

32

Министерство народного образования МССР
Кишиневский политехнический институт им. С.Лазо

Кафедра "Строительные конструкции"



МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
к курсовому проекту 2
по дисциплине "Железобетонные и каменные
конструкции" (общий курс)

Расчет одноэтажной рамы
промышленного здания

Утверждено
методической комиссией
факультета промышленного и
гражданского строительства
28 ноября 1989 г.

Кишинев
КПИ им. С.Лазо
1990

тия (балки, фермы), шарнирно опирающиеся на колонны, панели покрытия, уложенные по ригелям, подкрановые балки и стеновые панели (рис. 1).

1.1.2. В задачу компоновки конструктивной схемы входят: выбор сетки колонн и установление внутренних габаритов здания;

компоновка перекрытия;

разбивка здания на температурные отсеки;

выбор схемы связей, обеспечивающих пространственную жесткость здания;

компоновка поперечной рамы.

1.1.3. Госстроем СССР утверждены единые унифицированные сетки 1×2 одноэтажных каркасных зданий с мостовыми кранами: 18×12 , 24×12 или 18×6 , 24×6 , 30×6 м. Причем при шаге колонн 12 м возможен шаг ригелей 6 м с использованием в качестве промежуточной опоры подстропильной фермы. Если же при шаге колонн 12 м используются стеновые панели длиной 6 м, то по наружным осям, кроме основных колонн, устанавливают так называемые фахверковые - промежуточные колонны.

1.1.4. В курсовом проекте предлагается рассматривать только два варианта сетки колонн. При этом стропильные конструкции выбирают в зависимости от длины плит покрытия; колонны - в зависимости от шага поперечных рам, грузоподъемности кранов и высоты до низа несущих конструкций.

Наиболее экономичное планировочное решение устанавливается по расходу арматуры и бетона, сведения о котором (см. прил. I, табл. П.1.1) сводятся в табл. I.

После заполнения табл. I вычисляются коэффициенты:

$$K_{A_i} = \frac{\sum d_{Ai}}{(\sum L) \cdot B} \quad , \quad K_{V_{Bi}} = \frac{\sum V_{Bi}}{(\sum L) \cdot B}$$

где $\sum d_{Ai}$ - общий расход арматуры в кг для i -го варианта;
 $\sum V_{Bi}$ - общий расход бетона в m^3 ;
 B - общая длина здания в м;
 $\sum L$ - общая ширина здания в м.

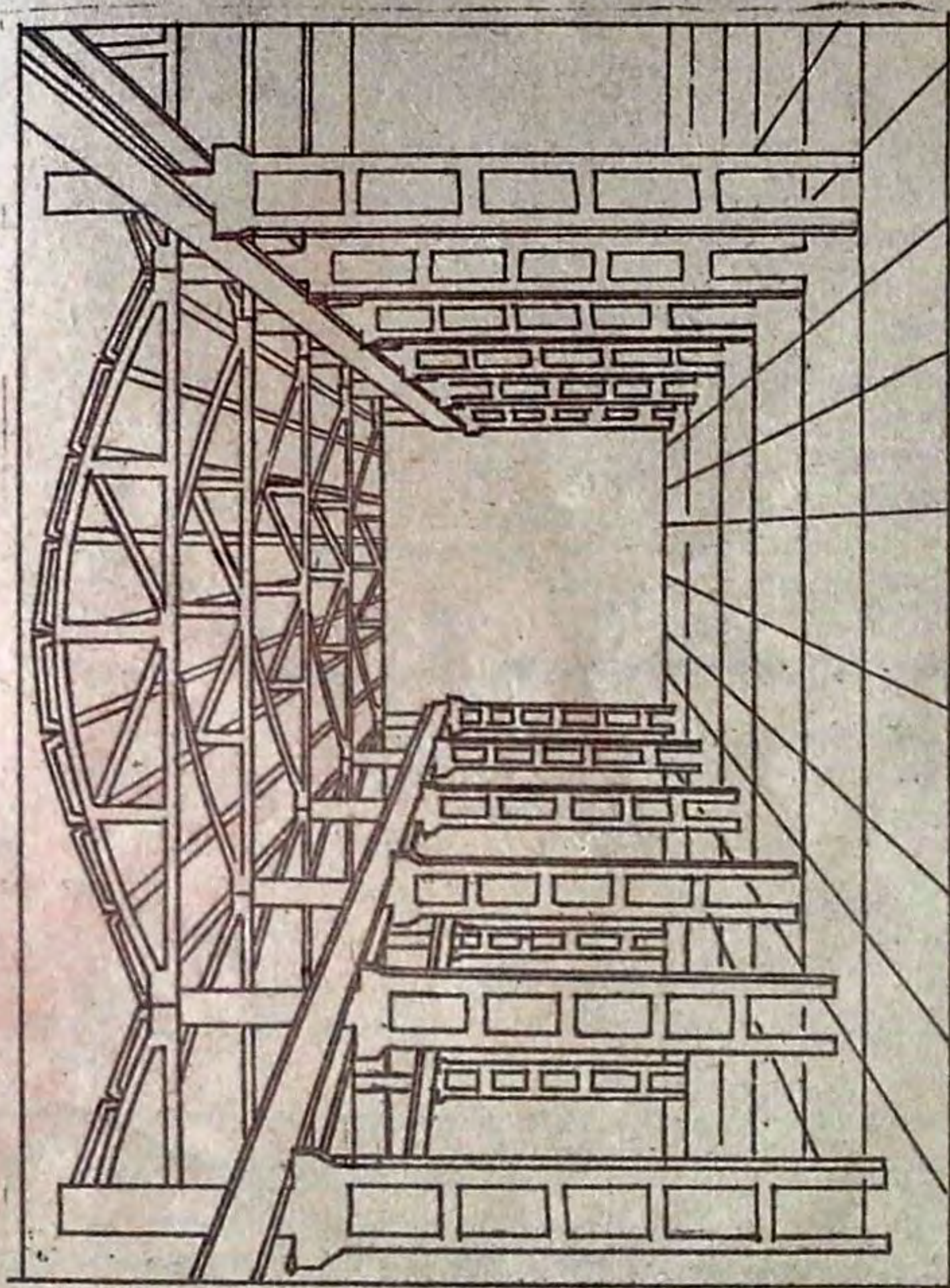


Рис. 1. Конструкция одноэтажного промышленного здания

Таблица 1

Вариант I. (Шаг поперечных рам $l = 6$ м)

Тип конструкции	Масса элемента, т	Масса арматуры на один элемент	Объем бетона на один элемент	Кол-во элементов	Общая масса арматуры, кг	Общий объем бетона, м ³
I	2	3	4	5	6	7
Ферма, арка или балка 9,5-17,3	5,55	475	2,262	18	7650	17,16
Колонна крайняя	2,0(115)	330	3,72	16	5280	25,76
Колонна средняя	2,0(130)	434	4,05	8	3872	28,32
Плита покрытия	2,3(69)	93	0,93	120	1160	21,57
Колонна фахверковая	4,9(107)	488	4,27	30	12660	17,93
Подкрановая балка					40622	110,56
Итого:					$\sum d_{A1}$	$\sum V_{B1}$

Вариант II. (Шаг поперечных рам $l = 12$ м)

Ферма, арка или балка	9,1	848	3,62	18	11664	33,03
Плита покрытия	6,9	93	0,93	120	1160	64,17
Колонна средняя	13,0	533	5,18	8	4664	67,34
Колонна крайняя	11,6	520	4,62	16	8352	53,59
Фахверковая колонна						
Подкрановая балка	10,7	753	4,27	30	22710	45,69
Итого:					$\sum d_{A2}$	$\sum V_{B2}$

После вычисления K_{A1} и $K_{V_{B1}}$ для обоих вариантов выбирается наиболее экономичное решение по наименьшему значению K_{A1} и $K_{V_{B1}}$.

В случае когда грузоподъемность кранов и размеры отдельных пролетов различаются между собой, в табл. I следует добавить дополнительные типы конструкций, соответствующие этим новым условиям.

I.1.5. Высота помещения H - от отметки чистого пола до низа несущих конструкций, принимается по табл. 2.

Таблица 2

Унифицированные пролеты и высоты помещений

Здания	Пролет L , м	Высота помещения H , м
Оборудованные мостовыми кранами	18, 24	8,4; 9,6; 10,8; 12,6; 14,4
	24; 30	16,2; 18,0

Отметку верха крановой консоли принимаем по табл. 3.

Таблица 3

Унифицированные отметки верха крановой консоли

Пролет, м	Высота цеха, м	Грузоподъемность крана, кН	Отметка верха подкрановой консоли при шаге колонн, м	
			6	12
12, 24	8,4	100	5,2	4,6
18, 24	9,6	100, 200	5,8	5,4
18, 24	10,8	100, 200	7,0	6,6
18, 24, 30	12,6	100, 200, 320	8,5	8,1
18, 24, 30	14,4	100, 200, 320	10,3	9,9
24, 30	16,2	320, 500	11,5	11,1
24, 30	18,0	320, 500	13,3	12,9

I.1.6. Привязку крайних колонн к продольным разбивочным осям назначают с соблюдением следующих правил: при шаге колонн $l = 6$ м, высоте помещения до $H = 16,2$ м и кранах грузоподъемностью до $Q = 320$ кН (включительно) наружная грань колонн совмещается с продольной осью ("нулевая привязка").

При $l = 6$ м, $Q > 320$ кН, $H \geq 16,2$ м и во всех случаях при $l = 12$ м наружная грань колонны смещается с продольной раз-

бивочной оси на 250 мм наружу (рис. 2). Колонны средних рядов следует располагать так, чтобы продольные и поперечные разбивочные оси совпадали с осями сечения надкрановой части (за исключением колонн, прилегающих к деформационным швам).

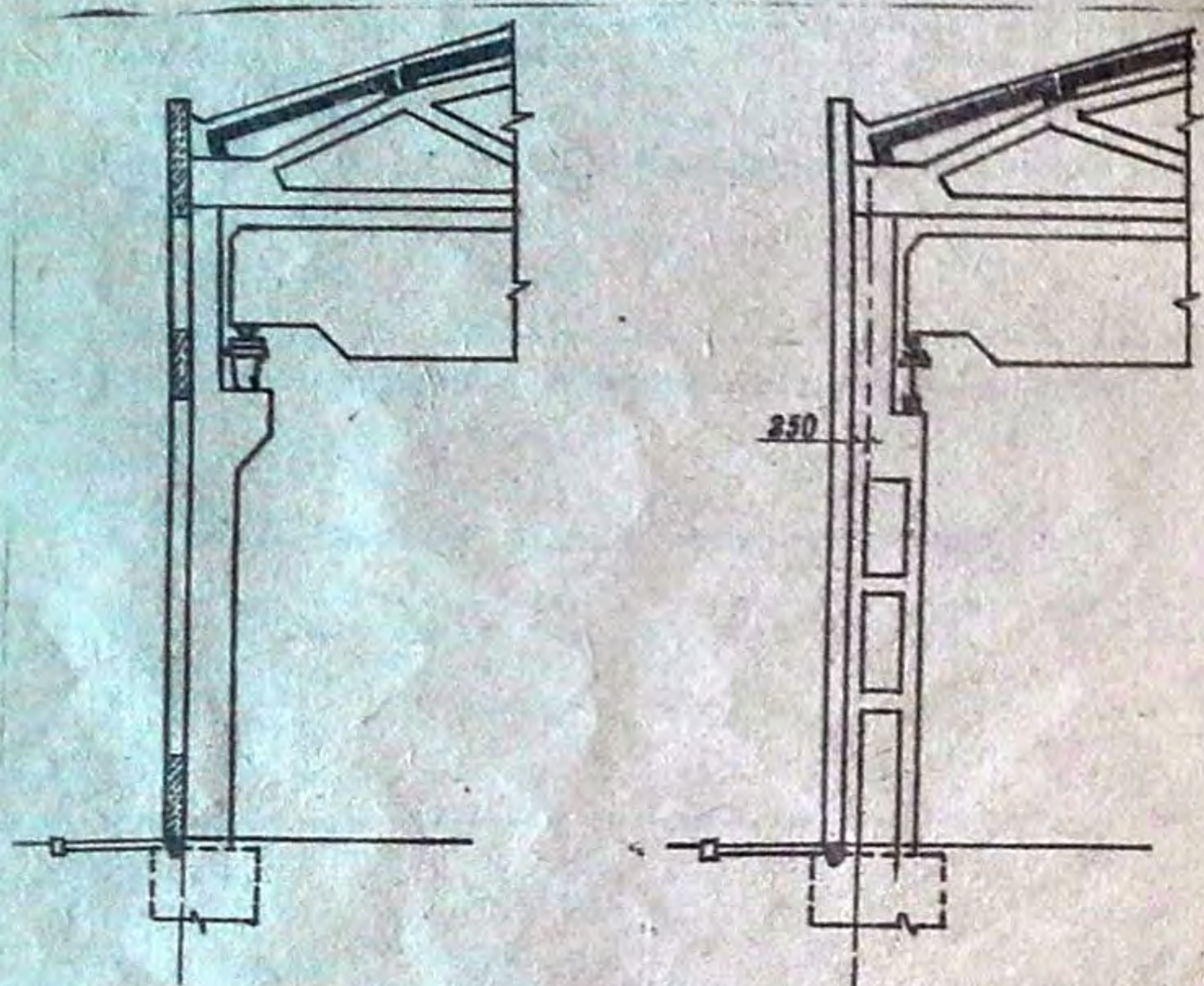


Рис. 2. Привязка крайних колонн в цехах

1.1.7. При выборе типа стропильной конструкции необходимо руководствоваться следующими экономическими соображениями:

стропильные балки можно применять на пролетах до 24 м включительно;

стропильные фермы - при пролете 18-24 м (в курсовом проекте до 30 м).

1.1.8. Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в здании при расчетах зимних температур наружного воздуха выше минус 40 °С, назначаемые без расчета конструкций (с ненапрягаемой арматурой и преднапряженных, к трещиностойкости ко-

торых предъявляются требования 3-ей категории) на воздействие температуры и усадки бетона, не должны превышать:

для отапливаемых одноэтажных каркасных здания из сборного железобетона - 72 м;

для неотапливаемых зданий того же типа - 48 м.

Во всех остальных случаях расстояния между температурно-усадочными швами определяются расчетом.

1.1.9. Для обеспечения жесткости здания в целом, а также жесткости его элементов (покрытия, торцевых стен) в конструктивной схеме предусматривается система вертикальных и горизонтальных связей (рис. 3).

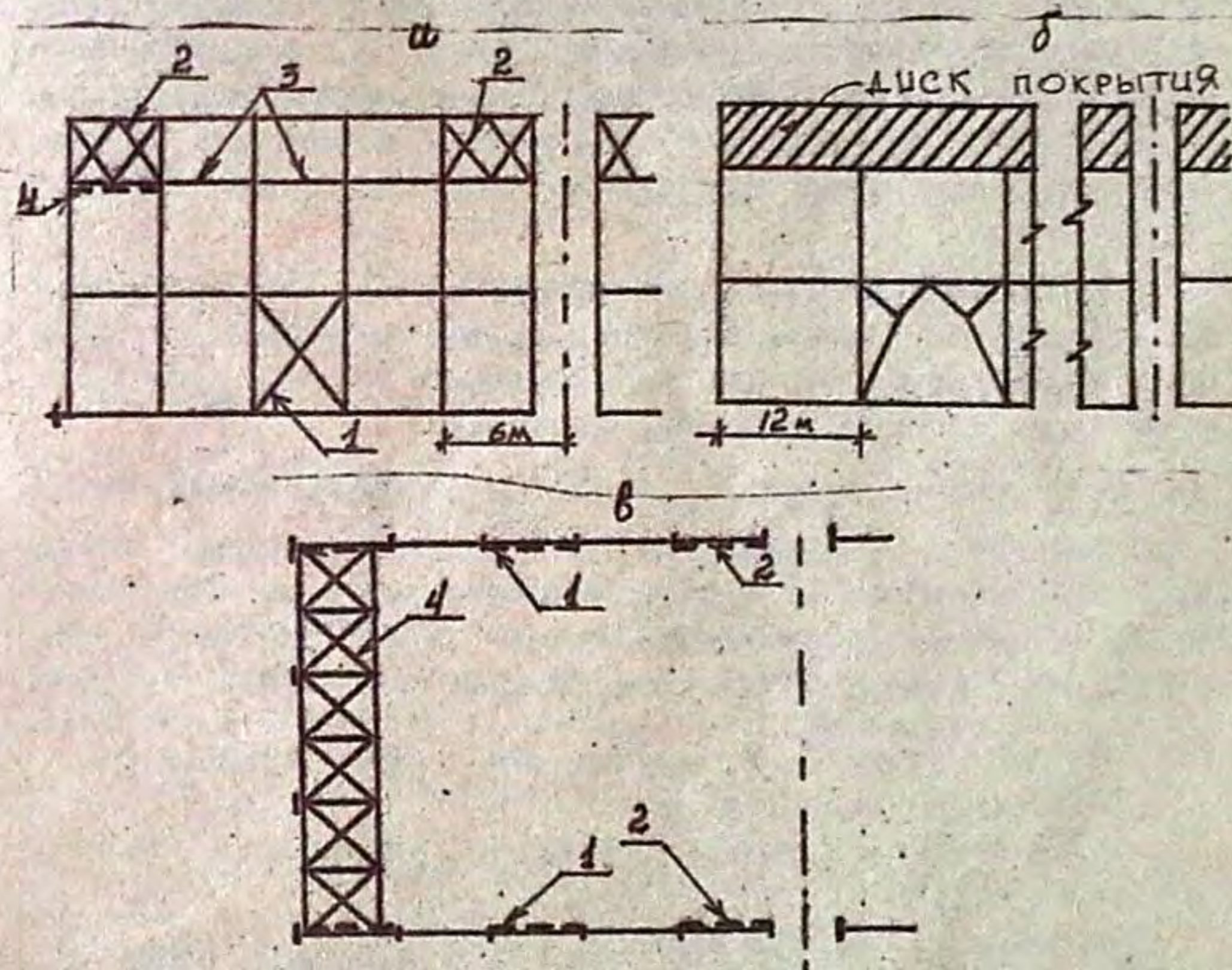


Рис. 3. Вертикальные и горизонтальные связи:

1 - вертикальные связи по колоннам; 2 - вертикальные связи по опорам стропильных конструкций, при $h > 900$ мм; 3 - распорки по верху колонны, при $h > 900$ мм; 4 - горизонтальные связи (только у торцов здания)

Вертикальные стальные связи по колоннам (рис. 3) обеспечи-

вают пространственную жесткость здания в продольном направлении (в зданиях с электрическими мостовыми кранами они устраиваются всегда). Устанавливают эти связи примерно в середине каждого температурного отсека, в пределах одного шага колонн, на высоту от пола до низа подкрановых балок. Вертикальные связи по продольным рядам могут быть крестообразными – при шаге колонн 6 и 12 м (рис. 3а) или порталными – при шаге колонн 12 м (рис. 3б); последние устанавливают преимущественно в промежуточные ряды колонн.

Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается защемлением колонн в фундаментах.

Вертикальные стальные связи и распорки (в плоскостях продольных рам) на опорах стропильных конструкций (рис. 3в) устанавливаются при высоте последних на опоре более 900 мм. Эти связи и распорки обеспечивают передачу с диска покрытия на колонны горизонтальных усилий, действующих в направлении продольных рам. Вертикальные связи на уровне опорных частей стропильных конструкций устанавливаются, как правило, только по концам температурных отсеков.

При высоте стропильных конструкций на опоре 900 мм и менее вертикальные связи и распорки в уровне их опорных частей не устраиваются. Последнее замечание относится также к конструктивным схемам с подстропильными элементами.

Жесткость диска покрытия (здания с мостовыми кранами легкого и среднего режимов работы) в горизонтальной плоскости обеспечивается применением крупногабаритных железобетонных плит. Какие-либо дополнительные горизонтальные связи в этом случае не требуются. Ригели в расчете принимают абсолютно жесткими.

Г.Г.10. Компонировка поперечной рамы включает определение: размеров колонн по высоте;

типов колонн и размеров сечений, их элементов с учетом данных табл. I;

привязки колонн к разбивочным осям здания;

расстояния между осями подкрановых путей и разбивочными осями (λ);

принципиальной схемы вертикальных ограждающих конструкций.

Размеры колонн по высоте определяют исходя из заданной отметки низа несущих конструкций (рис. 4).

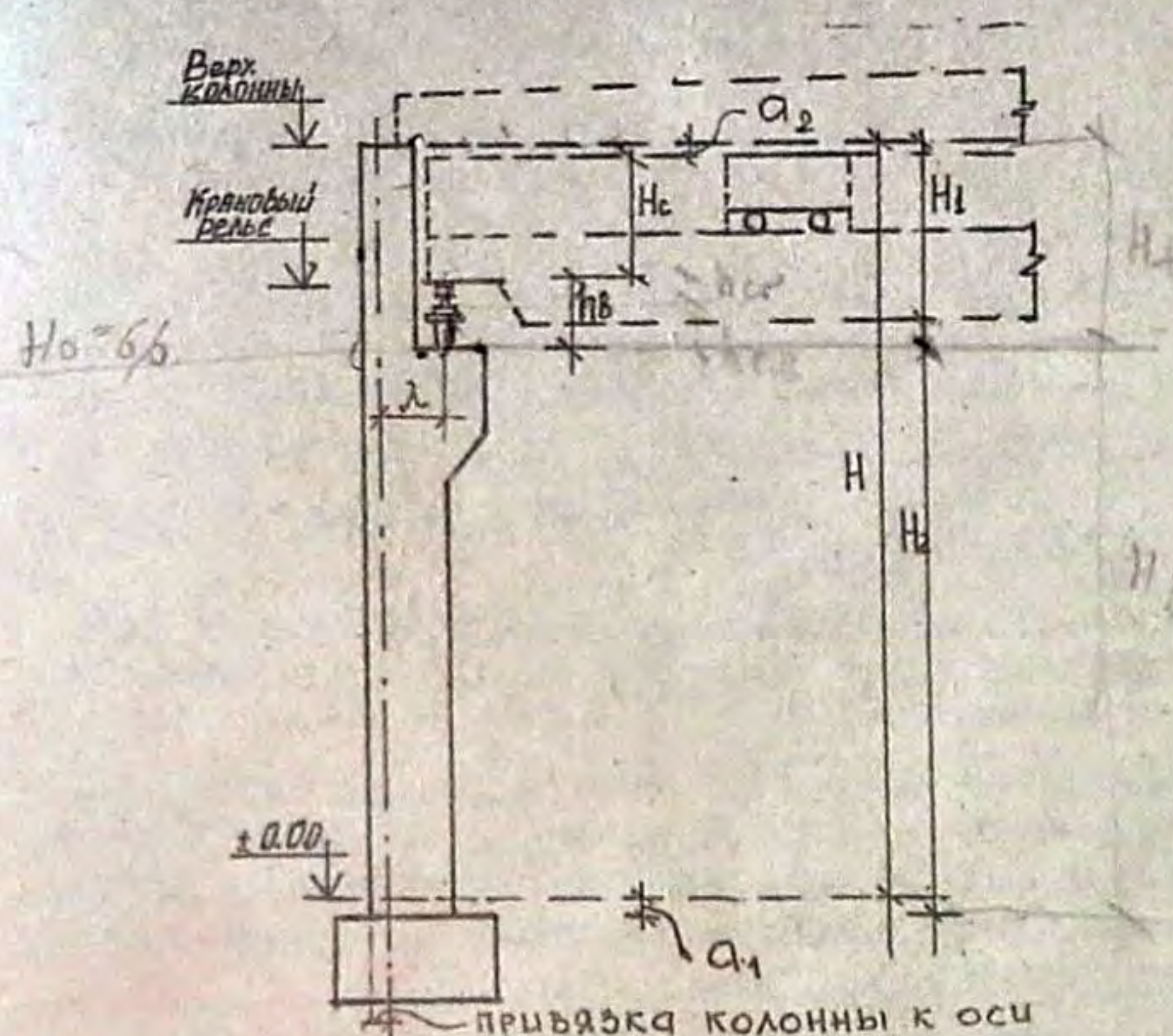


Рис. 4. К компоновке поперечной рамы

Высоту надкрановой части ступенчатой колонны H_1 в метрах определяем с учетом габаритов мостовых кранов (табл. п. 1.2), высоты подкрановой балки и кранового рельса с прокладками:

$$H_1 = H_c + h_c + 0,15 + a_2$$

здесь H_c – габаритный размер крана (или большей грузоподъемности или большего пролета);

h_c – высота подкрановой балки; $h_c = 1,4$ м при $l = 12$ м и $h_c = 1,0$ м при $l = 6$ м;

0,15 – высота кранового рельса с прокладками;

$a_2 \geq 150$ мм – зазор безопасности между верхом крановой тележки и низом стропильных конструкций.

Полученный размер H_1 уточним по стандартной отметке подкрановой консоли (табл. 3).

Высоту подкрановой части колонны H_2 определим из выражения:

$$H_2 = (H + a_1) - H_1$$

где H - высота цеха (табл. 2, 3, п. I.I);
 a_1 - расстояние от нулевой отметки пола до верха фундамента, a_1 рекомендуется принимать равным 0,15 м.

I.I.II. Колонны могут быть приняты сплошными (прямоугольного и двутаврового сечения) или сквозными (подкрановая часть - двухветвевая).

Сплошные колонны применяются в зданиях с пролетами до 24 м, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 320 кН включительно, при высоте от пола до головки кранового рельса 10 м.

Двухветвевые колонны рациональны при пролетах 30 м и более, при H (рис. 2) более 10 м, а также при мостовых кранах грузоподъемностью более 320 кН.

Заметим, что в унифицированных конструктивных схемах одноэтажных промзданий при H более 12 м во всех случаях применяются двухветвевые колонны (см. гл. 2.4 /2/).

Ширина сечения колонн (b), несущих крановые нагрузки, должна быть не менее 400 мм при шаге колонн 6 м и не менее 500 мм при шаге колонн 12 м. Кроме того, величина b (для здания с мостовыми кранами, при наличии вертикальных связей по колоннам) должна назначаться не менее $1/25 H_2$.

Высота сечения надкрановых частей (h_1) крайних колонн - не менее 300 мм (обычно не менее 400 мм), промежуточных колонн рамы - не менее 500 мм (обычно, не менее 600 мм). Некоторые рекомендуемые размеры сечений колонн приведены в табл. 4.

Таблица 4

Рекомендуемые сечения колонн, мм

Высота цеха, м	Q, кН	Шаг рам, м	Колонна	Надкрановая часть		Подкрановая часть			Отметка низа колонны, м
				высота h_1 , мм	ширина b , мм	высота h_2 , мм	ширина b , мм	высота ветви h_3 , мм	
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10
8,4	100	6 12	средняя	600 800	400 500	600 800	400 500	-	-1,05 "-

Окончание табл. 4

I	2	3	4	5	6	7	8	9	10
9,6	100..200	6 12	средняя	800 800	400 500	800 800	400 500	-	-1,05 "-
10,8	"	6 12	"	800 800	400 500	800 800	400 500	-	" "-
8,4	100..320	6 12	крайняя	380 600	400 500	600 800	400 500	-	" "-
9,6	"	6 12	"	380 600	400 500	800 800	400 500	-	" "-
10,8	"	6 12	"	380 600	400 500	800 800	400 550	-	" "-
10,8	320	6 12	"	380 600	400 500	1000 1300	400 500	200 250	" "-
12,6	500	6 12	"	380 600	500 500	1000 1300	500 500	200 250	-1,35 "-
10,8	320	12	"	600	500	1400	500	300	"
10,8	500	12	"	"	"	"	"	"	"
14,4	200..500	12	средняя	700	600	1900	600	350	"
16,2	"	12	"	"	"	"	"	"	"

I.2. Статический расчет поперечной рамы

I.2.I. Расчет поперечной рамы ведется с целью определения усилий и перемещений в ее элементах и включает выбор ее расчетной схемы, установление нагрузок и мест их приложения.

I.2.2. Расчетная схема поперечной рамы представляет собой одноэтажную многопролетную стержневую систему из вертикальных стоек, заземленных внизу, и шарнирно связанных с ними абсолютно жестких ригелей (рис. 5).

В такой системе расчет ригелей (в виде ферм или балок) можно выполнять независимо от расчета рамы. Поэтому ее расчет и сводится в данном случае лишь к нахождению усилий в сечении колонн, однако для этого необходимо раскрыть статическую неопределимость рамы или, другими словами, определить горизонтальные

упругие реакции B_{el} в уровне сопряжения стоек с ригелями (по таблицам прил. XII /1/).

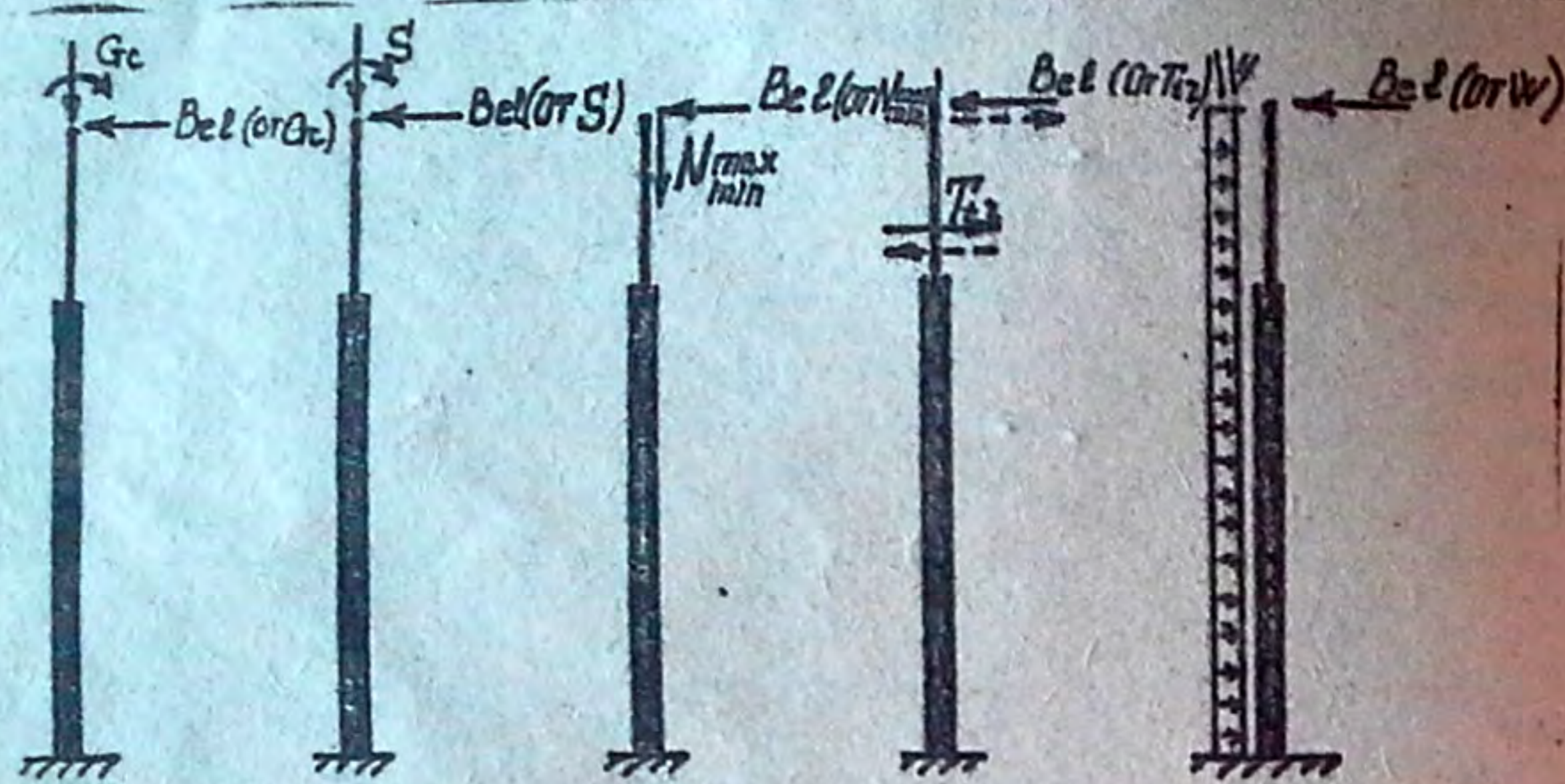


Рис. 5. Схемы загрузки стоек

Имея для каждой колонны значение B_{el} и значения нагрузок, действующих на нее, находим (рассматривая стойку как вертикальный консольный стержень) M , N и Q в сечениях колонны.

При числе пролетов три и более, раму можно рассчитывать на все виды нагрузок, кроме ветровой, без учета смещения верха колонн. Расчет при этом сводится к расчету отдельных стоек (по таблицам прил. XII /1/).

Однопролетные и двухпролетные рамы рассчитывают без учета смещения верха колонн на симметричные нагрузки (от веса покрытия, снега, подкрановых балок). При расчете на крановые нагрузки смещение учитывается введением в расчет коэффициента "К", приближенно учитывающего пространственную работу каркаса (п. 22 табл. П.2.2, п. 18 табл. П.2.3). Коэффициент К принимается при шаге рам 6 м равным 4, при шаге 12 м - 3, 4, во всех остальных случаях - равным 1.

Расчет рам в данном курсовом проекте рекомендуется выполнять методом перемещений (деформаций).

1.2.3. Поперечную раму рассчитывают: на постоянные нагрузки, состоящие из веса конструкций покрытия, стен, подкрановых балок и колонн; на временные, состоящие из крановых нагрузок, веса снега на покрытии и давления ветра.

Расчетная нагрузка от массы покрытия передается на колонну в виде вертикального опорного давления ригеля

$$G_1 = (g \cdot l \cdot l/2 + G/2) \cdot \gamma_n,$$

где g - расчетная нагрузка от массы кровли и плит покрытия, кН/м^2 ;

G - нагрузка от массы сегментной фермы или стропильной балки (табл. I).

$\gamma_n = 0,95$ - коэффициент надежности по назначению.

Опорное давление G_1 приложено на уровне опирания стропильной конструкции по вертикали на расстоянии до геометрической оси (рис. 6) крайней колонны $e_1 = 0,25 + 0,15 - 0,5 h_1$, средней колонны $e_1 = \pm 0,15$ м ($0,25$ - привязка 250).

Продольная сила от массы навесных стеновых панелей G_2 передается на колонну в местах опирания панелей-перемычек с эксцентриситетом, равным полусумме толщины стены и высоты сечения колонны.

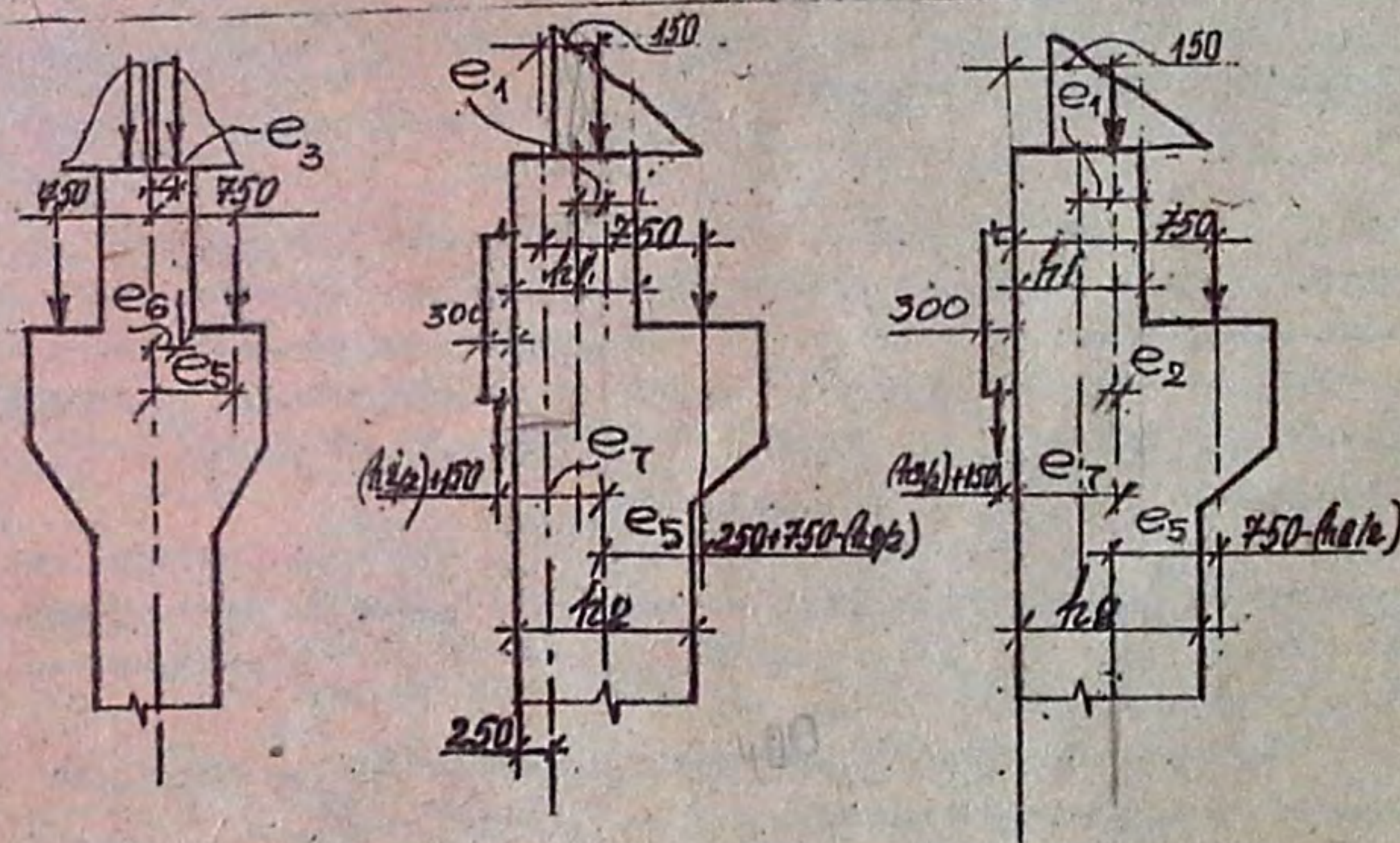


Рис. 6. К определению e_i .

Нагрузка от массы подкрановых балок и подкранового пути G_3 приложена на уровне их опирания по вертикалям, проходящим через ось подкрановых путей. Для крайней колонны расстояние от линии действия нагрузки до оси подкрановой части колонны, м

$$e = e_5 = 0,25 + \lambda - 0,5 h_2,$$

для средней колонны

$$e = e_5 = \lambda = \pm 0,75.$$

Нагрузка от массы колонны приложена по геометрической оси соответствующей ее части.

Детальное определение расчетных постоянных нагрузок приведено в примере расчета (прил. 2).

1.2.4. Согласно СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" (п. 1.7) временные нагрузки могут быть как длительного, так и кратковременного действия. К длительным относятся нагрузки от массы стационарного оборудования одного мостового крана с коэффициентом 0,5 для групп режимов 4К-6К и часть снеговой нагрузки. Ветровая нагрузка, часть снеговой, нагрузка от двух сближенных кранов отнесены к категории кратковременных. Отметим, что одновременно учитывать длительные нагрузки от кранов и веса снегового покрова с соответствующими кратковременными нагрузками не следует.

1.2.5. Расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 площади горизонтальной проекции покрытия

$$S = S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

где S_0 - нормативная масса снегового покрова, определенная по нормам в зависимости от географического района строительства (см. прил. табл. П.1.3); γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, в данном проекте $\gamma_f = 1,4$; μ - коэффициент, зависящий от профиля кровли (см. пп. 5.3, 5.6 СНиП 2.01.07-85 /3/); γ_n - коэффициент надежности по назначению.

Длительная часть нагрузки для III...VI снеговых районов определяется умножением полного нормативного значения на коэффициент: 0,3 - для III; 0,5 - для IV; 0,6 - для V и VI районов, например, для IV района $S_L = 0,5 \cdot S_0$.

Снеговая нагрузка приложена к колоннам там же, где и нагрузка от собственной массы.

1.2.6. Расчетная ветровая нагрузка принимается нормально приложенной к поверхности сооружения

$$W = w_0 \cdot k \cdot C_e \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

где w_0 - нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки, кН/м^2 (см. прил. 1.4);

k - коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте (рис. П.1.4);

C_e - аэродинамический коэффициент, принимаемый по СНиП 2.01.07-85 п.6.6. В курсовом проекте $C_e = 0,8$ при отрицательном давлении (напоре); $C_{e2} = 0,4 \dots 0,6$ при отрицательном давлении (отсосе) (прил. 4 /3/), коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f = 1,4$; $\gamma_n = 0,95$.

Ветровая нагрузка на колонны, передающаяся со стеновых панелей, принимается распределенной $w_1 = W \cdot \rho$ (кН/м), а действующая на часть здания выше колонны считается сосредоточенной силой W , приложенной на уровне верха колонн.

1.2.7. Мостовой кран сообщает каркасу здания вертикальные и горизонтальные нагрузки через четыре колеса моста. Нормативные вертикальные нагрузки $F_{\text{max},n}$ - максимальное давление на колесо крана и $F_{\text{min},n}$ - минимальное давление принимаются по ТУ на краны (см. прил. 1, табл. П.1.2).

Расчетная вертикальная кратковременная нагрузка на крайнюю колонну определяется от двух сближенных кранов с помощью линий влияния опорных реакций подкрановых балок (см. рис. 7) по формуле

$$N_{\text{max/min}} = F_{\text{max/min},n} \cdot \psi \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \sum_1^4 y;$$

где \sum_1^4 - сумма ординат линии влияния опорного давления колес кранов, наибольшее значение этой суммы получается при расположении одного колеса на опоре; при учете двух кранов нагрузки от них следует умножать на коэффициент сочетаний $\psi = 0,85$, четырех - 0,7; $\gamma_f = 1,1$;

γ_n - коэффициент надежности по назначению конструкции, $\gamma_n = 0,95$.

Расчетная поперечная горизонтальная сила на колонну, вызываемая торможением тележки крана с грузом, определяется от действия двух сближенных кранов по линиям влияния

$$T = T_{tz} = T_{tz,n} \cdot \psi \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \sum_1^4 y / 2,$$

где $T_{tz,n}$ - нормативная сила на два колеса $T_{tz,n} = \frac{(Q + G_{ct})}{20}$ при гибком подвесе груза и $T_{tz,n} = \frac{(Q + G_{ct})}{10}$ при жестком подвесе

Q - грузоподъемность крана;
 $G_{т}$ - масса тележки (прил. I, табл. П.1.2).

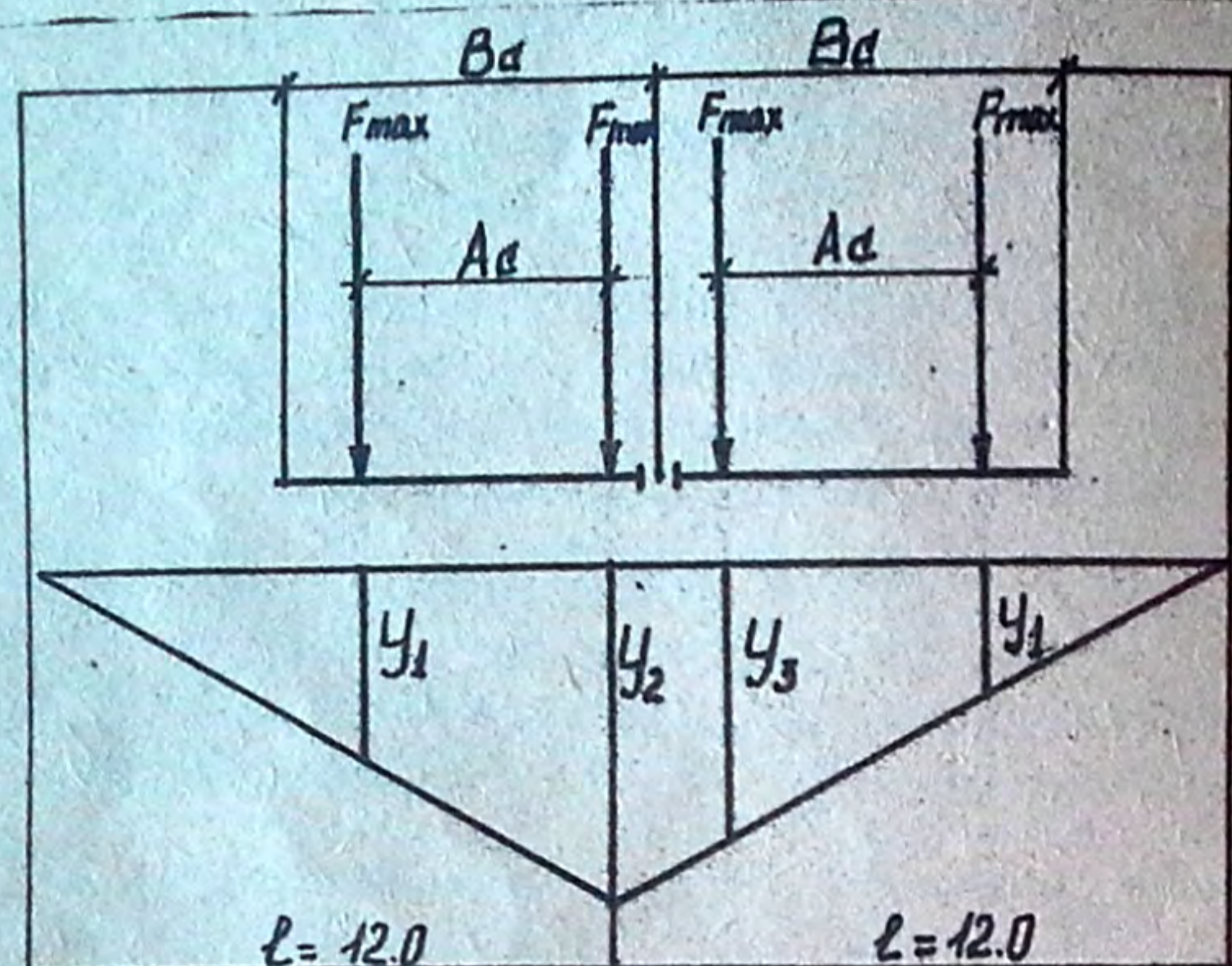


Рис. 7. Линия влияния давления на колонну и установка крановой нагрузки в невыгодное положение

Расчетная продольная нагрузка, вызываемая торможением кранового моста, передается на весь ряд колонн температурного блока

$$T_{tz,l} = 0,1 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \sum F_{max,n}$$

где 0,1 - коэффициент трения.

1.2.8. По результатам расчета поперечной рамы строятся эпюры моментов для различных загрузок рамы и составляется таблица расчетных значений M , N и Q в сечениях колонны.

Для каждого характерного сечения колонны определяют три комбинации моментов и сил; при составлении комбинаций загрузок необходимо руководствоваться правилами СНиП 2.01.07-85, учитывая следующее:

1) К основным сочетаниям относится совместное действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (п. 1.П).

2) При расчете конструкций на основные сочетания, включающие одну кратковременную нагрузку, величина последней должна учи-

тываться без снижения, а при расчете на основные сочетания, включающие две и более кратковременные нагрузки, расчетные величины этих нагрузок или соответствующих им усилий должны умножаться на коэффициент сочетаний $\psi = 0,9$ (п. 1.12).

3) За одну кратковременную нагрузку принимаются: а) снеговая; б) ветровая; в) нагрузка от одного или нескольких мостовых или подвесных кранов (п. 1.13).

4) При учете сил поперечного торможения необходимо в сочетании усилий вводить и усилия от давления кранов.

5) Нагрузка T на каждой колонне может иметь противоположное направление, поэтому в таблице расчетных усилий должно быть "+" и "-".

6) При определении силовой комбинации N_{max} , $M_{соотв}$ в средних колоннах рассматривается одновременное действие четырех мостовых кранов - по два в смежных пролетах.

В данном примере рама не рассчитана на действие длительной снеговой и длительной крановой нагрузок, которые учитываются при оценке деформативности и трещинообразования элементов, что в данном курсовом проекте не выполняется.

В таблице расчетных усилий показаны две группы основных сочетаний: в одной учитываются все возможные временные нагрузки, а в другой - преобладающая временная. При этом для определения значения коэффициента условий работы бетона $\gamma_{б2}$ пользуются табл. 15 СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции" /4/.

П Р И Л О Ж Е Н И Я

Приложение I
Таблица П.1.1.

Выборка из каталога

Марка элемента	Высота от пола до низа строит. констр.	Грузоподъемность крана, Q, кН	Расход материалов		Масса элемента, т
			бетона, м ³	стали, кг	
1	2	3	4	5	6
Колонна крайняя, шаг 6 м					
КП-1	8,4	100	2,1	241	5,3
КП-6	9,6	100...200	2,83	313	7,1
КП-11	10,8	100...200	3,22	330	8,0
Колонна крайняя, шаг 12 м					
КП-16	8,4	100	3,7	412	9,3
КП-22	9,6	100...200	4,14	493	10,4
КП-28	10,8	100...200	4,62	522	11,6
Колонна средняя, шаг 6 м					
КП-3	8,4	100	2,79	391	7,0
КП-9	9,6	100...200	3,67	466	9,2
КП-14	10,8	100...200	4,05	484	10,1
Колонна средняя, шаг 12 м					
КП-19	8,4	100	4,26	533	10,7
КП-25	9,6	100...200	4,70	555	11,8
КП-31	10,8	100...200	5,18	583	13,0
Колонна двухветвевая крайняя, шаг 12 м					
КДП-38	10,8	100...200	3,99	480	10,0
КДП-43	12,6	100...320	4,69	663	11,7
КДП-51	14,4	100...320	5,87	762	14,7
КДП-57	16,2	320	7,88	1006	19,7
КДП-59	16,2	500	7,88	1009	19,7
КДП-64	18,0	320	8,72	1098	21,8
КДП-66	18,0	500	8,72	1102	21,8
Колонна двухветвевая средняя, шаг 12 м					
КДП-39	10,8	100...200	4,68	529	11,7
КДП-46	12,6	100...200	5,47	784	13,7
КДП-48	12,6	320	5,47	965	18,7
КДП-53	14,4	100...200	7,41	843	18,5
КДП-55	14,4	320	7,41	968	18,5
КДП-61	16,2	320	9,6	1098	24
КДП-62	16,2	500	9,6	1399	24
КДП-67	18,0	320	10,64	1370	26,6
КДП-69	18,0	500	10,64	1994	26,6

Продолжение табл. П.1

Марка элемента	Расход материала		Масса элемента, т	Примечание
	бетон, м ³	стали, кг		
1	2	3	4	5
Подкрановые балки				
БКНБ6-2	1,66	258	4,2	кран грузоподъемность = 100, 160
БКНБ6-3	1,66	307	4,2	200
БКНБ6-4	1,66	422	4,2	320
БКНБ12-1	4,27	758	10,7	100, 160
БКНБ12-2	4,27	978	10,7	200
БКНБ12-3	4,27	1259	10,7	320
Фермы сегментные, шаг 6 м				
Ф5-18-3	2,62	425	6,55	пролет 18 м
Ф5-24-2	4,5	645	11,2	24
Ф5-30-4	6,8	1094	17	30
2БДР18	4,15	568	10,4	балка
Фермы сегментные, шаг 12 м				
ФЛ12-18-3П	3,63	648	9,1	18 м
ФЛ12-24-4П	6,96	1367	17,4	24
ФЛ12-30-3С	11,9	2289	29,8	30
3БДР18	4,84	831	12,1	балка
Плиты покрытия				
ПНС2-3x6	0,93	93	2,3	
ПНС-13/1,5x6	0,55	76	1,32	
ПНТП-4/3x12	2,75	279	6,9	
ПНТП-2/1,5x12	1,96	203	4,9	

Таблица П.1.2

Краны для среднего режима работы (ГОСТ 25711-83)

Q, кН	L _c , м	Основные размеры, мм				Давление колеса на рельс, кН		Масса, кН	
		B _c	A _c	H _c	B ₁	F _{max,н}	F _{min,н}	тележки G _{ct}	крана G _c
100	16,5		4400			85			130
	22,5	6300	4400	1900	230	95		24	158
	28,5		5000			105			210
160/32	16,5		4400			175	32		265
	22,5	6300	4400	2300	260	190	55	70	340
	28,5		5000			220	72		435
200/50	16,5		4400			195	48		285
	22,5	6300	4400	2400	260	220	60	85	360
	28,5		5000			255	78		465
320/50	16,5		4400			280	82		425
	22,5	6300	5100	2750	300	315	95	120	520
	28,5					345	115		620
500/100	16,5		4400			425	108		565
	22,5	6650	5250	3150	300	465	118	180	665
	28,5					490	145		770

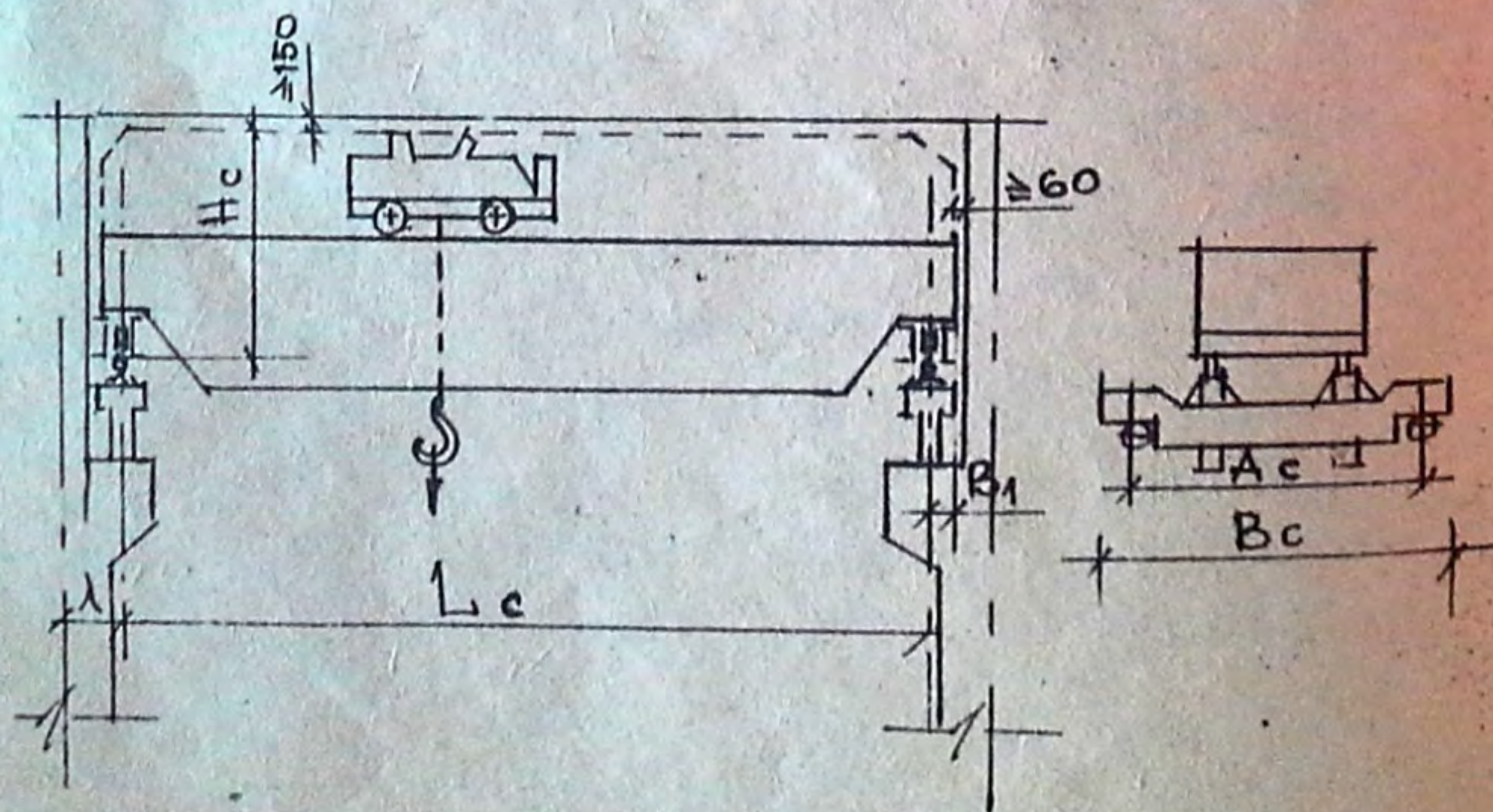


Таблица П.1.3

Вес снегового покрова

Район (карта I СНИП 2.01.07-85)	Города, расположенные в соответствующих районах	S ₀ , Н/м ²
I	Ашхабад, Баку, Кишинев, Днепропетровск, Запорожье, Каунас, Ростов, Ташкент, Чита	500
II	Алма-Ата, Владивосток, Вильнюс, Волгоград, Иркутск, Киев, Минск, Омск, Рига, Тбилиси, Харьков, Таллинн	700
III	Братск, Воронеж, Ленинград, Липецк, Калинин, Курск, Москва, Саратов, Свердловск, Тюмень, Уфа, Челябинск	1000 ✓
IV	Архангельск, Горький, Казань, Кострома, Красноярск, Мурманск, Новосибирск, Петрозаводск, Томск	1500
V	Березники, Пермь, Норильск (остров Сахалин)	2000
VI	Петропавловск-Камчатский	2500

Таблица П.1.4

Скоростной напор ветра w_0 на высоте 10 м над поверхностью земли (для открытой местности)

Район (карта 3 СНиП 2.01.07-85)	Города, расположенные в соответствующих районах	$w_0, \text{H/m}^2$
I	Вильнюс, Горький, Каунас, Кострома, Калинин, Минск, Москва	230
II	Архангельск, Березники, Братск, Воронеж, Казань, Киев, Кишинев, Курск, Ленинград, Петрозаводск, Пермь, Рига, Свердловск, Челябинск, Чита, Уфа	300 \checkmark
III	Ашхабад, Алма-Ата, Волгоград, Днепропетровск, Запорожье, Иркутск, Красноярск, Львов, Новосибирск, Норильск, Ростов, Саратов, Таллинн, Ташкент, Томск	380
IV	Владивосток, Мурманск	480
V	Баку	600
VI	Сов. Гавань	730 \checkmark
VII	Петропавловск-Камчатский	850

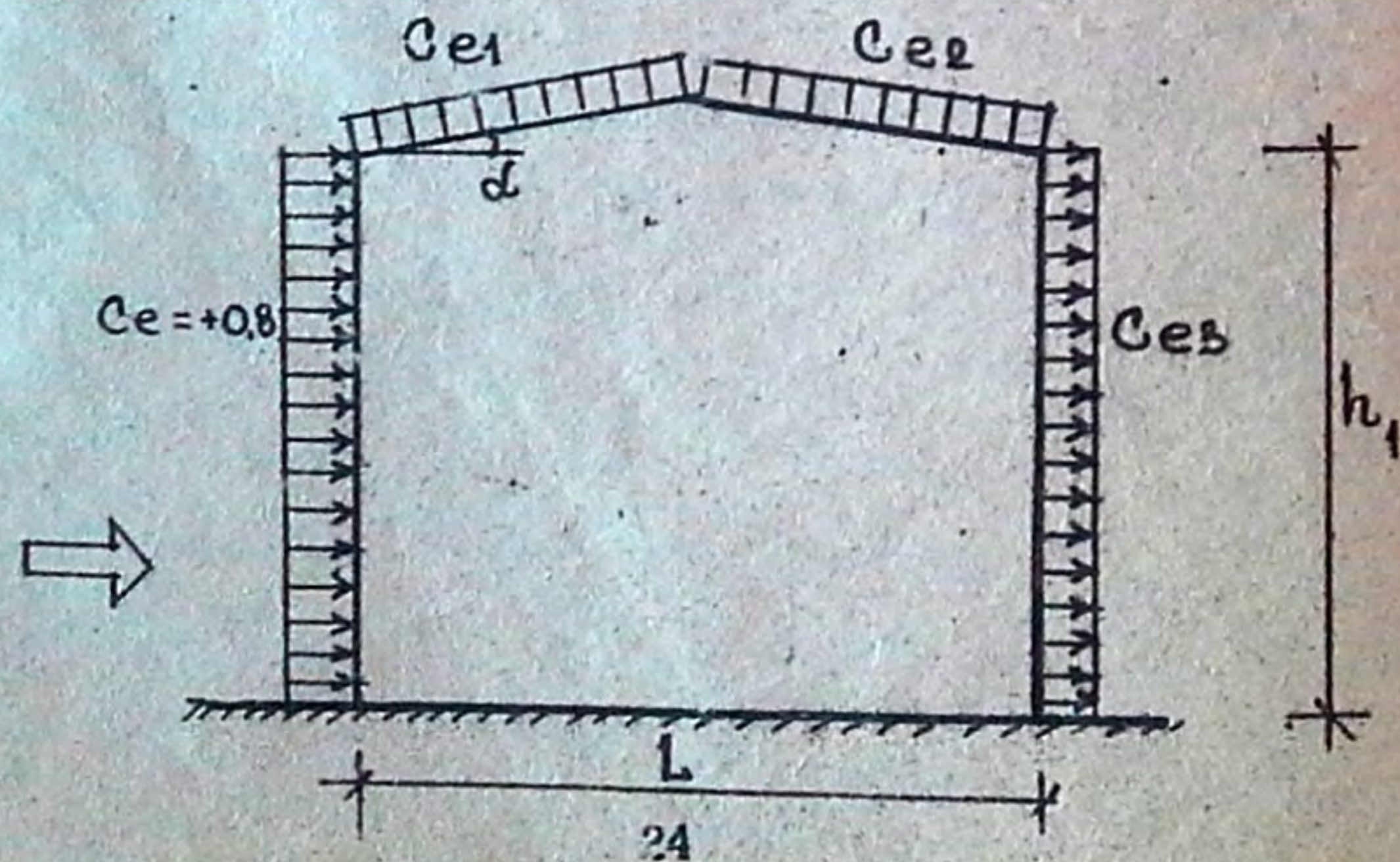


Таблица П.1.4 а

Коэффициент "К", учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты здания и типа местности

Тип местности	Высота над поверхностью		
	10	20	40
A	1	1,25	1,50
B	0,65	0,85	1,10
C	0,40	0,55	0,80

Handwritten notes: $K_z = 0,75$, $K_z = 0,65 \times 0,75$, $K_z = 0,4 \times 0,75$

Здесь приняты следующие обозначения:

- A - открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;
- B - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;
- C - городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Таблица П.1.5

Коэффициенты K_0

λ	η										
	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,10	2,944	2,978	2,988	2,993	2,996	2,997	2,998	2,999	2,999	3,00	3,00
0,15	2,819	2,912	2,960	2,977	2,985	2,990	2,993	2,996	2,997	2,999	3,00
0,20	2,604	2,799	2,907	2,945	2,964	2,976	2,984	2,990	2,994	2,997	3,00
0,25	2,313	2,630	2,824	2,894	2,931	2,954	2,969	2,980	2,988	2,995	3,00
0,30	1,983	2,414	2,708	2,823	2,883	2,921	2,947	2,963	2,980	2,994	3,00
0,40	1,354	1,904	2,389	2,610	2,731	2,820	2,878	2,920	2,953	2,979	3,00
0,50	0,889	1,412	2,00	2,329	2,526	2,667	2,769	2,847	2,909	2,959	3,00

Таблица П.1.6

Коэффициент $E(\varepsilon)$

Z_1	Число стоек m		
	2	3	4
0,25	0,500	0,167	0,100
0,50	0,500	0,250	0,167
0,75	0,500	0,300	0,215
1,00	0,500	0,333	0,250
1,50	0,500	0,374	0,300
2,00	0,500	0,400	0,333

РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ
С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭВМ

I. Общие данные

Данные для проектирования: здание отапливаемое, трехпролетное. Пролеты здания $L_1 = 18$ м; $L_2 = 18$ м; $L_3 = 24$ м; шаг колонн $l = 12$ м, общая длина здания $B = 108$ м.

Каждый пролет здания оборудован двумя мостовыми кранами среднего режима работы грузоподъемностью $Q = 200$ кН. Отметка низа стропильной конструкции 14,4 м. Снеговая нагрузка по II географическому району, ветровая нагрузка для II района, местность открытая. Кровля рулонная, плотность утеплителя 400 кг/м^3 , толщина 10 см.

2. Компонировка поперечной рамы

2.1. В качестве основной несущей конструкции покрытия выбираем железобетонные сегментные фермы пролетом 18 и 24 м с предварительно напряженным нижним растянутым поясом. Устройство фонарей не предусматривается, цех оборудуется лампами дневного света. Плиты покрытия предварительно напряженные железобетонные ребристые на основании ТЭ сравнения двух вариантов сетки колонн.

Подкрановые балки железобетонные предварительно напряженные высотой 1,4 м при шаге колонн 12 м. Масса подкрановой балки 10,7 т. Наружные стены панельные навесные, опирающиеся на опорные столики колонн на отметке 9,6 м. Стеновые панели и остекление ниже отметки 9,6 м также навесные, опирающиеся на фундаментную балку.

2.2. Крайние и средние колонны проектируются сквозными двухветвевыми, ступенчатыми.

Минимальная высота верхней части колонны (расстояние от верха подкрановой консоли до низа стропильной фермы) в соответствии с габаритом мостового крана максимальной грузоподъемности согласно стандарту на мостовые краны, высотой подкрановой балки, рельса, размером зазора

$$H_I = 2,4 + 1,4 + 0,15 + 0,15 = 4,1 \text{ (м)}$$

Унифицированная отметка верха крановой консоли согласно табл. 3 равна 9,9 м. Тогда высота нижней части колонны

$$H_2 = 9,9 + 0,15 = 10,05 \text{ м}$$

Окончательная высота верхней части колонны

$$H_I = 14,4 - 9,9 = 4,5 \text{ м}$$

При этом полная длина $H_2 = 4,5 + 10,05 = 14,55 \text{ м}$.

Привязку крайних колонн к разбивочным осям при шаге 12 м (кран грузоподъемностью 200 кН (< 320 кН) и длине колонн 14,55 м ($< 16,2$ м) принимаем 250 мм. Соединение колонн с фермами выполняется путем сварки закладных деталей и в расчетной схеме поперечной рамы считается шарнирным (рис. П.2.1б).

Тип колонн и размеры сечений установлены согласно /6/ и показаны на рис. П.2.2.

3. Определение нагрузок на раму

3.1. Постоянная нагрузка от веса покрытия приведена в табл. П.2.1.

Таблица П.2.1

Нагрузка от веса покрытия ^{ж)}

Нагрузка	Норматив. нагрузка, $H/\text{м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, $H/\text{м}^2$
Железобетонные ребристые плиты покрытия размером в плане 3×12 м с учетом заливки швов	2050	1,1	2255
Обмазочная пароизоляция	50	1,3	65
Утеплитель (готовые плиты)	400	1,2	480
Асфальтовая стяжка толщиной 2 см	350	1,3	455
Рулонный ковер	150	1,3	195

ИТОГО:

3450

^{ж)} γ_n - принимаем равным I, поэтому его значение в табл. П.2.1 не приведено

Расчетное опорное давление фермы:

от покрытия

$$g \cdot l \cdot \frac{1}{2} = 3,45 \cdot 12 \cdot 9 = 372,6 \text{ кН}$$

от фермы

$$\frac{G}{2} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \frac{91}{2} \cdot 1,1 \cdot 1 = 50 \text{ кН}$$

где G - масса фермы в кН;

γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_n = 1$.

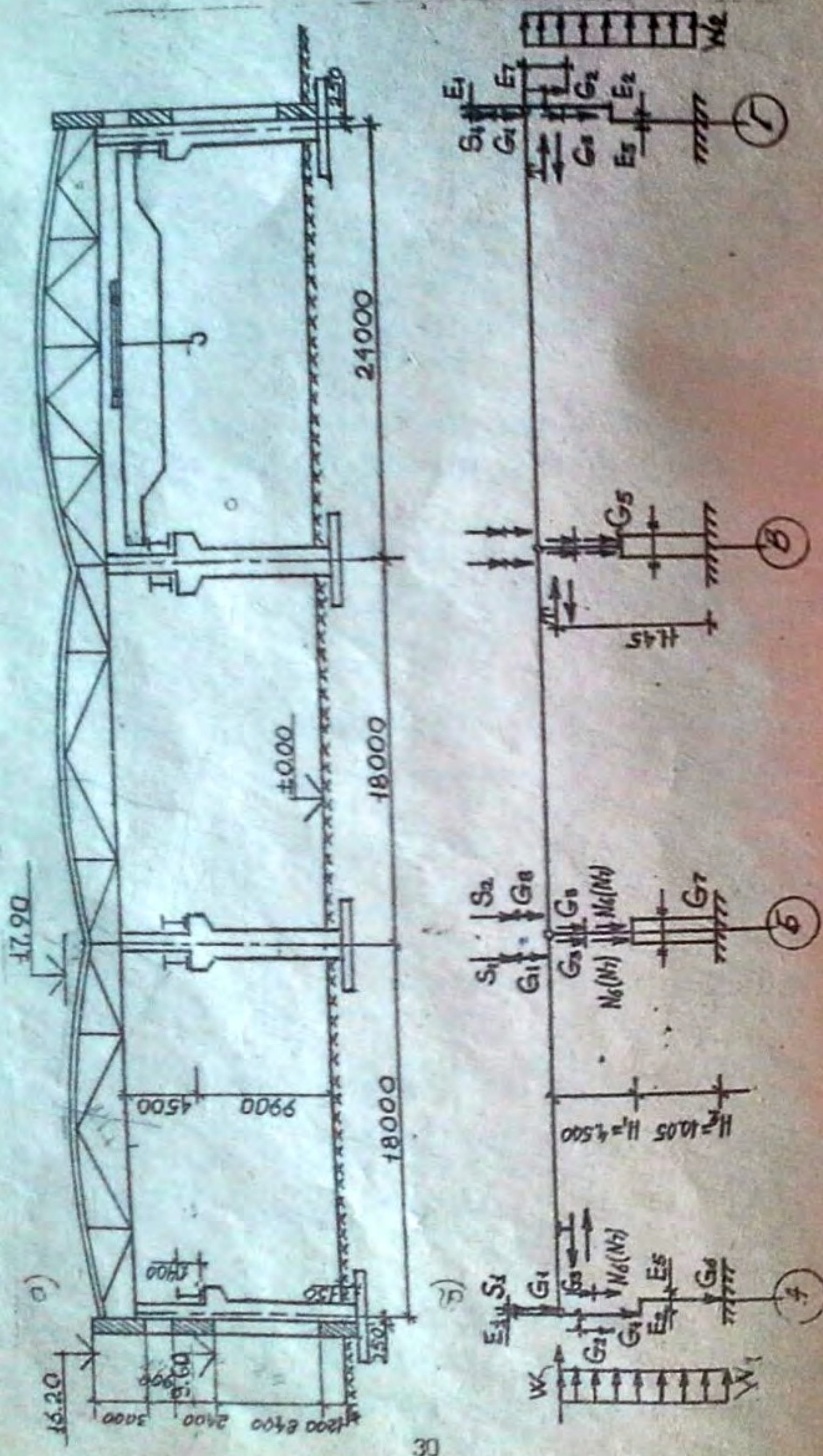


Рис. П.2.1

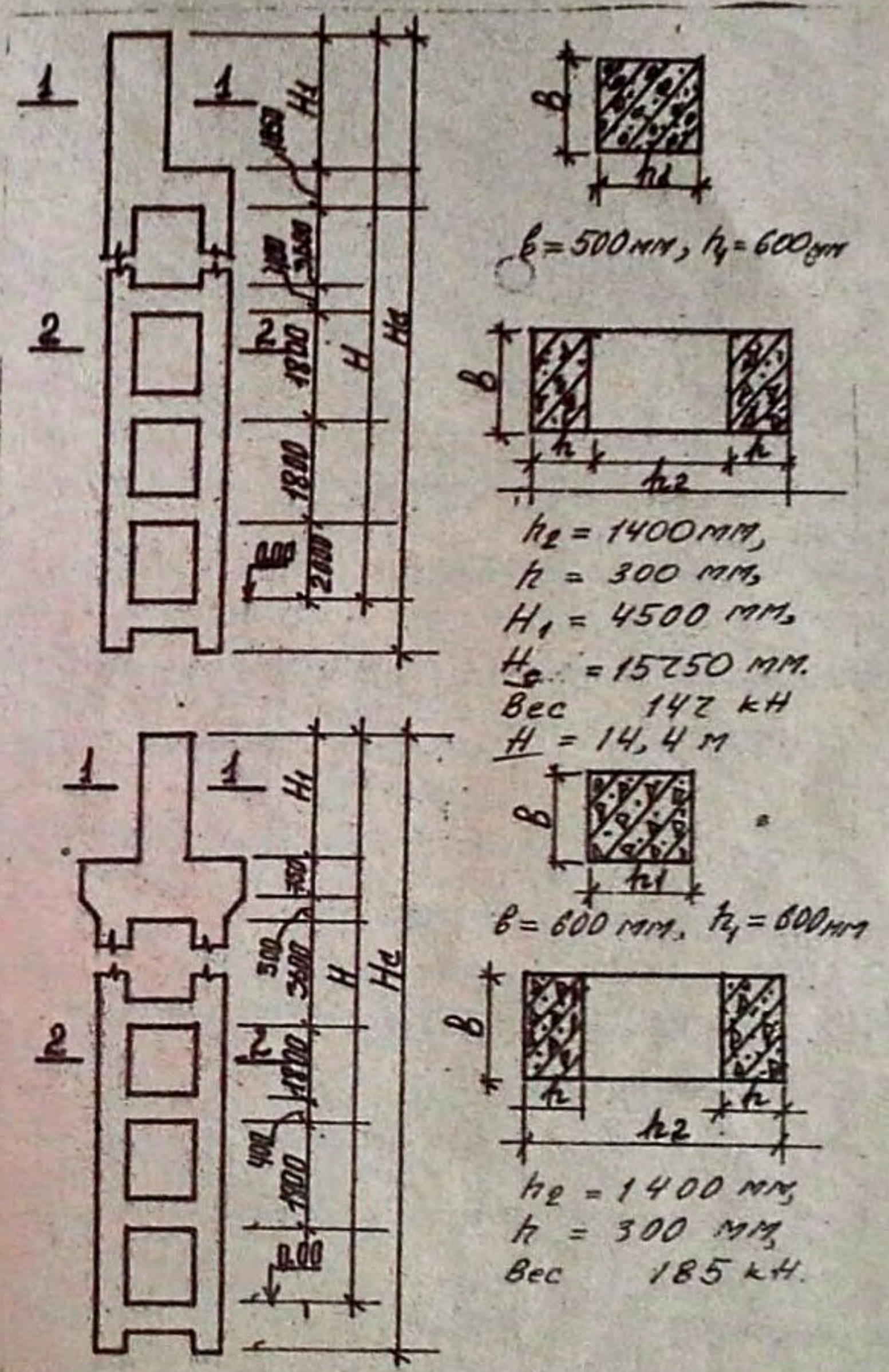


Рис. П.2.2

Расчетная нагрузка от массы покрытия: на колонну по оси "А" и среднюю колонну слева по оси "Б".

$$G_1 = 372,6 + 50 = 422,6 \text{ кН,}$$

на среднюю колонну справа по оси "Б"

$$G_8 = 422,6 \text{ кН.}$$

Отметим, что $G_1 = G_8$ только при одинаковых пролетах (в рассматриваемом примере $L_1 = L_2 = 18 \text{ м}$). При неодинаковых пролетах G_8 следует определить с учетом конкретной грузовой площади.

3.2. Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления, передаваемая на колонну выше отметки 9,6 м

$$G_2 = (g_1 \sum h + g_2 h) \cdot l \cdot \gamma_f = (2,5 \cdot 5,4 + 0,4 \cdot 1,2) \cdot 12 \cdot 1,1 = 184,54 \text{ кН,}$$

где $g_1 = 2,5 \text{ кН/м}^2$ - вес 1 м^2 стеновых панелей;

$\sum h$ - суммарная высота полок стеновых панелей выше отметки 9,6 м;

$g_2 = 0,4 \text{ кН/м}^2$ - вес 1 м^2 остекления;

h - высота остекления.

3.3. Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок на крайнюю колонну

$$G_3 = G_{cb} \cdot \gamma_f = 107 \cdot 1,1 = 117,1 \text{ кН,}$$

на среднюю

$$G_3 = 2 G_{cb} \cdot \gamma_f = 117,1 \cdot 2 = 234,2 \text{ кН.}$$

3.4. Расчетная нагрузка от веса колонн

Крайняя колонна: вес надкрановой части колонны

$$G_4 = v \cdot h_1 \cdot H_1 \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 37,1 \text{ кН;}$$

вес подкрановой части колонны

$$G_6 = G_c \cdot \gamma_f - G_4 = 1,1 \cdot 147 - 37,1 = 124,6 \text{ кН,}$$

где G_c - вес колонны;

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

Средняя колонна:

G_5 - вес надкрановой части колонны

$$G_5 = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 44,55 \text{ кН;}$$

G_7 - вес подкрановой части колонны

$$G_7 = G_c \cdot \gamma_f - G_5 = 1,1 \cdot 185 - 44,55 = 158,95 \text{ кН.}$$

3.5. Временные нагрузки от снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия для II района, согласно СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" (см. также прил. П.1.3) $S_0 = 0,7 \text{ кН/м}^2$. Расчетная снеговая нагрузка при $\mu = 1, \gamma_f = 1,4$: на крайнюю колонну по оси "А", среднюю по оси "Б" слева и справа

$$S_1 = S_0 \cdot \mu \cdot l \cdot \frac{L_1}{2} \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot 1 \cdot 12 \cdot \frac{18}{2} \cdot 1,4 = 105,8 \text{ кН;}$$

3.6. Крановые нагрузки устанавливаются с учетом поднимаемого груза $Q = 200 \text{ кН}$. Пролет крана $18 - 2 \cdot 0,75 = 16,5 \text{ м}$. Согласно стандарту на мостовые краны (см. прил. П.1.2), база крана $B_c = 6300 \text{ мм}$, расстояние между колесами $A_c = 4400 \text{ мм}$, масса тележки $G_{ct} = 85 \text{ кН}$; $F_{\max, n} = 195 \text{ кН}$; $F_{\min, n} = 48 \text{ кН}$.

Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо

$$T_{tz} = \frac{Q + G_{ct}}{20 \cdot 2} = \frac{200 + 85}{20 \cdot 2} \cdot 1,1 = 7,85 \text{ кН.}$$

Вертикальная крановая нагрузка на крайнюю колонну двух сближенных кранов с коэффициентом сочетаний $\psi = 0,85$:

$$N_{\max} = F_{\max, n} \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum y = 195 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 2,95 = 537,8 \text{ кН;}$$

$$N_{\min} = F_{\min, n} \cdot \psi \cdot \gamma_f \cdot \sum y = 48 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 2,95 = 132,4 \text{ кН,}$$

где $\sum y = 2,95$ - сумма ординат линии влияния опорной реакции разрезных подкрановых балок.

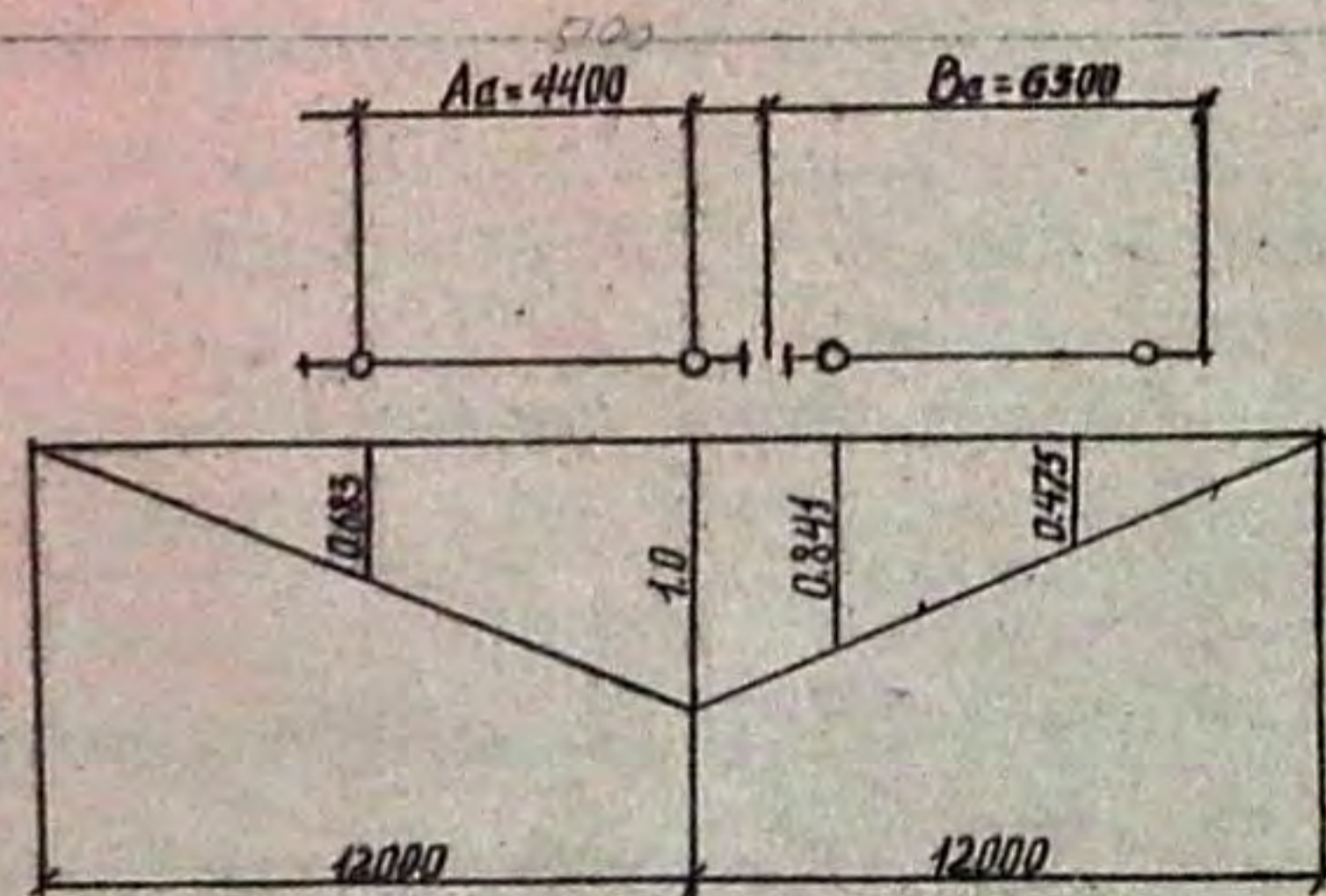


Рис. П.3.6

$$\sum_{i=1}^4 y_i = 0,683 + 1,0 + 0,841 + 0,475 = 2,95.$$

Вертикальная крановая нагрузка на среднюю колонну от действия двух кранов при $y = 0,7$:

$$N_{max} = 195 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,95 = 442,94 \text{ кН};$$

$$N_{min} = 48 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,95 = 109,03 \text{ кН}.$$

По программе расчета рамы на ЭВМ действие четырех кранов учитываем по два - слева и справа от рассматриваемой колонны. Если габариты кранов, грузоподъемности или пролеты отличаются, нужно рассчитывать "левые" и "правые" N_{max} и N_{min} .

Горизонтальная крановая нагрузка на колонну от двух кранов при поперечном торможении для крайней колонны

$$T = T_{tz} \cdot y \cdot \sum_{i=1}^4 y_i = 7,84 \cdot 0,85 \cdot 2,95 = 19,66 \text{ кН};$$

для средней

$$T = T_{tz} \cdot y \cdot \sum_{i=1}^4 y_i = 7,84 \cdot 0,7 \cdot 2,95 = 16,9 \text{ кН}.$$

3.7. Ветровая нагрузка устанавливается по скоростному напору ветра согласно СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" (см. прил. П.1.4) для II района, местности типа А для части здания высотой до 10 м от поверхности земли $w_{n1} = 300 \text{ Н/м}^2$; то же, высотой до 20 м при коэффициенте, учитывающем изменение скоростного напора по высоте $k = 1,25$,

$$w_{n2} = k \cdot w_{n1} = 1,25 \cdot 0,30 = 0,375 \text{ кН/м}^2.$$

Отметка парапета $H_p = 16,2 \text{ м}$.

В соответствии с линейной интерполяцией на высоте 16,2 м имеем:

$$w_{n3} = w_{n1} + [(w_{n2} - w_{n1}) / 10] (H - 10) = 0,30 + [(0,375 - 0,30) / 10] \cdot (16,2 - 10) = 0,35 \text{ кН/м}^2.$$

На отметке верха колонны

$$w_{n4} = 0,30 + [(0,375 - 0,30) / 10] \cdot (14,4 - 10) = 0,33 \text{ кН/м}^2.$$

Переменный по высоте скоростной напор ветра заменяем равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной балки длиной $H = 14,4 \text{ м}$.

$$w_n = \frac{M_{act}}{0,5 \cdot H^2} = \left\{ \frac{w_{n4} + w_{n1}}{2} (H - 10) [0,67(H - 10) + 10] + 0,5 w_{n1} \cdot 10^2 \right\} / 0,5 \cdot H^2 = 0,24 \text{ кН/м}^2.$$

По п. 4 СНиП 2.01.07-85 (номер схемы 2) значение аэродинамиче-

А - $k_s = 0,3$
 В - $k_s = 0,3$
 Г - $k_s = 0,3$
 Д - $k_s = 0,3$
 Е - $k_s = 0,3$
 Ж - $k_s = 0,3$
 З - $k_s = 0,3$
 И - $k_s = 0,3$
 К - $k_s = 0,3$
 Л - $k_s = 0,3$
 М - $k_s = 0,3$
 Н - $k_s = 0,3$
 О - $k_s = 0,3$
 П - $k_s = 0,3$
 Р - $k_s = 0,3$
 С - $k_s = 0,3$
 Т - $k_s = 0,3$
 У - $k_s = 0,3$
 Ф - $k_s = 0,3$
 Х - $k_s = 0,3$
 Ц - $k_s = 0,3$
 Ч - $k_s = 0,3$
 Ш - $k_s = 0,3$
 Щ - $k_s = 0,3$
 Ъ - $k_s = 0,3$
 Ы - $k_s = 0,3$
 Ь - $k_s = 0,3$
 Э - $k_s = 0,3$
 Ю - $k_s = 0,3$
 Я - $k_s = 0,3$

ского коэффициента для наружных стен принято: с наветренной стороны $C_e = +0,8$, с подветренной $C_{e_s} = -0,5$.

Расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонны до отметки 14,4 м при коэффициенте $\gamma_f = 1,4$:

с наветренной стороны

$$W_1 = w_n \cdot \gamma_f \cdot l \cdot C_e = 0,24 \cdot 1,4 \cdot 12,0 \cdot 0,8 = 3,23 \text{ кН/м};$$

с подветренной стороны

$$W_2 = 0,24 \cdot 1,4 \cdot 12 \cdot 0,5 = 2,02 \text{ кН/м}.$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка выше отметки 14,4 м:

$$W = \frac{w_{n3} + w_{n4}}{2} (H_p - H) \cdot l \cdot \gamma_f \cdot (0,8 + 0,5) = \frac{0,35 + 0,33}{2} (16,2 - 14,4) \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot (0,8 + 0,5) = 13,4 \text{ кН}.$$

4. Определение коэффициентов E и Z , для расчета поперечной рамы на ветровую нагрузку

Моменты инерции:

для сплошного сечения $J = \frac{b h^3}{12}$, ✓

для составного сечения (двухветвевое)

$$J = 2 \left[\frac{b \cdot h_c^3}{12} + b \cdot h_c \left(\frac{c}{2} \right)^2 \right], \checkmark$$

где h_c - высота поперечного сечения ветви;
 c - расстояние между центрами тяжести ветвей колонны.

Момент инерции верхней части крайней колонны:

$$J_1 = \frac{0,5 \cdot 0,6^3}{12} = 0,009 \text{ м}^4.$$

Момент инерции нижней части крайней колонны

$$J_2 = 2 \cdot \frac{0,5 \cdot 0,3^3}{12} + 0,5 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{1,1}{2} \right)^2 = 0,095 \text{ м}^4.$$

Момент инерции ветви крайней колонны

$$J_4 = \frac{0,5 \cdot 0,3^3}{12} = 0,0011 \text{ м}^4.$$

Момент инерции верхней части средней колонны

$$J_3 = \frac{0,6 \cdot 0,6^3}{12} = 0,011 \text{ м}^4.$$

Момент инерции нижней части средней колонны

$$J_4 = 2 \frac{0,6 \cdot 0,3^3}{12} + 0,6 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{1,1}{2}\right)^2 = 0,118 \text{ м}^4.$$

Момент инерции ветви средней колонны

$$J_8 = \frac{0,6 \cdot 0,3^3}{12} = 0,0013 \text{ м}^4.$$

Определяем коэффициенты:

$$n_{ex} = \frac{J_1}{J_2} = \frac{0,009}{0,093} = 0,097$$

$$n_{mid} = \frac{J_3}{J_4} = \frac{0,011}{0,118} = 0,093$$

$$\lambda = \frac{H_1}{H_2} = \frac{4,5}{14,55} = 0,31.$$

Зная λ и n по табл. П.1.5 находим $K_{o,ex}$ и $K_{o,mid}$

$$K_{o,ex} = 2,36; K_{o,mid} = 2,36;$$

$$Z_1 = \frac{J_2 \cdot K_{o,ex}}{J_4 \cdot K_{o,mid}} = \frac{0,093 \cdot 2,36}{0,118 \cdot 2,36} = 0,79.$$

В зависимости от значения Z_1 и числа стоек m в поперечнике (в рассматриваемом случае число стоек $m = 4$) по табл. П.1.6 определяем значение $E = 0,216$.

5. Статический расчет

Расчет рамы выполняется методом перемещений по программе, составленной авторами методических указаний на языке "БЕЙСИТ". Подготовка исходной информации производится в табличной форме для каждой стойки поперечника в отдельности, проверяется и подписывается руководителем курсового проекта.

Исходная информация для расчета крайней колонны рамы одноэтажного промышленного здания

Исходные данные	Обозначение в расчетной части	Обозначение на экране дисплея	Величина параметра
I	2	3	4
1. Номер рамы			I
2. Высота верхней части колонны, м	H1	HВ	4,5 5,1
3. Высота нижней части колонны, м	H2	HH	10,05 11,25
4. Момент инерции верхней части крайней колонны, м ⁴	J1	JBK	0,009 0,110
5. Момент инерции нижней части колонны, м ⁴	J2	JHK	0,093 0,110
6. Момент инерции ветви крайней колонны, м ⁴	J4	JBKP	0,0011 0,0
7. Момент инерции верхней части средней колонны, м ⁴	J3	JBC	0,011 0,01
8. Момент инерции нижней части средней колонны, м ⁴	J4	JHC	0,018 0,13
9. Момент инерции ветви средней колонны, м ⁴	J8	JBCP	0,0013 0,001
10. Снеговая нагрузка крайнего пролета, кН	S1	S1	105,8 151,2
11. Ветровая нагрузка, кН	W1, W2	W1, W2	13,4; 3,23 10,8; 2,02 3,36; 2
12. Крановые нагрузки, кН	Nmin, Nmax	NMIN, NMAX	132,4 262; 537,8 262,2
13. Вес кровли и фермы, кН	T	T	19,4 30,3
14. Вес нижней части крайней колонны, кН	G1	G1	422,6 592,5
15. Постоянная нагрузка от веса стен, кН	G6	G6	124,6 166,2
16. Вес подкрановой балки, кН	G2	G2	184,5 187,7
17. Вес надкрановой части колонны, кН	G3, G4	G3, G4	117,1 117,7; 37,1 50,5

Окончание табл. П.2.2

	1	2	3	4
18. Эксцентриситеты для снеговой нагрузки S_1 , м	e_1, e_2	$E1, E2$	$0,125; 0,275$	$0,104$
$e_1 = 0,25/2;$ $e_2 = (\frac{h_2 - h_1}{2} - 0,125)$				
19. Эксцентриситет крановой нагрузки, $e = 0,25 + \lambda - 0,5h_2$, м	e_5	$E5$	$0,3$	
20. Эксцентриситет для G_2 , $e_7 = (h_2 + \delta)/2$, м	e_7	$E7$	$0,85$	
21. Число панелей сквозной колонны (для сплошной колонны $N = 1000$), шт.	n	N	$5,0$	$6,0$
22. Коэффициент пространственной работы	k	K	$1,0?$	
23. Число стоек поперечника, шт.	m	\neq	$4,0$	$3,0$
24. Коэффициент E для расчета на ветровую нагрузку	E	E	$0,216$	

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

$H_B = 4,50$	$H_N = 10,05$	$\gamma_{ВК} = 0,00900$	$\gamma_{НК} = 0,09300$	$\gamma_{ВКР} = 0,0110$	$\gamma_{ВС} = 0,01100$
$\gamma_{НС} = 0,01800$	$\gamma_{ВСР} = 0,0130$	$S_1 = 105,80$	$W = 13,40$	$W_1 = 3,23$	$W_2 = 2,02$
$N_{MIN} = 132,40$	$N_{MAX} = 537,80$	$G_6 = 124,60$	$T = 19,40$	$G_1 = 422,60$	
$E_1 = 0,13$	$E_2 = 0,28$	$E_5 = 0,30$	$E_7 = 0,85$		
$G_3 = 117,10$	$G_4 = 37,10$	$K = 1,00$	$\neq = 4,00$	$E = 0,22$	
$N = 5,00$					

УСИЛИЯ В КРАЙНЕЙ КОЛОННЕ ОТ СНЕГОВОЙ НАГРУЗКИ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	13,23	-0,9	105,80
СЕЧЕНИЕ 2-2	13,64	-0,9	105,80
СЕЧЕНИЕ 3-3	-15,45	-0,9	105,80
СЕЧЕНИЕ 4-4	-14,51	-0,9	105,80

УСИЛИЯ ОТ ПОСТОЯННЫХ НАГРУЗОК В КРАЙНЕЙ КОЛОННЕ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	52,83	-9,06	422,60
СЕЧЕНИЕ 2-2	93,60	-9,06	459,70
СЕЧЕНИЕ 3-3	-154,52	-9,06	761,30
СЕЧЕНИЕ 4-4	-63,46	-9,06	885,90

УСИЛИЯ В КРАЙНЕЙ КОЛОННЕ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ С НАВЕТРЕННОЙ СТОРОНЫ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	7,84	00
СЕЧЕНИЕ 2-2	-2,56	-6,70	00
СЕЧЕНИЕ 3-3	-2,56	-6,70	00
СЕЧЕНИЕ 4-4	227,89	-39,16	00

УСИЛИЯ В КРАЙНЕЙ КОЛОННЕ С ЗАВЕТРЕННОЙ СТОРОНЫ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	1,64	00
СЕЧЕНИЕ 2-2	-13,07	-7,45	00
СЕЧЕНИЕ 3-3	-13,07	-7,45	00
СЕЧЕНИЕ 4-4	-189,94	-27,75	00

УСИЛИЕ ОТ N_{MAX} В КРАЙНЕЙ КОЛОННЕ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	8,85	00
СЕЧЕНИЕ 2-2	-39,81	8,85	00
СЕЧЕНИЕ 3-3	121,53	8,85	537,80
СЕЧЕНИЕ 4-4	32,62	8,85	537,80

УСИЛИЕ ОТ N_{MIN} В КРАЙНЕЙ КОЛОННЕ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	0,39	00
СЕЧЕНИЕ 2-2	-1,76	0,39	00
СЕЧЕНИЕ 3-3	37,96	0,39	132,40
СЕЧЕНИЕ 4-4	34,02	0,39	132,40

УСИЛИЕ ОТ СИЛЫ ТОРМОЖЕНИЯ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	8,85	00
СЕЧЕНИЕ 2-2	13,63	10,55	00
СЕЧЕНИЕ 3-3	13,63	10,55	00
СЕЧЕНИЕ 4-4	-92,42	10,55	00

МОМЕНТ В ТОЧКЕ ПРИЛОЖЕНИЯ СИЛЫ $M_5 = 27,87$

Исходная информация для расчета средней колонны
рамы одноэтажного промышленного здания

Исходные данные	Обозначения в расчетн. части	Обозначения на экране дисплея	Величина параметра
I	2	3	4
1. Номер рамы	-	-	2
2. Высота верхней части колонны, м	H ₁	HВ	4,5
3. Высота нижней части колонны, м	H ₂	HН	10,05
4. Момент инерции верхней части крайней колонны, м ⁴	J ₁	JВК	0,009
5. Момент инерции нижней части крайней колонны, м ⁴	J ₂	JНК	0,093
6. Момент инерции верхней части средней колонны, м ⁴	J ₃	JВС	0,011
7. Момент инерции нижней части средней колонны, м ⁴	J ₄	JНС	0,118
8. Момент инерции ветвей крайней и средней колонны, м ⁴	J _{7,8}	JВКР JВСР	0,0011 0,0012
9. Снеговые нагрузки левого и правого пролетов, кН	S _{1,2}	S ₁ S ₂	105,8 105,8
10. Крановые нагрузки, кН	N _{min} N _{max}	N _{MIN} N _{MAX}	109,0 442,9
11. Нагрузки от ветра, кН	T	T	16,2
кН/м	W	W	13,4
"	W ₁	W ₁	3,23
"	W ₂	W ₂	2,02
12. Постоянные нагрузки от покрытия левого и правого пролетов, кН	G ₁ G ₈	G ₁ G ₈	422,6 422,6
13. Вес нижней части колонны, кН	G ₇	G ₇	158,95
14. Вес верхней части колонны и подкрановой балки, кН	G ₅	G ₅	44,55
15. Эксцентриситет снеговой и крановой нагрузок, м	G _{ct} e ₃ e ₆ e ₅	G ₃ E ₃ E ₆ E ₅	234,2 0,15 0,15 0,75

I	2	3	4
16. Число стоек поперечника, шт.	m	Z	4
17. Коэффициенты для расчета на ветровую нагрузку	E Z ₁	E Z ₁	0,22 0,79
18. Коэффициент пространственной работы, число панелей сквозной колонны	K n	K N	1,0 5,0

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

HВ = 4,50	HН = 10,05		
JВК = 0,00900	JНК = 0,09300	JВС = 0,01100	JНС = 0,11800
JВКР = 0,00110	JВСР = 0,00130		
S ₁ = 105,80	S ₂ = 105,80	N _{MIN} = 109,00	N _{MAX} = 442,90
T = 16,20			
W = 13,40	W ₁ = 3,23	W ₂ = 2,02	G ₅ = 44,55
G ₁ = 422,60	G ₈ = 422,60	G ₇ = 158,95	
G ₃ = 234,20			
E ₃ = 0,15	E ₆ = 0,15	E ₅ = 0,75	Z = 4,00
E = 0,22	Z ₁ = 0,79	K = 1,00	N = 5,00

СРЕДНЯЯ КОЛОННА

ЗАГРУЖЕНИЕ СНЕГОВОЙ НАГРУЗКОЙ
УСИЛЕНИЯ В ХАРАКТЕРНЫХ СЕЧЕНИЯХ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ

СЕЧЕНИЕ	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	00	211,60
СЕЧЕНИЕ 2-2	00	00	211,60
СЕЧЕНИЕ 3-3	00	00	211,60
СЕЧЕНИЕ 4-4	00	00	211,60

ЗАГРУЖЕНИЕ ПОСТОЯННОЙ НАГРУЗКОЙ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ
УСИЛИЯ В ХАРАКТЕРНЫХ СЕЧЕНИЯХ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	00	845,20
СЕЧЕНИЕ 2-2	00	00	845,20
СЕЧЕНИЕ 3-3	00	00	1128,95
СЕЧЕНИЕ 4-4	00	00	1282,90

ЗАГРУЖЕНИЕ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКОЙ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ
УСИЛИЯ В ХАРАКТЕРНЫХ СЕЧЕНИЯХ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	-14,03	00
СЕЧЕНИЕ 2-2	63,15	-14,03	00
СЕЧЕНИЕ 3-3	63,15	-14,03	00
СЕЧЕНИЕ 4-4	204,19	-14,03	00

ЗАГРУЖЕНИЕ КРАНОВОЙ НАГРУЗКОЙ N MAX СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ (СЛЕВА)
УСИЛИЯ В ХАРАКТЕРНЫХ СЕЧЕНИЯХ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	-4,55	00
СЕЧЕНИЕ 2-2	20,47	-4,55	00
СЕЧЕНИЕ 3-3	-45,97	-4,55	442,90
СЕЧЕНИЕ 4-4	-26	-4,55	442,90

ЗАГРУЖЕНИЕ КРАНОВОЙ НАГРУЗКОЙ N MIN СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ (СЛЕВА)
УСИЛИЯ В ХАРАКТЕРНЫХ СЕЧЕНИЯХ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	4,72	00
СЕЧЕНИЕ 2-2	-21,25	4,72	00
СЕЧЕНИЕ 3-3	-37,60	4,72	109,00
СЕЧЕНИЕ 4-4	-35,05	4,72	109,00

ЗАГРУЖЕНИЕ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ ТОРМОЗНОЙ СИЛОЙ T
УСИЛИЯ В ХАРАКТЕРНЫХ СЕЧЕНИЯХ СРЕДНЕЙ КОЛОННЫ

	M	Q	N
СЕЧЕНИЕ 1-1	00	-6,84	00
СЕЧЕНИЕ 2-2	8,91	9,36	00
СЕЧЕНИЕ 3-3	8,91	9,36	00
СЕЧЕНИЕ 4-4	-85,15	9,36	00

МОМЕНТ В ТОЧКЕ ПРИЛОЖЕНИЯ СИЛЫ T M_B = 21,55

Таблица Д.2.4

Комбинация нагрузок и расчетные усилия в сечениях крайней колонны
(изгибающие моменты M - кН·м, силы Q, N - в кН)

Вид нагрузки	Номера загруз-жений	Коэф-фициент сочетан	Сечения крайней колонны															
			2-2	3-3	4-4	I			II			III						
			M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	
Постоянная	I	1	93,60	45,97	-154,52	761,3	-63,46	885,9	-9,06									
	II	1	13,64	105,8	-15,45	105,8	-14,51	105,8	-0,09									
Снеговая	I	0,9	12,28	95,22	-13,9	95,22	-13,06	95,22	-0,08									
	II	0,9	-39,81	0	121,53	537,8	32,52	537,8	8,85									
Крановая, N max	I	0,9	-35,83	0	109,38	484,02	29,36	484,02	7,96									
	II	0,9	-1,76	0	37,96	132,4	34,02	132,4	0,39									
Крановая, N min	I	0,9	-1,58	0	34,16	119,16	30,62	119,16	0,35									
	II	0,9	+13,63	0	+13,63	0	+92,42	0	+10,55									
Крановая, T на крайнюю колонну	I	0,9	+12,27	0	+12,27	0	+83,18	0	+9,5									
	II	0,9	-2,56	0	-2,56	0	+227,89	0	-39,16									
Ветровая слева (наветренная сторона)	I	0,9	-2,3	0	-2,3	0	+205,1	0	-35,24									
	II	0,9	-13,07	0	-13,07	0	-189,94	0	-27,75									
Ветровая справа (заветренная сторона)	I	0,9	-11,76	0	-11,76	0	-170,95	0	-24,98									
	II	0,9		0		0		0										

I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	II
Основные расчетные *)	I		I,3	I,3	I(5,9)	I(5,9)	I(7,9)	I(7,9)	I(7,9)	M _{max} , M _{собр}
сочетания усилий	(все возможные временные нагрузки)		I,3, I3, I3	I,3, I3, I3	I,3, I3, I3	I,3, I3, I3	I,3, I3, I3	I,3, I3, I3	I,3, I3, I3	M _{min} , N _{собр}
			I,3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3	M _{max} , M _{собр}
			I,3, I3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3, I3	I,3, I3, I3, I3, I3	M _{min} , M _{собр}
II			I,2	I,2	I,(4,8)	I,(4,8)	I,(4,8)	I,(4,8)	I,(4,8)	I комбинация I
			I,(4,8)	I,(4,8)	I,2	I,2	I,10	I,10	I,10	II комбинация II
			I,2	I,2	I,(4,8)	I,(4,8)	I,(4,8)	I,(4,8)	I,(4,8)	III комбинация III

*) силовая комбинация I (M_{max}, N_{собр}) получена по следующей формуле: [(усилие от постоянной нагрузки со своим знаком) + (все возможные временные со знаком "+")];

силовая комбинация II (M_{min}, N_{собр}) — [(усилие от постоянной нагрузки со своим знаком) + (все возможные временные со знаком "-")];

силовая комбинация III (M_{max}, M_{собр}) — [(усилие от постоянной нагрузки) + (все возможные временные, увеличивающие усилие от постоянной нагрузки)];

Таблица П.2.5

Комбинации нагрузок и расчетные усилия в сеченьях средней колонны (M в кН м, N, Q - в кН)

Вид нагрузки	Сечения крайней колонны											
	Номера (коэффициент)		2-2		3-3		4-4		5-5		6-6	
	загружен	сочетан	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12
Постоянная	I	I	0	895,2	0	1123,95	0	1282,9	0	1282,9	0	I
Снеговая	2	I	0	211,6	0	211,6	0	211,6	0	211,6	0	2
Крановая N _{max} , слева	3	0,9	0	190,44	0	190,44	0	190,44	0	190,44	0	3
Крановая N _{min} , слева	4	I	20,47	0	-45,97	442,9	-0,26	442,9	4,55	4,55	4,55	4
Крановая N _{max} , справа	5	0,9	18,42	0	-41,37	398,6	-0,23	398,6	4,1	4,1	4,1	5
Крановая N _{min} , справа	6	I	-21,25	0	-37,6	109,0	-35,05	109,0	4,72	4,72	4,72	6
Крановая T, I	7	0,9	-19,12	0	-33,84	98,1	-31,54	98,1	4,25	4,25	4,25	7
Крановая T, II	8	I	-20,47	0	45,97	442,9	0,26	442,9	4,55	4,55	4,55	8
Крановая T, III	9	0,9	-18,42	0	41,37	398,6	0,23	398,6	4,1	4,1	4,1	9
Крановая T, IV	10	I	21,25	0	37,6	109,0	35,05	109,0	4,72	4,72	4,72	10
Крановая T, V	11	0,9	19,12	0	33,84	98,1	31,54	98,1	4,25	4,25	4,25	11
Крановая T, VI	12	I	+8,91	0	+8,91	109,0	+85,15	109,0	9,36	9,36	9,36	12

	I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
на среднюю колонну	I3	0,9	± 8,02	0	± 8,02	98,1	± 76,54	98,1	8,42	I3		
Ветровая	I4	I	± 63,15	0	± 63,15	0	± 204,19	0	± 14,03	I4		
	I5	0,9	± 56,84	0	± 56,84	0	± 183,77	0	± 12,63	I5		
*) Основное сочетание	$M_{max}, N_{соед}, Q_{соед}$	I,3(5, I3), I5	I,3(5, I3), I5	I,3(5, I3), I5	I,3(5, I3), I5	I,3(9, I3), I5	I,3(9, I3), I5	I,3(11, I3), I5	I,3(11, I3), I5	I,3(11, I3), I5	КОМБИНАЦИЯ I	
(все возможные временные нагрузки)	$M_{min}, N_{соед}, Q_{соед}$	I,9(13), I5	I,5(13), I5	I,5(13), I5	I,5(13), I5	I,5(13), I5	I,5(13), I5	I,5(13), I5	I,7(13), I5	I,7(13), I5	КОМБИНАЦИЯ II	
	$N_{max}, M_{соед}, Q_{соед}$	I,3(5, 9, I3), I5	I,3(5, 9, I3), I5	I,3(9, 5, I3), I5	I,3(9, 5, I3), I5	I,3(5, 9, I3), I5	I,3(5, 9, I3), I5	I,3(5, 9, I3), I5	I,3(5, 9, I3), I5	I,3(5, 9, I3), I5	КОМБИНАЦИЯ III	
Основное сочетание (одна временная преобладающая нагрузка)	$M_{max}, N_{соед}, Q_{соед}$	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	КОМБИНАЦИЯ I	
	$M_{min}, N_{соед}, Q_{соед}$	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	I, I4	КОМБИНАЦИЯ II	
	$N_{max}, M_{соед}, Q_{соед}$	I,2	I,2	I,2	I,2	I,2	I,2	I,2	I,2	I,2	КОМБИНАЦИЯ III	

*) при учете в силовой комбинации 2-х кранов - усилия определяют с $\gamma=0,85$, 4-х кранов - с $\gamma=0,7$ (см. с. 33, 34).

ЛИТЕРАТУРА

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: Учебник для вузов, 4-ое переработанное изд. - М.: Стройиздат. 1985. - 728 с.
2. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства / Под ред. Бердичевского Г.И. - М.: Стройиздат. 1974. - 398 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. - М.: ЦИТП Госстроя СССР. 1987. - 35 с.
4. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР. - 1985. - 79 с.
5. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. / Под редакцией Гольшева А.Б. - Киев: БудІвельник. 1985. - 494 с.
6. Справочник по производству сборных железобетонных зданий. Бердичевский Г.И., Васильев А.И., Иванов Ф.М. и др. - М.: Стройиздат. 1982. - 440 с.
7. Железобетонные конструкции / Под редакцией Полякова Л.П., Лысенко Е.Ф., Кузнецова Л.В. - Киев: Вища школа. Головное издательство. 1984. - 352 с.