний [7].

Максимальный изгибающий момент в горизонтальной плоскости:

$$M_y = M_x \cdot (T_k / F_{k.max.2}) = 3296 \cdot (14,125 / 367) = 126,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Максимальная поперечная сила:

$$Q_{max} = \alpha \cdot \psi \cdot F_{k.max} \cdot \Sigma y_i = 1,05 \cdot 0,85 \cdot (440,4 \cdot 3,208 + 416,4 \cdot 0,409) = 1413 \text{ кН}.$$

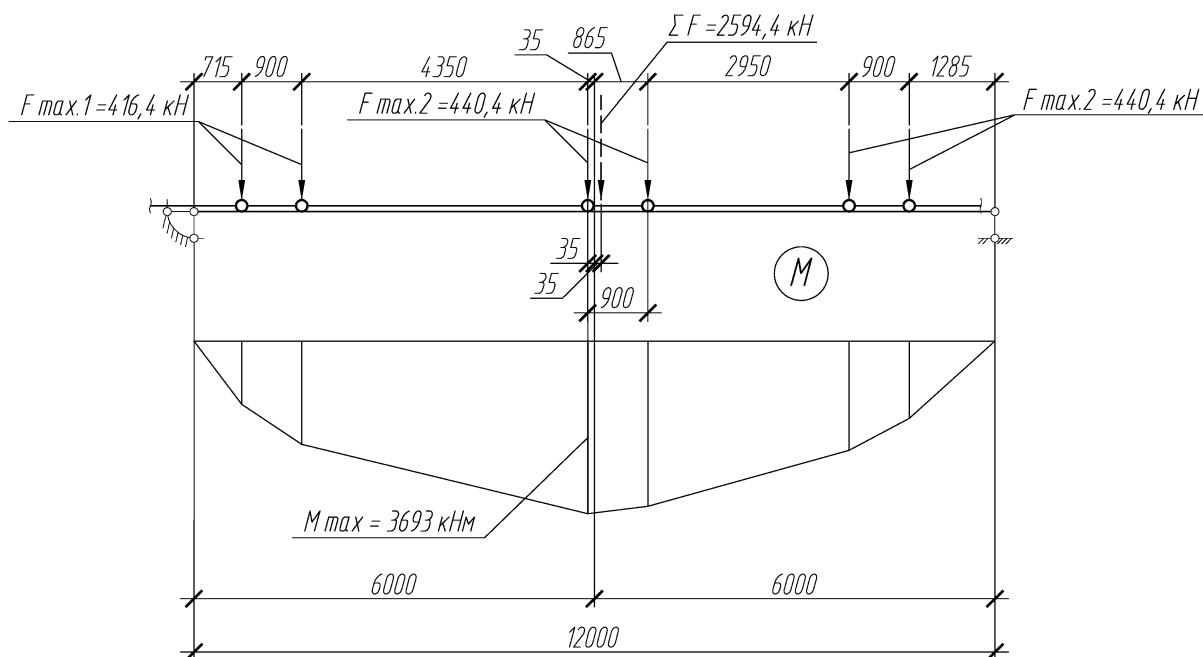


Рис. 18. Схема для определения максимального изгибающего момента

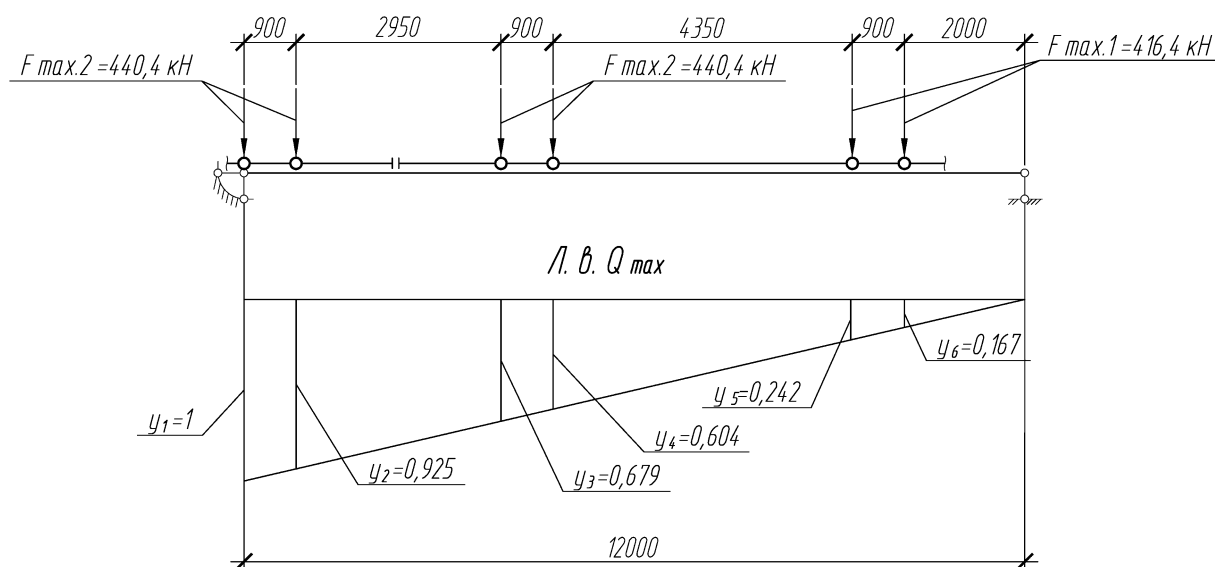


Рис. 19. Схема для определения максимальной поперечной силы

Подбор сечения подкрановой балки (компоновочная часть)

Поперечное сечение подкрановой балки показано на рис. 20.

Исходя из условия прочности на изгиб в вертикальной плоскости:

$$W_x^{\text{тр}} \geq M_x / (\beta \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 3296 \cdot 10^2 / (0,9 \cdot 24 \cdot 1) = 15259 \text{ см}^3,$$

где $\beta = 0,9$ – коэффициент, учитывающий действие горизонтальной тормозной нагрузки.

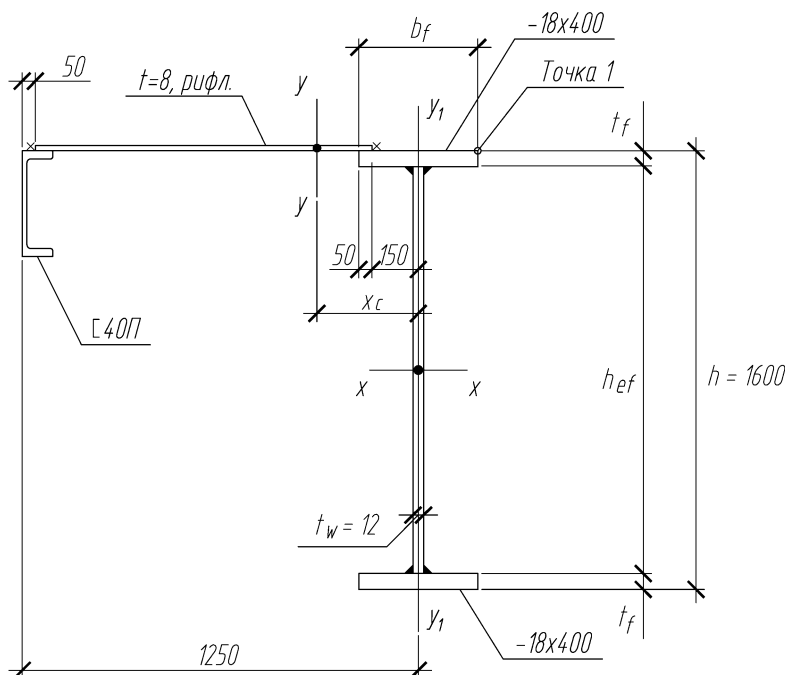


Рис. 20. Поперечное сечение подкрановой балки

Ориентировочная толщина стенки:

$$t_w = 7 + 3 \cdot h = 7 + 3 \cdot 1,6 = 11,8 \text{ мм. Принимаем } t_w = 12 \text{ мм,}$$

где $h = (1/7 \dots 1/10) \cdot L = 1,7 \dots 1,2 \text{ м.}$

Оптимальная по расходу металла высота балки:

$$h_{\text{опт}} = 1,15 \cdot \sqrt{W_{x.\text{тр}} / t_w} = 1,15 \cdot \sqrt{15259 / 1,2} = 130 \text{ см.}$$

С учетом результатов расчета вертикальных размеров поперечной рамы (см. п. 3) и в соответствии с таблицей 2.1 окончательно принимаем высоту сечения подкрановой балки $h = 160 \text{ см.}$

Минимальная толщина стенки из условия прочности на срез на опоре:

$$t_w \geq 1,5 \cdot Q_{\text{max}} / (R_s \cdot \gamma_c \cdot h_{ef}) = (1,5 \cdot 1413) / (0,58 \cdot 24 \cdot 0,95 \cdot 160) = 1 \text{ см.}$$

Оставляем ранее принятую толщину $t_w = 12 \text{ мм.}$

Требуемый момент инерции сечения балки:

$$I_x^{\text{тр}} = W_x^{\text{тр}} \cdot h / 2 = 15259 \cdot 160 / 2 = 1220720 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь полки подкрановой балки из условия равенства момента инерции I_x требуемому значению $I_x^{\text{тр}}$:

$$I_x^{\text{тр}} = t_w \cdot h_{ef}^3 / 12 + 2 \cdot A_{f.\text{тр}} \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2; \quad 1220720 = 1,2 \cdot (0,95 \cdot 160)^3 / 12 + 2 \cdot A_{f.\text{тр}} \cdot \left(\frac{160}{2}\right)^2.$$

Отсюда $A_{f.\text{тр}} = 68 \text{ см}^2.$

С учетом ширины подошвы кранового рельса КР100 (для кранов $Q=80/20\text{т}$) принимаем ширину полки $b_f = 400 \text{ мм}$ и толщину полки $t_f = 18 \text{ мм.}$

Площадь полки при этом: $A_f = 72 \text{ см}^2 > A_{f.\text{тр}}$

Принимаем тормозной лист из рифленой стали толщиной 8 мм и поддерживающий швеллер № 40П.

Вычисляем геометрические характеристики принятого сечения:

Момент инерции подкрановой балки относительно оси $x-x$:

$$I_x = 1,2 \cdot 156,4^3 / 12 + 2 \cdot 1,8 \cdot 40 \cdot (80 - 0,9)^2 = 1283550 \text{ см}^4, \quad \text{где } h_{ef} = 160 - 2 \cdot 1,8 = 156,4 \text{ см.}$$

Момент сопротивления (для точки 1, рис.20): $W_x = 1283550/80 = 16044 \text{ см}^3$;
 Статический момент полусечения подкрановой балки относительно оси х-х:

$$S_x = 1,8 \cdot 40 \cdot 79,1 + 1,2 \cdot 78,2 \cdot 39,1 = 9364 \text{ см}^3;$$

Положение центра тяжести тормозной балки:

$$X_c = S_{y1}/(\Sigma A) = 13170 \text{ см}^3/217,5 \text{ см}^2 = 60,6 \text{ см},$$

где статический момент относительно оси y_1-y_1 :

$$S_{y1} = (125-20+5-5) \cdot 0,8 \cdot [(125-20+5-5)/2+15] + 61,5 \cdot (125-3,05) = 13170 \text{ см}^3;$$

суммарная площадь элементов поперечного сечения тормозной балки:

$$\Sigma A = 61,5 + 105 \cdot 0,8 + 1,8 \cdot 40 = 217,5 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения тормозной балки относительно оси у-у:

$$I_y = 1,8 \cdot 40^3/12 + 1,8 \cdot 40 \cdot 60,6^2 + 760 + 61,5 \cdot (125 - 60,6 - 3,05)^2 + 0,8 \cdot 105^3/12 +$$

$$+ 0,8 \cdot 105 \cdot (\frac{105}{2} + 15 - 60,6)^2 = 587419 \text{ см}^4;$$

Момент сопротивления тормозной балки относительно оси у-у
 (для точки 1, рис. 20):

$$W_y = 587419/80,6 \text{ см} = 7288 \text{ см}^3.$$

Проверочная часть

Уточняем расчетное сопротивление стали в зависимости от наиболее толстого элемента сечения балки. Если оно отличается от ранее принятого, то в последующих расчетах принимается новое значение.

Максимальные нормальные напряжения в сечении балки при изгибе в вертикальной плоскости (относительно оси х-х):

$$\sigma_x = M_x/W_x = 3296 \cdot 10^2/16044 = 20,5 \text{ кН/см}^2.$$

Нормальные напряжения в сечении тормозной балки при изгибе в горизонтальной плоскости (относительно оси у-у для точки 1, рис. 20):

$$\sigma_y = 126,9 \cdot 10^2/7288 = 1,7 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка на прочность наиболее напряженного сечения подкрановой балки от действия нормальных напряжений [6] (точка 1, рис. 20):

$$\sigma_x/(R_y \cdot \gamma_c) + \sigma_y/(R_y \cdot \gamma_c) = 20,5/24 + 1,7/24 = 0,92 < 1$$

Прочность наиболее нагруженной части сечения подкрановой балки от действия нормальных напряжений обеспечена.

Проверка стенки на прочность от действия максимальных касательных напряжений на опоре [6]:

$$\tau_{xy}/(R_s \cdot \gamma_c) = 8,6/13,92 = 0,62 < 1, \text{ где}$$

$$\tau_{xy} = (Q_{max} \cdot S_x)/(I_x \cdot t_w) = 1413 \cdot 9364/(1283550 \cdot 1,2) = 8,6 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность обеспечена.

Проверка деформативности балки от действия одного крана:

$$f/l \approx M_x^n \cdot l/10 \cdot E \cdot I_x = 2713,9 \cdot 10^2 \cdot 1200/10 \cdot 2,05 \cdot 10^4 \cdot 1283550 = 1/808 < [f/l] = 1/400.$$

Здесь: $M_x^n = 2713,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – максимальный момент в вертикальной плоскости балки от нормативной крановой нагрузки при действии одного крана, найденный по правилу Винклера.

Относительный прогиб балки не превышает предельного значения.

Общая устойчивость балки обеспечивается за счет устройства сплошного тормозного настила, раскрепляющего верхний пояс подкрановой балки.

Проверка сжатого пояса балки на местную устойчивость [6]:

$$b_{ef}/t_f = 19,4/1,8 \approx 10,8 < [b_{ef}/t_f] = 0,5 \cdot \sqrt{2,05 \cdot 10^4/24} = 14,8;$$

где b_{ef} – расчетный свес сжатого пояса: $b_{ef} = (b_f - t_w)/2 = 19,4$ см

Стенку подкрановой балки укрепляем поперечными парными ребрами жесткости с шагом $a = 1,2$ м.

Проверка прочности стенки от действия местных (локальных) напряжений [6]:

$$\sigma_{loc}/(R_y \cdot \gamma_c) = 8,5/24 = 0,35 < 1,$$

где $\sigma_{loc} = F_{\max 2}/(t_w \cdot l_{ef}) = 440,4/(1,2 \times 43,2) = 8,5$ кН/см²;

$$l_{ef} = c \cdot \sqrt[3]{I_{1f}/t_w}; \quad c = 3,25 \text{ – для сварных балок};$$

$I_{1f} = I_f + I_p$; $I_f = 40 \times 1,8^3/12 = 19$ см⁴ – собственный момент инерции верхнего пояса балки;

$I_p = 2806$ см⁴ – собственный момент инерции кранового рельса КР100.

$$I_{1f} = 2825 \text{ см}^4; \quad l_{ef} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{2825/1,2} = 43,2 \text{ см.}$$

Проверка прочности стенки на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений в середине пролета балки [6]:

$$0,87 \cdot \sqrt{\sigma_{x.1}^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_{x.1} \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau^2}/(R_y \cdot \gamma_c) \leq 1,$$

где $\sigma_{x.1} = 20,5 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{h}\right) = \frac{20,5 \times 156,4}{160} = 20$ кН/см² – нормальные напряжения на уровне

верхних поясных швов; $\sigma_{loc} = 8,5$ кН/см².

Поперечную силу Q_1 в середине пролета балки от двух сближенных кранов определяем по линии влияния (рис. 21).

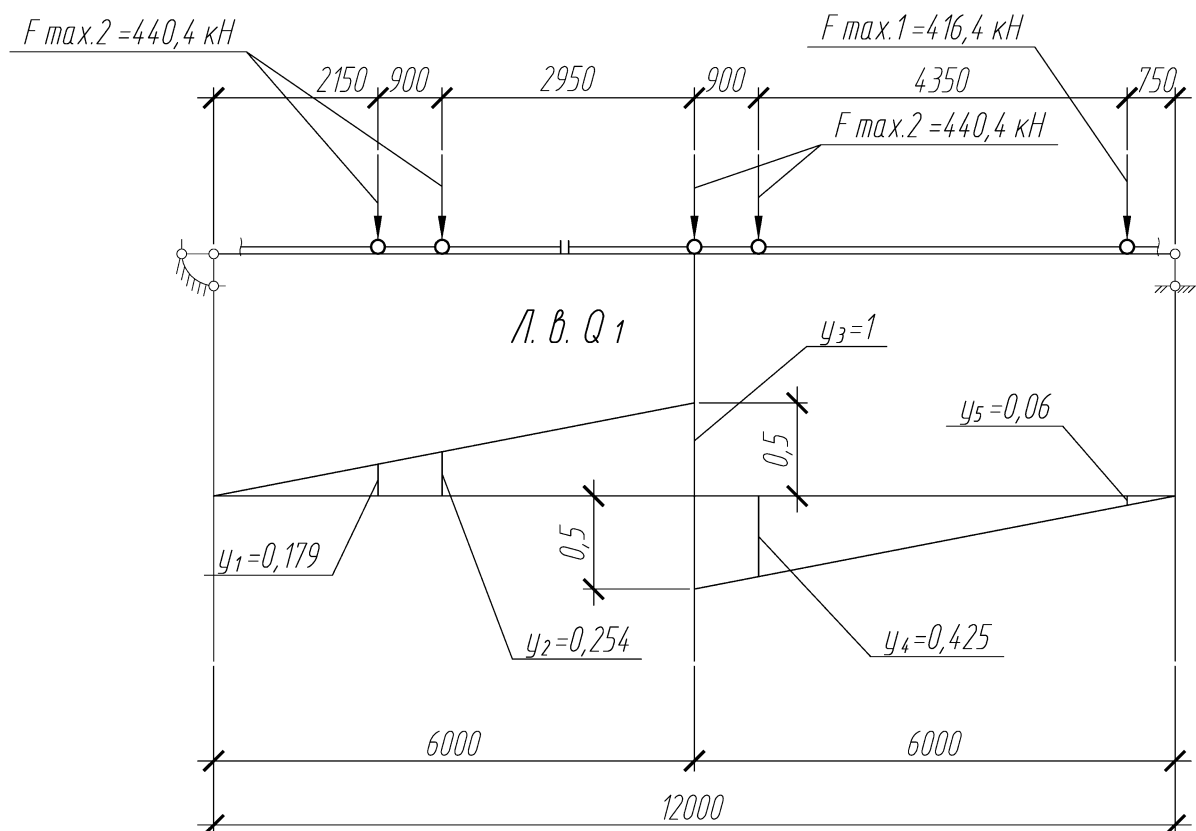


Рис. 21. Схема для определения расчётной поперечной силы в середине пролёта

$$Q_1 = 1,05 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot (440,4 \text{ кН} \cdot 1,858 + 416,4 \text{ кН} \cdot 0,06) = 903 \text{ кН}$$

Касательные напряжения в стенке в месте примыкания ее к верхнему поясу (в середине пролета):

$$\tau = Q_1 \cdot S_{fx} / (I_x \cdot t_w) = 903 \cdot 5695 / (1283550 \cdot 1,2) = 3,3 \text{ кН/см}^2,$$

здесь: S_{fx} - статический момент верхнего пояса подкрановой балки относительно оси X-X:

$$S_{fx} = 1,8 \cdot 40 \cdot 79,1 = 5695 \text{ см}^3;$$

Итак, проверка стенки на прочность в середине пролета балки:

$$0,87 \cdot \sqrt{20^2 + 8,5^2 - 20 \cdot 8,5 + 3 \cdot 3,3^2 / 24} = 0,66 < 1$$

Проверка прочности стенки на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений в опорном отсеке:

$$0,87 \cdot \sqrt{\sigma_{x.1}^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_{x.1} \cdot \sigma_{loc} + 3 \cdot \tau^2 / (R_y \cdot \gamma_c)} =$$

$$= 0,87 \cdot \sqrt{0 + 8,5^2 - 0 \cdot 8,5 + 3 \cdot 5,2^2 / 24} = 0,45 < 1,$$

где $\sigma_{x.1} \approx 0$; $\sigma_{loc} = 8,5 \text{ кН/см}^2$; $\tau = 5,2 \text{ кН/см}^2$.

Прочность стенки обеспечена.

Проверка стенки на местную устойчивость [6]:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} / \gamma_c \leq 1,$$

где σ_{cr} , $\sigma_{loc.cr}$, τ_{cr} – критические значения нормальных, местных и касательных напряжений;

$$a/h_{ef}=120/156,4=0,77<0,8; \delta = \beta \cdot (b_f/h_{ef}) \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = 2 \cdot (40/160) \cdot \left(\frac{1,8}{1,2}\right)^3 = 1,7;$$

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot R_y / \lambda_w^2 = 32,8 \cdot 24 / 4,4^2 = 40,66 \text{ кН/см}^2,$$

где $c_{cr} \approx 32,8$ (табл. 12) [6]; $\bar{\lambda}_w = h_{ef}/t_w \cdot \sqrt{R_y/E} = 4,4$ – условная гибкость стенки;

$$\sigma_{loc.cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 15,5 \cdot 1,79 \cdot 24 / 4,4^2 = 34,39 \text{ кН/см}^2,$$

где $c_1 \approx 15,5$ (табл. 14) [6]; $\rho = 1,04 \cdot l_{ef}/h_{ef} = 1,04 \cdot 43,2 / 156,4 = 0,29$;

$c_2 \approx 1,79$ (табл. 15) [6];

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot (1 + 0,76/\mu^2) \cdot R_s / \bar{\lambda}_d^2 = 10,3 \cdot (1 + 0,76/1,3^2) \cdot 13,92 / 3,4^2 = 17,98 \text{ кН/см}^2,$$

где $\mu = 156,4/120 \approx 1,3$ – отношение большей стороны отсека стенки к меньшей;

$$\bar{\lambda}_d = 120/1,2 \cdot \sqrt{R_y/E} = 3,4.$$

Средние касательные напряжения в середине пролета [6]:

$$\tau = Q_1/(t_w \cdot h_{ef}) = 903/(1,2 \cdot 156,4) = 4,81 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка стенки на местную устойчивость (отсек в середине пролета балки):

$$\sqrt{(20/40,66 + 8,5/34,39)^2 + (4,81/17,98)^2} / \gamma_c \approx 0,79 < 1.$$

Проверка стенки на местную устойчивость в опорном отсеке балки:

$$\sqrt{(8,5/34,39)^2 + (7,53/17,98)^2} / \gamma_c \approx 0,5 < 1,$$

где $\tau = Q_{max}/(t_w \cdot h_{ef}) = 1413/(1,2 \cdot 156,4) = 7,53 \text{ кН/см}^2$.

Устойчивость стенки подкрановой балки обеспечена.

8. РАСЧЕТ СТОЙКИ ТОРЦОВОГО ФАХВЕРКА (пример)

Исходные данные:

1. Стеновые панели типа «Сэндвич» толщиной 100 мм;
2. Эквивалентная равномерно распределенная расчетная ветровая нагрузка при шаге стоек фахверка 6 м - 2,04 кН/м;
3. Материал стоек – сталь С235 по ГОСТ 27772-88*
($R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ при $t = 2 \div 20 \text{ мм}$).

Конструктивная и расчетная схемы стойки фахверка показаны на рис. 22.

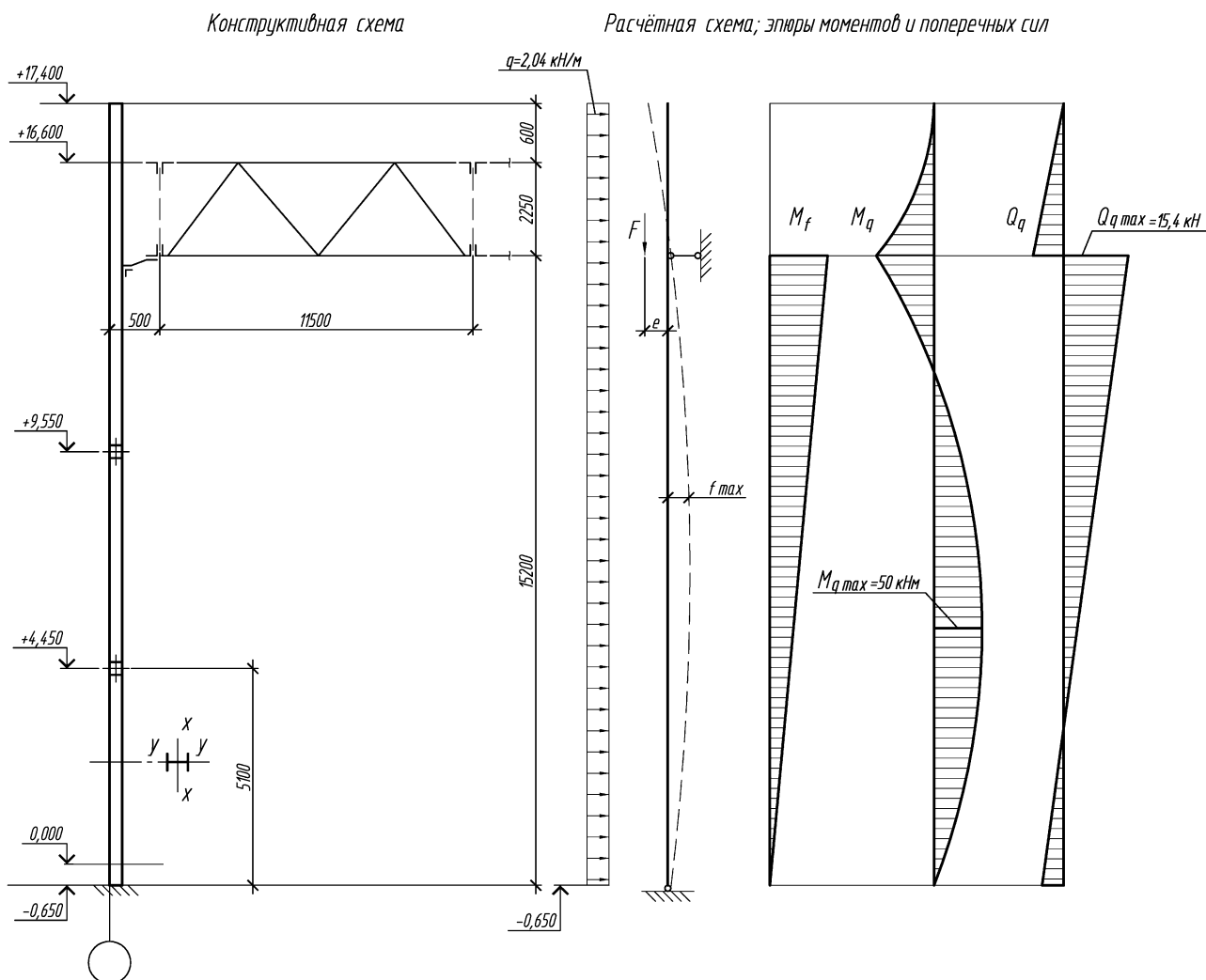


Рис. 22. Конструктивная и расчётная схемы стойки фахверка

Определение расчетных усилий

Условно (и в запас) считаем, что сосредоточенная сила F от веса стенового ограждения приложена в уровне нижнего пояса стропильной фермы.

$$F = 0,392 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 6 \text{ м} \cdot 17,4 \text{ м} = 40,9 \text{ кН};$$

Изгибающий момент от внецентренного приложения силы F :

$$M_f = F \cdot e = 40,9 \text{ кН} \cdot 0,36 \text{ м} = 14,72 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $0,392 \text{ кН/м}^2$ – вес панелей «Сэндвич» и ригелей фахверка;

$$e \approx 0,15 \text{ м} + 0,16 \text{ м} + 0,05 \text{ м} = 0,36 \text{ м}$$

(ориентировочно, в первом приближении, стойка - из прокатного двутавра № 30; распорки - из гнутосварной трубы Гн □160x5).

Изгибающий момент от расчетного значения ветровой нагрузки:

$$M_{q.max} = 50 \text{ кН} \cdot \text{м} - \text{получен на основе статического расчета стойки.}$$

Расчетное значение изгибающего момента:

$$M = M_f + M_{q.max} \approx 14,72 + 50 = 64,72 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Расчетное значение поперечной силы $Q_{q.max} = 15,4 \text{ кН}$.

Компоновочная часть

Расчетные длины стойки:

- из плоскости торца: $l_{ef,x} = 15,2$ м;

- в плоскости торца: $l_{ef,y} = 15,2/3 \approx 5,1$ м;

Стойка фахверка малонагруженная, поэтому поперечное сечение komponуем, исходя из предельной гибкости:

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot \alpha = 210 - 60 \cdot 0,5 = 180;$$

$$i_{тр,x} = \frac{1520}{180} = 8,44 \text{ см}; \quad i_{тр,y} = \frac{510}{180} = 2,83 \text{ см};$$

По этим параметрам подходит двутавр 25Ш1 по СТО АСЧМ 20-93:

$$i_x = 10,43 \text{ см} > i_{тр,x} = 8,44 \text{ см}; \quad i_y = 4,18 \text{ см} > i_{тр,y} = 2,83 \text{ см};$$

$$A = 56,24 \text{ см}^2; \quad W_x = 501,8 \text{ см}^3.$$

Прогиб стойки в горизонтальной плоскости от действия нормативной ветровой нагрузки меньше предельно допустимого значения (п.4 примечаний табл. Е4 [7]):

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q_n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 2,04 \cdot 15,2^4}{384 \cdot 1,4 \cdot 2,05 \cdot 10^8 \cdot 6122 \cdot 10^{-8}} = 0,08 \text{ м} = 8 \text{ см}$$

$$\frac{f_{max}}{h} = \frac{8}{1520} = \frac{1}{190} < \left[\frac{f}{h} \right] = \frac{1}{150}$$

Проверочная часть

Определим: $e = M/N = 57/40,9 = 1,39 \text{ м} = 139 \text{ см};$

$$\bar{\lambda}_x = (1520/10,43) \cdot \sqrt{24/2,05 \cdot 10^4} = 4,9;$$

$$m = e \cdot \frac{A}{W_x} = 139 \cdot 56,24/501,8 = 15,6;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,3 \cdot 15,6 = 20,2 > 20,$$

где η – коэффициент влияния формы сечения [6].

При $m_{ef} > 20$ следует провести проверку стойки на прочность как сжато-изогнутого стержня п. 9.1 [6], а расчет на устойчивость выполнять как изгибаемого элемента в соответствии п. 8.4 [6].

При $m_{ef} < 20$ проверка общей устойчивости стойки фахверка в плоскости и из плоскости действия момента производится аналогично проверке внецентренно-сжатой верхней части колонны поперечной рамы.

Проверка прочности сечения стойки на совместное действие нормальных и касательных напряжений в уровне связевой (ветровой) фермы выполняется согласно п. 8.2.1 [6].

9. РАСЧЕТ СВЯЗЕЙ

Расчет связей как слабонагруженных элементов производится по предельной гибкости. Исключение могут составлять вертикальные связи по колоннам ниже подкрановых балок, в которых усилия могут быть значительными. В этом случае связи рассчитывают как центрально сжатые или растянутые элементы.

Для сжатых элементов связей по шатру и по колоннам выше подкрановых балок предельная гибкость $[\lambda] = 200$, для растянутых $[\lambda] = 400$ [6]. Растянутыми считаются диагональные элементы связей с крестовой решеткой, сжатыми – с треугольной решеткой. Все связевые распорки сжаты.

Для связей по колоннам ниже подкрановых балок:
сжатых $[\lambda] = 210 - 60\alpha$, где коэффициент α учитывает степень нагруженности связей: $\alpha = N/(\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c)$, в случае малонагруженных связей $\alpha = 0,5$;
для растянутых связей - $[\lambda] = 300$. Работа связей ниже подкрановых балок на сжатие или на растяжение зависит от расположения тормозных планок у подкрановых балок в связевом блоке.

Расчетные длины связей назначаются в соответствии с п. 10 [6].

9.1. Расчет связей в шатре

Расчет горизонтальных связей

Расчетные длины раскосов $l_{ef.x} = l_{ef.y} = \sqrt{6^2 + 6^2} = 8,5$ м; требуемые радиусы инерции:

$$i_{тр.x} = i_{тр.y} = 850/200 = 4,25 \text{ см.}$$

Принимаем гнутосварную квадратную трубу Гн 120х4 по ГОСТ 30245-2003

$$i_x = i_y = 4,71 \text{ см} > 4,25 \text{ см}$$

Расчетные длины распорок $l_{ef.x} = l_{ef.y} = 12$ м;

$$i_{тр.x} = i_{тр.y} = 1200/200 = 6 \text{ см;}$$

Принимаем гнутосварную квадратную трубу Гн 160х4 по ГОСТ 30245-2003

$$i_x = i_y = 6,34 \text{ см} > 6 \text{ см;}$$

Пояса вертикальных связей – из гнутосварных квадратных труб 160х4 по ГОСТ 30245-2003.

Расчетная длина раскосов вертикальных связей:

$$l_{ef.x} = l_{ef.y} = \sqrt{\left(\frac{11.5}{4}\right)^2 + 2.25^2} = 3,65 \text{ м;}$$

$$i_{тр.x} = i_{тр.y} = 365/200 = 1,83 \text{ см}$$

Принимаем гнутосварную квадратную трубу Гн 60х4 по ГОСТ 30245-2003 $i_x = i_y = 2,26 \text{ см} > 1,83 \text{ см.}$

9.2 Расчет связей по колоннам

Связи выше подкрановых балок: $l_{ef.x} = l_{ef.y} = \sqrt{\left(\frac{11.5}{2}\right)^2 + 6.3^2} = 8,53 \text{ м;}$

$$i_{тр.x} = i_{тр.y} = 853/200 = 4,3 \text{ см}$$

Принимаем гнутосварную квадратную трубу Гн 120х4 по ГОСТ 30245-2003

$$i_x = i_y = 4,71 \text{ см} > 4,3 \text{ см.}$$

Связи ниже подкрановых балок:

- распорка (сжата): $l_{ef.x} = l_{ef.y} = 12$ м; $[\lambda] = 210 - 60 \cdot \alpha = 210 - 60 \cdot 0,5 = 180$;

$i_{тр.x} = i_{тр.y} = \frac{1200}{180} = 6,67$ см; принимаем поперечное сечение распорки из двух швеллеров № 18П, разнесенных на 1250 мм и объединенных двумя плоскостями треугольной решетки из уголков 63х6 (рис. 23).

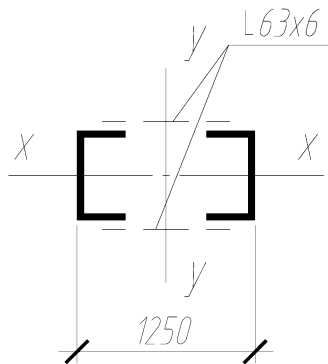


Рис. 23. Поперечное сечение распорки

$$i_x = 7,26 \text{ см} > 6,67 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{\frac{151034}{41,4}} = 60,4 \text{ см} > 6,67 \text{ см},$$

$$\text{где: } I_y = 2 \cdot \left[I_{y0} + A_0 \cdot \left(\frac{125}{2} - Z_0 \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[100 + 20,7 \cdot \left(\frac{125}{2} - 2,14 \right)^2 \right] = 151034 \text{ см}^4;$$

- раскосы (растянуты): расчетные длины $l_{ef,x} = 0,5 \cdot \sqrt{12^2 + 9,25^2} = 7,6 \text{ м};$

$l_{ef,y} = 0,7 \cdot 15,2 \text{ м} = 10,64 \text{ м};$ требуемые радиусы инерции

$$i_{тр,x} = 760/[\lambda] = 760/300 = 2,53 \text{ см}; \quad i_{тр,y} = 1064/300 = 3,55 \text{ см},$$

где $[\lambda] = 300$ для растянутых связей ниже подкрановой балки.

Принимаем сечение раскосов из двух прокатных уголков 90х6 по ГОСТ 8509-93, разнесенных на 1250 мм и объединенных треугольной решеткой из уголков 63х6 (рис. 24).

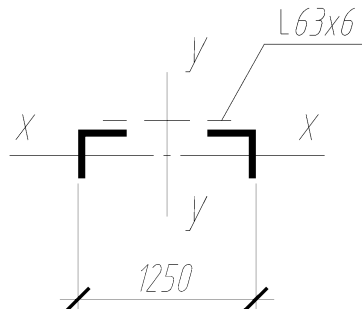


Рис. 24. Поперечное сечение раскосов

Для принятого сечения $i_x = 2,78 \text{ см} > i_{тр,x} = 2,53 \text{ см};$

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{\frac{76735}{21,22}} = 60,1 \text{ см} > 3,55 \text{ см},$$

где:

$$I_y = 2 \cdot \left[I_{y0} + A_0 \cdot \left(\frac{125}{2} - Z_0 \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[82,1 + 10,61 \cdot \left(\frac{125}{2} - 2,43 \right)^2 \right] = 76735 \text{ см}^4.$$

10. ГРАФИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ ПРОЕКТА

Графическая часть является неотъемлемой составляющей курсового проекта по металлическим конструкциям. Основными целями графической части курсового проекта являются:

- освоение принципов и методики компоновки каркасов одноэтажных промышленных (производственных) зданий, оборудованных мостовыми электрическими кранами;
- освоение принципов конструирования элементов и узлов сопряжения стальных конструкций каркасов промзданий;
- развитие навыков в оформлении рабочих чертежей КМ;
- ознакомление с требованиями СПДС по оформлению технической документации;
- осмысление студентами возможной многовариантности инженерных решений при компоновке каркасов и конструировании узлов сопряжений элементов металлических конструкций.

10.1. Пояснения к графической части

Приведенные в Методических указаниях примеры компоновок промышленных зданий и конструкций узлов являются наиболее распространенными в практике строительства. Принцип многовариантности допускает при выполнении курсового проекта применение других обоснованных и конкурентоспособных конструктивных решений, в том числе приведенных в типовых проектах и справочной литературе.

Все расчеты конструкций и узлов выполняются с учетом требований «СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*», «СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*», а также разделов 1-9 настоящих "Методических указаний".

Графическая часть курсового проекта выполняется на двух листах формата А1 и должна включать:

- Первый лист с компоновочными схемами каркаса промздания (планы связей в шатре, поперечный и продольный разрезы, схему торцового фахверка с вертикальным разрезом) и узлами, замаркированными на этом листе. Масштаб планов и продольных разрезов 1:400, остальных схем – 1:200 или 1:250; масштаб узлов – 1:10.
- Второй лист с поперечным разрезом (поперечная рама до линии симметрии) – в масштабе 1:50, а также четыремя основными узлами, замаркированными на поперечной раме. Узлы выполняются в масштабах 1:10, 1:15 или 1:20 и должны иметь от двух до четырех проекций и разрезов.

Элементы конструкций на компоновочных схемах и разрезах первого листа графической части изображаются в одну линию, а главный вид элементов двутаврового и швеллерного сечения (балки, прогоны, ветви колонн и т.п.) – в две линии, т.е. показываются "в габаритах". На планах и разрезах обязательно указываются типы принятых сечений элементов конструкций, а также генеральные размеры поперечных рам и сечений основных несущих конструкций – колонн, ферм и т.д.

Элементы конструкций на поперечном разрезе второго листа графической части изображаются "в теле", т.е. с показом габаритов сечения и толщин. Сварные и болтовые соединения показываются только на узлах.

Примеры компоновок первого и второго листов графической части курсового проекта приведены на стр. 58, 59, 60 и 61.

10.2. Дополнительные материалы к графической части проекта

Пример стандартного набора примечаний к листу 1.

1. Место строительства – г. Новосибирск, расчетная низкая температура $t = -43^{\circ}\text{C}$.
2. Материал конструкций: подкрановые балки, фасонки и пояса стропильных ферм – сталь С255, ГОСТ 27772-88*; раскосы стропильных ферм – сталь С245, ГОСТ 27772-88*; колонны, прогоны, связи – сталь С235, ГОСТ 27772-88*;
3. Соединения: заводские – сварные, монтажные – сварные и болтовые.
4. Заводская сварка – полуавтоматическая, в среде CO_2 сварочной проволокой Св.08Г2С по ГОСТ 2246-70*.
5. Монтажная сварка – ручная, электродами типа Э46 по ГОСТ 9467-75*.
6. Все сварные швы $K_f = 6\text{мм}$, кроме оговоренных.
7. Все болты М20 класса точности В, кроме оговоренных.
8. Антикоррозионная защита конструкций – два слоя масляной краски по грунту ГФ021.
9. Работать совместно с листом 2*.

*) В случае совместной работы нумерация разрезов на чертежах должна быть сквозной.

Условные обозначения на листах чертежей.

	видимый заводской сварной шов;
	невидимый заводской сварной шов;
	видимый монтажный сварной шов;
	невидимый монтажный сварной шов;
	отверстие;
	постоянный болт;
	временный (монтажный) болт;
	высокопрочный болт;
	строгать.

Штамп к чертежам.

5x11=55					КП-МК-ПГС(СЧЗС) - Номер задания - Год			10
					Одноэтажное промышленное здание в г.Новосибирске			15
		Фамилия	Подп.	Дата				
	Выполнил				Каркас			5
	Руковод.				Р	Лист	Листов	10
					2			
					Содержание листа			15
				НГАСУ - Номер группы				
	20	20	15	10	15	15	20	185

10.3. Комментарии к некоторым узлам каркаса промздания

Узел 3. Приведен вариант конструктивного решения для фахверковой колонны (стойки) постоянного сечения, а также вариант ступенчатой колонны с изменением сечения в уровне нижнего пояса стропильной фермы. Тот или иной вариант применяется в зависимости от высоты сечения стойки фахверка.

Узел 10. Центрирование связевого раскоса должно осуществляться в точку пересечения стенки колонны с опорной плитой. Если это невозможно (например, в случае сквозной колонны), то допускается центрирование на обрез траверсы.

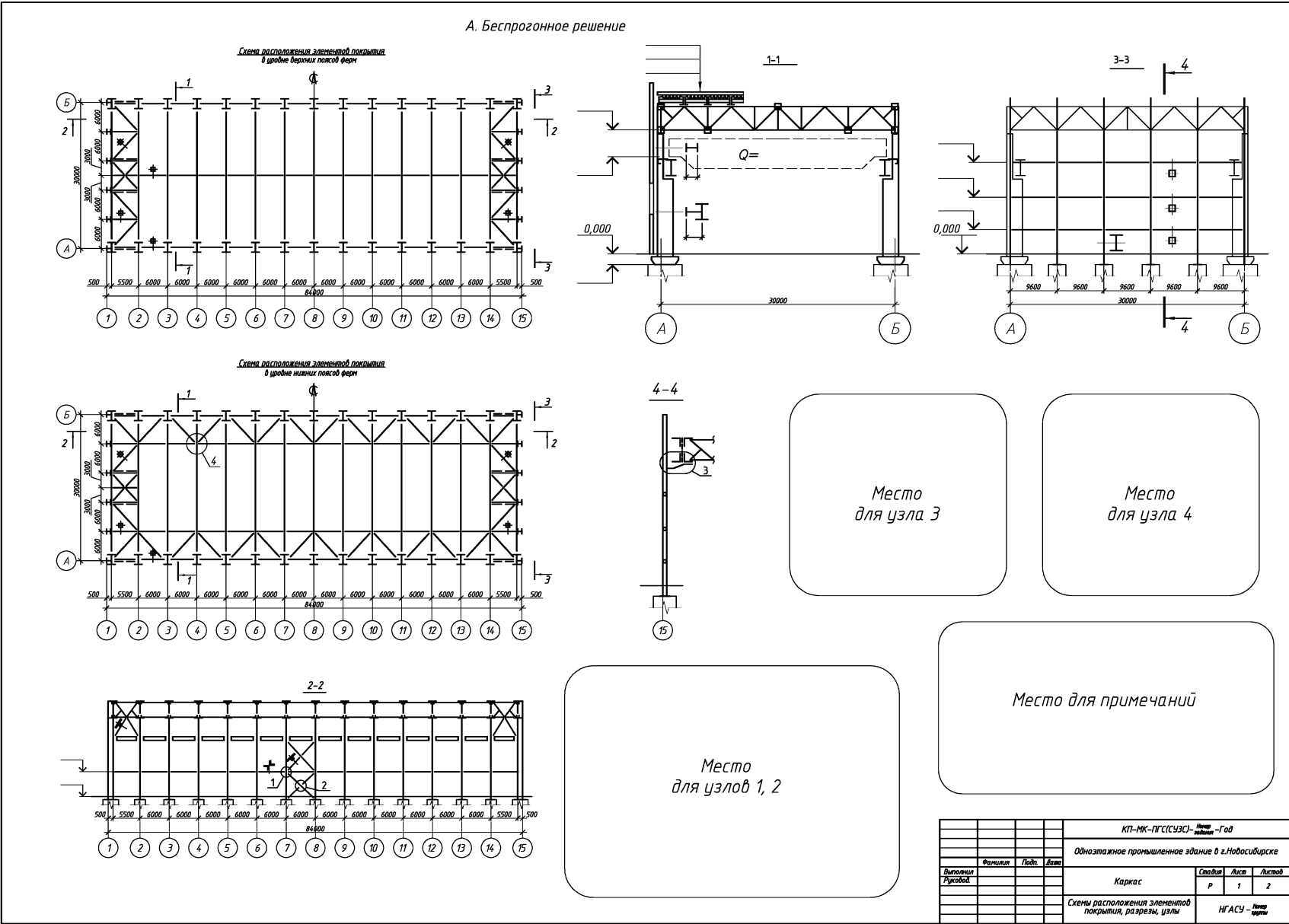
Узел 11. Сопряжение верхней и нижней частей ступенчатой колонны вне зависимости от типа сечения нижней части может быть осуществлено любым из способов, приведенных на стр. 70 и 71.

Тормозные планки располагаются внутри связевого блока при сжатых раскосах связей ниже подкрановых балок и снаружи – при растянутых раскосах. В приведенных вариантах узла планки расположены снаружи.

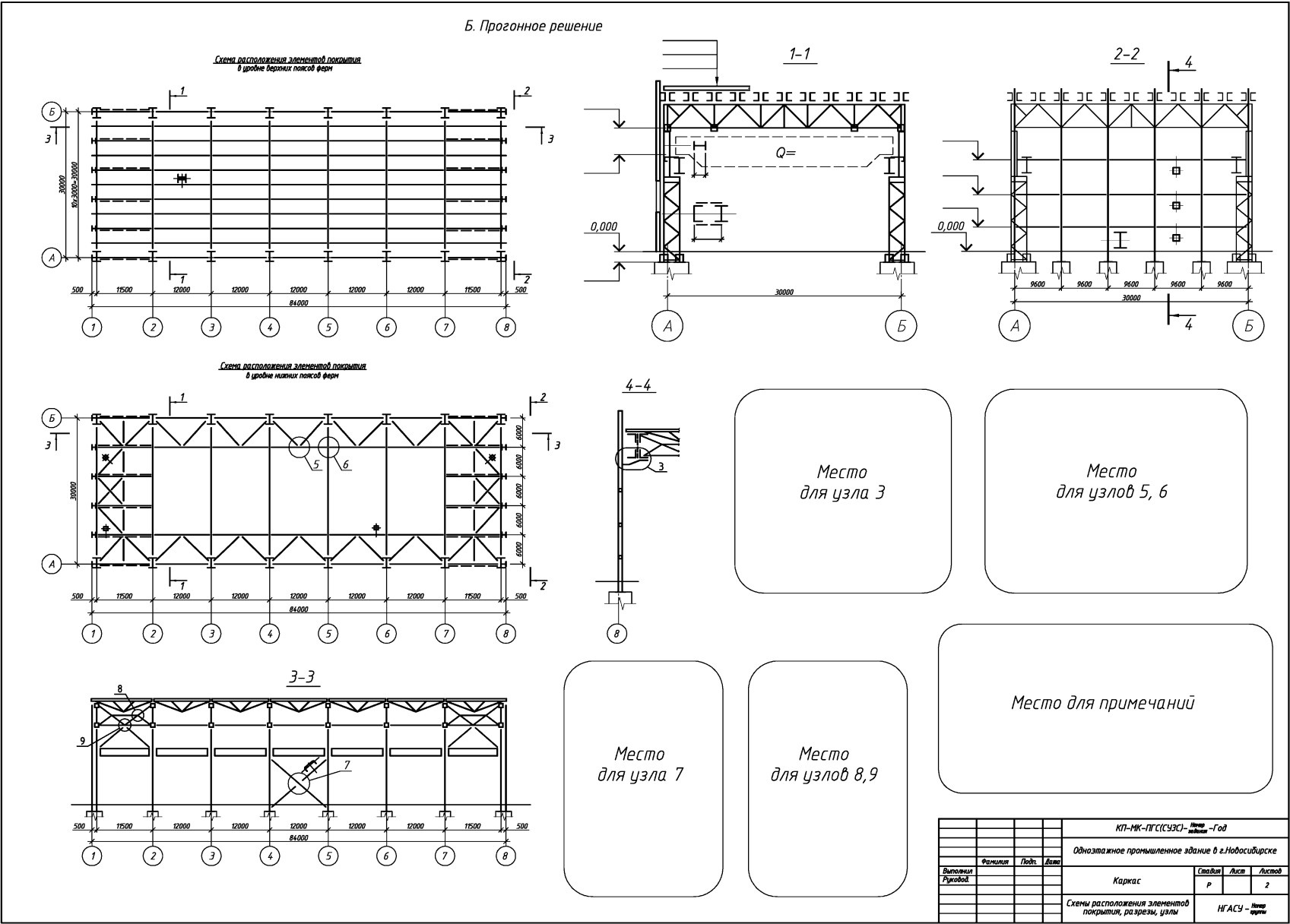
Узел 12. Варианты конструкций узла предусматривают шарнирное сопряжение стропильной фермы с колонной как с использованием надколонной стойки (стр. 73, 75, 76) – опирание на колонну сверху, так и без надколонной стойки (стр. 74) – примыкание стропильной фермы к колонне сбоку и опирание ее на столик. Во всех вариантах конструкция сопряжения верхнего пояса фермы с надколонной стойкой или колонной должна обеспечивать его свободное перемещение вдоль фермы. Раскосы горизонтальных связей центрируются в точку пересечения осей пояса фермы и распорок по колоннам (стр. 74), хотя допускается расцентровка с целью упрощения монтажа и снижения количества деталей (стр. 73, 75, 76).

Узел 13. На узле показан монтажный стык фермы пролетом 30 м с поясами из прокатных тавров (длина отправочной марки 15 м). Для пролетов 24 м и 36 м (длина отправочной марки 12 м) узел изобразится зеркально относительно горизонтальной оси. Узел фермы с элементами из спаренных уголков, наоборот, соответствует пролетам 24 м и 36 м, поэтому для фермы пролетом 30 м также нужно отобразить его зеркально.

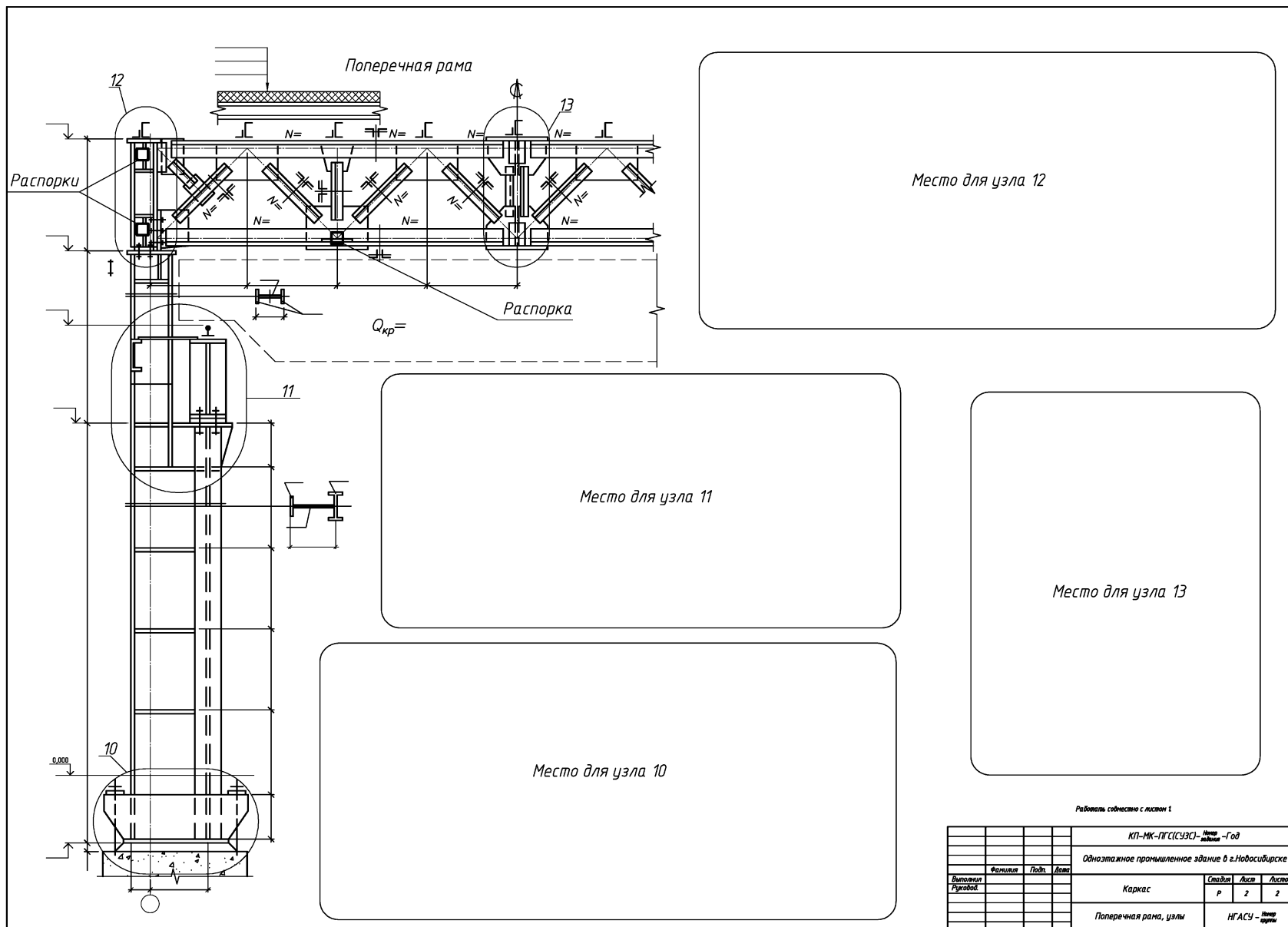
10.4. Пример компоновки первого листа чертежей при беспрогонном решении кровли и сплошных колоннах



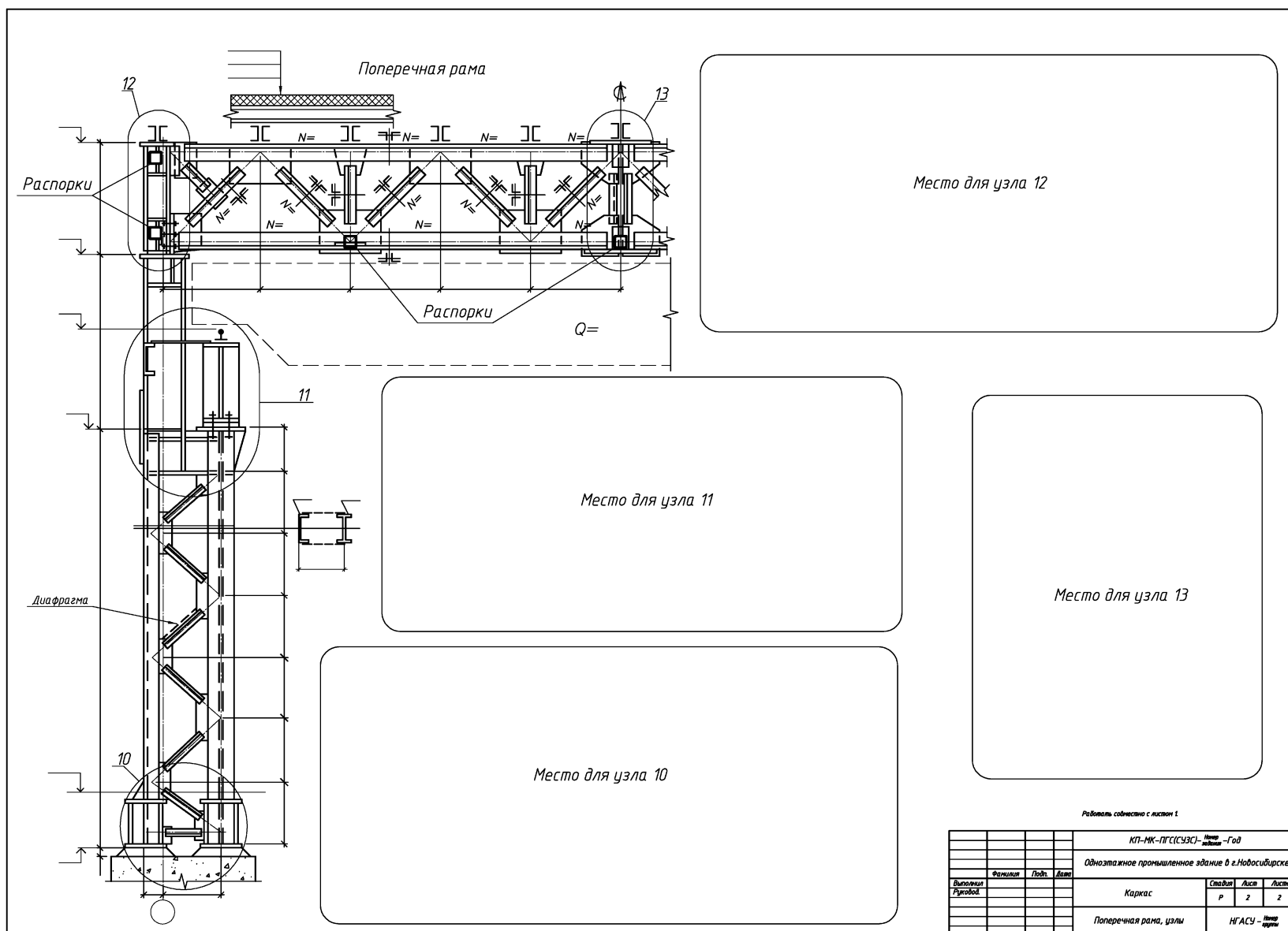
10.5. Пример компоновки первого листа чертежей при прогонном решении кровли и сквозных колоннах



10.6. Пример компоновки второго листа чертежей при шаге сплошных колонн 6 м



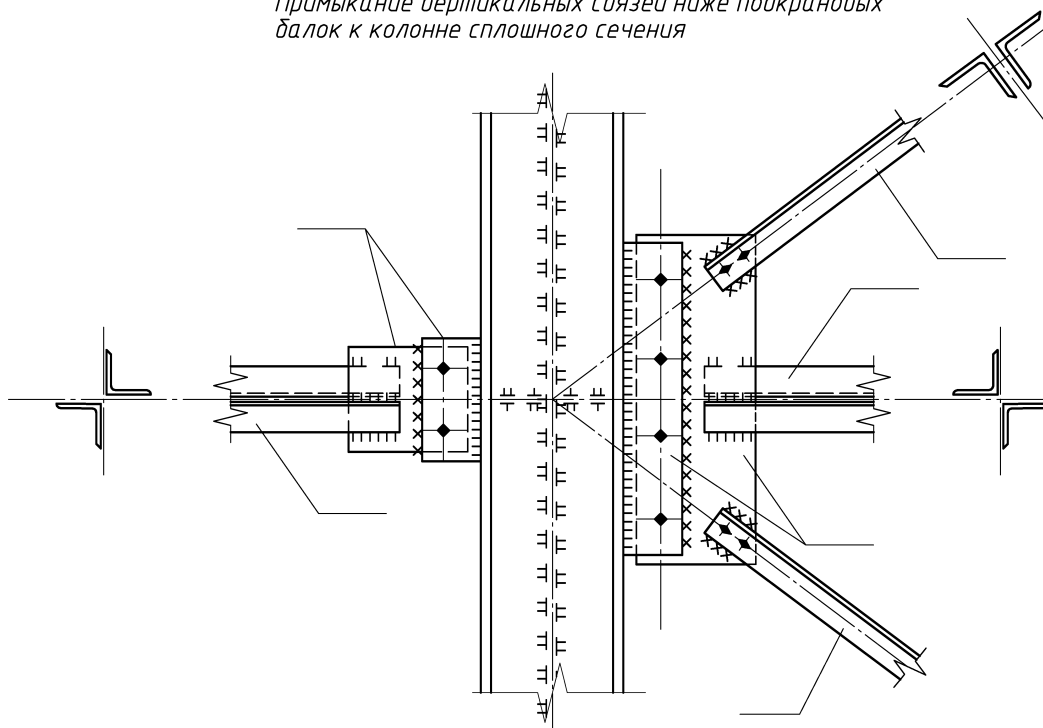
10.7. Пример компоновки второго листа чертежей при шаге сквозных колонн 12 м



10.8. Варианты конструктивного решения узлов 1 и 2

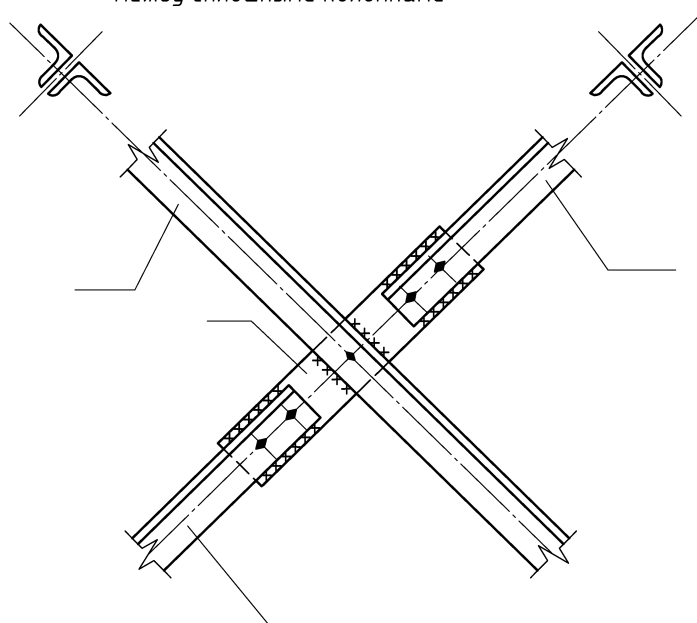
1

*Примыкание вертикальных связей ниже подкрановых
балок к колонне сплошного сечения*



2

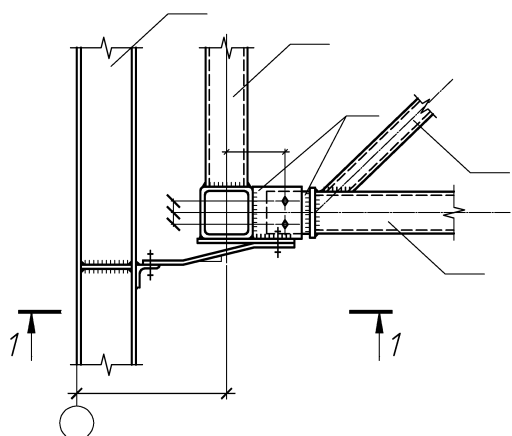
*Пересечение раскосов вертикальных связей
между сплошными колоннами*



10.9. Варианты конструктивного решения узла 3

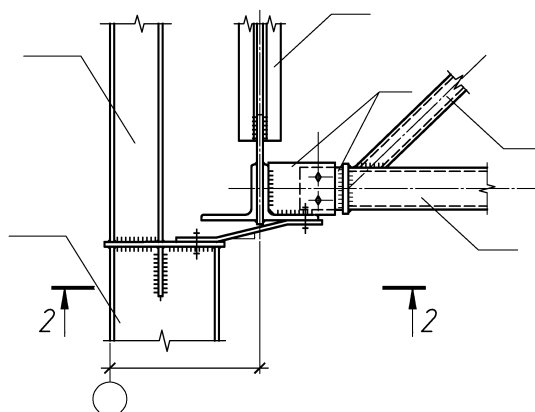
3

*Примыкание фахверковой стойки
к нижнему поясу стропильной фермы
из гнутых профилей*

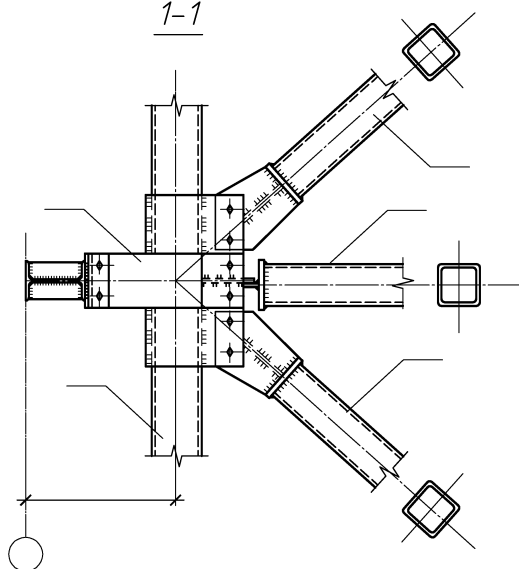


3

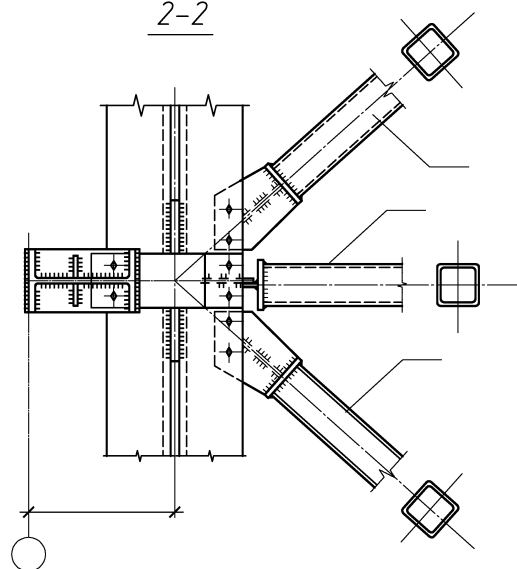
*Примыкание фахверковой стойки
к нижнему поясу стропильной фермы
из уголков*



1-1



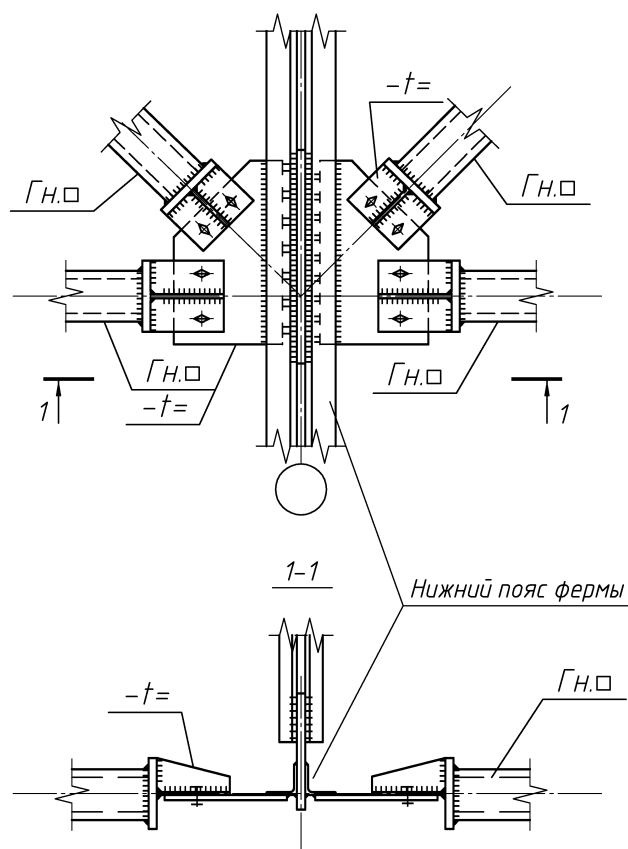
2-2



10.10. Варианты конструктивного решения узлов 4 и 5

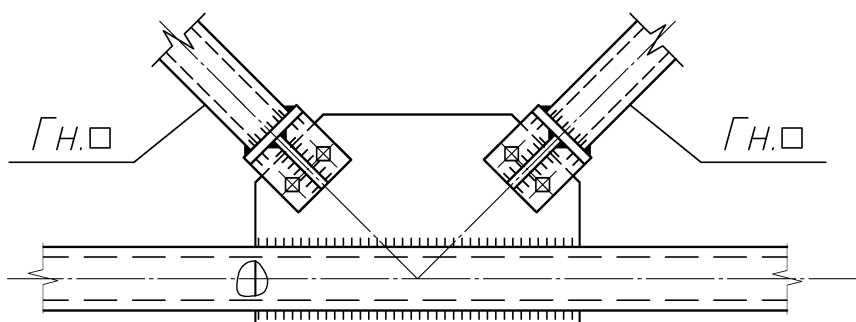
4

Примыкание продольных горизонтальных связей к нижнему поясу стропильной фермы



5

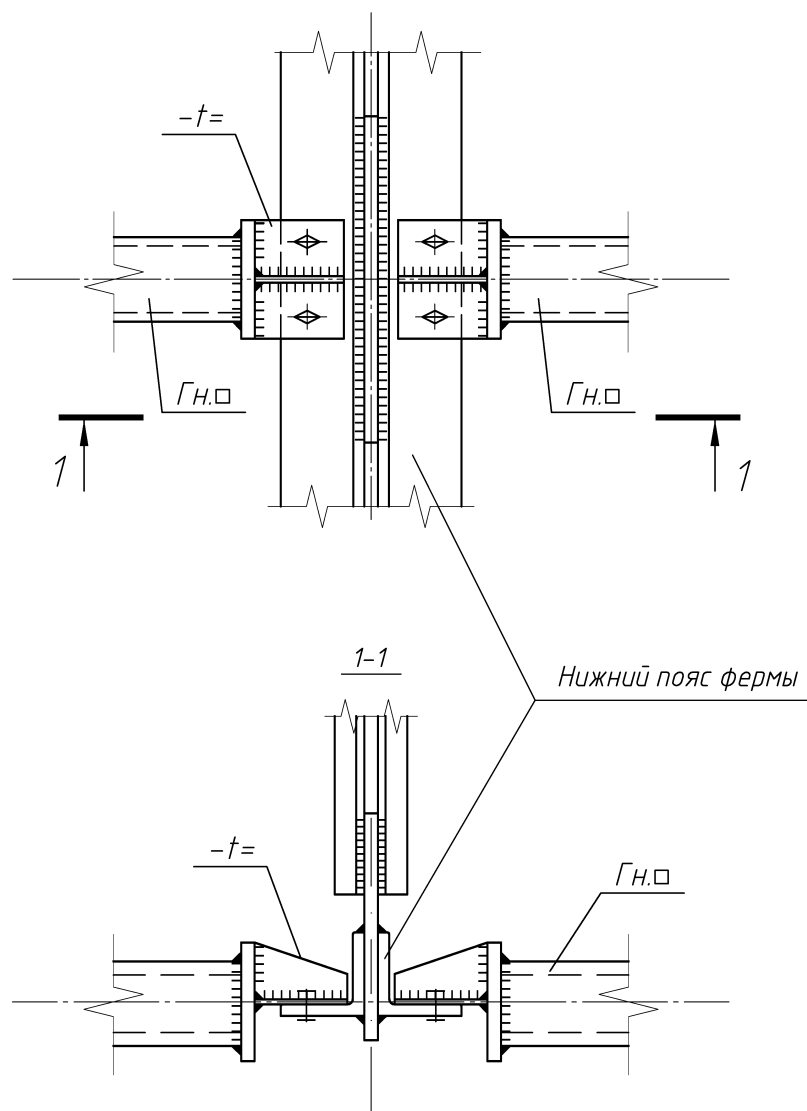
Соединение раскосов с распоркой



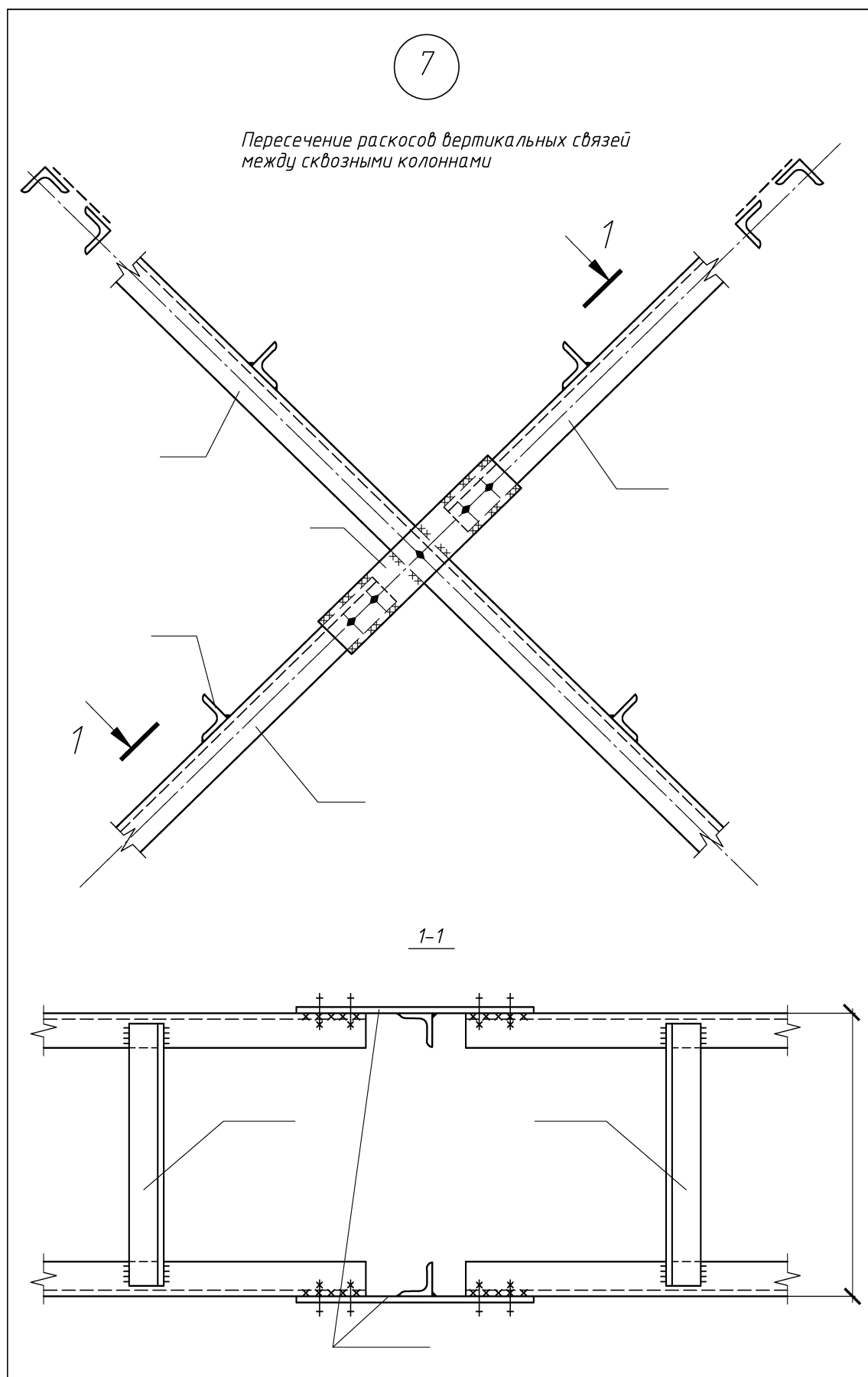
10.11. Вариант конструктивного решения узла 6

6

*Примыкание распорок горизонтальных связей
к нижнему поясу стропильной фермы*



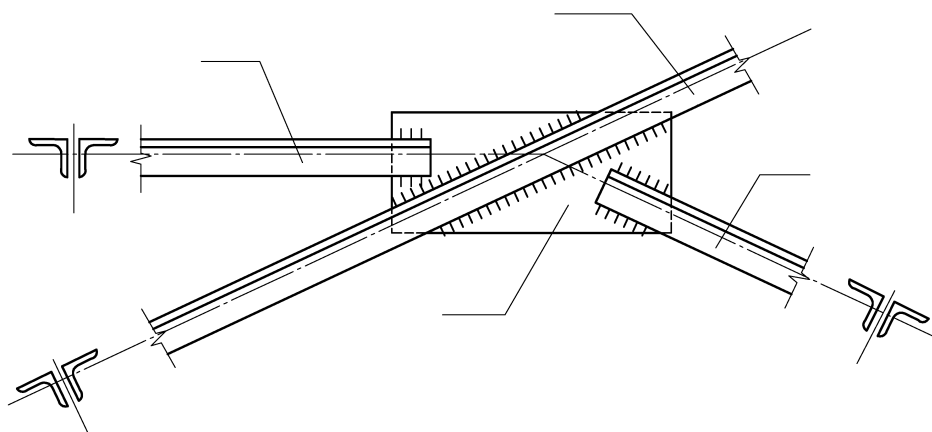
10.12. Вариант конструктивного решения узла 7



10.13. Варианты конструктивного решения узлов 8 и 9

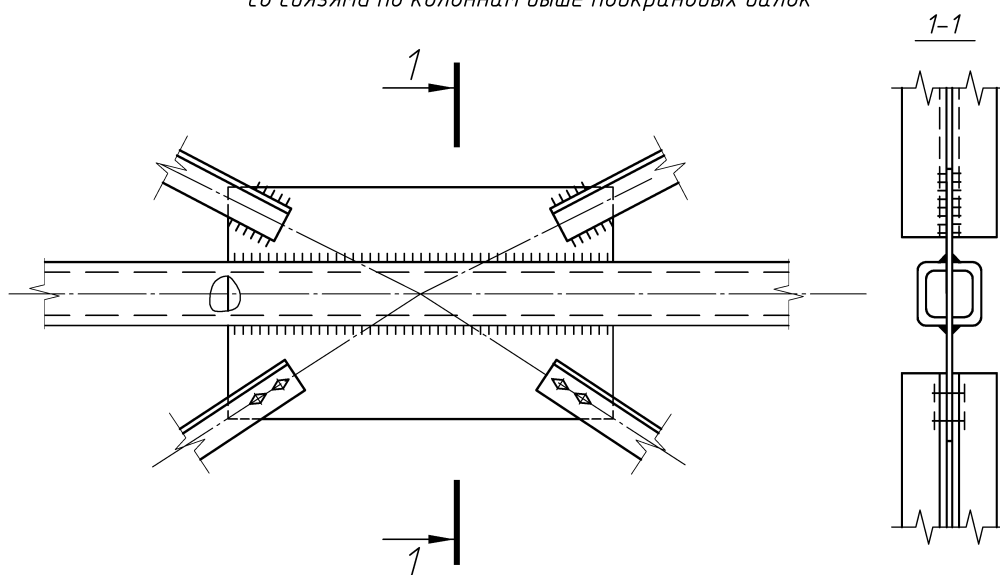
8

Соединение элементов решетки вертикальных связей в шатре



9

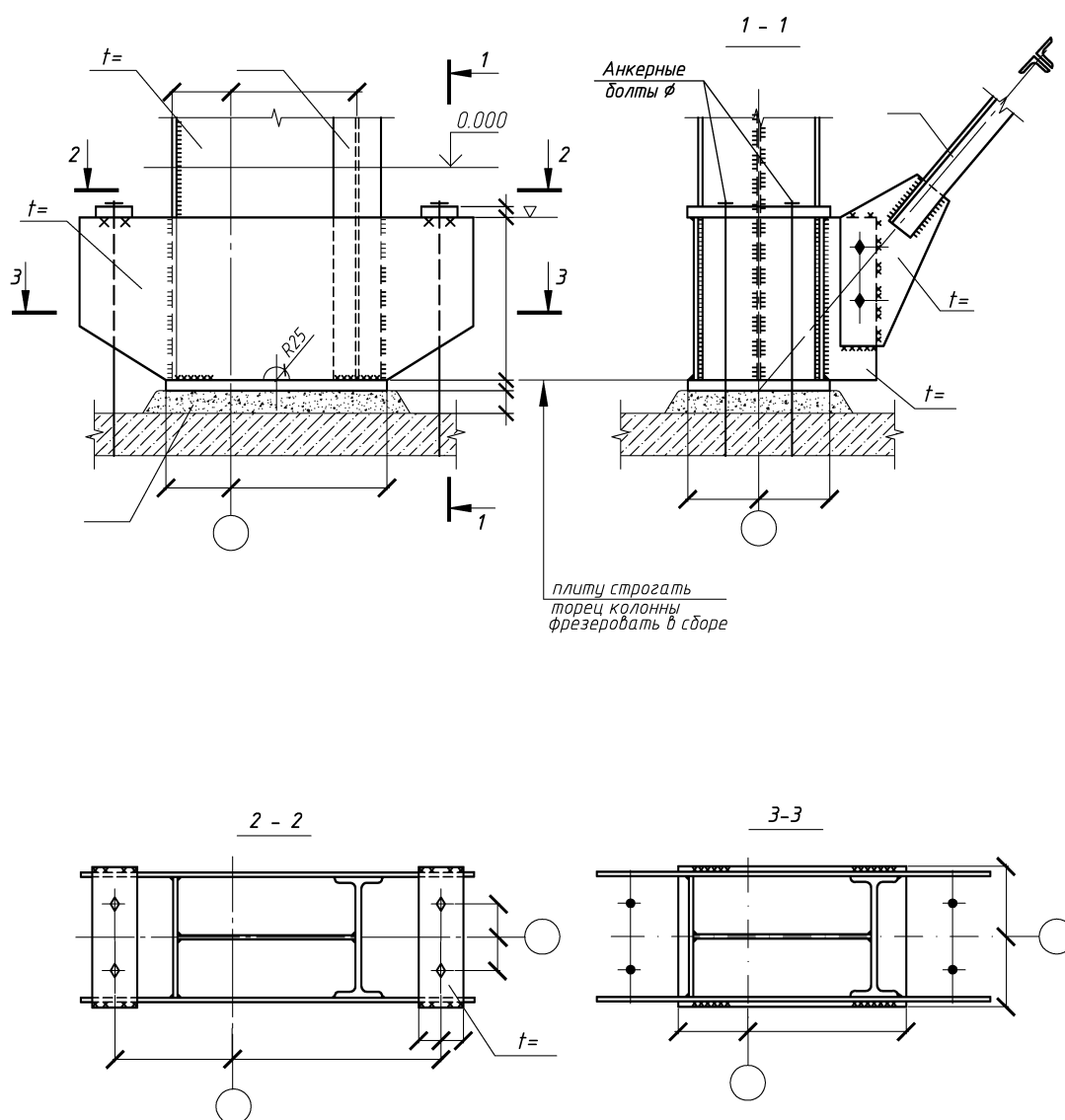
*Соединение вертикальных связей в шатре
со связями по колоннам выше подкрановых балок*



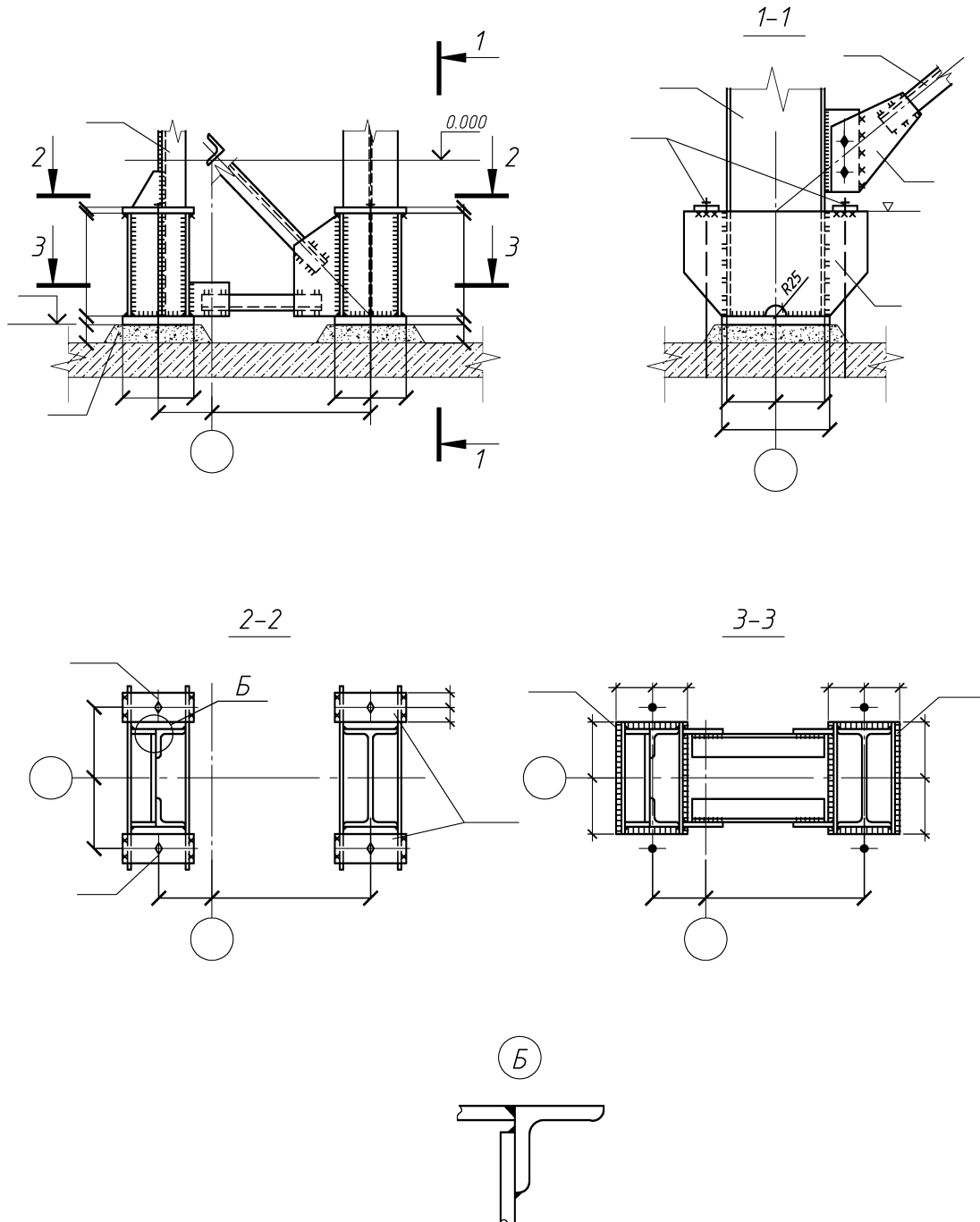
10.14. Варианты конструктивного решения узла 10

10

База ступенчатой колонны сплошного сечения



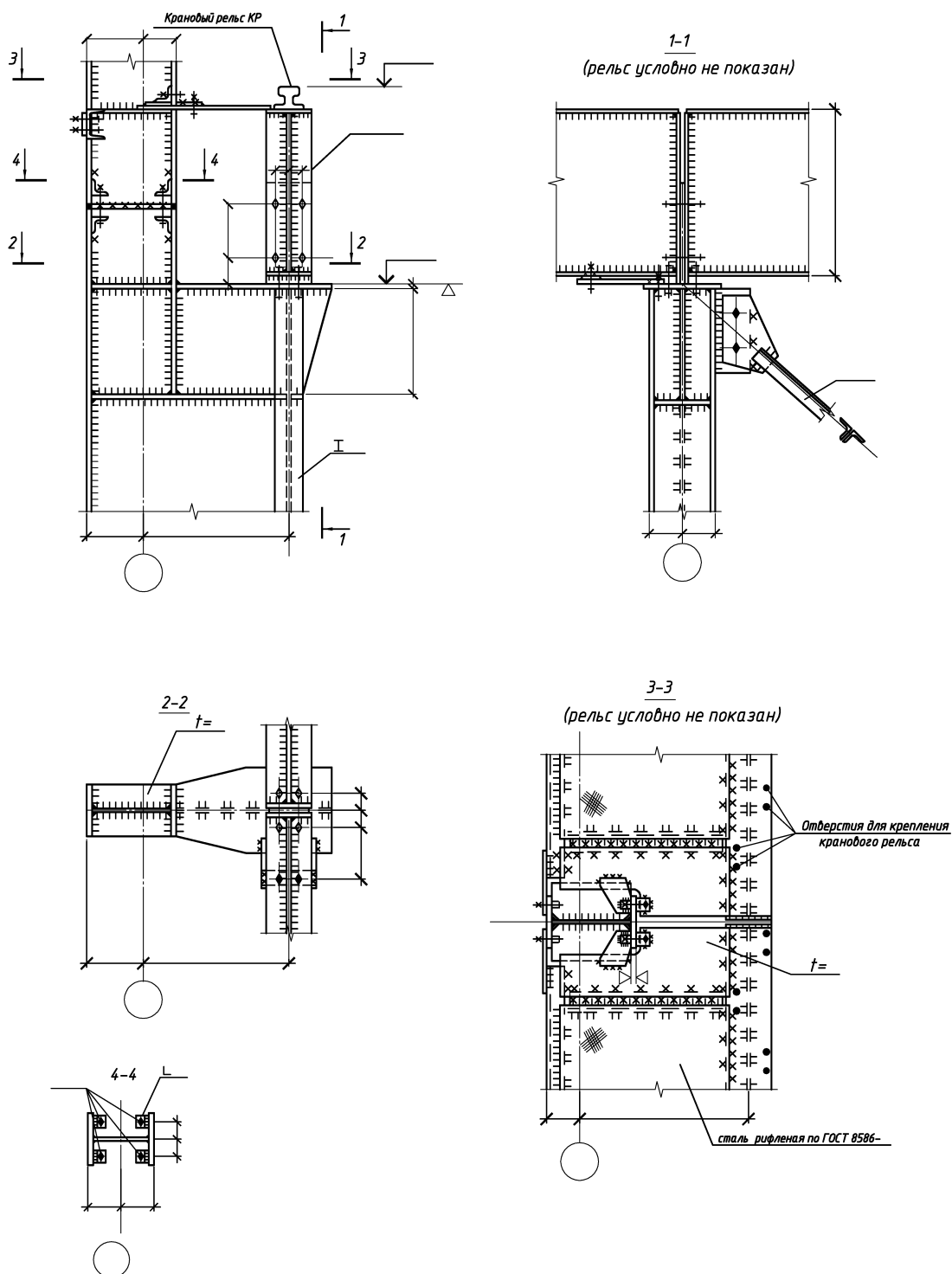
База ступенчатой колонны сквозного сечения



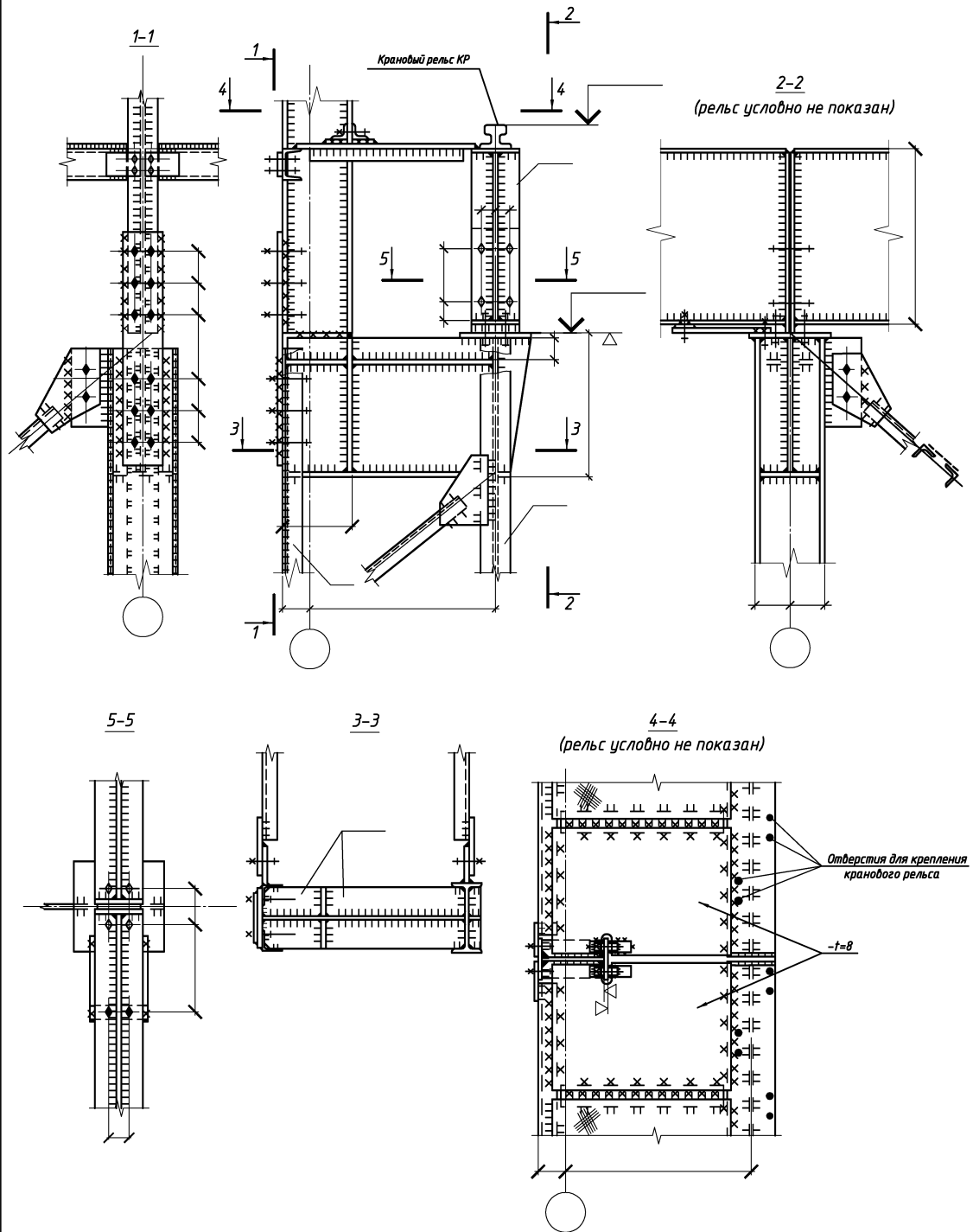
10.15. Варианты конструктивного решения узла 11

11

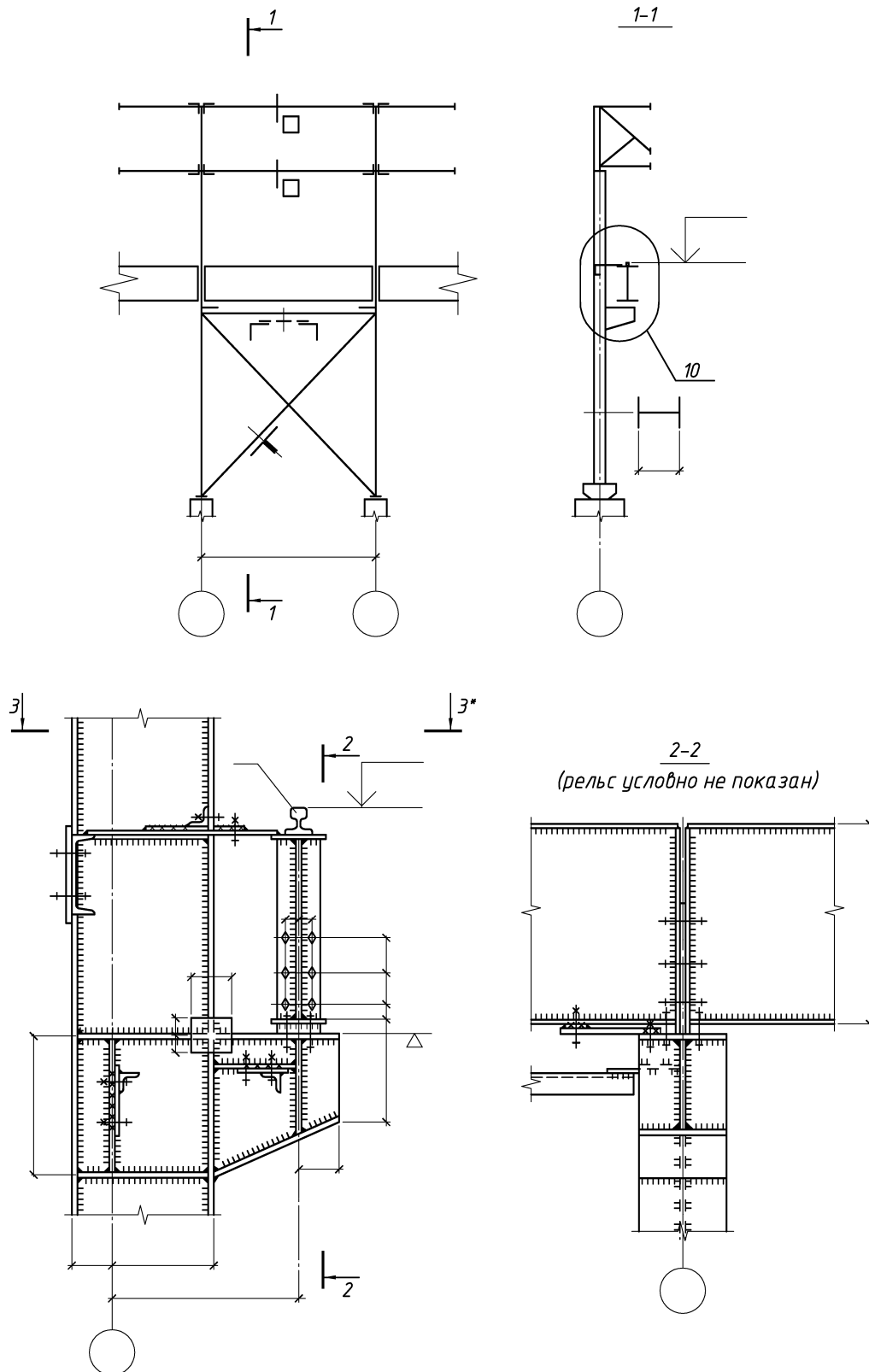
Вариант опирания подкрановой балки на колонну сплошного сечения



Вариант опирания подкрановой балки на колонну сквозного сечения



Вариант опирания подкрановой балки на колонну постоянного сечения

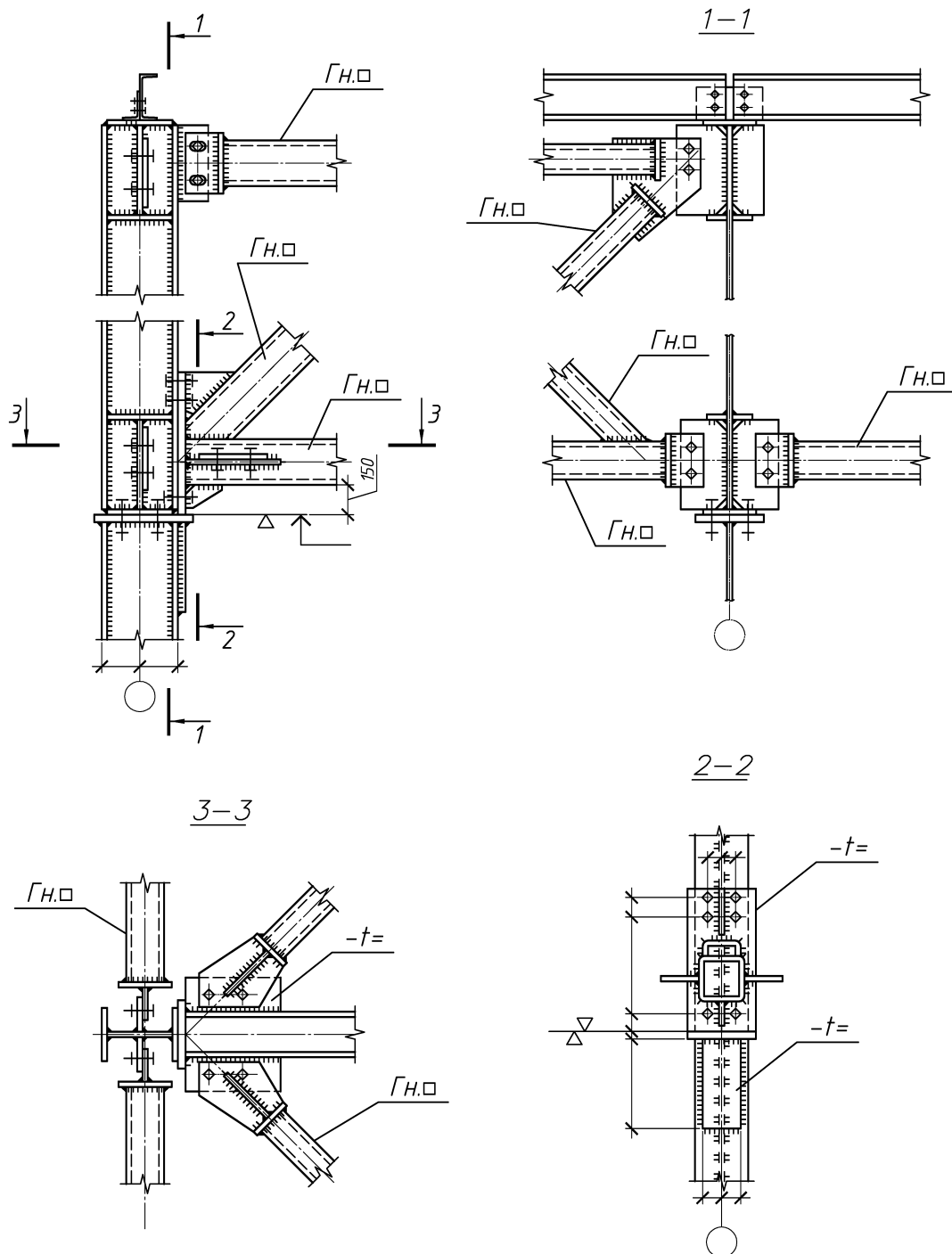


*) 3-3 см. стр. 70

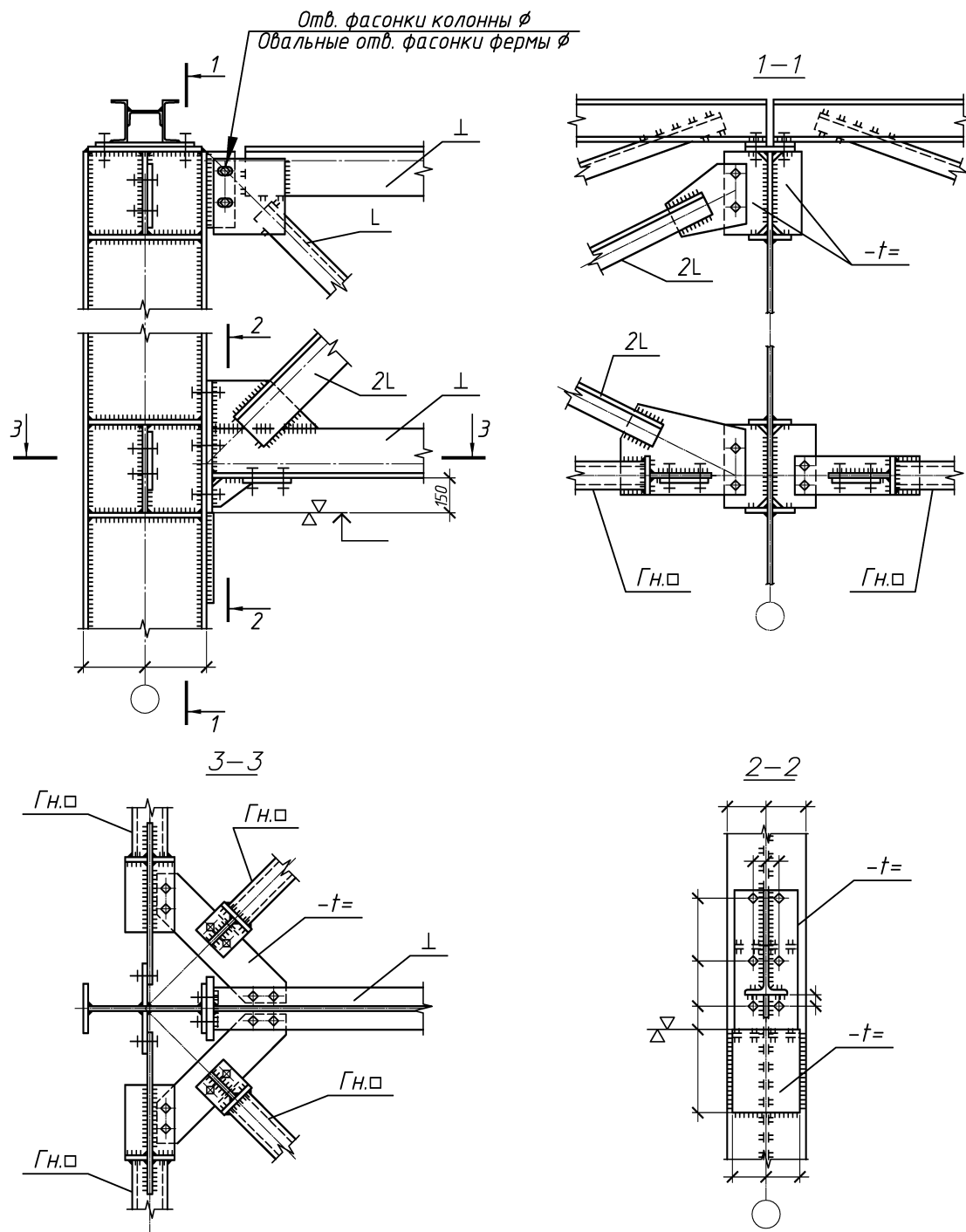
10.16. Варианты конструктивного решения узла 12

12

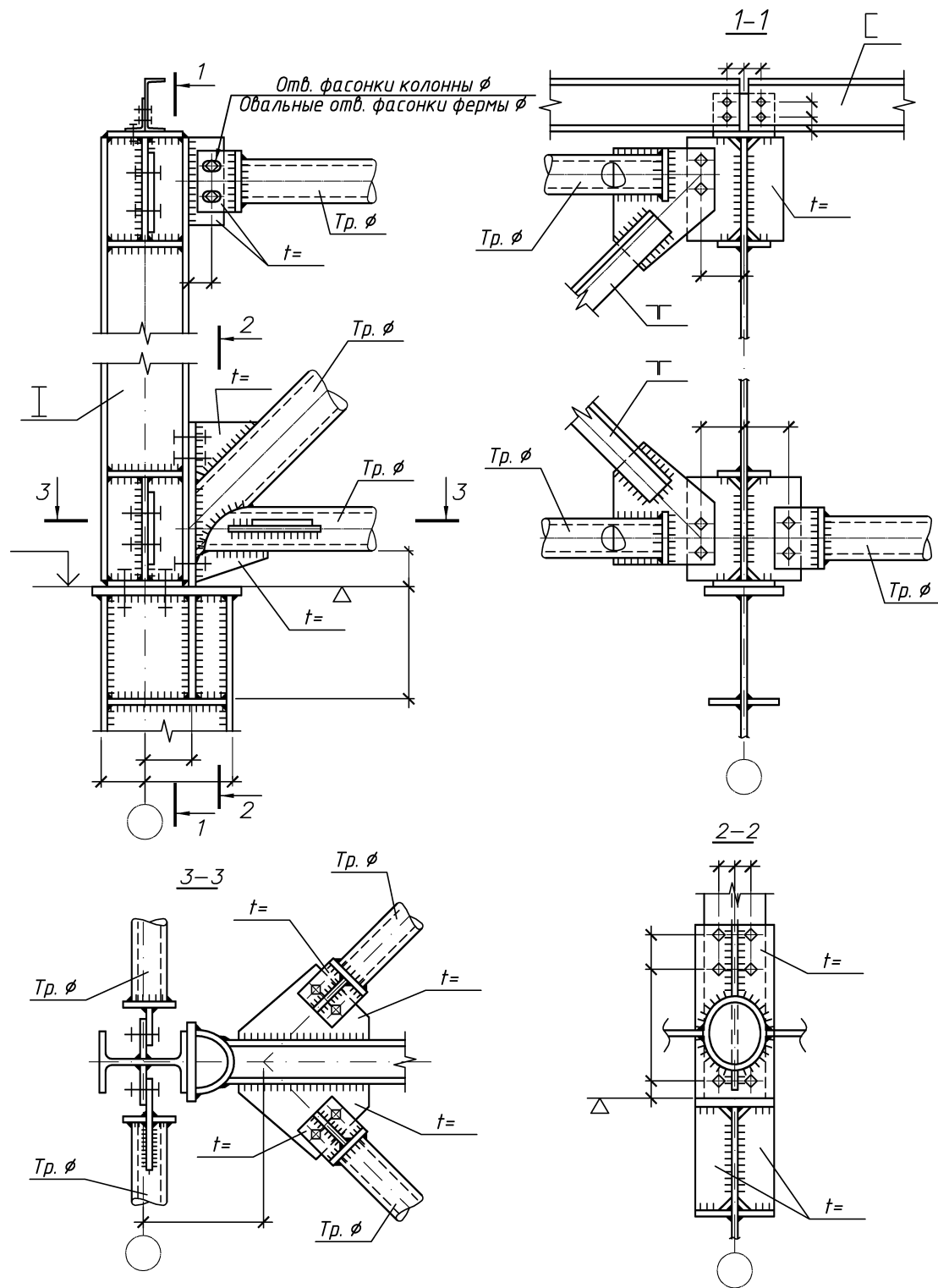
Вариант узла с фермой из гнутосварных профилей



Вариант узла с фермой с поясами из тавров

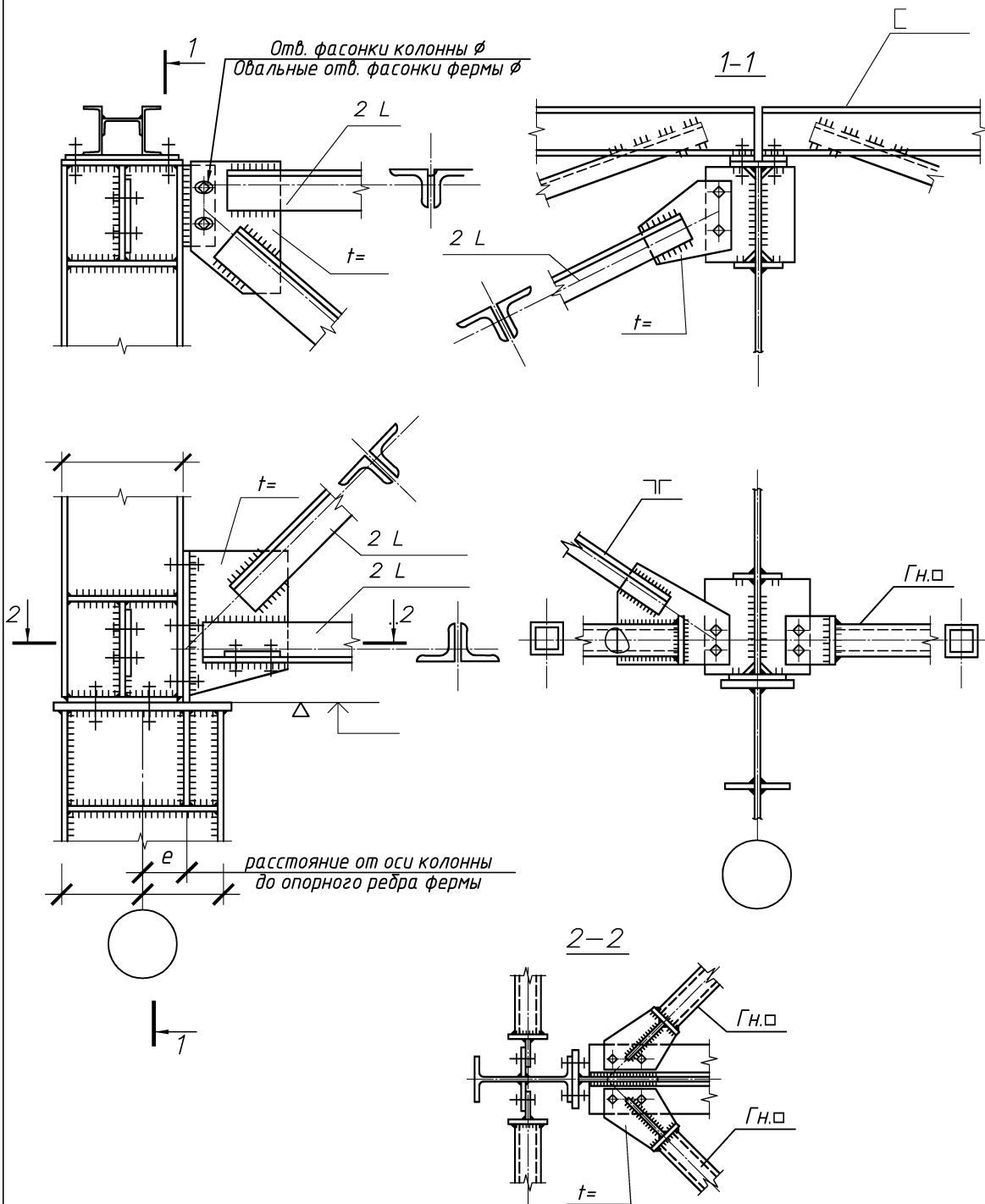


Вариант узла с трубчатой фермой



12

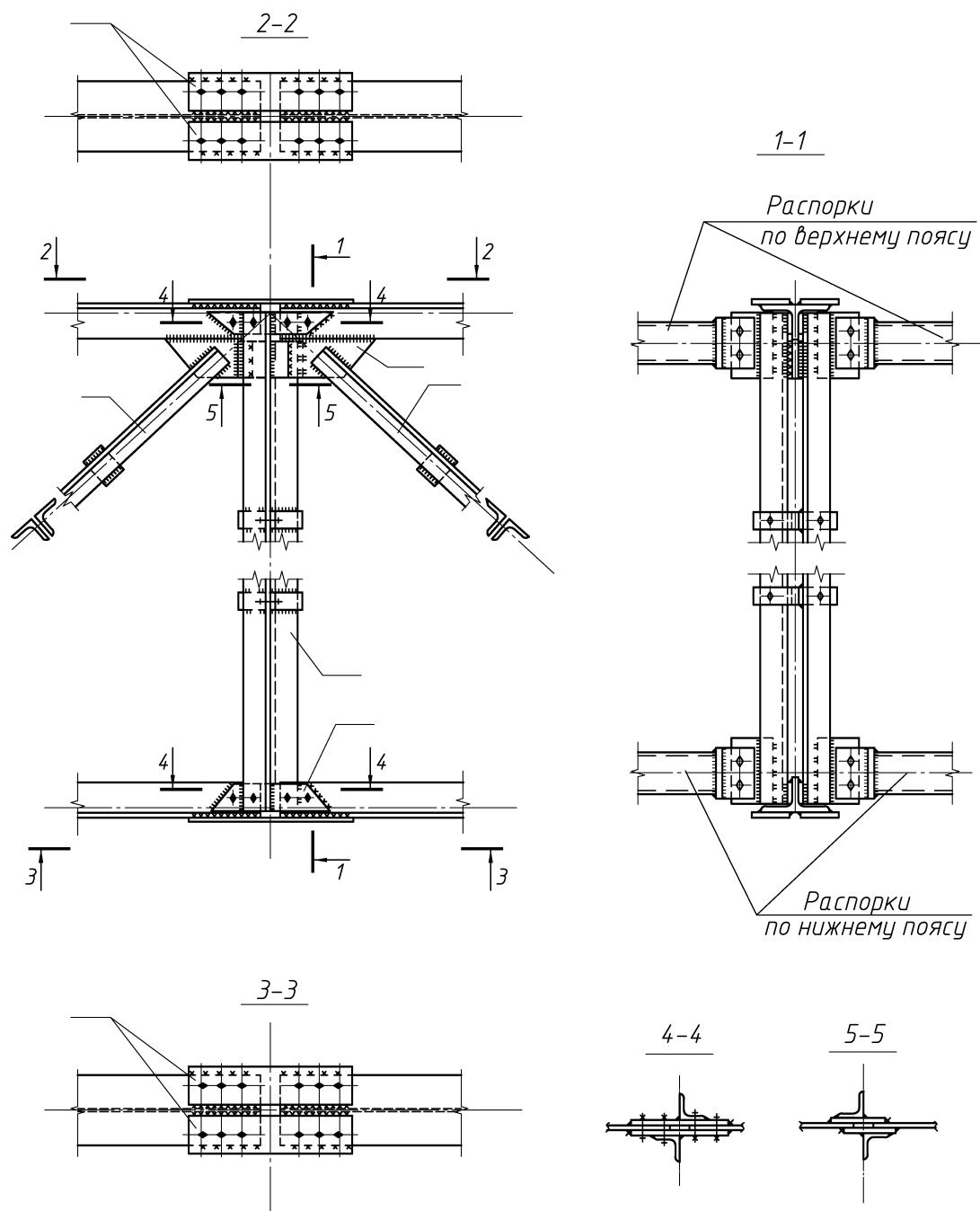
Вариант узла с фермой из уголков



10.17. Варианты конструктивного решения узла 13

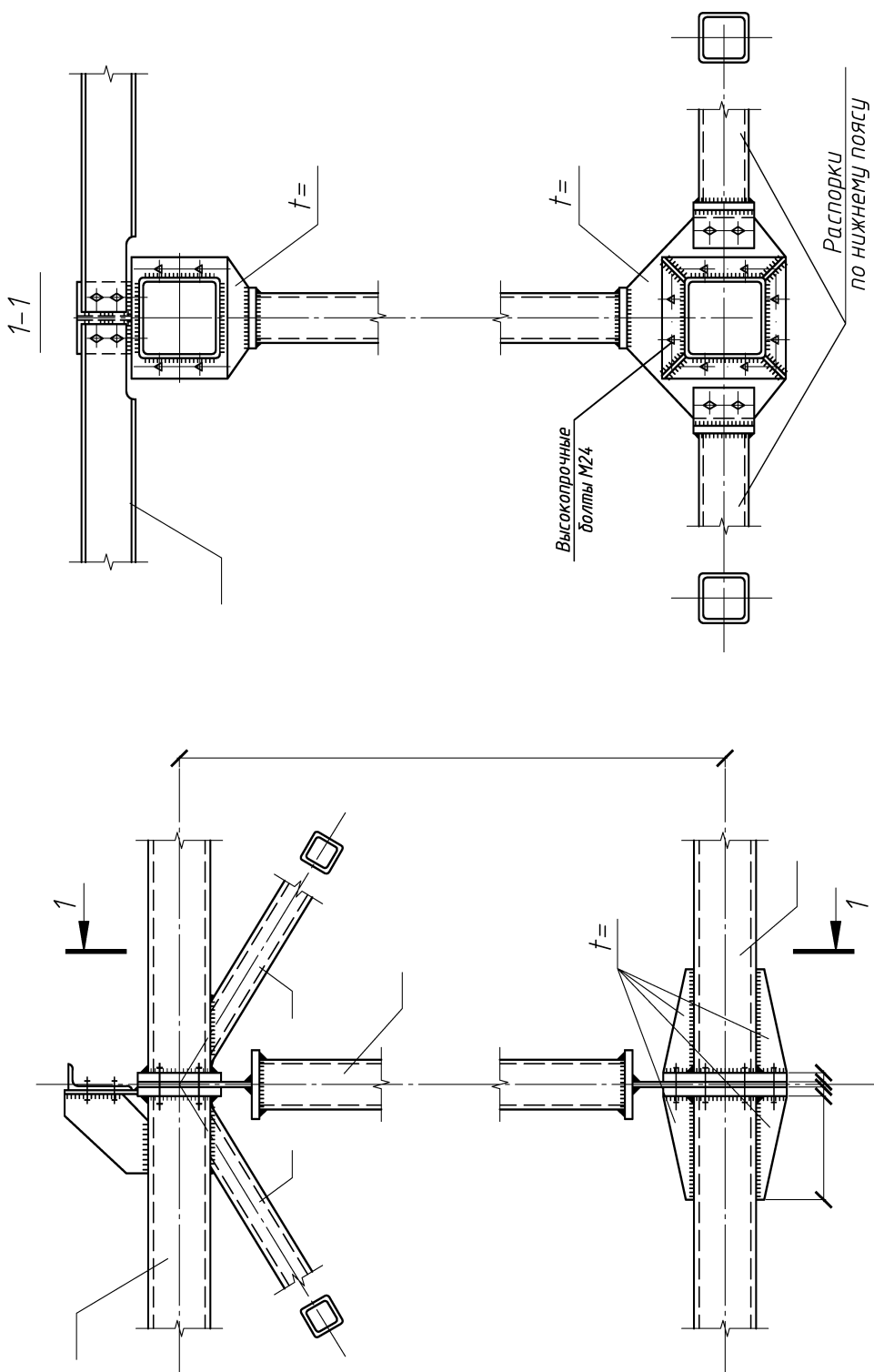
13

Монтажный стык фермы с поясами из тавров
(пролет фермы 30м)

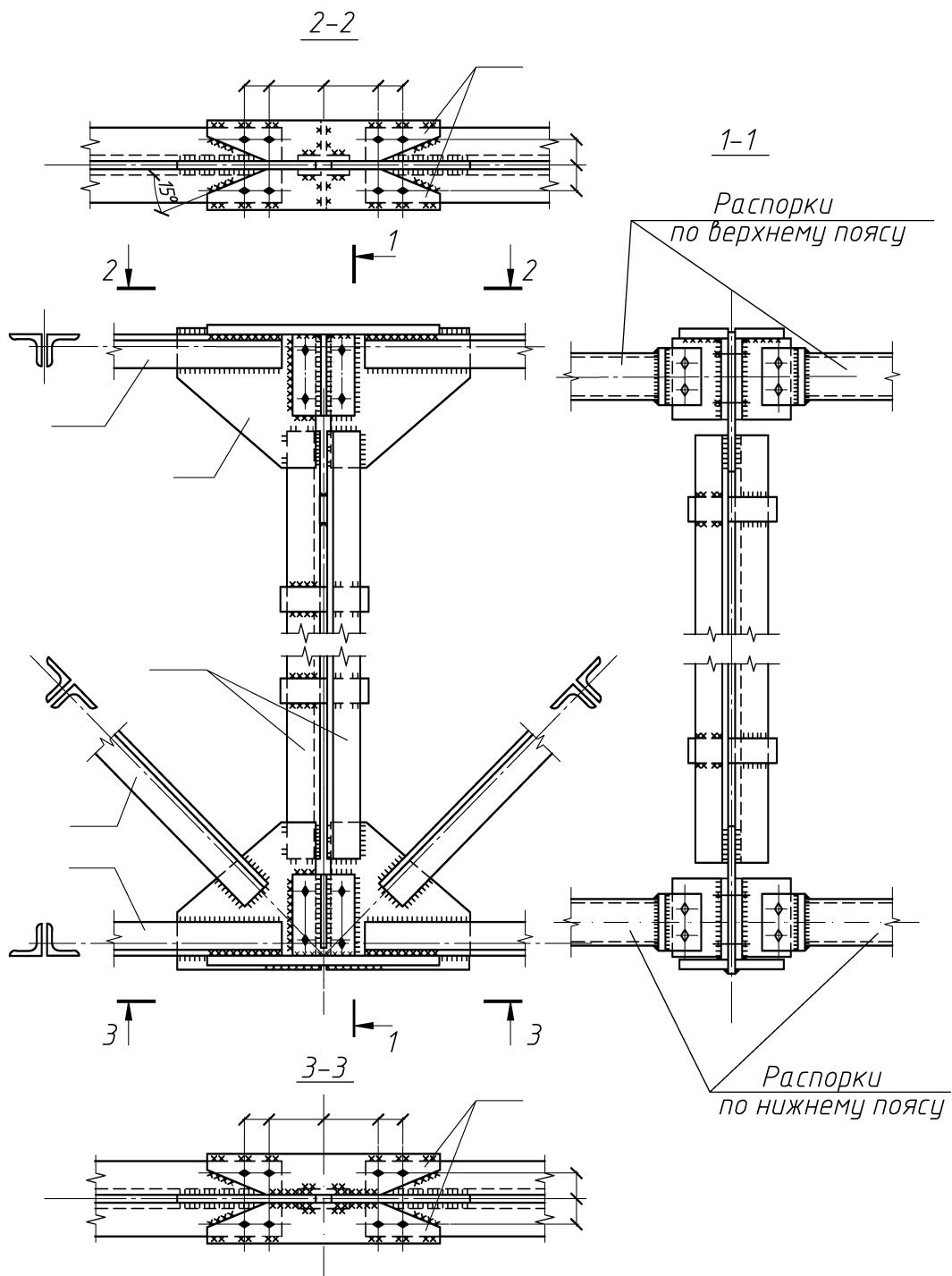


13

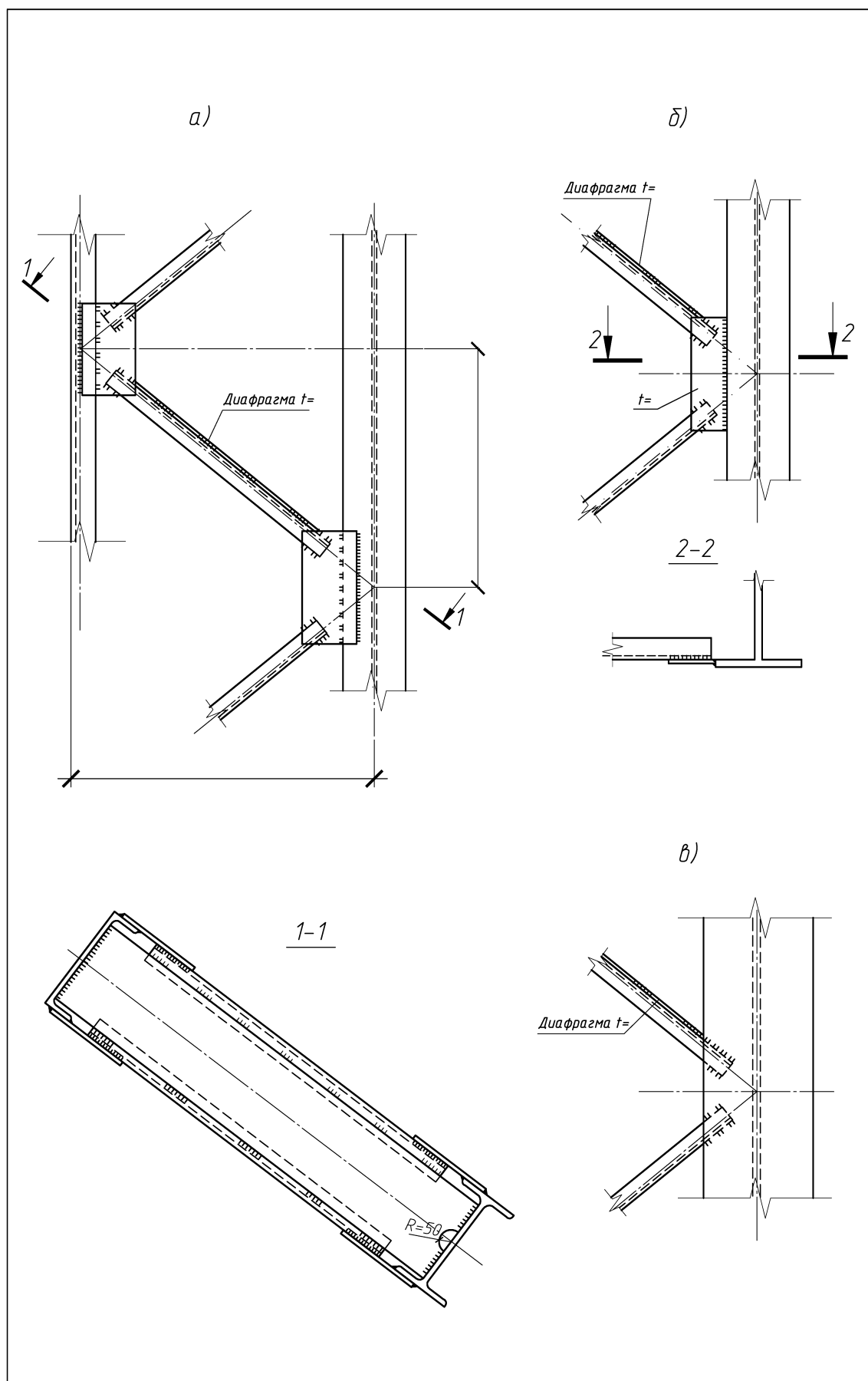
Монтажный стык фермы из гнутосварных профилей коробчатого сечения (пролет фермы 30м)



Монтажный стык фермы из уголков
(пролет фермы 24 и 36м)



10.18. Варианты крепления раскосов к ветвям сквозной колонны



Литература

1. Металлические конструкции: В 3 т. Т.1. Элементы стальных конструкций / Под ред. В.В. Горева. 3-е изд. – М.: Высшая школа, 2004. - 551с.
2. Металлические конструкции: В 3 т. Т.2. Конструкции зданий / Под ред. В.В. Горева. 3-е изд. – М.: Высшая школа, 2004. - 528с.
3. Металлические конструкции: В 3 т. Т.3. Специальные конструкции и сооружения / Под ред. В.В. Горева. 2-е изд. – М.: Высшая школа, 2002. - 544с.
4. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Под ред. Г.С. Веденикова. 7-е изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998. 760с.
5. Металлические конструкции. Учебник для студентов вузов / Под ред. Ю.И. Кудишина. 10-е изд. – М.: Издательский центр «Академия», 2007. - 688с.
6. СП. 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М.: Минрегион России, 2011. - 172 с.
7. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: Минрегион России, 2011. - 81 с.
8. СП 43.13330.2012. Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03-85. – М.: Минрегион России, 2011. - 97 с.
9. СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99. – М.: Минрегион России, 2011. - 115 с.
10. Металлические конструкции. В 3 томах. Том 1. Общая часть. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В. В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н. П. Мельникова) – Москва: изд-во АСВ, 1998. - 576 с.
11. Металлические конструкции. В 3 томах. Том 2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В. В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н. П. Мельникова) – Москва: изд-во АСВ, 1998. - 512 с.
12. Кользеев А. А. Металлические конструкции. Расчёт сжатых стержней в примерах: Учебное пособие. – Новосибирск: НГАСУ, 1999. - 84 с.
13. Сергеев А. В. Металлические конструкции. Методические указания по использованию программы SCAD в курсовом и дипломном проектировании для студентов специальности 290300 "Промышленное и гражданское строительство" всех форм обучения. – Новосибирск: НГАСУ, 2003. - 32 с.
14. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* "Стальные конструкции")/ ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. -148 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Нагрузки от веса конструкций

Наименование элемента конструкций	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надёжности по нагрузке, γ_f
<i>Ограждающие элементы кровли</i>		
Защитный слой из гравия по битумной мастике толщиной 15 мм	0,3	1,3
Гидроизоляционный ковёр из 4 слоёв рубероида	0,2	1,3
Асфальтовая или цементная стяжка $t = 20$ мм	0,4	1,3
Утеплитель:		
а) пенопласт $t = 60 \dots 120$ мм	0,03...0,06	1,2
б) минераловатные плиты $t = 100$ мм	0,24	1,2
Пароизоляция из 1 слоя рубероида или фольгоизола	0,05	1,3
<i>Несущие элементы кровли</i>		
Профилированный стальной настил $t = 0,6 \dots 1$ мм	0,09...0,15	1,05
Волнистые стальные листы $t = 1 \dots 1,75$ мм	0,12...0,21	1,05
Плоский стальной настил $t = 3 \dots 4$ мм	0,24...0,32	1,05
Каркас стальной панели для 1...5 снеговых районов:		
размером 3х6 м	0,11...0,15	1,05
размером 3х12 м	0,17...0,25	1,05
Прогоны для 1...5 снеговых районов:		
сплошные пролётом 6 м	0,05...0,09	1,05
сплошные пролётом 12 м	0,11...0,15	1,05
решётчатые пролётом 12 м	0,08...0,12	1,05
<i>Несущие конструкции покрытия</i>		
Стропильные фермы со связями для 1...5 снеговых районов:		
пролётом 24 м	0,13...0,17	1,05
пролётом 30 м	0,18...0,22	1,05
пролётом 36 м	0,23...0,27	1,05

ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Данные по кранам и крановым нагрузкам

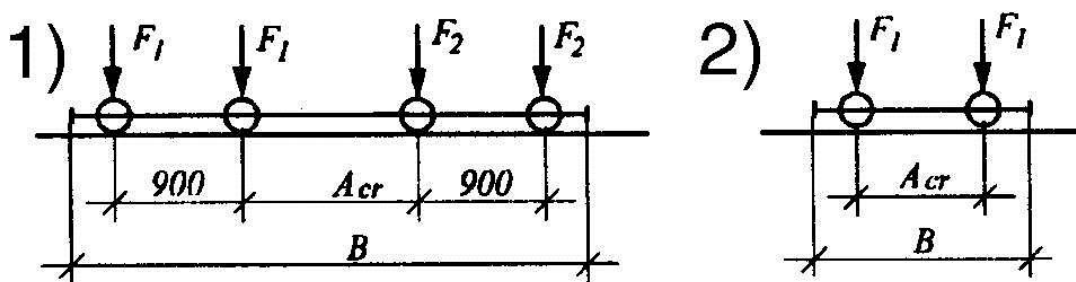


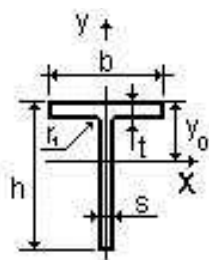
Рис. П2.1. Схемы мостовых опорных кранов. 1) - для кранов 80/20 т, 100/20 т, 125/20 т; 2) - для кранов 10 т, 20/5 т, 32/5 т, 50/12,5 т.

Q, т	L, м	L_{cr} , м	H_{cr} , мм	B, мм	A_{cr} , мм	B_1 , мм	Нагрузка, кН		Масса, т		Рельс	h_{rs} , мм
							F_1	F_2	m_T	m_K		
10	24	22,5	1900	5400	4400	230	85		2,4	15,8	КР70	120
	30	28,5	1900	6000	5000		95			21,0		
	36	34,5	1900	6000	5000		105			29,0		
20/5	24	22,5	2400	5600	4400	260	170		6,3	25,5		
	30	28,5	2400	6200	5000		180			33,2		
	36	34,5	2400	6800	5600		200			46,5		
32/5	24	22,5	2750	6300	5100	300	235		8,7	35,0		
	30	28,5	2750	6800	5600		260			41,0		
	36	34,5	2750	6800	5600		280			56,5		
50/12,5	24	22,5	3150	6860	5600	300	360		13,5	48,5	КР80	130
	30	28,5	3150	6860	5600		380			59,5		
	36	34,5	3150	6860	5600		415			73,1		
80/20	24	22	3700	9100	4350	400	347	367	33,0	98,0	КР100	150
	30	28	4000	9100	4350		367	392		110,0		
	36	34	4000	9100	4350		387	412		123,0		
100/20	24	22	4000	9600	4600	400	402	431	36,0	107,0	КР120	170
	30	28	4000	9600	4600		440	460		117,0		
	36	34	4000	9600	4600		460	480		131,0		
125/20	24	22	4000	9400	4600	400	473	502	39,0	112,0		
	30	28	4000	9400	4600		505	535		124,0		
	36	34	4000	9400	4600		526	561		143,0		

Обозначения, принятые в таблице: Q – грузоподъемность крана (большой/малый крюки); L – пролет здания; L_{cr} – пролёт крана (допускается уменьшать на величину, кратную 0,5 м); H_{cr} – высота крана от головки рельса до верха тележки; B, A_{cr} – смотри рисунок П2.1; B_1 – расстояние от оси подкранового рельса до края крана (смотри рисунок 1); F_1 , F_2 – нормативная максимальная нагрузка на колесо крана; m_T – масса тележки; m_K – масса крана с тележкой; h_{rs} – высота рельса.

Рекомендуемые высоты сечений подкрановых балок (на основании данных типовых серий): при пролете 6м – 1000мм для всех кранов; при пролете 12м – 1500мм для кранов Q=32/5т и Q=50/12,5т; 1600мм для кранов Q=80/20т, Q=100/20т, Q=125/20т.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Тавры с параллельными гранями полок
по ТУ 14-2-685-86



	h	b	s	t	A	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	y_0	вес
	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	мм	кг/см
13ШТ1	122,00	180,00	7,00	10,00	26,94	288,00	29,10	32,70	487,00	54,10	42,50	23,10	0,21
13ШТ2	124,00	180,00	7,50	12,00	31,10	324,00	32,10	32,30	584,00	64,90	43,30	23,10	0,24
15ШТ1	142,00	200,00	8,00	11,00	33,97	512,00	44,90	33,90	735,00	73,50	46,60	27,90	0,27
15ШТ2	144,00	200,00	8,50	13,00	38,53	569,00	48,90	38,40	868,00	86,80	47,50	27,70	0,30
15ШТ3	146,00	200,00	9,00	15,00	43,18	627,00	53,00	38,10	1000,00	100,00	48,20	27,80	0,34
17.5ШТ1	165,50	250,00	9,50	12,50	47,50	971,00	72,70	45,20	1630,00	130,00	58,60	32,00	0,37
17.5ШТ2	167,00	250,00	10,00	14,00	52,02	1050,00	77,70	44,90	1830,00	146,00	59,20	31,90	0,41
17.5ШТ3	169,00	250,00	10,50	16,00	57,78	1140,00	83,30	44,50	2090,00	167,00	60,10	31,90	0,45
20ШТ1	190,50	300,00	9,50	14,00	60,84	1530,00	97,80	50,20	3150,00	210,00	72,00	33,70	0,48
20ШТ2	192,50	300,00	11,50	16,00	70,37	1860,00	119,00	51,50	3610,00	240,00	71,60	36,10	0,55
20ШТ3	194,50	300,00	12,50	18,00	78,14	2070,00	131,00	51,50	4060,00	270,00	72,00	36,80	0,61
25ШТ1	238,50	300,00	11,00	15,00	72,49	3320,00	175,00	67,60	3380,00	225,00	68,30	48,50	0,57
25ШТ2	241,00	300,00	14,50	17,50	87,81	4300,00	230,00	70,00	3950,00	263,00	67,10	53,70	0,69
25ШТ3	244,00	300,00	15,50	20,50	99,04	4780,00	251,00	69,50	4630,00	308,00	68,30	53,40	0,78
25ШТ4	247,00	300,00	16,50	23,50	110,28	5280,00	273,00	69,20	5300,00	353,00	69,30	53,50	0,87
30ШТ1	286,50	320,00	12,00	17,00	90,10	6180,00	273,00	82,80	4650,00	291,00	71,90	60,50	0,71
30ШТ2	290,00	320,00	16,00	20,50	112,08	8160,00	365,00	85,30	5610,00	351,00	70,80	66,50	0,80
30ШТ3	294,00	320,00	18,00	24,50	130,27	9500,00	419,00	85,40	6710,00	419,00	71,80	67,50	1,02
30ШТ4	298,00	320,00	20,00	28,50	148,46	10890,0	475,00	85,60	7810,00	488,00	72,50	68,80	1,17

ПРИЛОЖЕНИЕ 4. Данные для подбора анкерных болтов

Марку стали для болтов необходимо назначать в соответствии с табл. П4.1 (табл. Г4, [6]). Диаметр анкерных болтов следует выбирать по табл. П4.2 согласно требованиям п. 5.8 [6] и прил. Г [6] в зависимости от предельного расчетного усилия на один болт $P_b = A_{bs} \cdot R_{ba} / k_0$, где $A_{bs} = A_n$ – площадь сечения болта нетто по ГОСТ 24379.0-2012, R_{ba} – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов по табл. Г7 [6], $k_0 = 1,05$ для статических нагрузок (прил. Г [6]). Значения размеров для анкерных болтов, приведенные на рисунках, даны в табл. П4.2.

Таблица П4.1

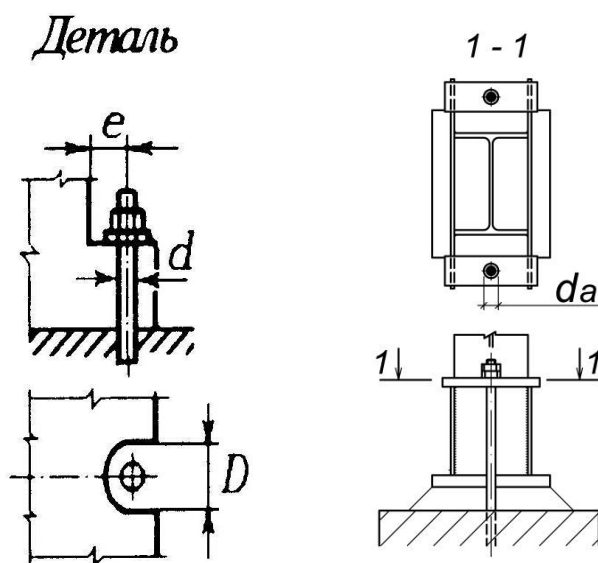
Расчетная температура t , °C	$t \geq -45$	$-45 > t \geq -55$	$t < -55$
Марка стали болтов	Ст3пс2, Ст3сп2 по ГОСТ 535.	Ст3пс4, Ст3сп4 по ГОСТ 535. 09Г2С-4* по ГОСТ 19281	09Г2С-4* по ГОСТ 19281

* Допускается применение других сталей по ГОСТ 19281 категории 4.

Таблица П4.2

d , мм	P_b , кН, для болтов из стали		b , мм	e , мм	D , мм	d_a , мм
	Ст3пс2, Ст3сп2, Ст3пс4, Ст3сп4	09Г2С-4				
20	46,7	61,8	60	30	30	26
24	63,7	82,1	70	30	35	32
30	101,3	130,7	80	40	50	38
36	147,7	178,7	90	45	60	45
42	192,0	245,3	100	50	70	50
48	252,3	322,4	100	60	80	60
56	348,0	444,7	120	70	90	66
64	458,7	560,7	130	80	100	74
72	593,1	725,0	145	90	110	82
80	744,7	910,2	155	100	120	90
90	958,5	1118,2	180	130	140	100

Примечание: d – наружный диаметр болта; P_b – предельное расчетное усилие на один болт при статической нагрузке; b – длина нарезной части; e – наименьшее приближение к траверсе; D – диаметр отверстия или размер проушины для болта; d_a – отверстие под болт в анкерной плитке.



ПРИЛОЖЕНИЕ 5. Задания на курсовой проект по металлическим конструкциям для студентов-заочников

Тема: Стальной каркас одноэтажного производственного здания.

Исходные данные студент определяет по таблицам, используя три последние цифры своего шифра.

Район строительства

Третья с конца цифра шифра									
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Омск	Новосибирск	Сургут	Барнаул	Красноярск	Мирный	Тюмень	Хабаровск	Пермь	Иркутск

Грузоподъемность крана Q, т

Предпоследняя цифра шифра									
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
32/5	50/12,5	80/20	100/20	125/20	32/5	50/12,5	80/20	100/20	125/20

Тип покрытия

Последняя цифра шифра									
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Прогонное*	Беспрогонное**	Прогонное	Беспрогонное	Прогонное	Беспрогонное	Прогонное	Беспрогонное	Прогонное	Беспрогонное

* - покрытие из профилированного листа по прогонам,

** - покрытие из каркасных стальных панелей.

Длина здания, м

Предпоследняя цифра шифра									
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
72	84	96	108	120	72	84	96	108	120

Пролёт ферм - L, м

		Последняя цифра шифра студента									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Предпоследняя цифра шифра	0	24	30	24	30	24	30	24	30	24	30
	1	30	24	30	24	30	24	30	24	30	24
	2	24	30	36	24	30	36	24	30	36	30
	3	30	36	24	30	36	24	30	36	24	36
	4	36	24	30	36	24	30	36	24	30	24
	5	24	30	24	30	24	30	24	30	24	30
	6	30	24	30	24	30	24	30	24	30	24
	7	30	36	24	30	36	24	30	36	24	36
	8	36	24	30	36	24	30	36	24	30	24
	9	24	30	24	30	24	30	24	30	24	30

Высота от пола до головки рельса - H, м

		Последняя цифра шифра студента									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Предпоследняя цифра шифра	0	16,2	17,3	11,0	10,6	18,1	10,2	12,5	14,6	17,8	18,2
	1	14,3	16,8	14,6	16,2	12,9	17,3	18,5	14,4	12,1	17,7
	2	18,4	10,1	12,0	18,1	14,8	19,1	17,5	17,8	15,2	16,4
	3	16,0	12,0	14,5	13,4	18,0	15,0	11,7	17,4	15,5	12,6
	4	10,5	17,3	14,6	12,3	12,8	11,8	12,3	19,7	12,6	17,0
	5	19,6	14,5	12,8	15,3	10,8	19,8	18,4	14,5	13,9	19,5
	6	12,2	16,7	11,8	15,0	11,1	19,3	11,6	19,2	14,3	16,3
	7	16,0	13,1	14,7	13,0	17,2	15,1	14,3	11,7	16,7	14,4
	8	11,4	14,6	16,5	11,9	15,8	17,3	17,3	19,1	19,9	11,0
	9	19,2	15,7	13,6	10,2	11,1	15,8	11,6	14,9	14,3	15,0

Шаг поперечных рам – B, м

Последняя цифра шифра									
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	12	6	12	6	12	6	12	6	12

Типы сечений стержней ферм

Последняя цифра шифра									
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
У	Т	Т Гн	У Тр	У Гн	Т Тр	Т	У	У Гн	Т

У- парные уголки; Т – пояса тавр, решётка – парные уголки; Гн – гнутосварные квадратные трубы (только для ферм пролётом 24 м), Тр - электросварные трубы (только для ферм пролётом 30 м).

Составители:

Александр Иванович Репин
Андрей Александрович Кользеев
Алексей Владиславович Сергеев
Константин Анатольевич Шафрай

СТАЛЬНОЙ КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Методические указания по выполнению курсового проекта
для студентов направления подготовки 270800.62 «Строительство»,
профилей «Промышленное и гражданское строительство» и
«Строительство уникальных зданий и сооружений» всех форм обучения.
Задания к проекту для студентов-заочников