

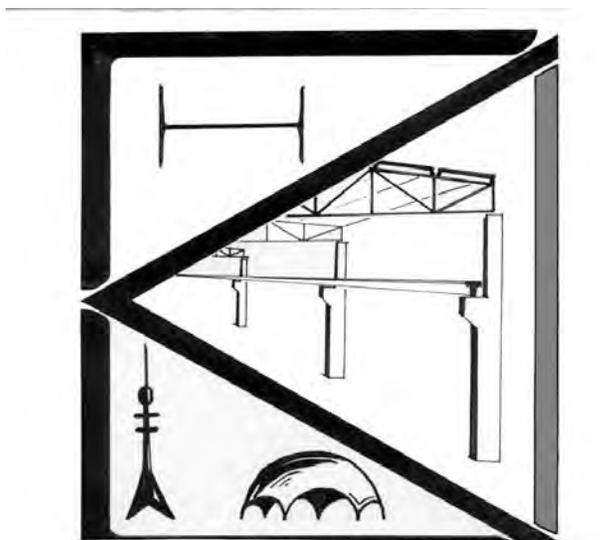
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»
очной и заочной форм обучения*

Часть 2



Могилев 2019

УДК 624.011.1
ББК 38.7
М 51

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«18» октября 2019 г., протокол № 3

Составитель канд. техн. наук, доц. В. С. Михальков

Рецензент канд. техн. наук, доц. О. В. Голушкова

Методические рекомендации являются практическим руководством к выполнению
курсового проекта «Стальной каркас одноэтажного производственного здания» для
студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство».

Учебно-методическое издание

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 2

Ответственный за выпуск

Д. В. Михальков

Редактор

А. А. Подошевка

Компьютерная верстка

Е. В. Ковалевская

Подписано в печать

. Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.

Печать трафаретная. Усл. печ. л.

. Уч.-изд. л.

. Тираж 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:

Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».

Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий

№ 1/156 от 07.03.2019 г.

Пр-т Мира, 43, 212022, Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2019



Содержание

Введение.....	4
1 Расчетная схема рамы.....	5
2 Нагрузки на поперечную раму.....	6
2.1 Постоянная нагрузка.....	7
2.2 Снеговая нагрузка.....	9
2.3 Крановые нагрузки.....	10
2.4 Ветровая нагрузка.....	13
3 Статический расчет поперечной рамы.....	15
3.1 Расчет на постоянные нагрузки.....	15
3.2 Расчет на снеговую нагрузку.....	19
3.3 Расчет на вертикальную нагрузку от мостовых кранов.....	22
3.4 Расчет на горизонтальные воздействия от мостовых кранов.....	26
3.5 Расчет на ветровую нагрузку.....	29
4 Составление комбинаций усилий в сечениях стойки рамы.....	32
Список литературы.....	35
Приложение А.....	36



Введение

Поперечные рамы являются основными несущими конструкциями здания. Они воспринимают все нагрузки, действующие на здание, и передают их на грунт.

Поперечная рама состоит из колонн и ригеля, которым является стропильная ферма.

В зависимости от конструкции сопряжения ригеля с колонной различают раму с жесткими узлами и раму с шарнирным прикреплением ригеля. Достоинством рамы с жестким сопряжением является большая жесткость при воздействии горизонтальных нагрузок. Такие рамы применяют в однопролетных зданиях высотой более 10 м или при установке в здании мостовых кранов грузоподъемностью более 20 т. В иных случаях применяют рамы с шарнирным сопряжением.

В качестве примера используем исходные данные курсового проекта (таблица А.1):

- шаг колонн (длина подкрановой балки) $L_1 = 12$ м;
- грузоподъемность кранов Q , два крана по 100 т;
- группа режимов работы кранов – 7К;
- пролет здания $L = 12$ м;
- длина здания – 132 м;
- высота фермы на опоре – 3,15 м;
- отметка головки кранового рельса – 10,8 м;
- тип покрытия – стальной профилированный настил;
- уклон кровли 1 / 10;
- район строительства – г. Минск.



По опыту проектирования производственных зданий известно, что расстояние между центрами тяжести сечений верхнего и нижнего участков колонны [1]

$$\ell_0 = (0,45 \dots 0,55) \cdot h_H - 0,5 \cdot h_B, \quad (1.1)$$

где h_H и h_B – ширина сечений нижнего и верхнего участков колонны соответственно, $h_H = 150$ см, $h_B = 100$ см.

Тогда $\ell_0 = 0,5 \cdot 150 - 0,5 \cdot 100 = 25$ см.

Для статического расчета рамы достаточно знать только соотношения моментов инерции элементов рамы, а не их абсолютные значения. Эти соотношения можно принять в пределах [1]

$$\frac{I_H}{I_B} = 5 \dots 10; \quad \frac{I_P}{I_H} = 2 \dots 6, \quad (1.2)$$

где I_H , I_B и I_P – моменты инерции нижней и верхней частей ступенчатой колонны и ригеля соответственно.

Принимаем $\frac{I_H}{I_B} = 5$; $\frac{I_P}{I_H} = 4$.

Принимаем жесткое сопряжение ригеля с колонной (для производственных зданий с мостовыми кранами, работающими весьма интенсивно (группы режимов работы кранов 5К–8К) рекомендуется жесткое сопряжение).

2 Нагрузки на поперечную раму

На поперечную раму производственного здания действуют нагрузки: **постоянные** – от веса ограждающих и несущих конструкций здания; **временные** – технологические (от грузоподъемных машин – мостовых кранов) и атмосферные (от снега и ветра). Нагрузки на поперечную раму представлены на рисунке 2.1.

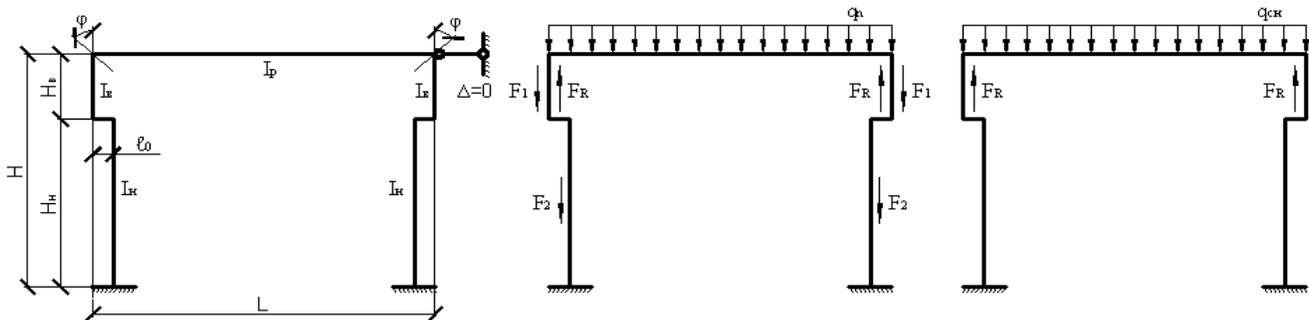


Рисунок 2.1 – Нагрузки, действующие на поперечную раму



2.1 Постоянная нагрузка

Постоянная нагрузка складывается из нагрузки на ригель и нагрузки на колонну. Постоянную нагрузку на ригель рамы принимают равномерно распределенной по длине ригеля. В распределенную поверхностную нагрузку входят нагрузка от кровли, конструкций фермы, фонаря, связей.

Тип кровли производственного здания указывается в задании на курсовой проект. Находят применение для кровли железобетонные панели, профилированный и плоский стальные настилы, волнистые асбестоцементные и алюминиевые листы. Значение нагрузок для некоторых распространенных типов покрытия приведены в таблице 2.1.

В соответствии с заданием на курсовой проект принимаем состав кровли по пп.1.1; 1.2; 1.3; 1.4, в; 1.5; 2.1 таблицы 2.1. Нормативная нагрузка при этом

$$g_{кр}^n = 0,35 + 0,17 + 0,4 + 0,025 + 0,05 + 0,145 = 1,14 \text{ кН/м}^2,$$

расчетная нагрузка

$$g_{кр} = 0,45 + 0,33 + 0,52 + 0,03 + 0,065 + 0,155 = 1,55 \text{ кН/м}^2.$$

Таблица 2.1 – Нагрузки от веса конструкций покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Расчетная, нагрузка, кПа
<i>1 Ограждающие элементы кровли</i>		
1.1 Гравийная защита (15...20 мм)	0,3...0,4	0,4...0,52
1.2 Гидроизоляционный ковер из 3...4-х слоев рубероида	0,15...0,2	0,2...0,36
1.3 Асфальтовая или цементная стяжка (20 мм)	0,4	0,52
1.4 Утеплитель толщиной $t = 50$ мм:		
а) пенобетон $\gamma = 6 \text{ кН/м}^2$	0,3	0,39
б) минераловатные плиты $\gamma = 1...3 \text{ кН/м}^2$	0,05...0,15	0,06...0,195
в) пенопласт $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^2$	0,025	0,03
1.5 Пароизоляция (один слой рубероида или фольгоизола)	0,05	0,065
<i>2 Несущие элементы кровли</i>		
2.1 Стальной профилированный настил (0,8...1,0 мм)	0,13...0,16	0,14...0,17
2.2 Стальной плоский настил (3,0...4,0 мм)	0,22...0,32	0,25...0,34
2.3 Железобетонные панели из тяжелого бетона с заливкой швов	1,6...1,8	1,75...2,0
2.4 Волнистые асбестоцементные листы	0,2	0,22
2.5 Волнистые алюминиевые листы (0,6...1,2 мм)	0,05...0,06	0,055...0,08

Расчетная равномерно распределенная линейная нагрузка на ригель рамы определяется по формуле [1]

$$q = \gamma_n \cdot g_{кр} \cdot L_1 / \cos \alpha, \quad (2.1)$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению, $\gamma_n = 0,95$ для большинства промышленных зданий [2];

L_1 – шаг колонн, в данном случае по заданию $L_1 = 12$ м;

α – угол наклона кровли к горизонту, принимаем $\alpha = 0$.

Тогда

$$q_n = 0,95 \cdot 1,55 \cdot 12 / 1 = 18 \text{ кН/м.}$$

Опорная реакция ригеля рамы

$$F_R = q \cdot L / 2 = 18 \cdot 30 / 2 = 270 \text{ кН,}$$

где L – пролет здания, по заданию $L = 30$ м.

Расчетный вес колонны можно определить, воспользовавшись данными таблицы 2.2.

Таблица 2.2 – Расход стали на элементы производственного здания

рузоподъемность мостовых кранов, т	Расход стали на колонны, кН/м ²	Расход стали на подкрановые балки, кН/м ²
20	0,25	0,2
30	0,3	0,3
50	0,35	0,4
80	0,4	0,5
100	0,5	0,6
125	0,6	0,7

С учетом того, что на верхнюю часть колонны приходится примерно 20 % веса всей колонны, а на нижнюю – 80 %,

$$G_B = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot 0,2 \cdot g_c \cdot (L/2) \cdot L_1 = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot (30/2) \cdot 12 = 18 \text{ кН;}$$

$$G_H = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot 0,8 \cdot g_c \cdot (L/2) \cdot L_1 = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot (30/2) \cdot 12 = 72 \text{ кН,}$$

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

g_c – расход стали на колонну (принимается по таблице 2.2).

Поверхностная масса стен принимается как $g_{cr} = 2,0 \text{ кН/м}^2$, переплетов с остеклением $g_{пер} = 0,35 \text{ кН/м}^2$. В верхней и нижней частях колонны (включая вес этих частей колонны)

$$F_1 = \gamma_n \cdot \left[\gamma_f \cdot (H_B - n \cdot h^*) \cdot g_{cr} \cdot L_1 + \gamma_f \cdot g_{пер} \cdot n \cdot h^* \cdot L_1 \right] + G_B =$$

$$= 0,95 \cdot \left[1,2 \cdot (6,07 - 1 \cdot 1,2) \cdot 2,0 \cdot 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 1,2 \cdot 12 \right] + 18 = 157 \text{ кН};$$

$$F_2 = \gamma_n \cdot \left[\gamma_f \cdot (H_H - n \cdot h^*) \cdot g_{cr} \cdot L_1 + \gamma_f \cdot g_{пер} \cdot n \cdot h^* \cdot L_1 \right] + G_H =$$

$$= 0,95 \cdot \left[1,2 \cdot (10,5 - 4 \cdot 1,2) \cdot 2,0 \cdot 12 + 1,1 \cdot 0,35 \cdot 4 \cdot 1,2 \cdot 12 \right] + 72 = 249 \text{ кН},$$

где H_B и H_H – длина верхней и нижней частей колонны соответственно;
 h^* – модуль (размер) оконных переплетов по высоте;
 n – количество модулей оконных переплетов по высоте.
 Постоянные нагрузки показаны на рисунке 2.2.

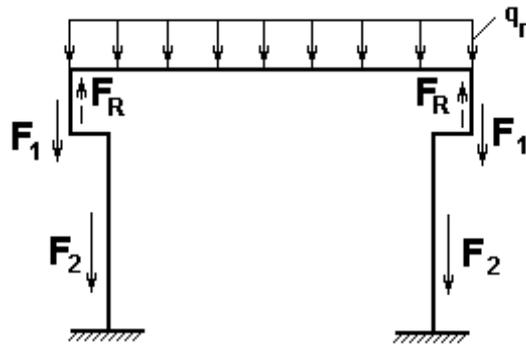


Рисунок 2.2 – Постоянные нагрузки

2.2 Снеговая нагрузка

Линейная распределенная нагрузка от снега на ригель рамы определяется по формуле [1]

$$q_{сн} = \gamma_n \cdot \gamma_{сн} \cdot c \cdot p_0 \cdot L_1, \quad (2.2)$$

где p_0 – вес снегового покрова на земле, зависящий от района строительства и определяемый по СНиП 2.0107–85 [2];

γ_n – коэффициент надежности по нагрузке;

c – коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1 м^2 проекции кровли, равный при уклоне $\alpha \leq 25^\circ$ единице.

Вес снегового покрова определяем по [2].

Принимаем $p_0 = 0,7 \text{ кН/м}^2$.

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{сн}$ зависит от отношения нормативного собственного веса покрытия к весу снегового покрова и определяется по таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Коэффициент надежности по нагрузке

$g_{кр}^n / p_0$	≥ 1	0,8	0,6	0,4
$\gamma_{сн}$	1,4	1,5	1,55	1,6

Точные значения $\gamma_{сн}$ при промежуточных отношениях $g_{кр}^n / p_0$ принимаются по линейной интерполяции.

В данном случае

$$\frac{g_{кр}^n}{p_0} = \frac{1,14}{0,7} = 1,6,$$

тогда $\gamma_{сн} = 1,4$.

$$q_{сн} = 0,95 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 12 = 11 \text{ кН/м.}$$

Опорная реакция ригеля

$$F_R^{сн} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{11 \cdot 30}{2} = 165 \text{ кН.}$$

2.3 Крановые нагрузки

При движении колеса мостового крана на крановый рельс передаются силы трех направлений: вертикальная, горизонтальная и продольная.

Вертикальная сила F_k (вес груза + вес крана + вес тележки) динамическая, т. к. вследствие ударов колеса о рельс и рывков при подъеме груза возникают вертикальные инерционные силы, складывающиеся со статической составляющей. При движении крана происходит перераспределение вертикальных сил между колесами (которых у крана не менее четырех), движущимися по рельсу с одной



стороны крана. Динамические воздействия колес крана и перераспределение усилий учитываются при расчете подкрановых балок, а при расчете рам вертикальная сила F_k считается квазистатической и одинаковой для всех колес с одной стороны крана. Наибольшее вертикальное нормативное усилие $F_{k\max}$ определяется для крайнего положения тележки крана на мосту.

Горизонтальная сила T_k возникает из-за перекосов крана, торможения тележки и т. п., и может быть направлена внутрь пролета или из пролета.

Продольная сила возникает от трения колес о рельс и от сил торможения крана и принимается равной 0,1 нормативной вертикальной нагрузки на тормозные колеса крана (половина колес с каждой стороны крана – тормозные).

Вертикальная нагрузка на подкрановые балки и колонны определяется от двух кранов при самом невыгодном их расположении. Расчетное усилие, передаваемое на колонну колесами крана, можно определить по линии влияния опорных реакций подкрановых балок по формуле

$$D_{\max} = \gamma_n \cdot (\gamma_f \cdot \varphi_c \cdot \sum F_{k\max} \cdot y + \gamma_f \cdot G_n + \gamma_f \cdot g_T^H \cdot b_T \cdot L_1), \quad (2.3)$$

где φ_c – коэффициент сочетания нагрузок [2; 3, таблица 5], в данном случае $\varphi_c = 0,95$;

$F_{k\max}$ – нормативное вертикальное усилие колеса [1; 2, таблица 1], в данном случае $F_{k\max} = 480$ кН;

y – ордината линии влияния (рисунок 2.2);

G_n – нормативный вес подкрановых конструкций, определяется с учетом значений таблицы 2.2, $G_n = g_c \cdot L_1 \cdot L / 2 = 0,6 \cdot 12 \cdot 30 / 2 = 108$ кН;

g_T^H – полезная нормативная нагрузка на тормозной площадке, принимается равной 1,5 кН/м²;

b_T – ширина тормозной площадки (принимается равной ширине сечения нижней части колонны), в данном случае $b_T = 1,5$ м.

Подставляя значения в (2.3), получим

$$D_{\max} = 0,95 \cdot (1,1 \cdot 0,95 \cdot 480 \cdot [0,221 + 0,288 + 0,55 + 0,483 + 0,671 + 0,738 + 1,0 + 0,933] + 1,05 \cdot 108 + 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 12) = 2466 \text{ кН.}$$



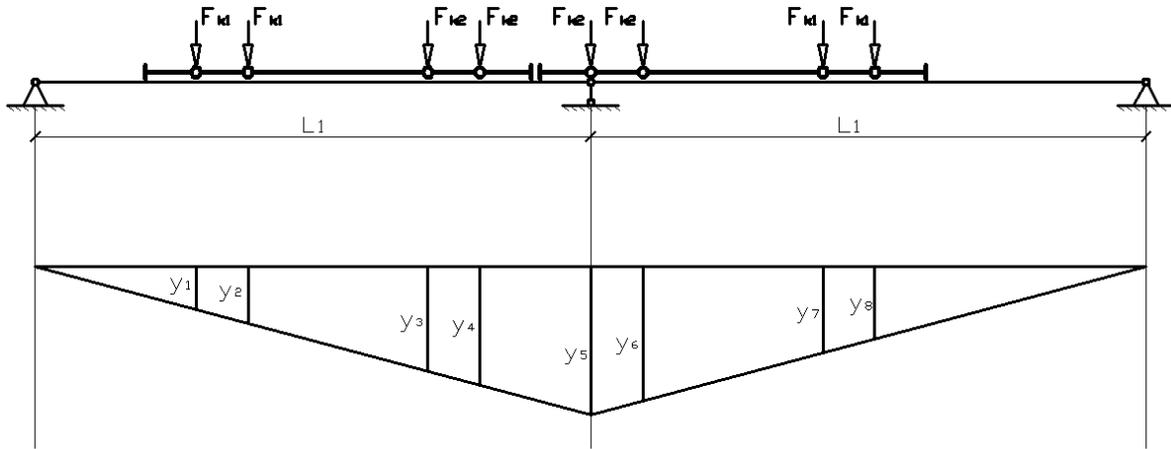


Рисунок 2.2 – Определение ординат линий влияния

На другой ряд колонны также будут передаваться усилия, но значительно меньшие (рисунок 2.3).

Силу D_{\min} можно определить, если заменить $F_{k\max}$ на F_k^* , т. е. на нормативные усилия, передаваемые колесами другой стороной крана,

$$F_k^* = \left(\frac{9,8 \cdot Q + G_k + G_T}{n_0} \right) - F_{k\max} = \left(\frac{9,8 \cdot 100 + 1450 + 410}{4} \right) - 480 = 230 \text{ кН},$$

где Q – грузоподъемность крана, $Q = 100$ т (по заданию);

G_k – масса крана, $G_k = 1450$ кН [3, приложение 1];

G_T – масса тележки, $G_T = 410$ кН [3, приложение 1].

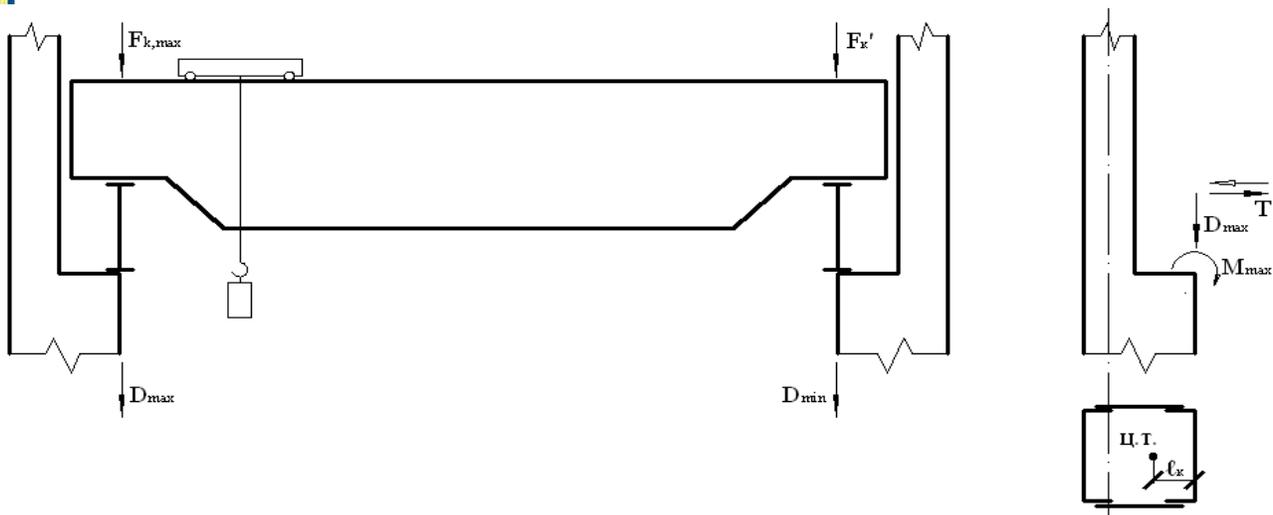


Рисунок 2.3 – Передача усилий от мостового крана на колонны

Тогда

$$D_{\min} = (1,1 \cdot 0,95 \cdot 230 \cdot [0,221 + 0,288 + 0,55 + 0,483 + 0,671 + 0,738 + 1,0 + 0,933] + 1,05 \cdot 108 + 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 12) = 1254 \text{ кН.}$$

Силы D_{\max} и D_{\min} приложены по оси подкрановой балки и поэтому не только сжимают нижнюю часть колонны, но и передают на нее изгибающие моменты (см. рисунок 2.3):

$$M_{\max} = e_k \cdot D_{\max} = 0,75 \cdot 2466 = 1850 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\min} = e_k \cdot D_{\min} = 0,75 \cdot 1254 = 941 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Горизонтальная сила T , передаваемая подкрановыми балками на колонну от сил T_k определяется при том же положении мостовых кранов и приложена к раме в уровне верха подкрановой балки (см. рисунок 2.3),

$$T = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \varphi_c \cdot \sum T'_k \cdot y = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 17 \cdot 4,884 = 82 \text{ кН,}$$

где $T'_k = 0,05 \cdot (9,8 \cdot Q + G_T) / n_0 = 0,05 \cdot (9,8 \cdot 100 + 410) / 4 = 17 \text{ кН.}$

2.4 Ветровая нагрузка

Расчетная линейная ветровая нагрузка, передаваемая на стойку рамы в любой точке по высоте при отсутствии продольного фахверка, определяется по формуле [1]

$$q_B = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot g_0 \cdot k \cdot c \cdot L_1, \quad (2.4)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, для зданий $\gamma_f = 1,2$;

g_0 – нормативный скоростной напор ветра, принимаемый по СНиП 2.0107–85 в зависимости от района строительства, $g_0 = 0,27 \text{ кН/м}^2$;

k – коэффициент, учитывающий высоту и защищенность от ветра другими строениями (таблица 2.4), для 10 м $k = 0,65$; для 20 м $k = 0,9$; для 30 м $k = 1,05$;

c – аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности, для вертикальных стен $c = 0,8$ с наветренной стороны и $c = 0,6$ для отсоса.



Таблица 2.4 – Поправочные коэффициенты на возрастание скоростных напоров ветра по высоте

Тип местности	Высота над поверхностью земли, м			
	10	20	30	40
Открытые местности (степи, лесостепи, пустыни, открытые побережья морей, озер, водохранилищ)	1,0	1,25	1,4	1,55
Города с окраинами, лесные массивы и подобные местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м	0,65	0,9	1,05	1,2
Крупнейшие города, застроенные зданиями высотой более 20 м	0,3	0,5	0,63	0,75

Тогда

$$q_B = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 0,27 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot k = 2,95 \cdot k.$$

Линейная распределенная нагрузка при высоте:

– до 10 м

$$2,95 \cdot 0,65 = 1,9 \text{ кН/м};$$

– 20 м

$$2,95 \cdot 0,9 = 2,7 \text{ кН/м};$$

– 30 м

$$2,95 \cdot 1,05 = 3,1 \text{ кН/м}.$$

Методом интерполяции находим линейную распределенную нагрузку при высоте:

– 16,57 м

$$1,9 + (2,7 - 1,9) \cdot 6,57 / 10 = 2,4 \text{ кН/м};$$

– 23,87 м

$$2,7 + (3,1 - 2,7) \cdot 3,87 / 10 = 2,9 \text{ кН/м}.$$

Ветровая нагрузка, действующая на участке от низа ригеля до наиболее высокой точки здания, заменяется сосредоточенной силой, приложенной в уровне низа ригеля рамы.

Величина этой силы от активного давления и отсоса определяется по формулам:

$$F_B = (q_{16,57} + q_{23,87}) \cdot h^* / 2 = (2,4 + 2,9) \cdot 7,3 / 2 = 19 \text{ кН};$$

$$F_B^* = F_B \cdot 0,6 / 0,8 = 19 \cdot 0,6 / 0,8 = 14 \text{ кН}.$$



Эквивалентные линейные нагрузки активного давления и отсоса

$$q_{\text{э}} = q_{B10} \cdot \alpha = 1,9 \cdot 1,05 = 2 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{э}}^* = q_{\text{э}} \cdot 0,6 / 0,8 = 2 \cdot 0,6 / 0,8 = 1,5 \text{ кН/м}.$$

3 Статический расчет поперечной рамы

В связи с тем, что для разных элементов, для разных их сечений наибольшие расчетные усилия можно получить при разных сочетаниях временных нагрузок, определять усилия M , N , и Q в элементах рамы приходится отдельно от каждой из нагрузок, приложенных к раме. Рама рассчитывается обычными методами строительной механики (сил, перемещений) с учетом действительной работы каркаса, входящего в пространственную систему.

3.1 Расчет на постоянные нагрузки

Основная система приведена на рисунке 3.1, а. Определяем сосредоточенный момент из-за смещения осей верхней и нижней частей колонны:

$$M = - (F_R + F_I) \cdot e_0 = - (270 + 157) \cdot 0,25 = - 107 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Находим параметры по таблице 3.1:

$$n = I_B / I_H = 1 / 5 = 0,2; \quad \alpha = H_B / H = 6,07 / 16,57 = 0,37.$$

Каноническое уравнение для левого узла

$$r_{11} \cdot \varphi_1 + r_{1p} = 0.$$

Моменты от поворота узлов (рисунок 3.1, б) на угол $\varphi = 1$ (M_1), коэффициенты определим по таблице 3.1 (точные значения – по линейной интерполяции):

$$k_A = 0,939; \quad k_B = -1,015; \quad k_C = -0,292,$$

тогда

$$M_A = k_A \cdot i = 0,939 \cdot i; \quad M_C = k_C \cdot i = - 0,292 \cdot i; \quad M_B = k_B \cdot i = - 1,015 \cdot i.$$

$$M_B = E \cdot I_p / (1 / 2) = 2 \cdot E \cdot 4 \cdot I_H \cdot H / (L \cdot H) = 8 \cdot i \cdot H / L = 8 \cdot 16 \cdot i / 30 = 4,27 \cdot i.$$



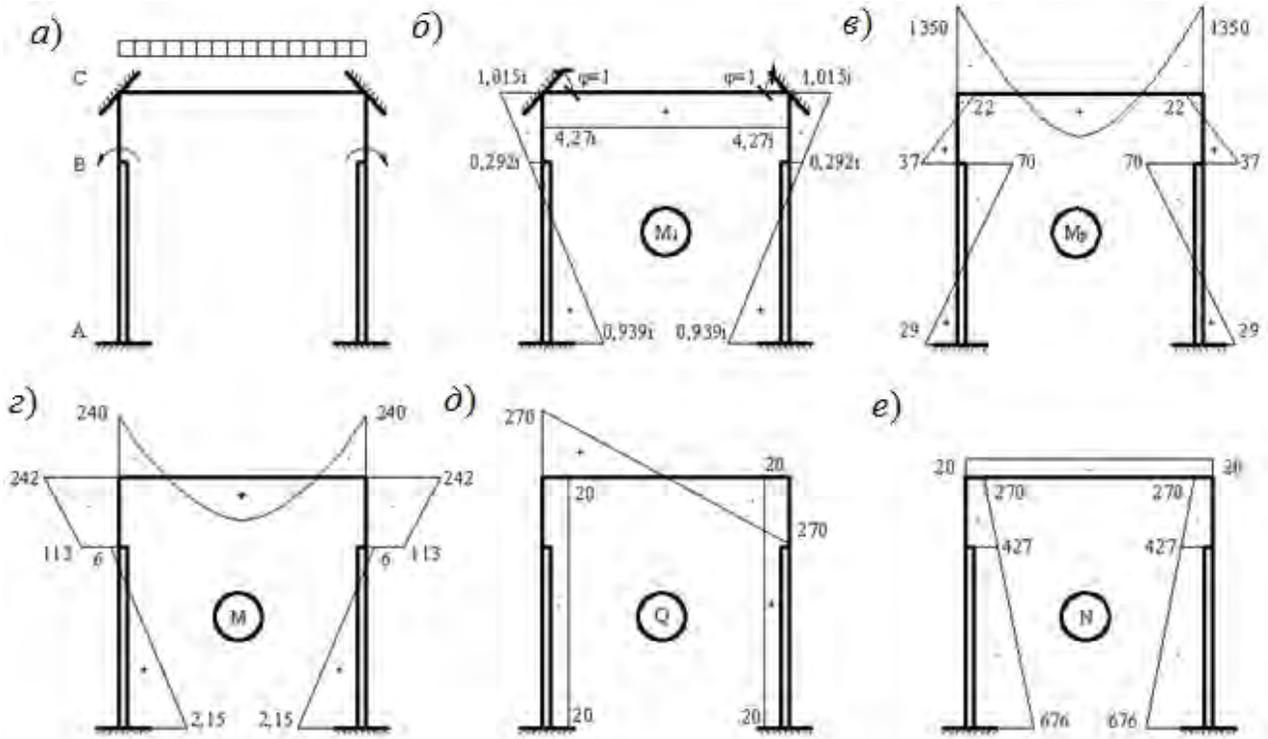


Рисунок 3.1 – Эпюры усилий в раме от постоянной нагрузки

Моменты от нагрузок на стойках M_p (рисунок 3.1, в) коэффициенты определяем по таблице 3.1:

$$k_A = 0,286; k_B = -1,202; k_C = -0,658,$$

тогда

$$M_A = k_A \cdot M = 0,268 \cdot (-107) = -29 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = k_B \cdot M = -0,202 \cdot (-107) = 22 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = E \cdot I_p / (1/2) = 2 \cdot E \cdot 4 \cdot I_H \cdot H / (L \cdot H) = 8 \cdot i \cdot H / L = 8 \cdot 16 \cdot i / 30 = 4,27 \cdot i;$$

$$M_C^H = k_C \cdot M = (-0,658) \cdot (-107) = 70 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_C^B = (k_C + 1)M = (-0,658 + 1) \cdot (-107) = -37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



Таблица 3.1 – Коэффициенты для определения реакций и изгибающих моментов в ступенчатой стойке с заземленными концами

k	k_A	k_B	k_C	k_B^*
α	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$
0,2	0,6	-0,664	-0,401	1,264
0,25	0,657	-0,607	-0,29	1,265
0,3	0,687	-0,58	-0,2	1,268
0,35	0,715	-0,563	-0,110	1,278
0,4	0,749	-0,566	-0,04	1,315
α	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$
0,2	0,724	-0,948	-0,614	1,672
0,25	0,753	-0,871	-0,465	1,624
0,3	0,795	-0,827	-0,341	1,622
0,35	0,828	-0,797	-0,229	1,625
0,4	0,869	-0,789	-0,137	1,658
α	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$
0,2	0,835	-1,216	-0,806	2,051
0,25	0,858	-1,114	-0,621	1,972
0,3	0,887	-1,055	-0,472	1,942
0,35	0,922	-1,02	-0,34	1,942
0,4	0,965	-1,006	-0,218	1,971
α	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$
0,2	2,0	-4,0	-2,8	6,0
0,25	2,0	-4,0	-2,5	6,0
0,3	2,0	-4,0	-2,2	6,0
0,35	2,0	-4,0	-1,9	6,0
0,4	2,0	-4,0	-1,6	6,0

Электронная библиотека Белорусско-Российского университета
<http://e-biblio.brfu.by/>



Моменты на опорах ригеля (заземленная балка постоянного по длине сечения)

$$M_B^{PIГ} = q_{II} \cdot L^2 / 12 = -18 \cdot 30^2 / 12 = -1350 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Определяем коэффициент канонического уравнения:

$$r_{11} = M_B + M_B^{PIГ} = 1,015 \cdot i + 4,27 \cdot i = 5,285 \cdot i \text{ (по эпюре } M_i);$$

$$r_{1P} = M_B + M_B^{PIГ} = -22 - 1350 = -1372 \text{ кН}\cdot\text{м (по эпюре } M_P);$$

Угол поворота

$$\varphi = -r_{1P} / r_{11} = -1372 / (5,285 \cdot i) = 260 / i.$$

Моменты от фактического угла поворота ($M_l \cdot \varphi$):

$$M_A = 0,939 \cdot i \cdot 260 / i = 244 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = -1,015 \cdot i \cdot 260 / i = -264 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^{PHI} = 4,27 \cdot i \cdot 260 / i = 1110 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = -0,292 \cdot i \cdot 260 / i = -76 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эпюра моментов ($M_{1\varphi} + M_p$) от постоянной нагрузки (см. рисунок 3.1):

$$M_A = 244 - 29 = 215 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = -264 + 22 = -242 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^{PHI} = 1110 - 1350 = -240 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^C = -37 - 76 = -113 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^H = 70 - 76 = -6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечные силы:

– на ригеле

$$Q_B = F_R = 270 \text{ кН};$$

– на стойке

$$Q_{AC} = -(207 + 3) / 10,5 = -20 \text{ кН};$$

$$Q_{BC} = (233 - 110) / 6,07 = -20 \text{ кН}.$$

Эпюра представлена на рисунке 3.1, д.



Продольные силы

$$N_B^{PHF} = Q_{AB} = -20 \text{ кН};$$

$$N_B = -F_R = 270 \text{ кН};$$

$$N_C = -F_R - F_1 = -270 - 157 = -427 \text{ кН};$$

$$N_A = -F_R - F_1 - F_2 = -270 - 157 - 249 = -676 \text{ кН}.$$

Эпюра продольных сил показана на рисунке 3.1, *е*.

3.2 Расчет на снеговую нагрузку

Расчет проводится аналогично расчету на постоянные нагрузки. Основная система приведена на рисунке 3.2, *а*.

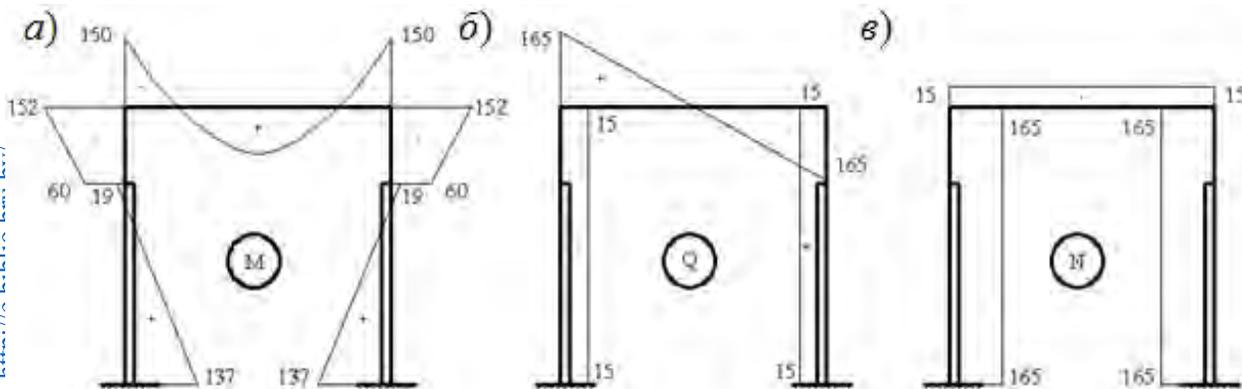


Рисунок 3.2 – Эпюры усилий в раме от снеговой нагрузки

Сосредоточенный момент на колонне

$$M = -F_R \cdot e_0 = -165 \cdot 0,25 = -41 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Моменты от нагрузки на стойках M_P (коэффициенты определяем по таблице 3.2):

$$k_A = 0,268; k_B = -0,202; k_C = -0,658.$$

Таблица 3.2 – Коэффициенты для определения реакций и изгибающих моментов в ступенчатой стойке с заземленными концами

k	k_A	k_B	k_C	k_B^*
α	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$
0,2	0,411	-0,075	-0,778	1,487
0,25	0,37	-0,13	-0,755	1,5
0,3	0,3	-0,171	-0,729	1,471
0,35	0,193	-0,194	-0,709	1,387
0,4	0,08	-0,213	-0,695	1,293
α	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$
0,2	0,411	-0,044	-0,753	1,455
0,25	0,392	-0,108	-0,735	1,5
0,3	0,344	-0,159	-0,708	1,503
0,35	0,266	-0,196	-0,684	1,462
0,4	0,16	0,223	-0,669	1,383
α	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$
0,2	0,403	-1,011	-0,728	1,415
0,25	0,393	-1,084	-0,715	1,477
0,3	0,353	-1,145	-0,695	1,5
0,35	0,302	-1,188	-0,666	1,49
0,4	0,218	-1,224	-0,647	1,442
α	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$
0,2	0,28	0,32	-0,488	0,96
0,25	0,305	0,2	-0,52	1,11
0,3	0,33	0,07	-0,522	1,26
0,35	0,325	-0,02	-0,548	1,32
0,4	0,32	-0,12	-0,544	1,44

Электронная библиотека Белорусско-Российского университета
<http://e-biblio.brfu.by/>



Тогда

$$M_A = k_A \cdot M = 0,268 \cdot (-41) = -11 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = k_B \cdot M = (-0,202) \cdot (-41) = -8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^B = (k_C + 1) M = (0,658 + 1) (-41) = -14 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$M_C^H = k_C \cdot M = (-0,658) (-41) = 27 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Моменты на опорах ригеля:

$$M_B^{PII} = q_{CH} \cdot L^2 / 12 = -11 \cdot 30^2 / 12 = -825 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Коэффициенты канонического уравнения:

$$r_{11} = M_B + M_B^{PHI} = 1,015 \cdot i + 4,27 \cdot i = 5,285 \cdot i;$$

$$r_{1P} = M_B + M_B^{PHI} = -8 - 25 = -833 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Угол поворота

$$\varphi = r_{1P} / r_{11} = -(-833) / (5,285 \cdot i) = 158 / i.$$

Моменты от фактического угла поворота ($M_i \cdot \varphi$):

$$M_A = 0,939 \cdot i \cdot 158 / i = 148 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = -1,015 \cdot i \cdot 158 / i = -160 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^{PHI} = 4,27 \cdot i \cdot 158 / i = 675 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = -0,292 \cdot i \cdot 158 / i = -46 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эпюры усилий M , Q , H :

$$M_A = 148 - 11 = 137 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^B = -46 - 14 = -60 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = -160 + 8 = -153 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^H = -46 + 27 = -19 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^{PHI} = 675 - 825 = -150 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_B = Q_A = -(M_A - M_C^H) / H_H = -(137 + 19) / 10,5 = -15 \text{ кН};$$

$$Q_B^{PHI} = -F_R = -165 \text{ кН};$$

$$N_B = N_A = -F_R = -165 \text{ кН}.$$



3.3 Расчет на вертикальную нагрузку от мостовых кранов

Расчет производится при расположении тележки крана у левой стойки. Основная система и схема нагрузки приведены на рисунке 3.3, а.

Проверяем отношение:

$$R = \frac{I_P \cdot H}{I_H \cdot L} = \frac{20 \cdot 16,57}{5 \cdot 30} = 2,2 > \frac{6}{1 + 1,1 \sqrt{\mu}} = \frac{6}{1 + 1,1 \sqrt{4}} = 1,88,$$

где $\mu = I_H / I_B - 1 = 5 / 1 - 1 = 4$.

Неравенство выполняется, следовательно, ригель можно считать абсолютно жестким. Запишем каноническое уравнение для определения смещения плоской рамы:

$$r_{11} \cdot \Delta + r_{1P} = 0.$$

Моменты и реакции от смещения верхних узлов на $\Delta = 1$ (рисунок 3.3, б); коэффициент определяем по таблице 3.3:

$$R_A = -4,303; R_B = 1,954; R_C = -0,360; R_B^* = -6,257.$$

Тогда

$$M_A = -4,303 \cdot t; M_B = 1,954 \cdot t; M_C = -0,360 \cdot t;$$

$$r_{11} = 2 \cdot F_{RB}^* \cdot t / H = 2 \cdot (-6,257) \cdot t / 16,57 = -0,755 \cdot t.$$

Моменты и реакции на левой стойке от нагрузки (рисунок 3.3, в), коэффициенты определяем по таблице 3.3:

$$R_A = 0,268; R_B = -0,202; R_C = -0,658; R_B^* = 1,471.$$

Тогда

$$M_A = R_A \cdot M = 0,268 \cdot 1850 = 496 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = R_B \cdot M = -0,202 \cdot 1850 = -374 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^H = R_C \cdot M = -0,658 \cdot 1850 = -1217 \text{ кН}\cdot\text{м};$$



$$M_c^B = (R_c + 1) \cdot M = (-0,658 + 1) \cdot 1850 = 633 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$F_{RB} = R_B^* \cdot M / H = 1,471 \cdot 1850 / 16,57 = 164 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

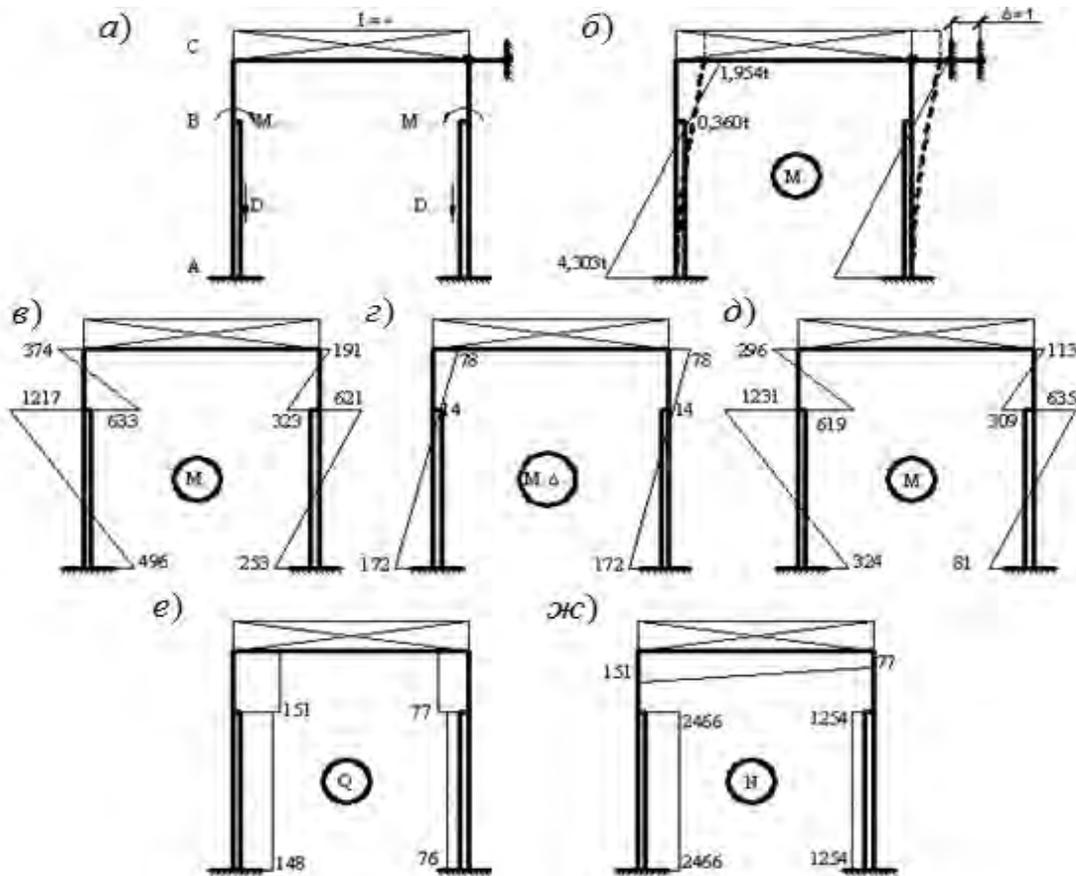


Рисунок 3.3 – К расчету на вертикальную нагрузку от мостовых кранов

Усилия на правой стойке можно получить аналогичным путем или умножая усилия левой стойки на отношение

$$M_{\min} / M_{\max} = 941 / 1850 = 0,51.$$

Реакция верхних концов стоек

$$r_{1P} = F_{RB} - F_{RB}^{np} = 164 - 164 \cdot 0,51 = 80 \text{ кН}.$$

Таблица 3.3 – Коэффициент для определения реакции и изгибающих моментов в ступенчатой стойке с заземленными концами

R	R_A	R_B	R_C	R_B^*
α	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$
0,2	-3,94	1,264	0,224	-5,203
0,25	-3,931	1,265	-0,034	-5,195
0,3	-3,915	1,268	-0,287	-5,182
0,35	-3,832	1,278	-0,51	-5,11
0,4	-3,642	1,315	-0,668	-4,956
α	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$
0,2	-4,15	1,672	0,508	-5,82
0,25	-4,18	1,624	0,174	-5,8
0,3	-4,15	1,622	-0,109	-5,77
0,35	-4,11	1,625	-0,38	-5,73
0,4	-4,01	1,658	-0,61	-5,67
α	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$
0,2	-4,314	2,051	0,778	-6,365
0,25	-4,343	1,972	0,392	-6,315
0,3	-4,341	1,942	0,092	-6,283
0,35	-4,321	1,942	-0,248	-6,263
0,4	-4,277	1,971	-0,529	-6,248
α	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$
0,2	-6,0	6,0	3,6	-12,0
0,25	-6,0	6,0	3,0	-12,0
0,3	-6,0	6,0	2,4	-12,0
0,35	-6,0	6,0	1,8	-12,0
0,4	-6,0	6,0	1,2	-12,0



Смещение плоской рамы

$$\Delta = -r_{IP} / r_{I1} = \frac{80}{0,755 \cdot t} = 106 / t.$$

Крановая нагрузка местная, поэтому $\alpha_{np} \neq 1$. При жесткой кровле определяем α_{np} (коэффициент пространственной работы):

$$\alpha_{np} \frac{n_0 \left[\frac{1}{n} + \frac{\alpha_2^2}{z \cdot \sum \alpha_2^2} \right]}{\sum_y} = \frac{8 \left[\frac{1}{11} + \frac{108^2}{2(132^2 + 108^2 + 84^2 + 60^2 + 36^2 + 12^2)} \right]}{0,221 + 0,288 + 0,55 + 0,483 + 0,671 + 0,738 + 1,0 + 0,933} = 0,38,$$

где n_0 – число колес кранов на одной нитке подкрановых балок;
 n – число поперечных рам в рассчитываемом здании;
 α_1 – расстояние между симметрично расположенными относительно
 середины здания рамами (α_2 – вторыми от торцов);
 \sum_y – сумма ординат линии влияния рассматриваемой рамы.

Смещение с учетом пространственной работы

$$\Delta_{pp} = \alpha_{pp} \cdot \Delta = 0,38 \cdot 106 / t = 40 / t.$$

Моменты $(M_1 \cdot \Delta_{pp})$ от фактического смещения рамы с учетом пространственной работы (рисунок 3.3, з):

$$M_A \cdot \Delta_{pp} = -4,303 \cdot t \cdot 40 / t = -172 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B \cdot \Delta_{pp} = 1,954 \cdot t \cdot 40 / t = 78 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C \cdot \Delta_{pp} = -0,360 \cdot t \cdot 40 / t = -14 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Суммарная эпюра моментов $(M_p + M_1 \cdot \Delta_{pp})$ приведена на рисунке 3.3, д:
 – на левой стойке

$$M_A^\Sigma = 496 + (-172) = 324 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^\Sigma = -374 + 78 = -296 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^{H\Sigma} = -1217 - 14 = -1231 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^{B\Sigma} = 633 - 14 = 619 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– на правой стойке

$$M_A^\Sigma = 253 - 172 = 81 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^\Sigma = -191 + 78 = -113 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^{H\Sigma} = -621 - 14 = -635 \text{ кН}\cdot\text{м};$$



$$M_C^{B\Sigma} = 323 - 14 = 309 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эпюра поперечных сил приведена на рисунке 3.3, *e*:

– на левой стойке

$$Q_{AC} = -(M_A - M_C^H) / H_H = -(324 + 1231) / 10,5 = -148 \text{ кН};$$

$$Q_{BC} = -(M_C^B - M_B) / H_B = -(619 + 296) / 6,07 = -151 \text{ кН};$$

– на правой стойке

$$Q_{AC} = -(M_A - M_C^H) / H_H = (165 + 628) / 10,5 = 76 \text{ кН};$$

$$Q_{BC} = -(M_C^B - M_B) / H_B = (316 + 151) / 6,07 = 77 \text{ кН}.$$

Эпюра продольных сил (рисунок 3.3, *ж*):

– на левой стойке

$$N_{AC} = -D_{\max} = -2466 \text{ кН};$$

– на правой стойке

$$N_{AC} = -D_{\min} = -2466 \text{ кН};$$

– на ригеле:

а) слева

$$N_B = Q_B = -151 \text{ кН};$$

б) справа

$$N_B = Q_B = -77 \text{ кН}.$$

3.4 Расчет на горизонтальные воздействия от мостовых кранов

Основная система, эпюра M_1 , каноническое уравнение, коэффициент α_{PP} такие же, как и при расчете на вертикальную нагрузку от мостовых кранов.

Определяем моменты и реакции в основной системе от горизонтальной силы T (рисунок 3.4, *a*), коэффициенты определяем по таблице 3.4:

$$k_A = -0,141; k_B = -0,105; k_C = 0,113; k_B^* = 0,595.$$



Таблица 3.4 – Коэффициенты для определения реакций и изгибающих моментов в ступенчатой стойке с заземленными концами

k	k_A	k_B	k_C	k_B^*
α	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$
0,2	-0,067	-0,085	0,079	0,817
0,25	-0,097	-0,092	0,094	0,745
0,3	-0,133	-0,095	0,103	0,663
0,35	-0,177	-0,092	0,106	0,565
0,4	-0,21	-0,086	0,103	0,477
α	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$
0,2	-0,059	-0,008	0,077	0,829
0,25	-0,082	-0,097	0,095	0,765
0,3	-0,111	-0,101	0,107	0,692
0,35	-0,146	-0,1	0,111	0,604
0,4	-0,175	-0,096	0,111	0,521
α	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$
0,2	-0,055	-0,092	0,075	0,837
0,25	-0,077	-0,101	0,094	0,775
0,3	-0,102	-0,106	0,105	0,704
0,35	-0,129	-0,106	0,113	0,627
0,4	-0,158	-0,103	0,115	0,545
α	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$
0,2	-0,032	-0,128	0,05	0,896
0,25	-0,048	-0,138	0,069	0,84
0,3	-0,063	-0,147	0,088	0,784
0,35	-0,08	-0,146	0,102	0,716
0,4	-0,096	-0,144	0,115	0,648

Электронная библиотека Белорусско-Российского университета
<http://e.biblio.brfu.by/>

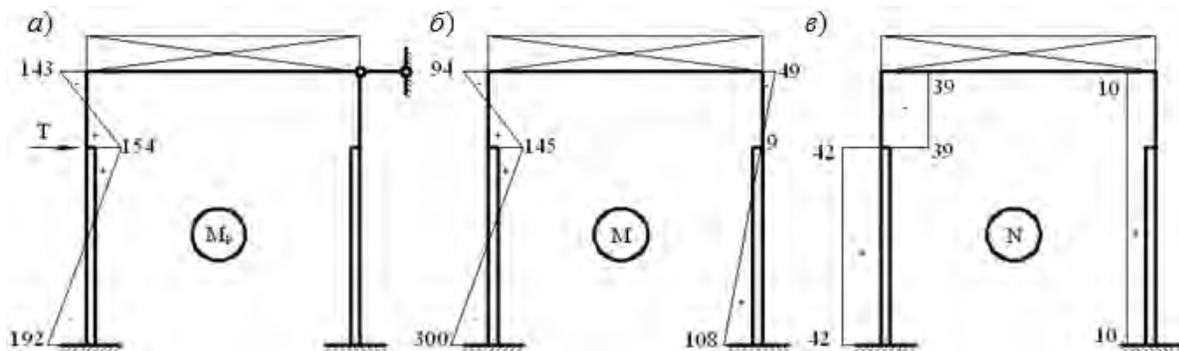


Рисунок 3.4 – Эпюры усилий при расчете на горизонтальные воздействия мостовых кранов

Тогда

$$M_A = k_A \cdot T \cdot H = -141 \cdot 82 \cdot 16,57 = -192 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = k_B \cdot T \cdot H = -0,105 \cdot 82 \cdot 16,57 = -143 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = k_C \cdot T \cdot H = 0,113 \cdot 82 \cdot 16,57 = 154 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$F_{RB} = k_B^* \cdot T = 0,595 \cdot 82 = 49 \text{ кН}.$$

Смещение верхних концов с учетом пространственной работы

$$\Delta_{PP} = \alpha_{PP} (-r_{1P} / r_{11}) = 0,38 \cdot [(-49) / (-0,755)] = 25 / t.$$

Моменты ($M_1 \cdot \Delta_{PP}$) от фактического смещения рамы с учетом пространственной работы:

$$M_A \cdot \Delta_{PP} = -4,303 \cdot t \cdot 25 / t = -108 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B \cdot \Delta_{PP} = 1,954 \cdot t \cdot 25 / t = 49 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C \cdot \Delta_{PP} = -0,360 t \cdot 25 / t = -9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Суммарная эпюра моментов ($M_P + M_1 \cdot \Delta_{PP}$) приведена на рисунке 3.4, б:
– на левой стойке

$$M_A^\Sigma = -108 - 192 = -300 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^\Sigma = 49 - 143 = -94 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^\Sigma = -9 + 154 = 145 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– на правой стойке

$$M_A^\Sigma = 108 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B^\Sigma = 49 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C^\Sigma = -9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$



Поперечные силы:

– на левой стойке

$$Q_{AC} = (M_A + M_C) / H_H = -(300 + 145) / 10,5 = 42 \text{ кН};$$

$$Q_{BC} = (M_B + M_C) / H_B = (94 + 145) / 6,07 = 39 \text{ кН};$$

– на правой стойке

$$Q_{AB} = (M_A + M_B) / H = (108 + 49) / 16,57 = 10 \text{ кН}.$$

Эпюры поперечных сил показаны на рисунке 3.4, в.

Проверка правильности построения эпюр:

– скачок на эпюре Q примерно равен силе $T = 42 + 39 = 81 \text{ кН} \approx 82 \text{ кН}$;

– на правой стойке поперечные силы в верхней и нижней частях

$$Q_{AC} = 11 \text{ кН} \approx Q_{BC} = 10 \text{ кН}.$$

3.5 Расчет на ветровую нагрузку

Основная система и эпюра M_1 принимается как для крановых воздействий.

Эпюра M_P (рисунок 3.5, а), коэффициенты определяются по таблице 3.5 методом линейной интерполяции:

$$k_A = -0,11; k_B = -0,59; k_C = 0,038; k_B^* = 0,451;$$

– на левой стойке

$$M_A = k_A \cdot q_{\text{э}} \cdot H^2 = -0,11 \cdot 2 \cdot 16,57^2 = -60 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = k_B \cdot q_{\text{э}} \cdot H^2 = -0,059 \cdot 2 \cdot 16,57^2 = -32 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = k_C \cdot q_{\text{э}} \cdot H^2 = 0,038 \cdot 2 \cdot 16,57^2 = 21 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$F_{RB} = k_B^* \cdot q_{\text{э}} \cdot H = 0,45 \cdot 2 \cdot 16,57 = 15 \text{ кН}.$$



Таблица 3.5 – Коэффициенты для определения реакций и изгибающих моментов в ступенчатой стойке с заземленными концами

k	k_A	k_B	k_C	k_B^*
α	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$	$n = 0,1$
0,2	-0,108	-0,042	0,025	0,434
0,25	-0,113	-0,046	0,031	0,433
0,3	-0,117	-0,005	0,036	0,432
0,35	-0,125	-0,052	0,037	0,428
0,4	-0,137	-0,054	0,003	0,417
α	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$	$n = 0,15$
0,2	-0,104	-0,045	0,023	0,442
0,25	-0,105	-0,05	0,03	0,443
0,3	-0,108	-0,053	0,036	0,445
0,35	-0,113	-0,056	0,038	0,443
0,4	-0,122	-0,059	0,036	0,437
α	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$	$n = 0,2$
0,2	-0,101	-0,049	0,021	0,448
0,25	-0,101	-0,053	0,029	0,451
0,3	-0,104	-0,056	0,035	0,462
0,35	-0,108	-0,059	0,038	0,451
0,4	-0,113	-0,061	0,039	0,449
α	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$	$n = 1,0$
0,2	-0,083	-0,083	0,003	0,5
0,25	-0,083	-0,083	0,01	0,5
0,3	-0,083	-0,083	0,022	0,5
0,35	-0,083	-0,083	0,03	0,5
0,4	-0,083	-0,083	0,037	0,5

Электронная библиотека Белорусско-Российского университета
<http://e.biblio.bgu.by/>

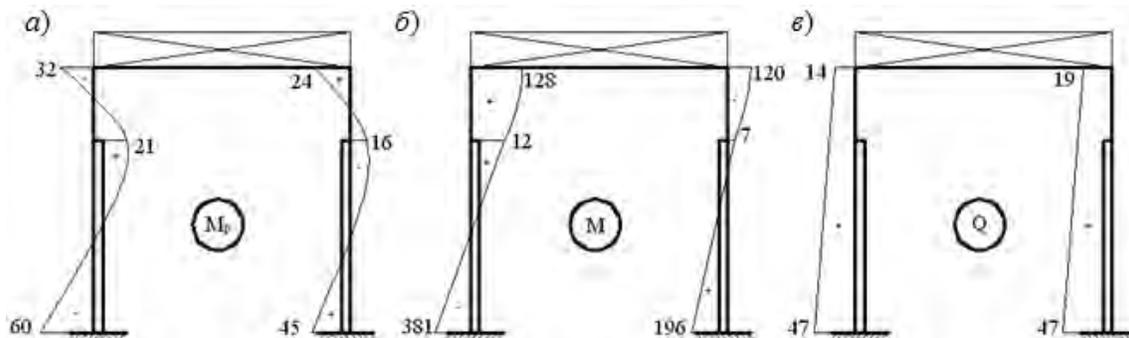


Рисунок 3.5 – Эпюры усилий от ветровой нагрузки

На правой стойке усилия получаются умножением на коэффициент:

$$q_3^* / q_3 = 1,5 / 2 = 0,75;$$

$$M_A = -60 \cdot 0,75 = -45 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = -32 \cdot 0,75 = -24 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = 21 \cdot 0,75 = 16 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$F_{RB} = 15 \cdot 0,75 = 11 \text{ кН}.$$

Коэффициенты канонического уравнения

$$r_{11} = -0,755 / t; \quad r_{1P} = F_{RB} + F_{RB}^* + F_b + F_b^* = 15 + 11 + 19 + 14 = 59.$$

Смещение рамы (ветровая нагрузка действует на вес рамы блока и поэтому $\alpha_{1P} = 1$)

$$\Delta = -r_{1P} / r_{11} = -59 / (-0,755 \cdot t) = 78 \cdot t.$$

Суммарные моменты ($M = M_P + M_1 \cdot \Delta$) (эпюра показана на рисунке 3.5, б):

– на левой эпюре

$$M_A = M_P + M_1 \cdot \Delta = -45 - 4,303 \cdot t \cdot 78 / t = -381 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = M_P + M_1 \cdot \Delta = -24 + 1,954 \cdot t \cdot 78 / t = 128 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = M_P + M_1 \cdot D = 16 - 0,360 \cdot t \cdot 78 / t = -12 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– на правой эпюре

$$M_A = M_P + M_1 \cdot \Delta = -60 - 4,303 \cdot t \cdot 78 / t = -396 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_B = M_P + M_1 \cdot \Delta = -32 + 1,954 \cdot t \cdot 78 / t = 120 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_C = M_P + M_1 \cdot D = 21 - 0,360 \cdot t \cdot 78 / t = -7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$



Поперечные силы (эюра Q на рисунке 3.5, в):

– на левой стойке

$$Q_A = (-M_A + M_B) / H + q_{\text{э}} \cdot H / 2 = (381 + 128) / 16,57 + 2 \cdot 16,57 / 2 = 47 \text{ кН};$$

$$Q_B = Q_A - q_{\text{э}} \cdot H = 47 - 2 \cdot 16,57 = 14 \text{ кН};$$

– на правой стойке

$$Q_A = (-M_A + M_B) / H + q_{\text{э}} \cdot H / 2 = (381 + 128) / 16,57 + 2 \cdot 16,57 / 2 = 47 \text{ кН};$$

$$Q_B = Q_A - q_{\text{э}} \cdot H = 47 - 2 \cdot 16,57 = 14 \text{ кН}.$$

4 Составление комбинаций усилий в сечениях стойки рамы

После определения изгибающих моментов и нормальных сил от каждой из нагрузок, необходимо найти их наиболее невыгодные сочетания. При составлении сочетаний нормами проектирования учитываются:

– постоянные нагрузки плюс временные длительные нагрузки плюс одна кратковременная (с коэффициентом сочетания $n_c = 1$);

– постоянные и временные длительные нагрузки плюс не менее двух кратковременных, умноженные каждая на коэффициент сочетания $n_c = 0,9$.

К кратковременным относятся нагрузки от снега, кранов и ветра, при этом нагрузки от вертикального и горизонтального воздействия мостовых кранов рассматриваются при учете сочетаний как одна кратковременная нагрузка. При составлении комбинаций усилий удобно все расчетные усилия свести в таблицу.

Так как заранее не известно, при каких комбинациях нагрузок напряжения в расчетных сечениях колонны будут иметь наибольшую величину, то по данным статического расчета составляют несколько комбинаций расчетных усилий. Комбинации усилий должны быть возможны, т. к. нельзя рассматривать усилия от боковых сил крана без учета вертикальных усилий, нельзя не учитывать постоянную нагрузку. Рама симметричная, поэтому составляем таблицу 4.1 для характерных сечений одной стойки. В таблице 4.2 приведены комбинации усилий в сечениях стойки рамы.



Таблица 4.1 – Расчетные усилия в сечениях левой стойки рамы (изгибающие моменты, кН·м, нормальные и поперечные силы, кН)

Нагрузки и комбинации усилий	n_c	Сечение стойки											
		1-1		2-2		3-3		4-4					
		M	N	M	N	M	N	M	N	Q			
1 Постоянная	1,0	-242	-270	-113	-427	-6	-427	+215	-676	-20			
	0,9	-152	-165	-60	-165	-19	-165	+137	-165	-15			
2 Снеговая	1,0	-141	-149	-54	-149	-17	-149	+123	-149	-14			
	0,9	-296	0	+619	0	-1231	-2466	+324	-2466	-151			
3 Крановая на левую стойку	1,0	-266	0	+557	0	-1108	-2219	+292	-2219	-136			
	0,9	-113	0	+309	0	-635	-1254	+81	-1254	-771			
3* D_{max} на правую стойку	1,0	-102	0	+278	0	-572	-1129	+73	-1129	-69			
	0,9	+94	0	+145	0	+145	0	+300	0	+42			
4 Крановая на левую стойку	1,0	+85	0	+131	0	+131	0	+270	0	+38			
	0,9	+49	0	+9	0	+9	0	+108	0	+10			
4* T на правую стойку	1,0	+44	0	+8	0	+8	0	+97	0	+9			
	0,9	+128	0	+12	0	+12	0	-138	0	+47			
5 Ветровая слева	1,0	+115	0	+11	0	+11	0	-343	0	+42			
	0,9	-120	0	-7	0	-7	0	+396	0	-44			
5* Ветровая справа	1,0	-108	0	-6	0	-6	0	+356	0	-40			
	0,9												

Список литературы

1 Металлические конструкции. Общий курс: учебник для вузов / Под общ. ред. Е. И. Беленя. – 6-е изд., перераб. и доп. – Москва: Стройиздат, 1985. – 560 с: ил.

2 **СНиП 2.0107–85**. Нагрузки и воздействия. – Москва: Стройиздат, 1988. – 36 с.

3 **СНиП II–23–81**. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – Москва: Стройиздат, 1991. – 96 с.



Приложение А (рекомендуемое)

Таблица А.1 – Рекомендуемые исходные данные к курсовому проекту

N	L , м	L_1 , м	$H_{кр}$, м	Q , т	α	H_f , м	ГРП	Тип кровли	Место строительства
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
01	30	120	11,5	50	1/10	3,05	4К	3	Кишинев
02	30	84	9,5	100	1/10	2,8	4К	1	Челябинск
03	24	132	8,0	20	1/8	2,5	1К	3	Братск
04	36	108	9,0	100	1/12	2,4	4К	2	Н. Новгород
05	36	144	10,0	80	1/8	3,05	4К	3	Пермь
06	24	96	13,0	50	1/12	3,0	5К	2	Кишинев
07	36	120	12,0	100	1/8	3,15	3К	1	Саратов
08	30	156	11,0	30	0,015	2,9	8К	2	Челябинск
09	30	132	10,0	100	1/10	3,15	5К	3	Омск
10	30	144	12,5	50	0,015	3,0	7К	1	Могилев
11	24	132	12,0	125	0,015	2,75	4К	1	Красноярск
12	24	120	14,0	50	0,015	2,8	8К	3	Хабаровск
13	30	156	11,5	125	1/12	2,45	7К	2	Гомель
14	36	84	9,5	30	1/8	3,0	4К	1	Донецк
15	24	96	12,2	80	1/10	3,0	4К	3	Челябинск
16	36	108	11,5	100	1/8	3,1	4К	3	Красноярск
17	30	144	9,5	100	1/10	3,15	5К	2	Могилев
18	24	108	8,5	100	1/12	2,65	3К	1	Одесса
19	30	120	11,5	30	1/8	2,9	1К	2	Киев
20	24	84	14,0	80	1/12	3,0	7К	3	Братск
21	36	120	13,0	100	1/10	2,8	5К	1	Новосибирск
22	24	132	12,0	125	0,015	2,75	4К	1	Красноярск
23	36	108	13,0	80	1/12	3,1	7К	3	Брест
24	30	144	11,5	50	1/10	3,15	5К	2	Таллинн
25	36	156	12,5	20	1/8	2,6	2К	1	Караганда
26	30	132	9,0	80	0,015	2,65	6К	3	Могилев
27	24	108	10,5	100	1/12	2,9	4К	2	Ставрополь
28	30	96	12,5	125	1/10	2,85	6К	3	Н. Новгород
29	24	132	11,0	100	1/8	2,95	7К	1	Минск
30	36	156	13,0	125	1/12	2,75	5К	3	Брест
31	30	108	11,5	20	1/10	2,8	3К	1	Братск
32	36	96	12,5	30	1/8	3,15	2К	3	Полоцк
33	30	132	14,0	50	1/12	3,0	6К	3	Пермь
34	36	108	10,0	80	1/10	2,75	1К	2	Кишинев
35	24	144	11,0	100	0,015	3,05	7К	1	Саратов
36	36	120	13,0	125	1/10	2,9	3К	2	Челябинск
37	30	132	9,5	100	1/8	3,15	5К	3	Брест
38	24	144	11,5	80	1/10	3,15	2К	2	Харьков
39	36	120	10,5	50	1/12	2,9	2К	3	Пенза
40	30	96	9,0	30	0,015	2,7	6К	1	Гродно
41	36	108	12,0	20	1/8	2,95	1К	2	Донецк



Продолжение таблицы А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
42	30	120	10,5	80	1/12	3,0	4К	2	Тамбов
43	36	84	13,0	100	1/12	3,1	3К	3	Гомель
44	36	144	10,0	50	1/12	2,9	6К	2	Томск
45	30	120	12,0	80	1/10	2,95	4К	3	Санкт-Петербург
46	36	108	11,0	100	1/8	2,75	3К	1	Одесса
47	24	132	10,5	125	0,015	3,0	6К	1	Киев
48	30	144	12,5	80	1/10	2,7	5К	3	Владивосток
49	30	84	8,0	50	0,015	3,15	8К	3	Новосибирск
50	36	144	13,5	100	1/12	3,0	7К	2	Красноярск
51	24	132	11,0	30	1/8	2,9	4К	2	Кишинев
52	24	96	9,5	50	1/8	3,0	1К	1	Челябинск
53	36	120	13,0	125	1/12	2,9	3К	1	Братск
54	30	84	8,0	80	1/8	2,55	5К	3	Брест
55	30	96	8,5	80	0,015	2,4	5К	3	Пермь
56	30	120	11,5	20	1/10	3,05	4К	3	Кишинев
57	30	156	11,0	30	0,015	2,9	8К	2	Саратов
58	30	84	9,5	100	1/10	2,8	4К	1	Челябинск
59	30	96	7,85	80	1/8	2,5	4К	2	Омск
60	24	132	10,0	100	1/8	3,15	5К	2	Омск
61	24	144	11,5	50	1/12	2,7	8К	1	Красноярск
62	36	108	12,0	80	1/8	2,75	2К	1	Хабаровск
63	24	84	8,55	80	1/10	2,65	3К	2	Гомель
64	30	108	10,5	20	0,015	2,9	8К	1	Донецк
65	24	96	10,5	80	1/10	3,0	5К	3	Челябинск
66	36	132	9,75	50	1/8	3,15	3К	2	Красноярск
67	24	84	11,0	30	1/12	2,85	4К	3	Могилев
68	30	96	9,8	50	1/10	2,95	6К	2	Одесса
69	24	132	10,8	80	1/12	3,05	4К	1	Киев
70	24	84	8,0	125	1/8	2,5	5К	2	Братск
71	30	108	12,8	80	1/8	2,7	8К	1	Новосибирск
72	36	120	9,75	50	1/8	3,15	3К	2	Красноярск
73	30	96	7,85	80	1/8	3,5	5К	1	Брест
74	24	120	8,0	20	1/12	3,15	8К	2	Таллин
75	30	84	9,4	50	1/10	2,8	8К	2	Караганда
76	24	96	12,3	100	1/8	2,85	2К	1	Могилев
77	30	120	9,5	30	1/8	3,1	6К	3	Ставрополь
78	30	156	11,0	125	0,015	2,90	7К	2	Н. Новгород
79	30	120	7,7	30	1/10	3,0	5К	3	Минск
80	24	96	7,0	80	1/10	2,9	4К	2	Брест
81	30	120	13,8	80	1/8	2,65	7К	2	Братск
82	24	84	11,8	125	1/8	2,5	4К	2	Полоцк
83	24	96	7,0	80	1/10	3,0	5К	2	Пермь
84	30	144	8,8	100	1/10	2,45	6К	1	Кишинев
85	30	96	10,2	50	1/8	2,85	3К	2	Саратов



Окончание таблицы А.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
88	24	156	8,8	30	1/10	2,85	6К	1	Челябинск
87	30	96	7,85	80	1/8	3,5	4К	2	Брест
88	36	120	13,2	50	1/10	3,0	7К	3	Харьков
89	30	96	8,5	80	0.015	2,4	5К	2	Пенза
90	36	120	12,2	80	1/8	3,15	7К	2	Гродно
91	24	132	9,75	20	1/10	3,0	5К	2	Донецк
92	24	156	9,3	30	1/8	2,95	2К	3	Тамбов
93	30	96	14,2	30	1/10	2,85	6К	1	Гомель
94	24	132	11,8	125	1/10	3,1	8К	2	Томск
95	30	108	7,7	20	1/8	2,55	1К	1	Санкт-Петербург
96	30	84	13,2	50	1/12	3,0	5К	2	Одесса
97	36	120	9,9	80	1/8	2,85	8К	3	Киев
98	24	84	11,8	50	1/12	2,55	1К	2	Владивосток
99	30	156	13,5	80	1/8	2,65	5К	2	Новосибирск
00	30	84	9,9	50	1/12	2,75	2К	3	Красноярск

Примечание: N – две последние цифры зачетной книжки; L – пролет здания; L_1 – длина здания; $H_{кр}$ – отметка кранового рельса; Q – грузоподъемность двух кранов; α – уклон кровли; H_f – высота фермы на опоре; ГРР – группа режимов работы кранов. В графе «Тип кровли»: 1 – плоский стальной лист; 2 – стальной профилированный настил; 3 – железобетонные плиты

