

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020-1/83

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА
МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ ДЛЯ
МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ
ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ
И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

ВЫПУСК 0-5

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ
ПРОЧНОСТИ, УСТОЙЧИВОСТИ И
ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЗДАНИЙ
СО СТАЛЬНЫМИ СВЯЗЯМИ
РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

19828

ЦЕНА 2-91

ВЫП. 0-5

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГОССТРОЯ СССР

Москва, А-445, Смольная ул., 22

Сдано в печать $\bar{V}I$ 1987 года

Заказ № **6960**

Тираж **1750** экз.

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020-1/83

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА
МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ ДЛЯ
МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ
ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ
И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

ВЫПУСК 0-5

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ,
УСТОЙЧИВОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ
ЗДАНИЙ СО СТАЛЬНЫМИ СВЯЗЯМИ

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

РАЗРАБОТАНЫ

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

ГЛ. ИНЖЕНЕР ИН-ТА *В. Гранев* В. ГРАНЕВ

НАЧ. ОТДЕЛА

ГЛ. ИНЖ. ПР-ТА *Э. Кодыш* Э. КОДЫШ

ЦНИИЗП ТОРГОВО-БЫТОВЫХ
ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ
КОМПЛЕКСОВ

ДИРЕКТОР

НАЧ. ОТДЕЛА

В. Лепский

В. ЛЕПСКИЙ

Б. Волынский

Б. ВОЛЫНСКИЙ

НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

ЗАМ. ДИРЕКТОРА ИН-ТА *Н. Коровин* Н. КОРОВИН

РУК. ЛАБОРАТОРИИ *А. Васильев* А. ВАСИЛЬЕВ

МИСИ ИМ. КУЙБЫШЕВА

ПРОРЕКТОР

ЗАВ. КАФЕДРОЙ

ПРОФЕССОР

С. Ухов

С. УХОВ

В. БАЙКОВ

Н. СКЛАДНЕВ

УТВЕРЖДЕНЫ
И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ
С 01.09.1984 Г

ПОСТАНОВЛЕНИЕ ГОССТРОЯ СССР
ОТ 13.07.1984 Г N 112

Обозначение	Наименование	Стр.
I.020-I/83.0-5 01ПЗ	Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	3
I.020-I/83.0-5 02ПЗ	Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	17
I.020-I/83.0-5 03ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных панелей при поэтажном замоноличивании	145
I.020-I/83.0-5 04ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	149

Инв. № подл.	Подпись и дата			Взам. инв. №		
			1.020 - 1/83. 0-5 00			
			Содержание	Страниц	Лист	Листов
				Р		1
				ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Нач. отд.	Кобыш	<i>[Signature]</i>				
Нач. канц.	Лопшин	<i>[Signature]</i>				
ГМП	Марченко	<i>[Signature]</i>				
Рис. отдел	Лебина	<i>[Signature]</i>				

І. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

І.І. Методикой следует пользоваться при обосновании величин эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели, заменяющих фактические нагрузки (см. п.І.5 настоящей Методики) от оборудования, складироваемых материалов, транспортных средств (напольных и подвесных), а также нагрузку от людей.

Нагрузку на колонны и фундаменты следует определять исходя из вычисленных значений эквивалентных временных нагрузок на ригели с учетом коэффициентов сочетаний $n_c = 0,9; 0,8; 0,7$. Значения коэффициентов сочетаний для временных нагрузок устанавливаются отраслевыми нормами в зависимости от вида производства, размещаемого в здании, и количества этажей.

І.2. Не допускается использовать полученные значения эквивалентных нагрузок для подбора и расчета плит перекрытий.

Нагрузку на плиты перекрытий следует принимать, исходя из конкретного максимально возможного загрузения одной или нескольких смежных плит на этаже или части этажа.

І.3. Эквивалентной временной нагрузкой называется равномерно распределенная нагрузка в пределах грузовой площади ригеля (см. п.І.4. настоящей Методики) и вызывающая в этом ригеле те же усилия, что и фактическая нагрузка, т.е.

$$M_{эkv} = M_{факт} \text{ и } Q_{эkv} = Q_{факт}, \text{ где}$$

Шифр проекта
Подпись и дата
Взамен шифра №

				І.020-І/83.0-5 ОІПЗ			
				МЕТОДИКА определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	Стадия	Лист	Листов
					Р	І	І4
					ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Зав. отд.	Рабинавич	<i>Рабинавич</i>					
Нормоконтр.	Селю	<i>Селю</i>					
Гл. спец.	Аппак	<i>Аппак</i>					

$M_{\text{экв}}$, $Q_{\text{экв}}$ - момент и поперечная сила в ригеле от эквивалентной временной равномерно распределенной нагрузки;
 $M_{\text{факт}}$, $Q_{\text{факт}}$ - то же, от фактической нагрузки

1.4. Грузовая площадь ригеля это часть площади перекрытия, загрузка которой в любой точке вызывает усилия в рассматриваемом ригеле. При этом сделано допущение, что опирание ригелей на колонны и плит на ригели является шарнирным. Грузовая площадь ригеля ограничивается осями, проходящими через оси колонн, на которые опирается рассчитываемый ригель, и осями ригелей, расположенных на смежных осях (см. рис. 1.1).

1.5. Под фактической нагрузкой подразумевается нагрузка от технологического или иного оборудования, материалов, напольного и подвешенного транспорта, временных перегородок и др., а также нагрузка от людей, сформированная в предположении:

наиболее плотной расстановки оборудования (минимальные допустимые проходы, проезды и расстояния между стационарным оборудованием и агрегатами по технологическим нормам);

возможного наиболее невыгодного (с точки зрения загрузки ригеля) расположения транспортных средств при данной расстановке оборудования;

возможного наибольшего скопления людей на свободных от оборудования площадях;

размещения нормативного запаса материалов, заготовок и готовой продукции на свободных от оборудования площадях.

Фактическая нагрузка должна определяться на основании задания на проектирование для каждого производственного участка, цеха или отделения, а также отдельных участков перекрытия с

наиболее тяжелым характерным технологическим оборудованием. Кроме того, необходимо дополнительно учитывать нагрузки от вентиляционного оборудования и кондиционеров.

I.6. В тех случаях, когда вычисленные эквивалентные нагрузки на ригель по расчету составляют менее 200 кгс/м^2 следует принимать 200 кгс/м^2 .

I.7. Нагрузку от веса оборудования и напольного транспорта следует принимать в соответствии с требованиями п.3.3 главы СНиП II-6-74 "Нагрузки и воздействия".

Нагрузка от веса временных перегородок должна приниматься в соответствии с требованиями п.3.6 главы СНиП II-6-74 "Нагрузки и воздействия".

I.8. При выявлении максимальных возможных значений эквивалентных нагрузок рекомендуется перемещать оборудование относительно сетки колонн с целью выявления максимального значения эквивалентной нагрузки. Практически перемещают диаграмму изолиний располагая ее в наиболее невыгодное с точки зрения нагрузок положение, не допуская однако наложения колонн на оборудование.

Изм. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

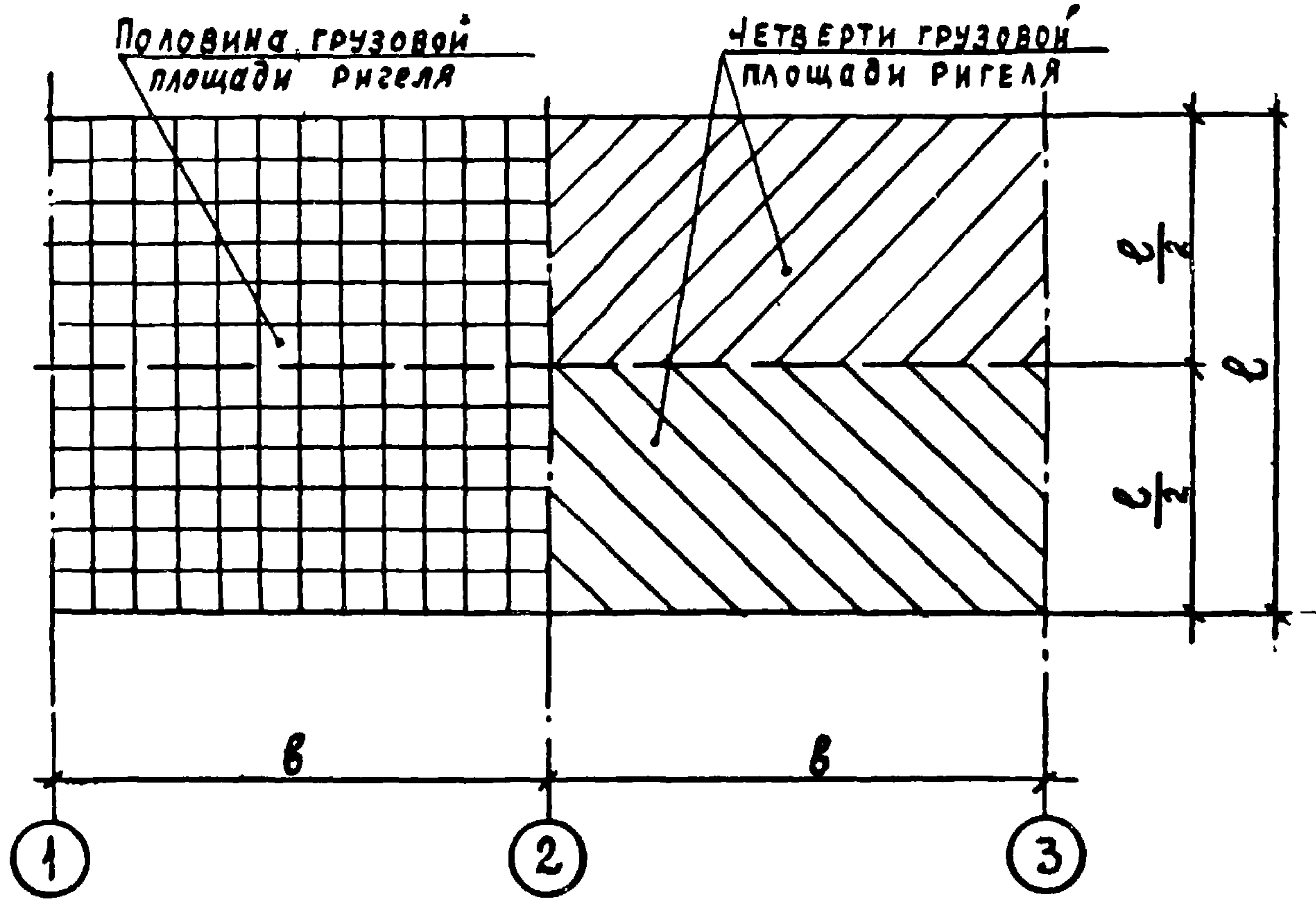


Рис. 1.1

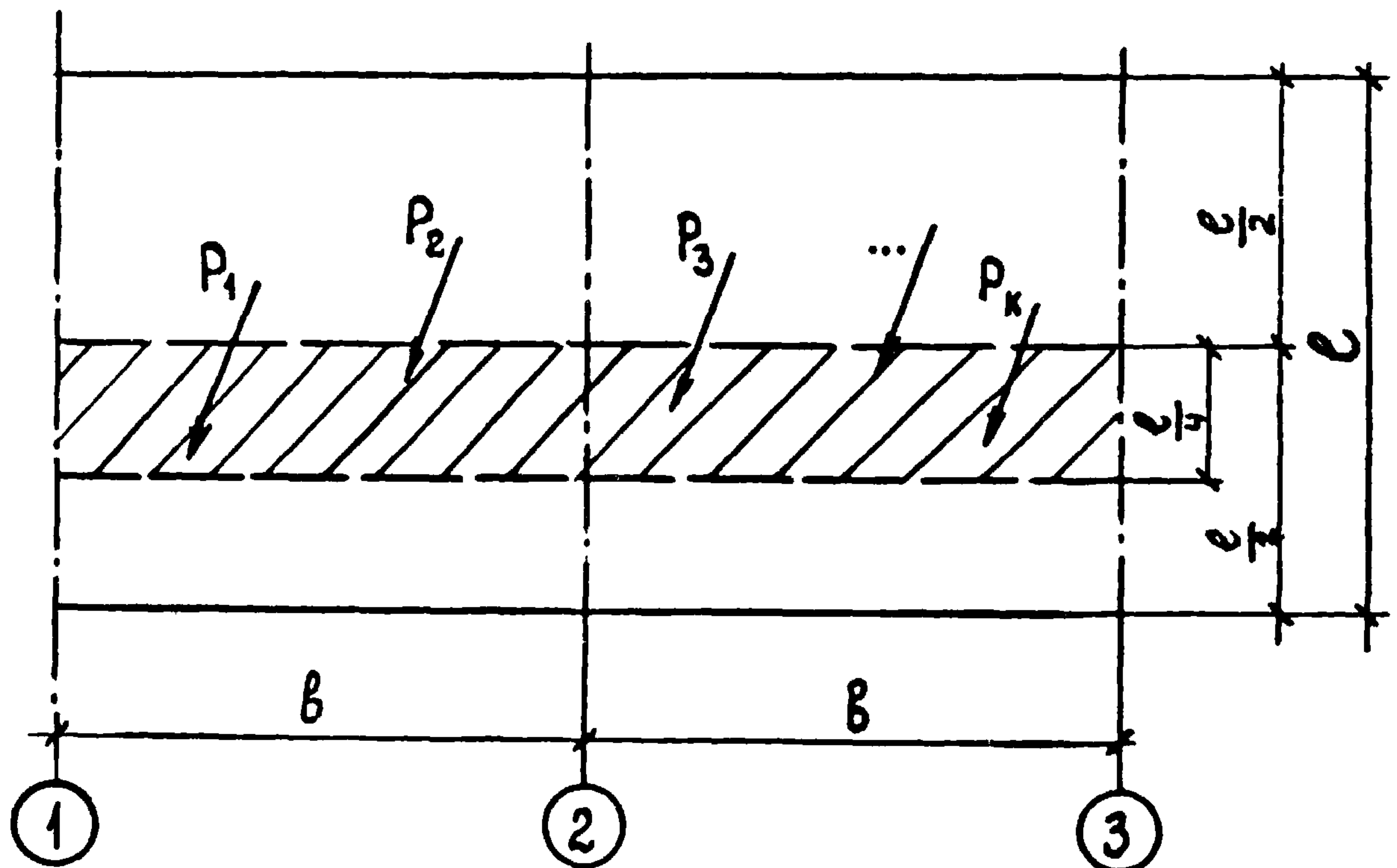


Рис. 1.2

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКВИВАЛЕНТНЫХ НАГРУЗОК

2.1. Эквивалентную временную равномерно распределенную нагрузку на ригели следует определять по моменту и поперечной силе. При определении эквивалентных нагрузок по моменту принимается, что максимальный момент от фактической нагрузки возникает в середине пролета ригеля.

При назначении нагрузок на ригели в каркасе здания эквивалентная нагрузка принимается наибольшей из двух вычисленных значений (по моменту или по поперечной силе).

2.2. Определение эквивалентной равномерно распределенной нагрузки по моменту производится по формуле:

$$q_{iэкв}^M = K_1 \cdot \frac{P_i}{b \ell} \quad (2.1)$$

где P_i - сосредоточенная нагрузка или равнодействующая нагрузки, распределенной по ограниченной площади, в кгс или тс;

K_1 - коэффициент приведения сосредоточенной нагрузки к равномерно распределенной, определяемый в соответствии с п.2.3. настоящей Методики;

b - шаг ригелей, в м;

ℓ - пролет ригеля, измеренный в осях колонн, в м.

2.3. Коэффициент K_1 определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см.рис.2.1 и 2.3). Диаграммы изолиний K_1 построены для масштаба 1:100 при сетке колонн 6x6 и 9x6 м.

Взамен инв. №
подпись и дата
инв. № подл.

Диаграммы изолиний K_I построены для четверти грузовой площади ригеля (см. рис. I. I). Для удобства вычислений диаграммы на рис. 2. I и 2. 3 приведены для всей грузовой площади. Для проведения расчетов диаграммы изолиний K_I выполняются на прозрачной бумаге.

Коэффициент K_I изменяется от 0 до 2. На диаграммах изолиний K_I приведены с интервалом 0, I, что должно без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок $\pm 5\%$.

При определении коэффициента K_I диаграмма изолиний накладывается на рассчитываемый участок перекрытия, причем ось ригеля на диаграмме совмещается с осью ригеля на чертеже. Значение K_I определяется в зависимости от координат точки приложения силы P_i по изолинии диаграммы, пересекающей эту точку. Если точка приложения силы оказывается между изолиниями на диаграмме, значение K_I производится по большему из двух возможных значений без интерполяции.

После определения K_I по формуле (2. I) может быть определено значение эквивалентной нагрузки $q_{i экв}^M$ от силы P_i (см. пример расчета № I).

Полная эквивалентная нагрузка на ригель определяется путем суммирования значений нагрузок, вычисленных по формуле (2. I) для каждой из сосредоточенных сил, расположенных в пределах грузовой площади ригеля.

$$q_{эkv}^M = \sum q_{i экв}^M = K_{11} \frac{P_1}{bc} + K_{12} \frac{P_2}{bc} + \dots + K_{1i} \frac{P_i}{bc}$$

Не допускается использовать графический метод определения нагрузок по чертежам, выполненным в масштабе менее 1:100.

2.4. Для определения эквивалентной нагрузки на ригель от нагрузки, занимающей часть грузовой площади ригеля, распре-

ДИАГРАММА ИЗОЛИНИЙ K_1 ДЛЯ ЗДАНИЙ
С СЕТКОЙ КОЛОНН 6x6 М. М 1:100

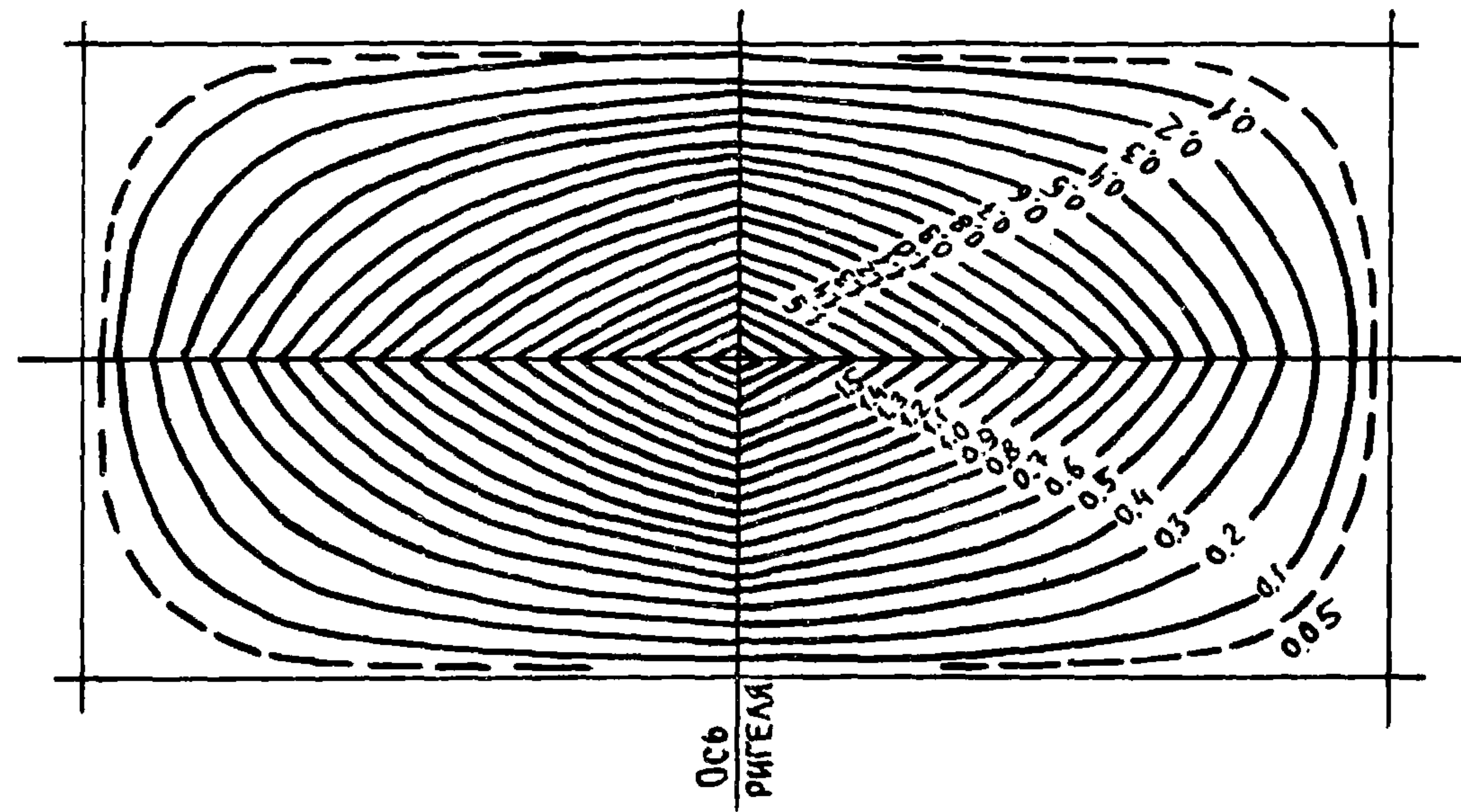


Рис. 2.1

ДИАГРАММА ИЗОЛИНИЙ K_2 ДЛЯ ЗДАНИЙ
С СЕТКОЙ КОЛОНН 6x6 М. М 1:100

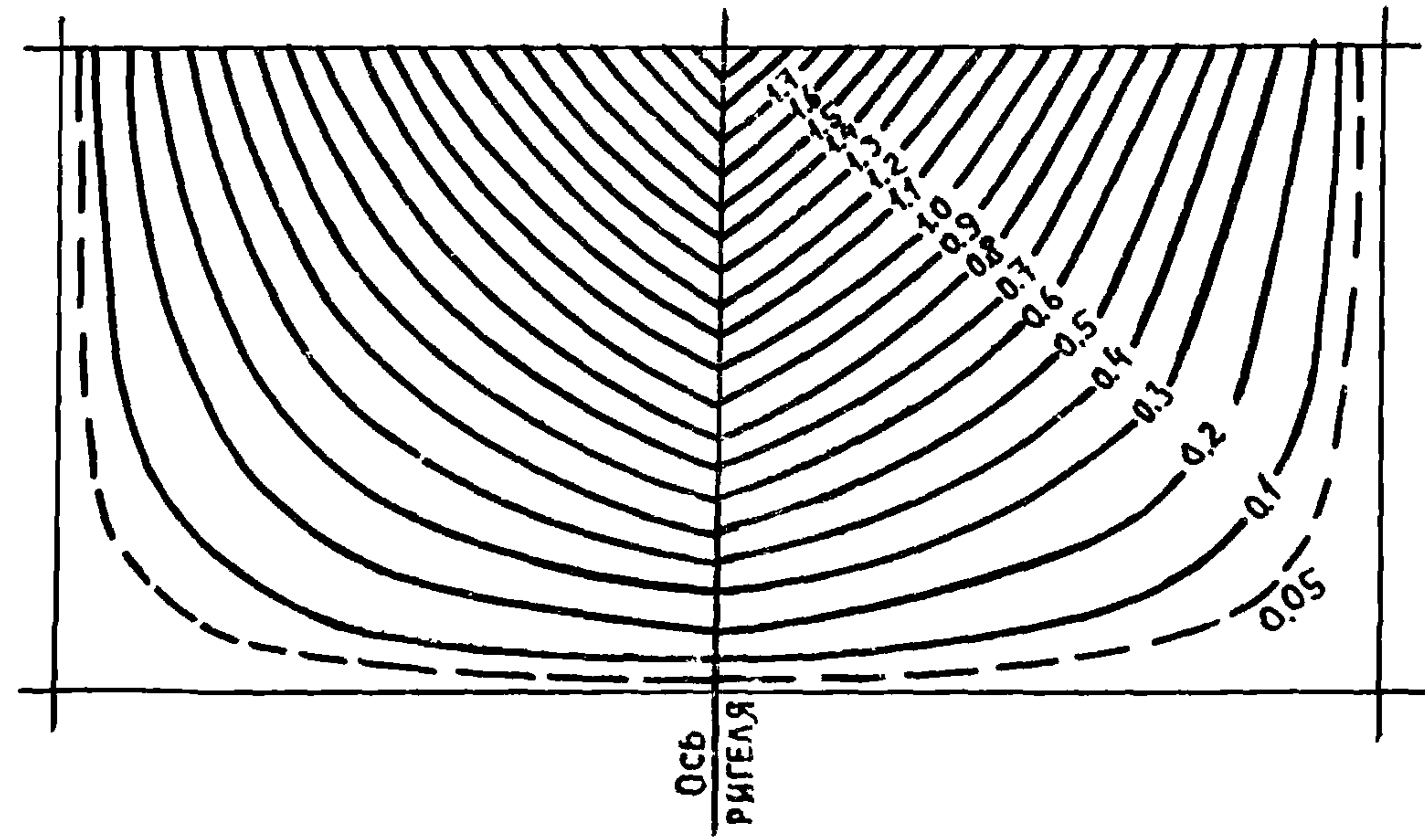


Рис. 2.2

Инв. № подл. Подпись и дата
Взам. инв. №

Диаграмма изолиний K_1 для зданий с сеткой колонн 9x6 м. М 1:100

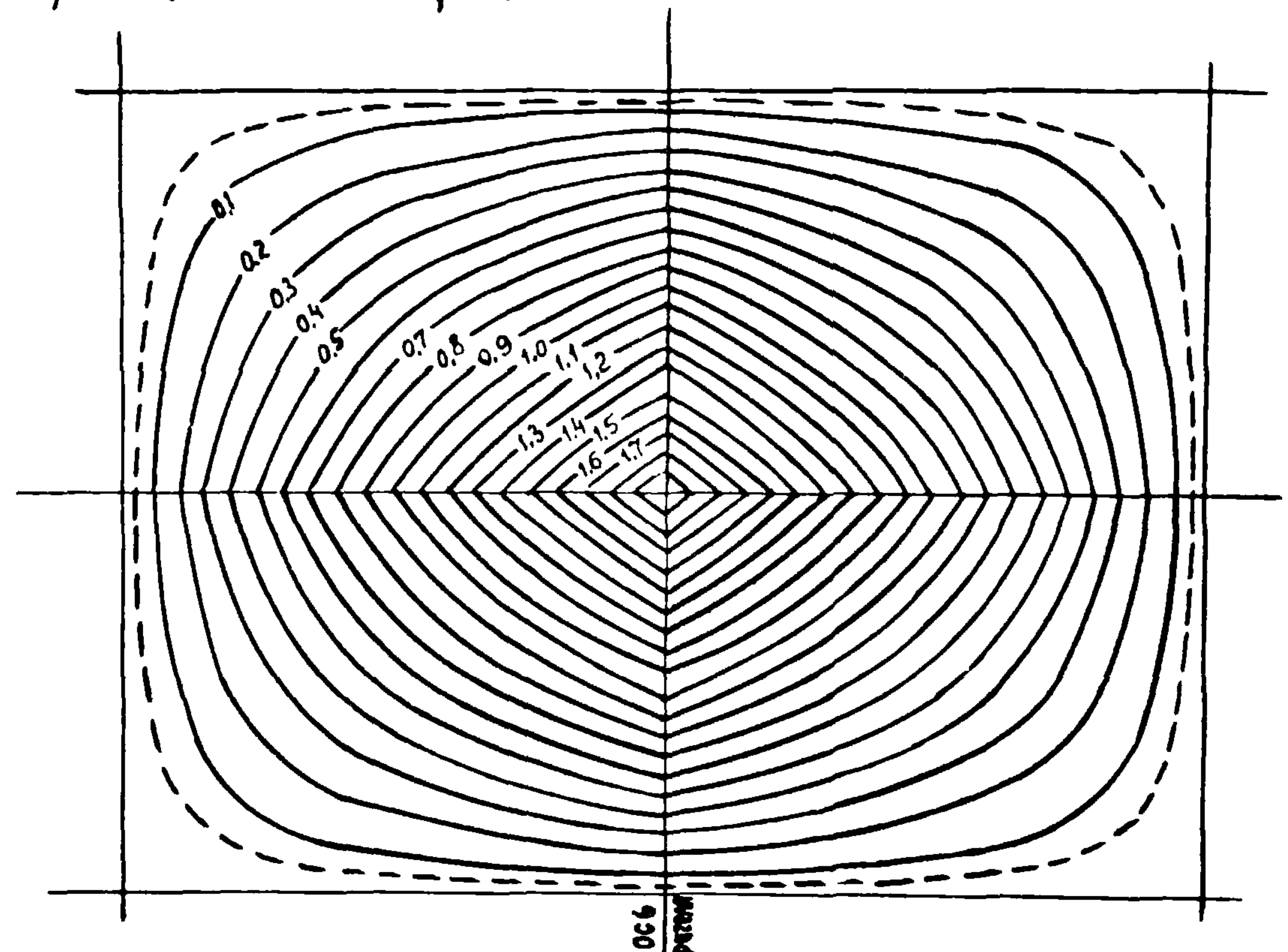


Рис. 2.3

Диаграмма изолиний K_2 для зданий с сеткой колонн 9x6 м. М 1:100

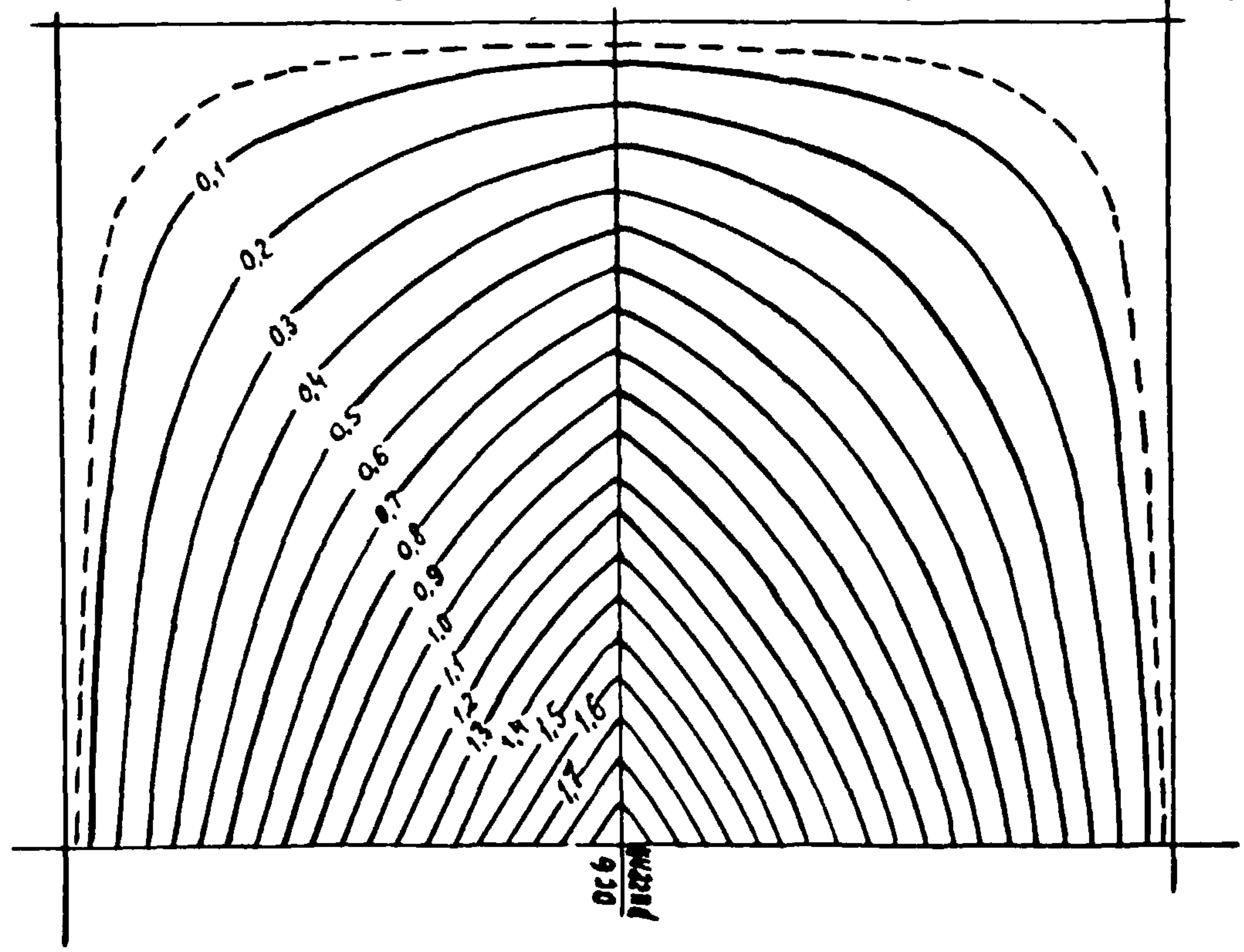


Рис. 2.4

Инв. № подл. Подпись и дата. Взамен инв. №

1.020-1/83. 0-5 01 ПЗ

Лист 8

ленная нагрузка должна быть заменена одной или несколькими равнодействующими. При этом площадь под нагрузкой должна быть разделена между четвертями грузовой площади ригеля (см.рис.1.1), если нагрузка расположена более чем на одной четверти грузовой площади ригеля. Замена распределенной нагрузки сосредоточенной производится отдельно для каждой четверти грузовой площади. Дальнейшие вычисления производятся согласно п.2.3 (см.пример расчета № 2).

2.5. Определение эквивалентной равномерно распределенной нагрузки по поперечной силе производится по формуле:

$$q_{i экв}^Q = K_2 \frac{P_i}{b c} \quad (2.2)$$

где P_i, b, c - те же обозначения, что и в формуле (2.1),
 K_2 - коэффициент приведения сосредоточенной нагрузки к равномерно распределенной, определяемый в соответствии с п.2.6 настоящей Методики.

2.6. Коэффициент K_2 определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см.рис.2.2 и 2.4). Диаграммы изолиний K_2 построены для масштаба 1:100 при сетке колонн 6х6 и 9х6 м.

Диаграммы изолиний K_2 построены для половины грузовой площади ригеля (см.рис.1.1). Для удобства вычислений диаграммы на рис.2.2. и 2.4 приведены для всей грузовой площади. Для проведения расчетов диаграммы K_2 выполняются на прозрачной бумаге.

Коэффициент K_2 изменяется от 0 до 2. На диаграммах изолиний K_2 приведены с интервалом 0,1, что позволяет без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок $\pm 5\%$.

При определении коэффициента K_2 диаграмма изолиний накладывается на чертеж так, чтобы ось ригеля на диаграмме совместилась с осью ригеля на чертеже, а точка 0 на диаграмме, соответствующая максимуму K_2 , совместилась с опорой ригеля, относительно которой определяется $Q_{\text{экв}}$. Значение K_2 определяется в зависимости от координат точки приложения силы P_i по изолинии диаграммы, пересекающей эту точку. Если точка приложения силы оказывается между изолиниями на диаграмме, назначение K_2 производится по большему из двух возможных значений без интерполяции.

После определения K_2 по формуле (2.2) может быть определено значение эквивалентной нагрузки от силы P_i (см. пример расчета № 3).

Полная эквивалентная нагрузка на ригель определяется путем суммирования значений нагрузок, вычисленных по формуле (2.2) для каждой из сосредоточенных сил, расположенных в пределах грузовой площади ригеля.

Не допускается использовать графический метод определения нагрузок по чертежам, выполненным в масштабе менее 1 : 100.

2.7. Для определения эквивалентной нагрузки на ригель от нагрузки, занимающей часть грузовой площади ригеля, распределенная нагрузка должна быть заменена одной или несколькими равнодействующими. При этом площадь под нагрузкой должна быть разделена между половинами грузовой площади ригеля (см. рис. I.1) если нагрузка расположена более чем на половине грузовой площади ригеля. Замена распределенной нагрузки сосредоточенной производится для каждой половины грузовой площади ригеля. Дальнейшие вычисления производятся согласно п.2.5 (см. пример № 4).

Пример расчета № 1

Сила $P = 1$ тс произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн 6×6 м (рис. 2.5). Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по изгибающему моменту

По формуле (2.1)

$$q_{\text{экв}}^m = K_1 \cdot \frac{P}{b \cdot l};$$

$$P = 1 \text{ тс}, \quad b = l = 6 \text{ м.}$$

Чертеж на рис. 2.1. выполнен в масштабе 1:100.

Диаграмма изолиний K_I для сетки колонн 6×6 м и масштаба 1:100, выполненная на прозрачной бумаге, накладывается на чертеж. При этом ось ригеля на диаграмме совмещается с осью анализируемого ригеля по оси "2". Точка приложения силы P находится между изолиниями $K_I = 0,5$ и $0,6$. Согласно п. 2.3. Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений K_I .

$$q_{\text{экв}}^m = 0,6 \times \frac{1,0}{6 \times 6} = 0,017 \text{ тс/м}^2 = 17 \text{ кгс/м}^2$$

Пример расчета № 2

Нагрузка $q = 1$ тс/м² расположена на площади $5,5 \times 2,2$ м, как показано на рис. 2.6. Требуется определить эквивалентную нагрузку по изгибающему моменту на ригель по оси "2".

Нагрузка располагается в четырех четвертях грузовой площади ригеля (см. рис. 1.1). Согласно п. 2.4. Методики площадь под нагрузкой распределяется между четвертями грузовой площади ригеля и для каждой части распределенная нагрузка заменяется равнодействующей сосредоточенной силой, приложенной в центре тяжести площади.

$$P_1 = 3,5 \times 1,5 \times 1,0 = 5,25 \text{ тс} = 5250 \text{ кгс}$$

$$P_2 = 2,0 \times 1,5 \times 1,0 = 3,00 \text{ тс} = 3000 \text{ кгс}$$

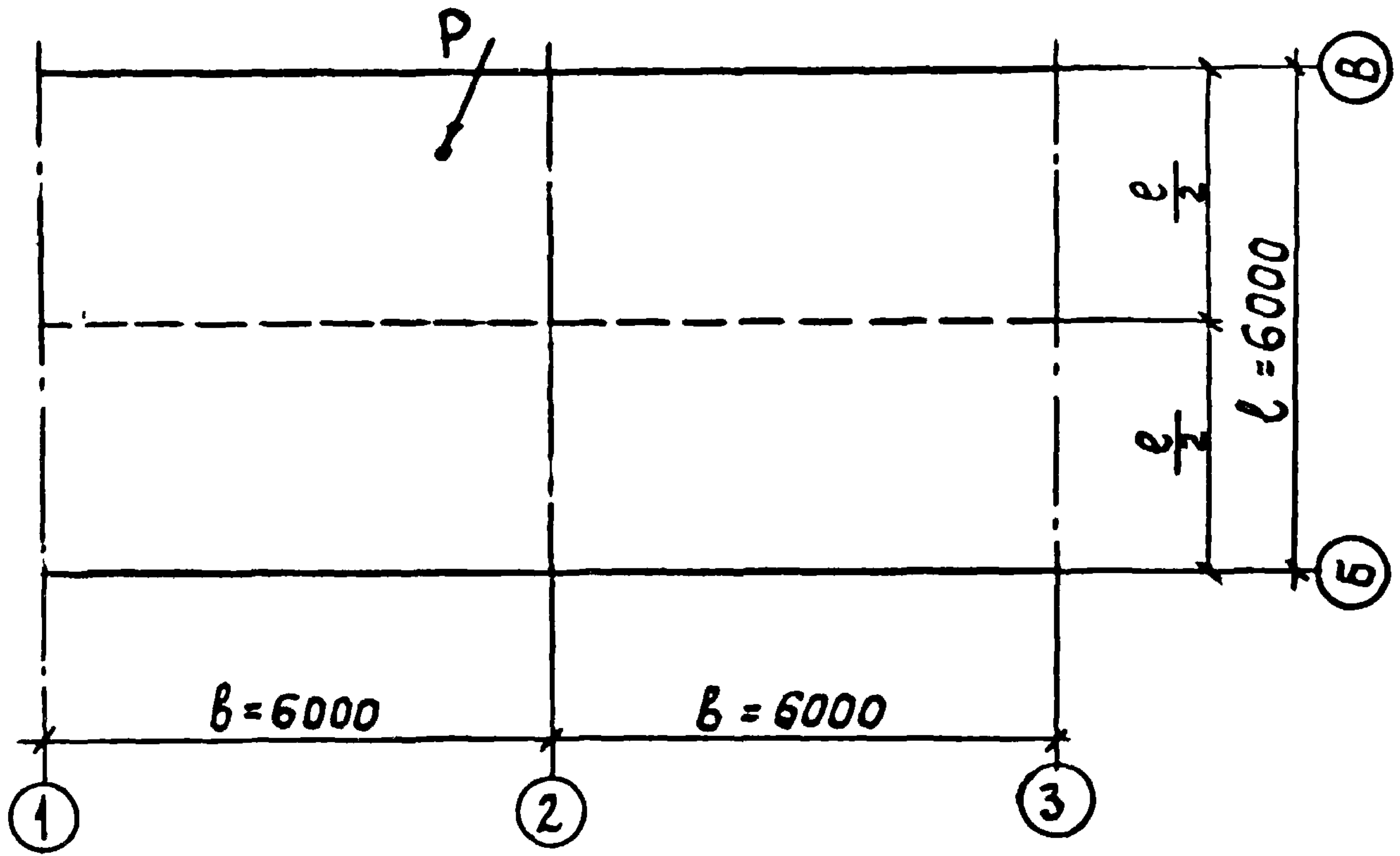


Рис. 2.5

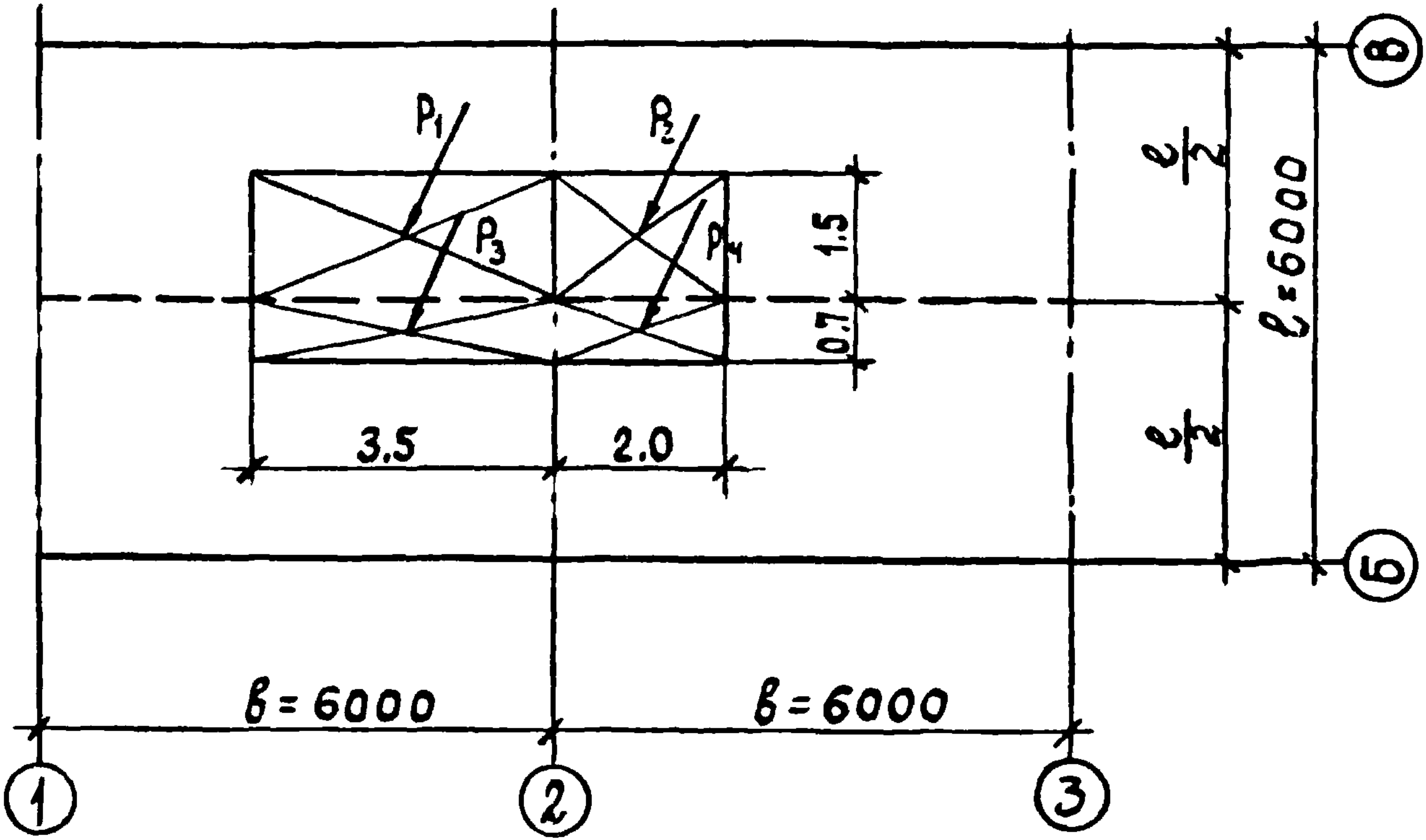


Рис. 2.6

$$P_3 = 3,5 \times 0,7 \times 1,0 = 2,45 \text{ тс} = 2450 \text{ кгс}$$

$$P_4 = 2,0 \times 0,7 \times 1,0 = 1,40 \text{ тс} = 1400 \text{ кгс}$$

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенные в примере I.

$$q_{\text{экв}}^{\text{м}} = \frac{\sum K_i \cdot P_i}{b \cdot l} = \frac{1,1 \times 5250 + 1,3 \times 3000 + 1,2 \times 2450 + 1,5 \times 1400}{6 \times 6} = \frac{14715}{36} = 409 \text{ кгс/м}^2$$

Пример расчета № 3

Сила $P = 1 \text{ тс}$ произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн $6 \times 6 \text{ м}$ (рис. 2.5). Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по поперечной силе

По формуле (2.2)

$$q_{\text{экв}}^{\text{Q}} = K_2 \frac{P}{b \cdot l}$$

$$P = 1 \text{ тс}, \quad b = l = 6 \text{ м}$$

Чертеж на рис. 2.2 выполнен в масштабе 1:100.

Диаграмма изолиний K_2 для сетки колонн $6 \times 6 \text{ м}$ и масштаба 1:100, выполненная на прозрачной бумаге, накладывается на чертеж. При этом ось ригеля на диаграмме совмещается с осью анализируемого ригеля по оси "2", причем точка 0 на диаграмме совмещается с опорой "В" ригеля по оси "2", относительно которой определяется эквивалентная нагрузка. Точка приложения силы P находится между изолиниями $K_2 = 1,2$ и $1,3$. Согласно п. 2.6 Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений K_2 .

$$q_{\text{экв}}^{\text{Q}} = 1,3 \times \frac{1,0}{6 \times 6} = 0,036 \text{ тс/м}^2 = 36 \text{ кгс/м}^2$$

Пример расчета № 4

Нагрузка $q = 1$ тс/м² расположена на площади 5,5х2,2м, как показано на рис.2.7. Требуется определить эквивалентную нагрузку по поперечной силе на ригель по оси "2".

Нагрузка располагается на двух половинах грузовой площади (см.рис.1.1). Согласно п.2.7 Методики площадь под нагрузкой распределяется между половинами грузовой площади (по оси анализируемого ригеля), и для каждой части распределенная нагрузка заменяется равнодействующей сосредоточенной силой, приложенной в центре тяжести площади

$$P_1 = 3,5 \times 2,2 \times 1,0 = 7,70 \text{ тс} = 7700 \text{ кгс}$$

$$P_2 = 2,0 \times 2,2 \times 1,0 = 4,40 \text{ тс} = 4400 \text{ кгс}$$

Дальнейшие расчеты проводятся идентично проведенным в примере № 3.

$$q_{\text{экв}} = \frac{\sum K_i \cdot P_i}{B \cdot l} = \frac{0,8 \times 7700 + 0,9 \times 4400}{6 \times 6} = \frac{10120}{36} = 281 \text{ кгс/м}^2$$

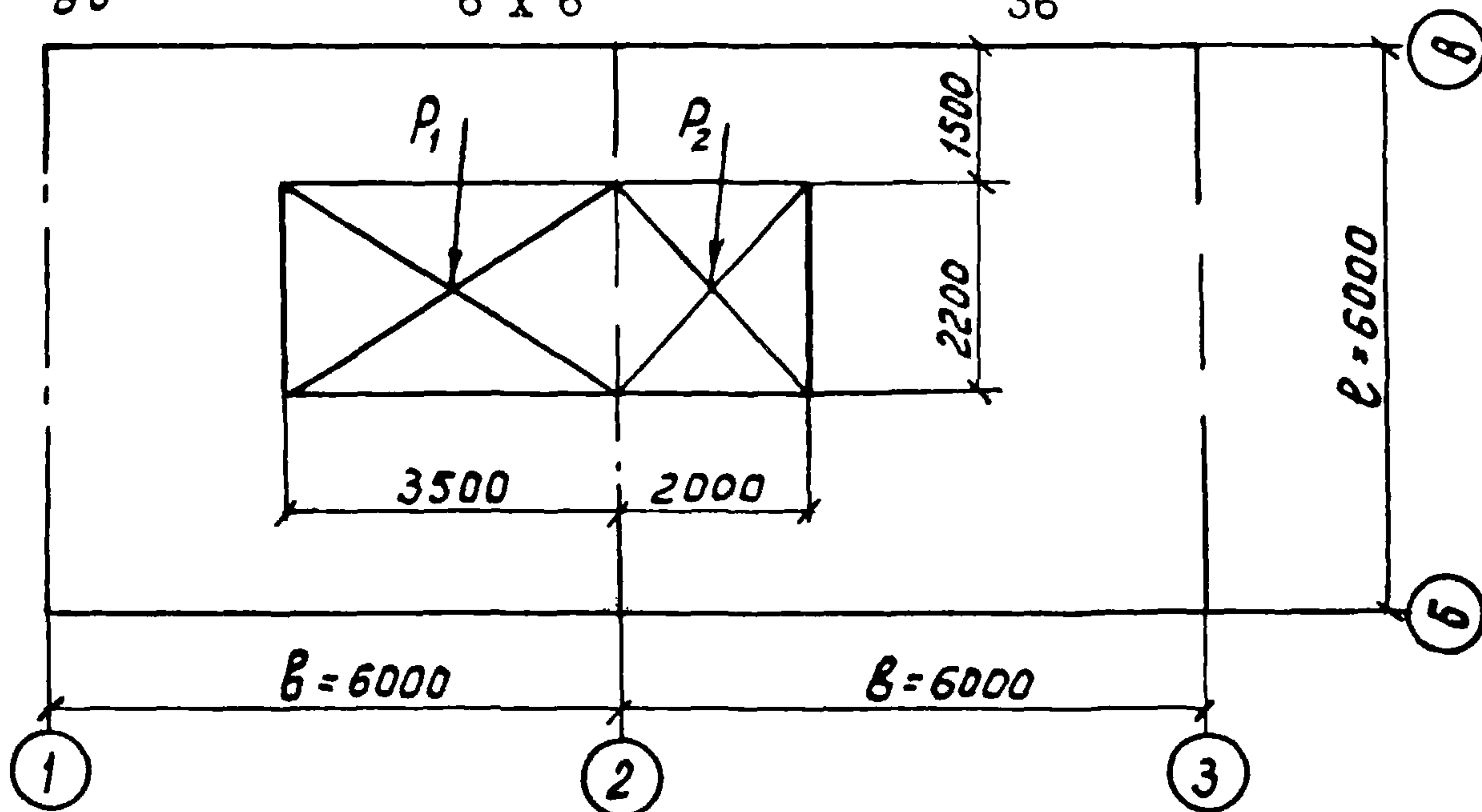


Рис. 2.7

Ш.№ подл. Подпись и дата взамен ш.№.л.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Конструкции узлов каркаса не рассчитаны на сопротивление горизонтальным воздействиям, поэтому устойчивость здания в обоих направлениях обеспечивается вертикальными устоями со стальными связями. Связевые колонны и связи работают совместно и образуют вертикальные устои, названные связевыми панелями. Горизонтальные нагрузки на связевые панели передаются дисками перекрытий.

1.2. Методика определения количества связевых панелей, а также статические расчеты выполнены на основе "Рекомендаций по статическому расчету связевых железобетонных каркасов многоэтажных производственных зданий со стальными связями", разработанных МИСИ им. Куйбышева совместно с ЦНИИПромзданий и НИИЖБом (г.Москва, 1978г., распространяется ЦНИИПромзданий).

Так, при определении эквивалентных жесткостей связевых панелей и других данных в табл. 6 + 16, полученных в результате статического расчета, согласно "Рекомендациям" было учтено: развитие неупругих деформаций в бетоне железобетонных элементов вследствие быстрой протекающей ползучести при кратковременном нагружении, развитие деформаций длительной ползучести при длительном нагружении, податливость сопряжений отдельных элементов и образование трещин в растянутой или менее сжатой колонне связевой панели при действии местных моментов от перемещения связевой панели.

По указанным рекомендациям выбраны расчетная схема связевого каркаса и наиболее неблагоприятные загрузки, назначены жесткостные характеристики элементов связевых панелей.

Основные положения "Рекомендаций" использованы в методике расчета каркаса по деформированной схеме с учетом крена фундамента и увеличения усилий в связевой панели при кручении каркаса.

1.3. Число связевых панелей каждого направления должно быть не менее двух. Допускается для двухпролетных зданий в продольном направлении ограничиться одной связевой панелью (по сред-

Шиф. № подл. Подпись и дата. Взамен инв. №

				1.020-1/83.0-5 02ПЗ			
				Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	Стадия	Лист	Листов
					Р	I	128
					ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Нач. отд.	Кобыш	<i>[Signature]</i>					
Нач. отд.	Морченко	<i>[Signature]</i>	25.03				
ГИП	Морченко	<i>[Signature]</i>	25.03				
Ст. инж.	Лопшин	<i>[Signature]</i>	25.03				

нему ряду колонн), если это решение удовлетворяет расчету.

1.4. В данной серии предусмотрено применение в каждой связевой панели решетки одного типа (треугольной или пятиугольной) на всю высоту здания.

Однако в температурном блоке здания могут быть использованы вертикальные устои разных типов, например, в поперечном направлении наряду со связевыми панелями со стальными связями, вертикальными устоями могут являться стенки лестничных клеток, выполненные из сборных железобетонных диафрагм. Расчет каркаса с разножесткостными устоями приведен в разделах 4.1, 4.2, 4.3.

1.5. Размещать связевые панели одного направления следует, как правило, в одном пролете (шаге) или в двух соседних пролетах (шагах), располагая их в разных плоскостях, как показано на рис. 2.1. При этом расстояние от связевой панели до края температурного блока должно быть не более 30 м.

1.6. При размещении связевых панелей следует стремиться к симметричному их расположению в плане здания, чтобы избежать закручивания здания и перегрузки вследствие этого отдельных связевых панелей. С этой же целью при использовании железобетонной диафрагмы у одного из торцов здания (или температурного блока) у противоположного торца также следует располагать железобетонную диафрагму с эквивалентной жесткостью близкой по значению эквивалентной жесткости первой диафрагмы. Применение разножесткостных вертикальных устоев одного направления должно, быть обосновано требованиями организации производства.

1.7. Приведенные ниже значения несущей способности связевых панелей, эквивалентных жесткостей, расчетных усилий, передаваемых на фундамент и прочие цифровые показатели относятся к связевым панелям с колоннами и со связями, приведенными в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий"

Если в связевых панелях используются изделия индивидуальной разработки или если связевые панели имеют переменную по высоте жесткость (в нижних этажах - треугольные, в верхних - пятиугольные), то в этом случае общая устойчивость здания и несущая способность вертикальных устоев определяются на основании расчетов выполняемых в конкретном проекте.

Шифр проекта. Подпись и дата. Взамен шифра.

1.8. В случае примыкания к колоннам связевой панели стальных связей в плоскости нормальной к плоскости связевой панели, расчет каркаса следует производить в индивидуальном порядке, так же как и подбор связевых колонн, расположение в них закладных деталей для крепления связей и тип закладных деталей.

2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ

2.1. При компоновке каркаса следует предварительно определить количество связевых панелей исходя из данных табл.6 по формулам:

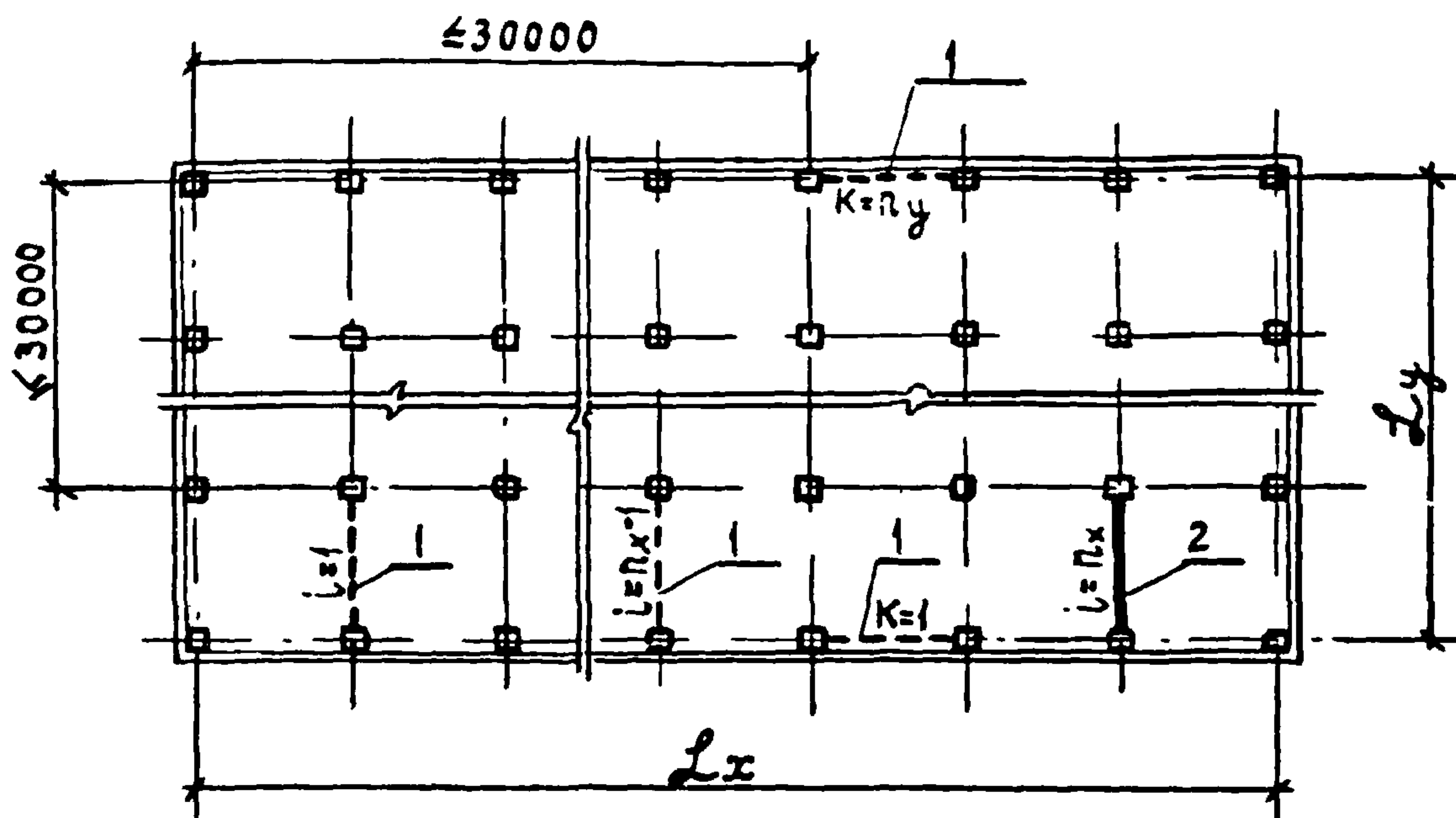
$$n_x = \frac{L_x}{L^w}, \quad n_y = \frac{L_y}{L^w}, \quad (2.1)$$

где n_x, n_y - число связевых панелей, воспринимающих усилия от действия ветра в рассматриваемом направлении;

L_x, L_y - габаритный размер здания (или температурного блока) в направлении, перпендикулярном действию ветровой нагрузки;

L^w - максимальный фронт ветровой нагрузки, воспринимаемый данной панелью, по табл. 6.

Шиф. № подл.	
Подпись и дата	
Взам. инв. №	



I-связевые панели
2-диафрагмы жесткости

Рис. 2.1

Если величина вертикальной нагрузки или габаритный размер здания отличаются от приведенных в табл. 6, то значение L^w находится по интерполяции.

3. РАСЧЕТ КАРКАСА С СИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕЙ

3.1. Сбор нагрузок

3.1.1. Значения ветровых нагрузок для Шрайона по скоростному напору ветра (местность типа А) собранных с фронта 24 м даны в табл. 4. Коэффициент перехода на ветровую нагрузку для I, II и IV района дан в табл. 3.

3.1.2. При симметричном расположении связей в плане здания, если при этом связевые панели одного направления имеют одинаковую жесткость, фронт ветровой нагрузки, действующей на каж-

дую связь определяется следующим образом:

$$L_i = \frac{L_x}{n_x}; \quad L_k = \frac{L_y}{n_y} \quad (3.1)$$

Значения L_i , L_k должны быть близкими значениям максимального фронта ветровой нагрузки в табл. 6 и, как правило, не должны превышать их.

Максимальный фронт ветровой нагрузки L^w , приведенный в таблице 6 получен в результате расчета связевых панелей по деформированной схеме при самом неблагоприятном загрузении, которое в конкретном проекте может не быть. Поэтому, когда значения L_i или L_k несколько превышают значения L^w , следует дополнительно провести проверку несущей способности связевой панели согласно п. 3.2.1.

3.1.3. При сборе нагрузок на фундамент следует учесть совместную работу связевых панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме, вводя коэффициент K_R на значения ветровых нагрузок.

$$K_{Ri} = \frac{1}{1 - K_{ii} \cdot n \cdot K_{\phi i}} \leq K_{Ri}^{max}, \quad (3.2)$$

где K_{ii} - коэф., определяемый по табл. 7;
 n - число рядовых колонн (всех колонн здания кроме связевых);
 $K_{\phi i}$ - коэф., учитывающий увеличение перемещений связевой панели вследствие поворота ее фундамента;
 K_{Ri}^{max} - максимальное значение коэффициента K_{Ri} , учтенное при определении несущей способности связевой панели при совместном действии ветровой и вертикальной нагрузки и приведенное в табл. 14.

$$K_{\phi i} = 1 + \frac{B'' z_i}{C_{\phi}} \cdot \beta, \quad (3.3)$$

где $B''_{эi}$ - эквивалентная жесткость связевой панели при действии неравномерных вертикальных нагрузок (см. табл. I3);
 C_{ϕ} - характеристика податливости основания.

$$\beta = \frac{m \cdot \sum_{j=1}^m M_j}{H_{эт} \cdot \sum_{j=1}^m t_{mj} \cdot M_j}, \quad (3.4)$$

где m - этажность рассматриваемого здания;
 $H_{эт}$ - высота второго и последующих этажей;
 M_j - момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки на j -ом этаже;
 t_{mj} - коэф., определяемый по табл. I.

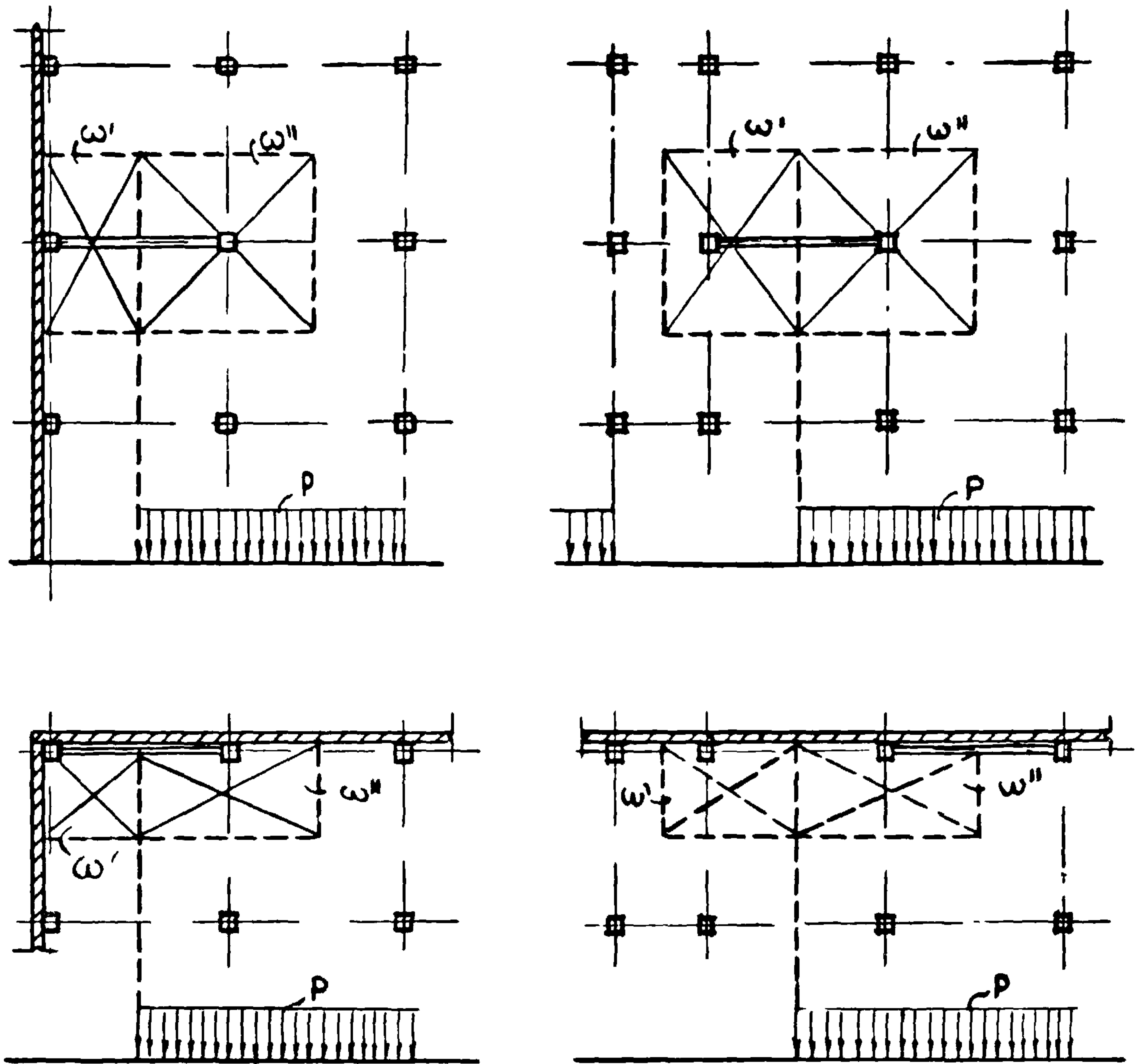
Таблица I

Этажность, m	t_{mj} при $j =$					
	I	2	3	4	5	6
2	1,500	2,000	-	-	-	-
3	2,500	4,000	4,500	-	-	-
4	3,500	6,000	7,500	8,000	-	-
5	4,500	8,000	10,500	12,000	12,500	-
6	5,500	10,000	13,500	16,000	17,500	18,000

3.1.4. Если рассматривается расчетный случай, когда момент от неравномерной вертикальной нагрузки в уровне перекрытия принят одинаковым по всем этажам и равным максимальному моменту от приложений всей полезной нагрузки на одну из колонн связевой панели (см. рис. 3.1), то значение коэффициента β может быть определено по графикам на рис. 3.2.

3.1.5. При расчетной схеме основания в виде упругого линейнодеформируемого полупространства характеристика C_{ϕ} вычисляется по формуле:

СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗОВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



ω' , ω'' - грузовая площадь на одну колонну

Рис. 3.1

$$C_{\varphi} = \frac{E_{гр} \cdot l_{\varphi}^3}{8 \cdot (1 - \mu_{гр}^2) \cdot k_e}, \quad (3.5)$$

где $E_{гр}, \mu_{гр}$ — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунтового основания;

l_{φ} — длина фундамента под связевой панелью (размер в плоскости изгиба связевой панели);

k_e — коэффициент, определяемый по указаниям табл. 4 приложения 3 СНиП П-15-74.

3.1.6. Если условие (3.2) не соблюдается ($K_{Ri} > K_{Ri}^{max}$) ^{или $K_{Ri} < 0$} следует изменить фундамент или увеличить количество связевых панелей.

3.1.7. Условное значение фронта ветровой нагрузки, проходящегося на каждую связевую панель определяется по формуле:

$$L'_i = L_i \cdot K_{Ri} \quad (3.6)$$

3.1.8. В зависимости от ветрового района и типа местности по табл. 3 и 5 определяются значения $M_i^{ветр.}$ и Q_i на уровне чистого пола, и на отметке верха фундамента для фронта ветровой нагрузки L'_i проходящегося на каждую связевую панель.

3.1.9. Момент от неравномерной вертикальной нагрузки следует принимать по формуле:

$$M_i^{вертик.} = \sum_{j=1}^m M_j, \quad (3.7)$$

$$N_i = \sum_{j=1}^m P_j, \quad (3.8)$$

где M_j — момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки в j -ом этаже;

И.В. Попов. Подпись и дата. Взаменник.

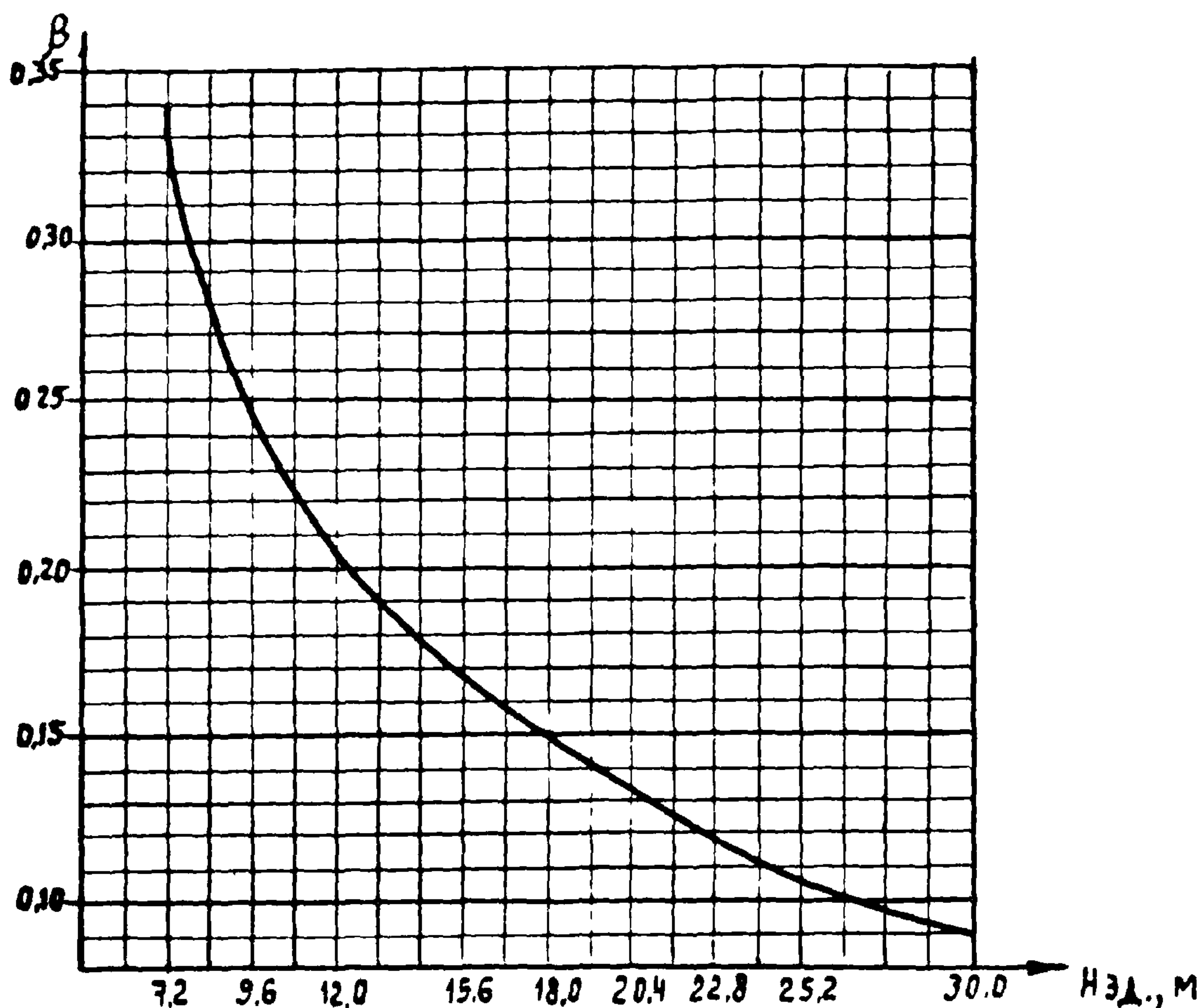


Рис. 3.2

- P_j - суммарная вертикальная нагрузка от действия на связевую панель постоянных, временных и кратковременных нагрузок в уровне перекрытия или покрытия j -ого этажа;
- m - этажность здания.

3.2. Проверка несущей способности связевой панели

3.2.1. В том случае, если L_i несколько больше L^* , полученные по указаниям п.3.1.8, значения $M_i^{\text{ветр}}$ и Q_i следует сопоставить со значениями соответствующих величин в табл.9.

Указанные в табл. 9 значения $M^{\text{ветр}}$ и Q соответствуют исчерпанию несущей способности связевой панели по одному из элементов (по несущей способности колонн на внецентренное сжатие, на

I.020-I/83.0-5 02ПЗ

Лист

9

растяжение в средних колоннах, из условия ограничения нагрузок передаваемых на закладные детали в колоннах и т.д.), поэтому превышать их нельзя.

3.2.2. При минимальном пригрузе от вертикальных загрузок и при действии максимальной горизонтальной (ветровой) нагрузки в колоннах связевой панели, расположенных в крайнем ряду колонн зданий с самонесущими стенами, могут появляться растягивающие усилия. Несущая способность связевых панелей из условия ограничения растягивающих усилий проверяется по формуле:

$$N_i^{min} \geq K_2 \cdot M_i^{ветр.}, \quad (3.9)$$

где N_i^{min} - минимальное продольное усилие в колонне в тс;
 K_2 - коэффициент, принимаемый в табл. 8;
 $M_i^{ветр.}$ - по п. 3.2.1 в тс.м

$$N_i^{min} = \sum_{j=1}^m P_{скj}, \quad (3.10)$$

где $P_{скj}$ - суммарная вертикальная нагрузка на менее загруженную колонну связевой панели в уровне перекрытия или покрытия j -ого этажа.

Минимальное продольное усилие в колонне $\sum_{j=1}^m P_{скj}$ рекомендуется устанавливать с учетом веса следующих элементов здания: колонн, ригелей, плит перекрытий, наружных ограждающих конструкций (для крайних колонн каркаса), полов.

Вес элементов здания принимается с коэффициентом перегрузки равным 0,9.

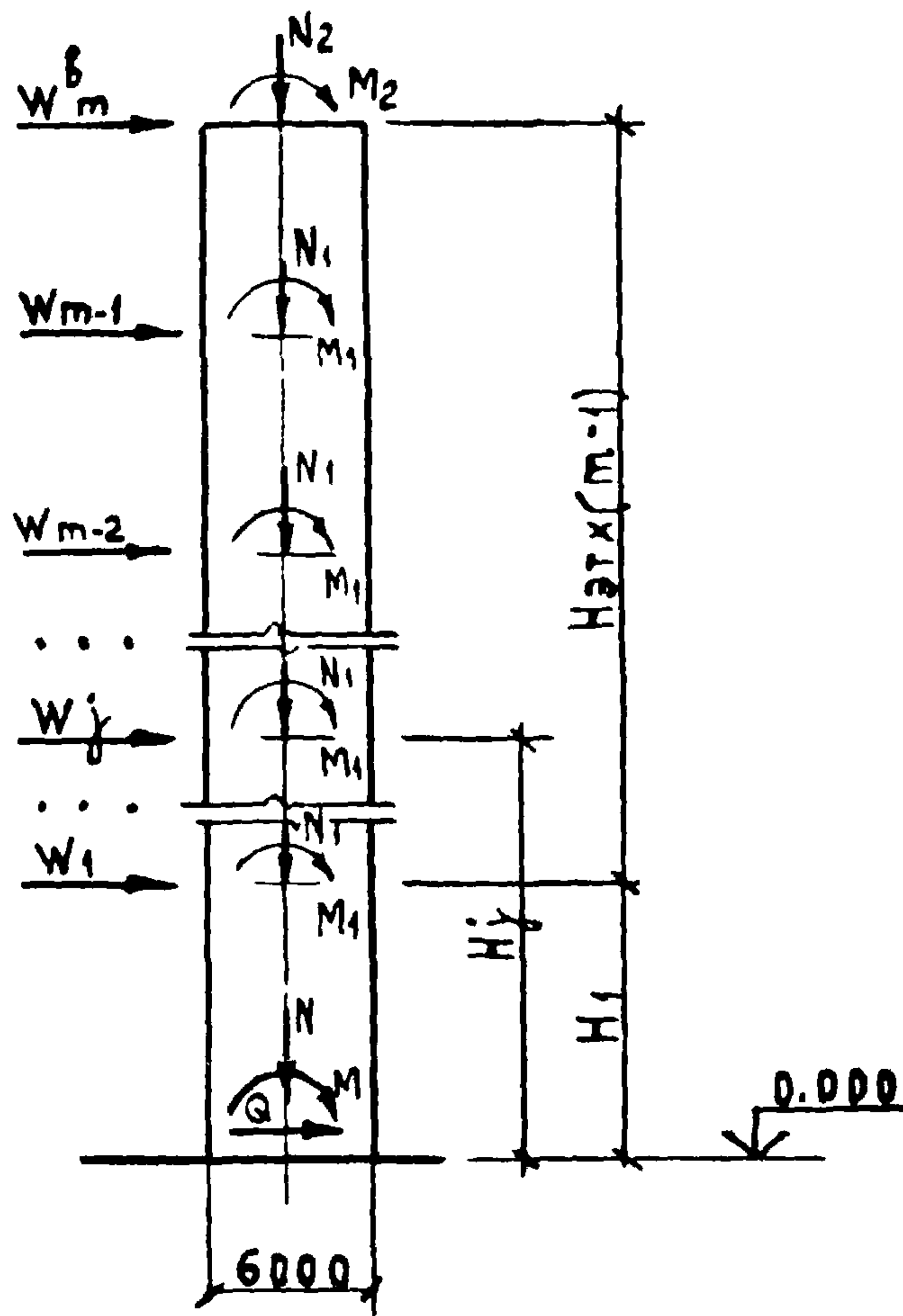
Рекомендуется принимать следующие веса элементов здания: колонны - $0,4 \times 0,9 = 0,35$ тс/пог.м;

ригели высотой 450 мм для многопустотных панелей перекрытий - $0,38 \times 0,9 = 0,34$ тс/пог.м;

ригели высотой 450 мм для ребристых плит перекрытий - $0,43 \times 0,9 = 0,39$ тс/пог.м;

ригели высотой 600 мм для многопустотных панелей - $0,67 \times 0,9 = 0,60$ тс/пог.м;

Схема приложения нагрузок к связевой панели



$M = M_{\text{вертик.}} + M_{\text{ветр.}};$

$M_{\text{вертик.}} = M_1(m-1) + M_2$ (в том числе и от собот.веса);

$M_{\text{ветр.}} = \sum_1^{m-1} W_j \cdot [H_1 + H_{эт}(j-1)] + W_m^b [H_1 + H_{эт}(m-1)];$

$N = N_1(m-1) + N_2$ (в том числе и от соботвенного веса);

$Q = \sum_1^{m-1} W_j + W_m^b$

Рис. 3.3

Циф. № подл. Подпись и дата
 Взамен ЦИФ. №

ригели высотой 600 мм для ребристых плит -
 $0,59 \times 0,9 = 0,53$ тс/пог.м;

ребристые плиты перекрытий -
 $0,22$ тс/м² $\times 0,9 = 0,2$ тс/м²;

многопустотные панели перекрытий -
 $0,3$ тс/м² $\times 0,9 = 0,27$ тс/м²;

наружные ограждающие конструкции - по конкретному проекту;
 полы - по конкретному проекту.

3.2.3. При невыполнении условия (3.9) количество связевых панелей следует или увеличить или изменить их расположение в плане здания (например, устанавливать связевые панели в местах наибольших вертикальных нагрузок).

3.2.4. Предельное перемещение каркаса не должно превышать $\frac{1}{500}$ высоты здания.

Если крен фундамента связевой панели полученный по указаниям п. II приложения 3 СНиП П-15-74 от действия неравномерной вертикальной нагрузки не превышает значений i_{max} в табл. 16, то расчет по деформациям можно не производить.

Наибольшее возможное горизонтальное перемещение связевой панели от действия ветровой и вертикальной нагрузки определяется как для консоли, жесткость которой эквивалентна жесткости связевой панели

$$\delta_{с}^{ветр.} = \frac{1}{B_{з}'} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{эт}^2}{6} (3H - j \cdot H_{эт}) \right\} \quad (3.11)$$

$$\delta_{с}^{верт.} = \frac{M_1}{B_{з}''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot (H - 0,5 H_j) \quad (3.12)$$

$$H_j = H_1 + H_{эт} \cdot (j - 1); \quad (3.13)$$

где $\delta_{с}^{ветр.}$, $\delta_{с}^{верт.}$ - максимальное смещение верха связевой панели от действия соответственно ветровой и неравномерной вертикальной нагрузок;

W_j, W_m^0 - значения ветровых нагрузок приложенных к связевой панели соответственно в уровне перекрытия j -ого или верхнего этажей (см. рис. 3.3), которые могут быть приняты по табл. 3 и 4;

M_j - значение максимального момента от неравномерновертикальной нагрузки в уровне перекрытия (см. рис. 3.1 и 3.3);

j - порядковый номер рассматриваемого этажа;

m - этажность здания;

H - высота здания;

H_1 - высота первого этажа;

H_{2m} - высота второго и последующих этажей;

H_j - расстояние от отн. 0,000 до перекрытия j -ого этажа (см. рис. 3.3)

B_z', B_{zk}'' - значения эквивалентных жесткостей связевой панели при действии соответственно ветровой и неравномерной вертикальной нагрузок, приведенные в табл. 12 и 13.

3.3. Расчет элементов каркаса

3.3.1. Расчет и конструирование сборных железобетонных элементов произведен по главе СНиП П-21-75 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

3.3.2. Колонны связевых панелей.

Колонны связевых панелей рассчитаны на усилия от горизонтальных нагрузок, которые приходятся на связевую панель с предельной ширины ветровой зоны, воспринимаемой этой панелью, и на усилия от вертикальных нагрузок, аналогично усилиям, воспринимаемым рядовыми колоннами каркаса.

Колонны связевых панелей проверены также на растягивающее усилие, равное 15 тс при минимальных значениях вертикальных нагрузок в сочетании с моментом и поперечной силой, которые возникают при действии горизонтальных (ветровых) нагрузок.

Расчетная длина колонн в плоскости и из плоскости связевых колонн принята равной высоте этажа.

Значение усилий (изгибающих моментов, нормальных и поперечных сил) в расчетных сечениях колонн определялись из условия наиболее невыгодного сочетания нагрузок.

Рабочие марки колонн связевых панелей приведены в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий каркаса".

3.3.3. Размеры монолитного фундамента связевой панели определяются по указаниям главы СНиП П-15-74 "Основания зданий и сооружений" и по указаниям главы СНиП П-17-77 "Свайные фундаменты" с учетом ограничений поворота фундамента.

Расчетная схема связевой панели при определении усилий на уровне низа фундамента принимается в виде консольной балки, нагруженной невыгодными сочетаниями нагрузок (см. рис.3.3). При этом следует учитывать моменты, возникающие на уровне низа фундаментов от несимметричного нагружения колонн вертикальными нагрузками.

Значения расчетных усилий на уровне обреза фундамента следует принимать по указаниям п.п. 3.1.8 и 3.1.9.

При проектировании монолитных фундаментов связевых панелей не допускается треугольная эпюра давления на грунт (т.е. $R_{min} \neq 0$).

Монолитный фундамент между связевыми колоннами следует рассчитывать как балку по схеме рис. 3.4.

Закладные детали фундамента, к которым крепятся связи I-го этажа, должны быть рассчитаны также на усилия

$$N^c = N^{табл} \cdot \frac{Q}{Q_{табл}}, \quad (3.14)$$

где $N^{табл}$ - принимается по табл. 10;
 Q - по указаниям п. 3.1.8;
 $Q_{табл}$ - соответствует несущей способности связевой панели и принимается по табл. 9.

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на поперечную силу и момент от горизонтальных (ветровых) нагрузок по поперечному или продольному направлению разбивочных осей:

$$Q_{\phi}^c = \frac{Q}{2}, \quad (3.15)$$

$$M_{\phi}^c = M_{I, \text{табл}} \cdot \frac{Q}{Q_{\text{табл}}}, \quad (3.16)$$

где $M_{I, \text{табл}}$ - по табл. II.

3.3.4. Фундаменты рядовых колонн каркасов подбираются по материалам выпуска О-1 "Указания по применению изделий каркаса".

СХЕМА РАСЧЕТА МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

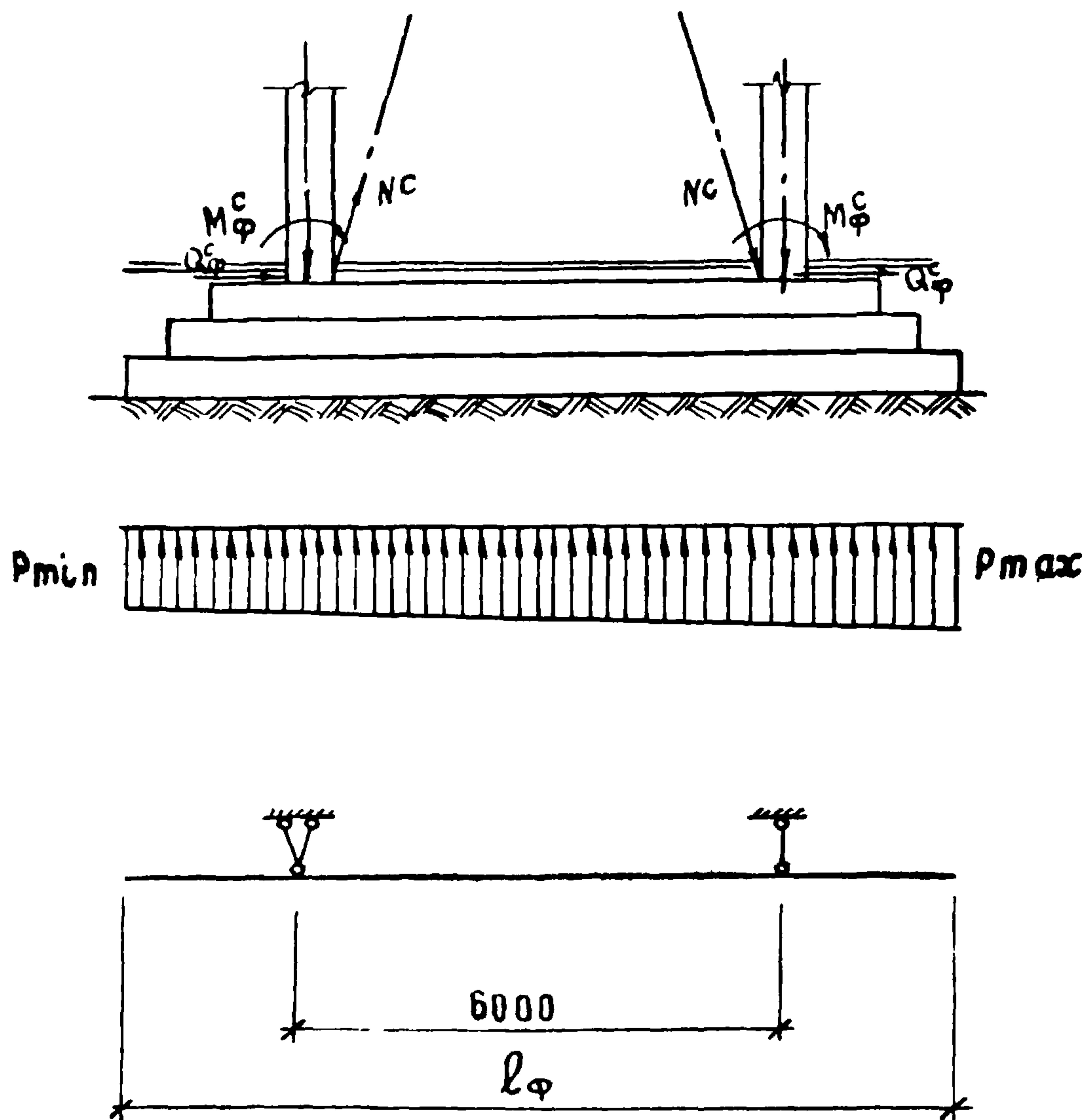


Рис. 3.4

В колоннах связевого каркаса возникает дополнительный момент от перемещения всего каркаса.

В конкретных случаях дополнительный момент на уровне верха фундамента рядовых колонн (по поперечному или продольному направлению разбивочных осей) определяется по формуле:

$$M_{\phi}^p = \frac{0,85 E J_k}{H^2} \cdot (\alpha_1 \cdot \delta_c^{ветр} + \alpha_2 \cdot \delta_c^{верт.}), \quad (3.17)$$

где E, J_k - соответственно модуль упругости бетона колонны и приведенный момент инерции сечения колонны в I-м этаже;

H - высота здания;
 $\delta_c^{ветр}, \delta_c^{вертик}$ - максимальное смещение верха связевой панели от действия соответственно ветровой и вертикальной нагрузок, полученные по указаниям п.3.2.4;

α_1, α_2 - см. табл. 2.

Таблица 2

Этажность, м	α_1	α_2
2	1,000	0,750
3	1,778	1,000
4	2,250	1,125
5	2,560	1,200
6	2,778	1,250

Дополнительная поперечная сила от горизонтальных (ветровых) нагрузок (по поперечному или продольному направлению разбивочных осей) определяется по формуле:

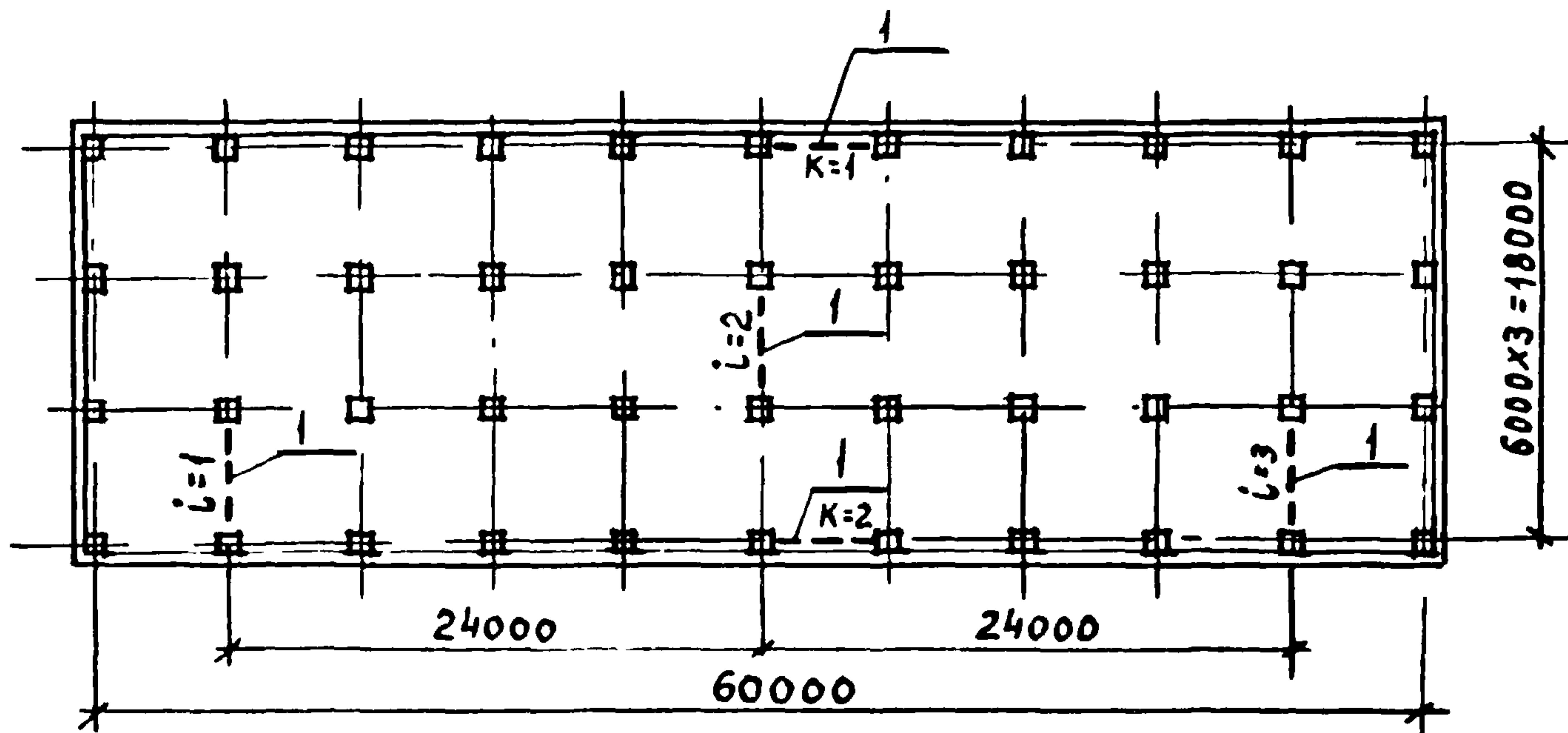
$$Q_{\phi}^p = \frac{0,3 \cdot Q}{n}, \quad (3.18)$$

где n - число рядовых колонн каркаса, приходящихся на ширину ветровой зоны, воспринимаемую связевой панелью.

Ш.№. №подл. Подпись и дата

3.4. Примеры расчета каркаса зданий с симметричным расположением связей

Пример I. Требуется проверить достаточность поставленных связей для здания, план которого изображен на рис. 3.5 и определить усилия, передаваемые на фундамент связевой панели.



I-стальные связи

Рис. 3.5

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонны 6х6м, высоты этажей 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - 1000 кгс/м². Здание расположено во II ветровом районе. Тип местности (по СНиП П-6-74)-Б.

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном - пятиугольные связи указанные в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий каркаса" марок.

Стены - самонесущие.

Грунт - песок средней плотности, $E_{гр} = 4000 \text{ тс/м}^2$;

$M_{гр} = 0,23$.

Фронт ветровой нагрузки, действующей на каждую связь поперечного направления составит:

I.020-I/83.0-5 02ПЗ

Лист

17

$$L_i = \frac{L_x}{n_x} = \frac{60}{3} = 20 \text{ м}$$

на каждую связь продольного направления:

$$L_k = \frac{L_y}{n_y} = \frac{18}{2} = 9 \text{ м}$$

Определяет коэффициент, учитывающий поворот фундамента. Расчетный случай - когда по всем этажам действует максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки.

Для связей поперечного направления $i = 1$ момент в уровне перекрытия составит:

$$M_{11} = \frac{l}{2} \cdot (q_{\min} \cdot \omega_1 - q_{\max} \cdot \omega_2) =$$

$$= 3(1,82 \cdot 6,6 - 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23) = 140,8 \text{ тс.м,}$$

где $l = 6 \text{ м}$ - пролет связевой панели;

q_{\min}, q_{\max} - минимальное и максимальное значение расчетных нагрузок на перекрытие с учетом собственного веса конструкций, посчитанные для конкретных условий;

ω_1, ω_2 - грузовая площадь, приходящаяся на одну связевую колонну (см. рис. 3.1),

в уровне покрытия с учетом снеговой нагрузки:

$$M_{21} = 3(0,98 \cdot 6 \cdot 6 - 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23) = 48,9 \text{ тс.м}$$

Для связей поперечного направления $i = 2$ в уровне перекрытия

$$M_{12} = 3(1,82 \cdot 6 \cdot 6 - 0,96 \cdot 6 \cdot 6) = 92,9 \text{ тс.м,}$$

в уровне покрытия

$$M_{22} = 0.$$

Для связей продольного направления $K=1,2$ момент от неравномерной вертикальной нагрузки в уровне перекрытия составит:

$$M_{13} = 3(1,82 \cdot 3,23 \cdot 6 - 0,96 \cdot 3,23 \cdot 6) = 50,0 \text{ тс.м,}$$

в уровне покрытия

$$M_{23} = 0.$$

Ш.Н.Н. Подпись и дата

Взамен инв. №

Коэффициент β для рассмотренных выше случаев определяется по формуле (3.4):

для связей $i = 1$ и $i = 3$:

$$\beta = \frac{m \cdot \sum_{j=1}^m M_j}{N_{эт} \cdot \sum_{j=1}^m t_{mj} \cdot M_j} = \frac{4 \cdot (3 \cdot 140,8 + 48,9)}{4,8 \cdot (140,8(3,5+6+7,5) + 48,9 \cdot 8)} = 0,141 \frac{1}{M}$$

Значения t_{mj} - по табл. I.

для связи $i = 2$:

$$\beta = \frac{4 \cdot 3 \cdot 92,9}{4,8 \cdot 92,9 \cdot (3,5+6+7,5)} = 0,147 \frac{1}{M}$$

для связей $K = 1$ и $K = 2$:

$$\beta = \frac{4 \cdot 3 \cdot 50}{4,8 \cdot 50(3,5 + 6 + 7,5)} = 0,147 \frac{1}{M}$$

Определяем C_{ϕ} , учитывая податливость основания. По табл. 4 приложения 3 СНиП П-15-74 для фундамента с отношением сторон 3:1 находим $k_e = 1,07$.

$$C_{\phi} = \frac{E_{гр} \cdot e_{\phi}^3}{8(1 - \mu_{гр}^2) \cdot k_e} = \frac{4000 \cdot 12^3}{8 \cdot (1 - 0,23^2) \cdot 1,07} = 0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}$$

Значение коэффициента $K_{\phi i}$, учитывающего увеличение перемещений связевой панели вследствие поворота ее фундамента составит:

для связей $i = 1$ и $i = 3$:

$$K_{\phi 1} = 1 + \frac{B_{\phi 1}''}{C_{\phi}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,8 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2}{0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}} \cdot 0,141 \frac{1}{M} = 1 + 1,33 = 2,33$$

Значения $B_{\phi i}''$ принимаем по табл. I3

для связи $i = 2$.

$$K_{\phi 2} = 1 + \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 2,38$$

для связей продольного направления $K = 1$ и $K = 2$:

$$K_{\phi 3} = 1 + \frac{0,5 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 1,86$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме для связей $i = 1$ и $i = 3$ составит:

$$K_{R1} = \frac{1}{1 - K_{11} \cdot n \cdot K_{\phi 1}} = \frac{1}{1 - 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 2,32} = 1,26$$

Значения K_I принимаем по табл. 7; для связи $i = 2$:

$$K_{R2} = \frac{1}{1 - 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 2,38} = 1,27$$

для связи продольного направления:

$$K_{R3} = \frac{1}{1 - 6,24 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 1,86} = 1,3$$

Значения условного фронта ветровой нагрузки L'_i и усилий передаваемых на фундамент связевых панелей $i = 1$ и $i = 3$ составят:

$$L'_1 = L_1 \cdot K_{R1} = 20 \cdot 1,26 = 25,2 \text{ м,}$$

$$M_{I \text{ на отм. } -0,200}^{\text{Ветр}} = \frac{L'_1}{24} 0,56 \cdot M^{\text{табл}} = \frac{25,2}{24} \cdot 0,56 \cdot 424,8 = 250 \text{ тс.м,}$$

$$Q_I \text{ на отм. } -0,200 = \frac{L'_1}{24} 0,56 \cdot Q^{\text{табл}} = \frac{25,2}{24} \cdot 0,56 \cdot 35,5 = 20,9 \text{ тс,}$$

здесь 0,56 - коэффициент перехода от ветровой нагрузки для III района по скоростному напору ветра к нагрузке для IV ветрового района, принятый по табл. 3;

$M^{\text{табл}}, Q^{\text{табл}}$ - значения расчетного ветрового момента и поперечной силы для III района по скоростному напору ветра при фронте ветровой нагрузки 24 м по табл. 5.

В случае действия максимального момента от неравномерной вертикальной нагрузки

$$M_{I \text{ max}}^{\text{вср}} = \sum_{j=1}^n M_{ij} = 140,8 \cdot 3 + 48,9 = 471 \text{ тс.м,}$$

при этом
$$N_1 = \sum_{j=1}^m p_j = 3(1,82 \cdot 6 \cdot 6 + 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23) + 0,98 \cdot 6 \cdot 6 + 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23 = 307 \text{ тс,}$$

При определении крена фундамента связей поперечного направления $i = 1/\alpha i = 3$ следует учесть момент от собственного веса автономных стен.

Вес стен собранный с площади $H \times C$ составит:

$$P = 45 \text{ тс}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен:

$$M_{\text{ИСТ}} = 45 \cdot 3,35 = 150,8 \text{ тс.м}$$

В случае действия максимальной нагрузки по всей грузовой площади:

$$M_{\text{II}} = 3 \cdot 1,82 \cdot 6(6 - 3,23) = 90,7 \text{ тс.м,}$$

$$M_{\text{Iверт}} = 90,7 \cdot 3 + 48,9 = 321 \text{ тс.м,}$$

$$N_{\text{I max}} = 3 \cdot 1,82 \cdot 6(6 + 3,23) + 0,98 \cdot 6(6 + 3,23) = 357 \text{ тс}$$

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колоннах:

$$K_2 M_{\text{I}}^{\text{Ветр}} = 0,06 \cdot 250 = 15 \text{ тс,}$$

$$K_2 = 0,06 - \text{по табл. 8,}$$

$$N_{\text{I}}^{\text{min}} = \sum_{j=1}^m p_{\text{ск}j} = 0,9(3 \cdot 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23 + 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23) = 67,3 \text{ тс,}$$

так как $N_{\text{I}}^{\text{min}} > K_2 M_{\text{I}}^{\text{Ветр}}$ растяжение в крайних колоннах в заделке в фундамент не возникает.

Крен фундамента под связевой панелью определяет по п. II приложения 3 СНиП П-15-74

$$i_1 = \frac{M_{\text{I max}}^{\text{Ветр}} - M_{\text{ИСТ}}}{C_{\text{ф}}} = \frac{471 - 150,8}{0,85 \cdot 10^6} = 0,38 \cdot 10^{-3},$$

значение i больше i_{max} в табл. 16, следовательно необходимо провести проверку связевых панелей по деформациям.

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки по схеме на рис. 3.3.

$$\delta_{I}^{\text{ветр}} = \frac{1}{B_3'} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{\text{эт}}^2}{6} (3H - jH_{\text{эт}}) + \frac{W_m^6 \cdot H^3}{3} \right\}$$

Так как значения W_j и W_m^6 в табл. 4 даны при фронте ветровой нагрузки 24 м в IIIА ветровом районе, в расчет вводим дополнительный коэффициент равный

$$0,56 \cdot \frac{L'_1}{24} = 0,56 \frac{25,2}{24} = 0,588$$

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. I2

$$\delta_{I}^{\text{ветр.}} = \frac{0,588}{0,186 \cdot 10^7} / 8,7 \cdot \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{9 \cdot 6^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^3}{3} / = 0,0134 \text{ м}$$

От действия неравномерной вертикальной нагрузки (см. рис. 3.3) перемещения составят:

$$\delta_{I}^{\text{верт}} = \frac{M_{II}}{B_3''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j (H - 0,5 H_j)$$

Значения B_3'' - по табл. I3.

$$\delta_{I}^{\text{верт}} = \frac{140,8}{0,8 \cdot 10^7} / 4,8(19,2 - 2,4) + 9,6(19,2 - 4,8) + 14,4(19,2 - 7,2) / = 0,0069 \text{ м,}$$

Прогиб от крена фундамента:

$$\delta_{I}^{\text{крен}} = H \cdot i = 19,2 \cdot 0,00038 = 0,0073 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допустимого:

$$\delta_{I}^{\text{ветр}} + \delta_{I}^{\text{верт}} + \delta_{I}^{\text{крен}} = 0,0134 + 0,0069 + 0,0073 =$$

$$= 0,0276 \text{ м} < \frac{H}{500} = \frac{19,2}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

Аналогично следует проверить несущую способность связевых панелей $i = 2$, $K = I$ и $K = 2$.

Находим усилия N_i , передаваемые на закладную деталь монолитного фундамента под связевую панель $i = I$ (и $i = 3$).

$$N = N^{табл} \cdot \frac{Q}{Q_{табл}} = 77,0 \cdot \frac{20,9}{41,8} = 38,5 \text{ тс},$$

N табл - принимаем по табл. 10,

Q табл - " по табл. 9

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

$$Q_{\phi 1}^c = \frac{Q}{2} = \frac{20,9}{2} = 10,45 \text{ тс},$$

$$M_{\phi 1}^c = M_1^{табл} \cdot \frac{Q}{Q_{табл}} = 13,6 \cdot \frac{20,9}{41,3} = 6,8 \text{ тс.м},$$

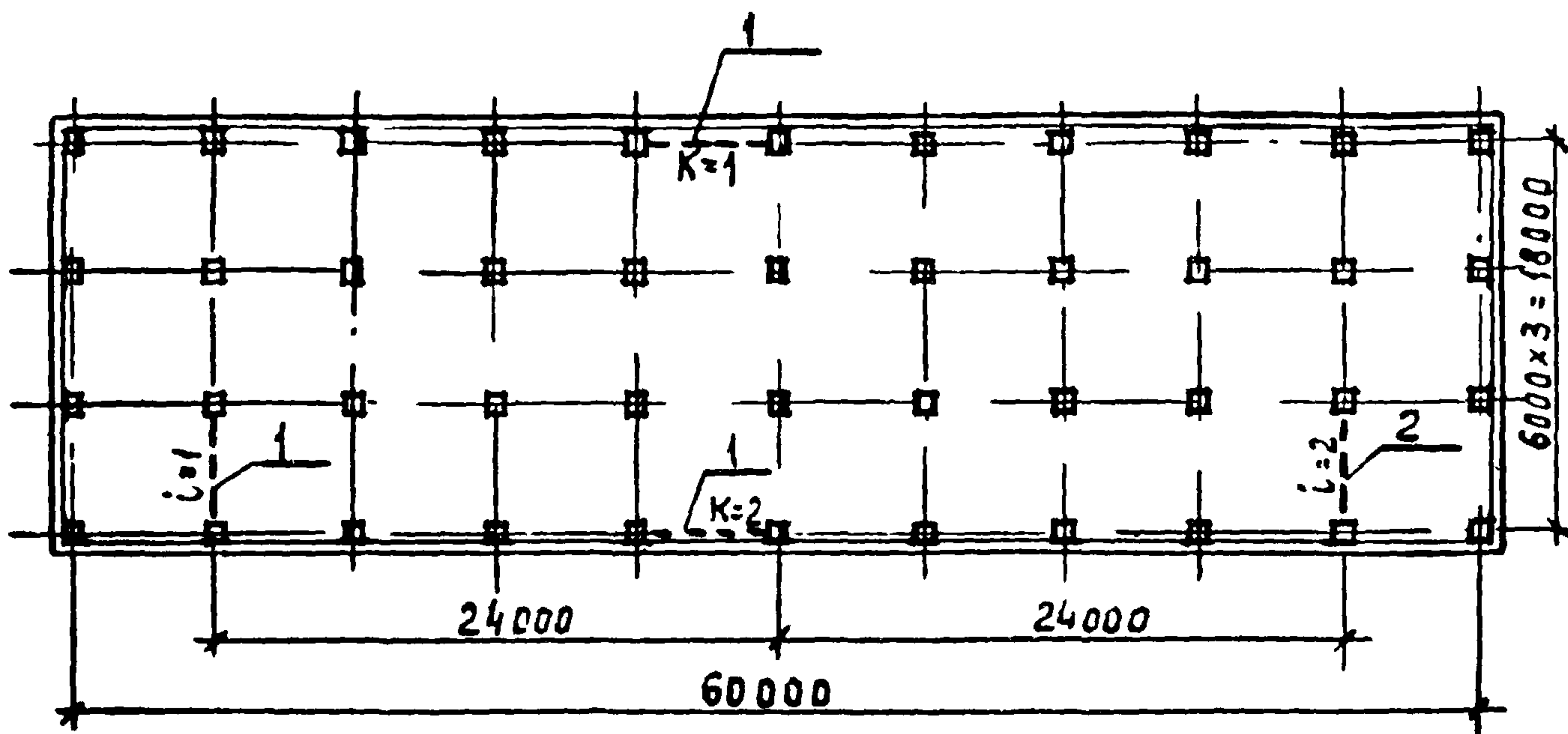
$M_1^{табл}$ - по табл. II, $Q^{табл}$ - по табл. 9.

Пример 2. Рассмотрим тоже здание, что и в примере I, но с временной нормативной нагрузкой в уровне перекрытий верхних двух этажей 500 кгс/м^2 . Проверяем достаточность показанных на рис. 3.6 связей поперечного направления

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном - пятиугольные связи указанных в выпуске 0-2 марок.

Фронт ветровой нагрузки на каждую связевую панель поперечного направления составляет

$$L_i = \frac{60}{2} = 30 \text{ м}$$



I - стальные связи

Рис. 3.6

Момент в уровне перекрытия 2х верхних этажей составит

$$M_{3I} = 3 (1,27 \cdot 6 \cdot 6 - 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23) = 81,3 \text{ тс.м, тогда}$$

$$\beta = \frac{m \sum_{j=1}^m M_j}{N_{3I} \sum_{j=1}^m t_{mj} \cdot M_j} = \frac{4(140,8 + 2 \cdot 81,3 + 48,9)}{4,8 / 140,8 \cdot 3,5 + 81,3(6 + 7,5) + 48,9 \cdot 8} = 0,148 \frac{1}{\text{м}}$$

Значение t_{mj} принимаем по табл. I.

$$K_{\phi 1} = 1 + \frac{B_{\Sigma}'}{C_{\phi}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,148 = 2,39$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме составит

$$K_{R1} = \frac{1}{1 - K_{II} \cdot \rho \cdot K_{\phi 1}} = \frac{1}{1 - 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 2,39} = 1,56$$

K_{II} - по табл. 7

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_1 = K_{R1} \cdot L_1 = 1,56 \cdot 30 = 46,9 \text{ м}$$

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

$$M_{I \text{ на отм}-0,200}^{\text{ветр}} = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,56 \cdot 424,8 = 465 \text{ тс.м.}$$

что меньше значения соответствующих несущей способности связевой панели в табл. 9

$$Q_I \text{ на отм}-0,200 = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,56 \cdot 35,5 = 38,8 \text{ тс}$$

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$M_{1 \text{ max}}^{\text{верт}} = \sum_{j=1}^m M_j = 140,8 + 81,3 \cdot 2 + 48,9 = 352,3 \text{ тс.м.}$$

при этом $N_1 = \sum_{j=1}^m P_j = 1,82 \cdot 6 \cdot 6 + 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23 + 2(1,27 \cdot 6 \cdot 6 + 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23) + 0,98 \cdot 6 \cdot 6 + 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23 = 263,0 \text{ тс}$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

$$M_{\text{ст}} = 150,8 \text{ тс.м (см. пример I)}$$

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

$$M_{3I} = 3 \cdot 1,27 \cdot 6(6 - 3,23) = 63,3 \text{ тс.м.}$$

$$M_I^{\text{верт}} = 90,7 + 63,3 \cdot 2 + 48,9 = 266,2 \text{ тс.м.}$$

$$N_{1 \text{ max}} = 1,82 \cdot 6(6 + 3,23) + 2 \cdot 1,27 \cdot 6(6 + 3,23) + 0,98 \cdot 6 \cdot (6 + 3,23) = 295 \text{ тс}$$

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колонне

$$K_2 M_I^{\text{ветр}} = 0,06 \cdot 465 = 27,9 \text{ тс.}$$

K_2 - по табл. 8

$$N_1^{\text{min}} = \sum_{j=1}^m P_{\text{ск}j} = 67,3 \text{ тс (см. пример I)}$$

Растяжения нет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

Шифр. № ложа. Подпись и дата. Взамени №

$$\delta_{I}^{\text{ветр}} = 0,56 \frac{46,9}{24 \cdot 0,186 \cdot 10^7} \cdot \left[8,7 \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{9,6^2}{6} \times \right. \\ \left. \times (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \frac{19,2^3}{3} \right] = 0,0249 \text{ м,}$$

от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_{I}^{\text{верт}} = \frac{I}{0,8 \cdot 10^7} \cdot \left\{ 140,8 \cdot 4,8 (19,2 - 2,4) + 81,3 \left[9,6 (19,2 - 4,8) + 14,4 \times \right. \right. \\ \left. \left. \times (19,2 - 7,2) \right] \right\} = 0,0046 \text{ м,}$$

прогиб от крена фундамента:

$$\delta_{I}^{\text{крен}} = H \cdot \frac{M_{I \max}^{\text{верт}} - M_{I \text{ср}}}{C_{\varphi}} = 19,2 \cdot \frac{352,3 - 150,8}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0046 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_{I}^{\text{ветр}} + \delta_{I}^{\text{верт}} + \delta_{I}^{\text{крен}} = 0,0249 + 0,0046 + 0,0046 = \\ = 0,0341 < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

4. РАСЧЕТ КАРКАСА С НЕСИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ И С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗНОЖЕСТКОСТНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УСТОЕВ

4.1. Сбор нагрузок на связевую панель

4.1.1. Для связевого каркаса наиболее неблагоприятным является случай одновременного длительного действия от неравномерного вертикального нагружения связевых панелей постоянной, временной и снеговой нагрузками и кратковременного действия усилий от ветровой нагрузки.

Значения ветровых нагрузок для III района по скоростному напору ветра (местность типа А) собранных с фронта 24 м даны в табл. 4. Коэффициенты перехода на ветровую нагрузку для I, II и IV районов по скоростному напору ветра даны в табл. 3.

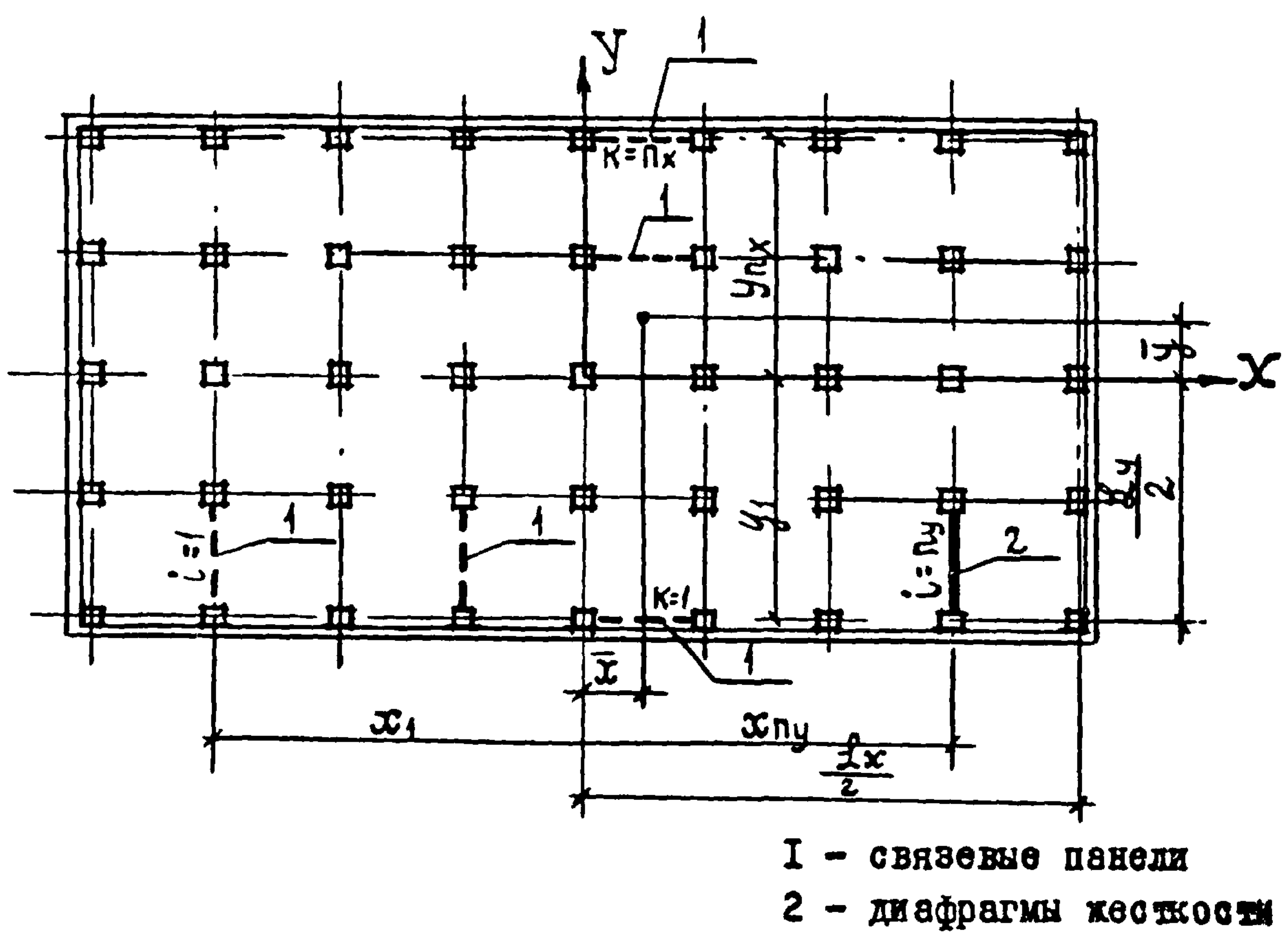


Рис. 4.1

4.1.2. В общем случае расчета, когда равнодействующая нагрузки не проходит через центр жесткости здания, следует учитывать кручение здания от ветровой нагрузки. Ширина ветрового фронта, приходящегося на каждую связевую панель определяется с учетом коэффициента $K_{qi}^{ветр}$

$$K_{qi}^{ветр} = \frac{\alpha_{yi}}{\sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi}} + \alpha_{yi} \frac{\bar{x}(\bar{x} - x_i)}{C_{кр}} \quad (4.1)$$

Располагая связевые панели в плане здания (температурно-го блока) необходимо проверять условие:

$$C_{кр} = \sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{nx} \alpha_{xk} (y_k - \bar{y})^2 \neq 0 \quad (4.2)$$

Циф. № подл.	Подпись и дата	Взамен циф. №

где $C_{кр}$ - характеристика сопротивления каркаса кручению;
 \bar{x}, \bar{y} - координаты центра кручения здания (см.рис.4.1);
 x_i, y_i - координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, сопротивляющихся действию нагрузки соответственно в направлении осей OY и OX ;

n_y, n_x - количество связевых панелей и диафрагм жесткости, сопротивляющихся действию нагрузки соответственно в направлении осей OY и OX ;

α_{yi}, α_{xk} - отношение жесткости i -той связи, сопротивляющейся действию нагрузки в направлении оси OY и жесткости k -той связи, сопротивляющейся действию нагрузки в направлении оси OX , к некоторой произвольной жесткости B_0 ; в качестве B_0 рекомендуется принимать значение жесткости одной из связевых панелей.

Эквивалентные жесткости связевых панелей при действии на них ветровой нагрузки B'_{zi} и $B'_{эк}$ даны в табл. 12.

Входящие в формулы (4.1 + 4.3) величины \bar{x} и \bar{y} вычисляются по формулам:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} ; \quad \bar{y} = \frac{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk} \cdot y_k}{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk}} \quad (4.3)$$

При выводе формулы (4.1) + (4.3) положительное направление осей и направление действия внешней нагрузки принято таким, как показано на рис.4.1.

4.1.3. Воспринимаемые связевыми панелями вертикальные нагрузки могут быть приложены к ним не центрально и вызывать изгибающие моменты $M_{xi}^{вертик.}$ и $M_{yk}^{вертик.}$ относительно осей симметрии связевых панелей.

Распределение изгибающих моментов от неравномерных вертикальных нагрузок аналогично распределению горизонтальных нагрузок с той разницей, что вместо эквивалентных жесткостей связевых панелей при действии ветровых нагрузок при определении коэффициентов $K_{qi}^{вертик.}$ и $K_{qk}^{вертик.}$ следует вводить эквивалентные жесткости при действии вертикальных нагрузок B''_{zi} и $B''_{эк}$ (см.табл.13).

При этом значения $K_{qi}^{верт}$ следует определять по формулам:

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в данной связевой панели или любой другой связевой панели параллельной данной связевой панели:

$$K_{qii}^{\text{верт}} = \frac{\alpha y_i}{\sum_{i=1}^n \alpha y_i} + \alpha y_i \frac{(x - x_a)(x - x_i)}{C_{кр}} \quad (4.4)$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связевой панели расположенной в плоскости перпендикулярной плоскости данной связевой панели

$$K_{qik}^{\text{верт}} = \alpha y_i \frac{(\bar{y} - y_a)(x_i - \bar{x})}{C_{кр}} \quad (4.5)$$

где x_a, y_b - координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, в которых неравномерная вертикальная нагрузка вызывает изгибающие моменты соответственно $M_{x_a}^{\text{верт.}}$ или $M_{y_b}^{\text{верт.}}$

При вводе формул 4.1 + 4.5 за положительное направление действия внешней нагрузки принято направление осей OX и OY.

4.1.4. Учет совместной работы связевых панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме осуществляется введением коэффициента K_R на значения ветровых и вертикальных нагрузок по указаниям пп. 3.1.3, 3.1.4 и 3.1.5.

4.1.5. Условное значение фронта ветровой нагрузки, проходящегося на каждый вертикальный устой (связевую панель со стальными связями или железобетонную диафрагму) определяется по формуле:

$$L'_i = L_x \cdot K_{qi} \cdot K_{ri} \quad (4.6)$$

где L_x - габаритный размер здания в направлении нормальном к плоскости рассматриваемого вертикального устоя.

4.1.6. В зависимости от района по скоростному напору ветра и типу местности по табл. 3,5 определяются значения $M_i^{\text{ветр}}$ и Q_i в уровне чистого пола и обреза фундамента для фронта ветровой

нагрузки Z'_i , приходящегося на каждый вертикальный устой, полученного по указаниям п. 4.1.5.

4.1.7. Момент от неравномерной вертикальной нагрузки следует также уточнить с учетом пространственной работы каркаса:

$$M_i^{\text{всрт}} = \sum_{j=1}^m M_j \cdot K_{\alpha_i}^{\text{всрт}}, \quad (4.7)$$

где $K_{\alpha_i}^{\text{всрт}}$ - определяется по указаниям п. 4.1.3.

$$N_i = \sum_{j=1}^m P_j, \quad (4.8)$$

где M_j, P_j, m - по указаниям п. 3.1.9.

4.2. Проверка несущей способности связевой панели

4.2.1. Полученные значения усилий $M_i^{\text{всрт}}$, Q_i и N_i не должны превышать значения соответствующие несущей способности связевой панели приведенные в табл. 9 и 15, а значение $M_i^{\text{всрт}} + M_i^{\text{всрт}}$ не должно превышать сумму соответствующих величин в табл. 9 и 15.

4.2.2. Проверка несущей способности связевой панели на растяжение в колонне следует производить по указаниям раздела 3.2.

4.2.3. Предельное перемещение каркаса, в том числе и перемещение верха крайних рядовых колонн, не должно превышать $\frac{l}{500}$

высоты здания.

Перемещение крайней колонны здания при кручении можно определить, считая диск перекрытия абсолютно жестким.

Наибольшее возможное горизонтальное перемещение связевой панели от действия ветровой и вертикальной нагрузок определяется как для консоли (см. формулы (3.11) и (3.12)), жесткость которой эквивалентна жесткости связевой панели.

4.3. Расчет элементов каркаса

4.3.1. Основные положения данного раздела совпадают с положениями раздела 3.3 для каркаса с симметричным расположением

связей.

Однако значение Q в формулах (3.14), (3.15), (3.16) и (3.18) следует принимать по указаниям п.4.1.6.

Момент в уровне верха фундамента рядовых колонн (по поперечному и продольному направлению разбивочных осей) от перемещения всего каркаса определяется по формуле:

$$M_{\Phi}^P = \frac{0,85 E J_k}{H^2} \cdot (\alpha_1 \cdot \delta_k^{\text{ветр.}} + \alpha_2 \cdot \delta_k^{\text{верт.}}) \quad (4.9)$$

где $E, J_k, H, \alpha_1, \alpha_2$ - принимать по указаниям п. 3.3.4.
 $\delta_k^{\text{ветр.}}$; $\delta_k^{\text{верт.}}$ - максимальное смещение верха колонны от действия соответственно ветровой и вертикальной нагрузок при смещении связевых панелей ($\delta_c^{\text{ветр.}}$; $\delta_c^{\text{верт.}}$) полученном по указаниям п.4.2.3.

4.4. Примеры расчета каркаса зданий с несимметричным положением связевых панелей и с разножесткостными вертикальными устоями

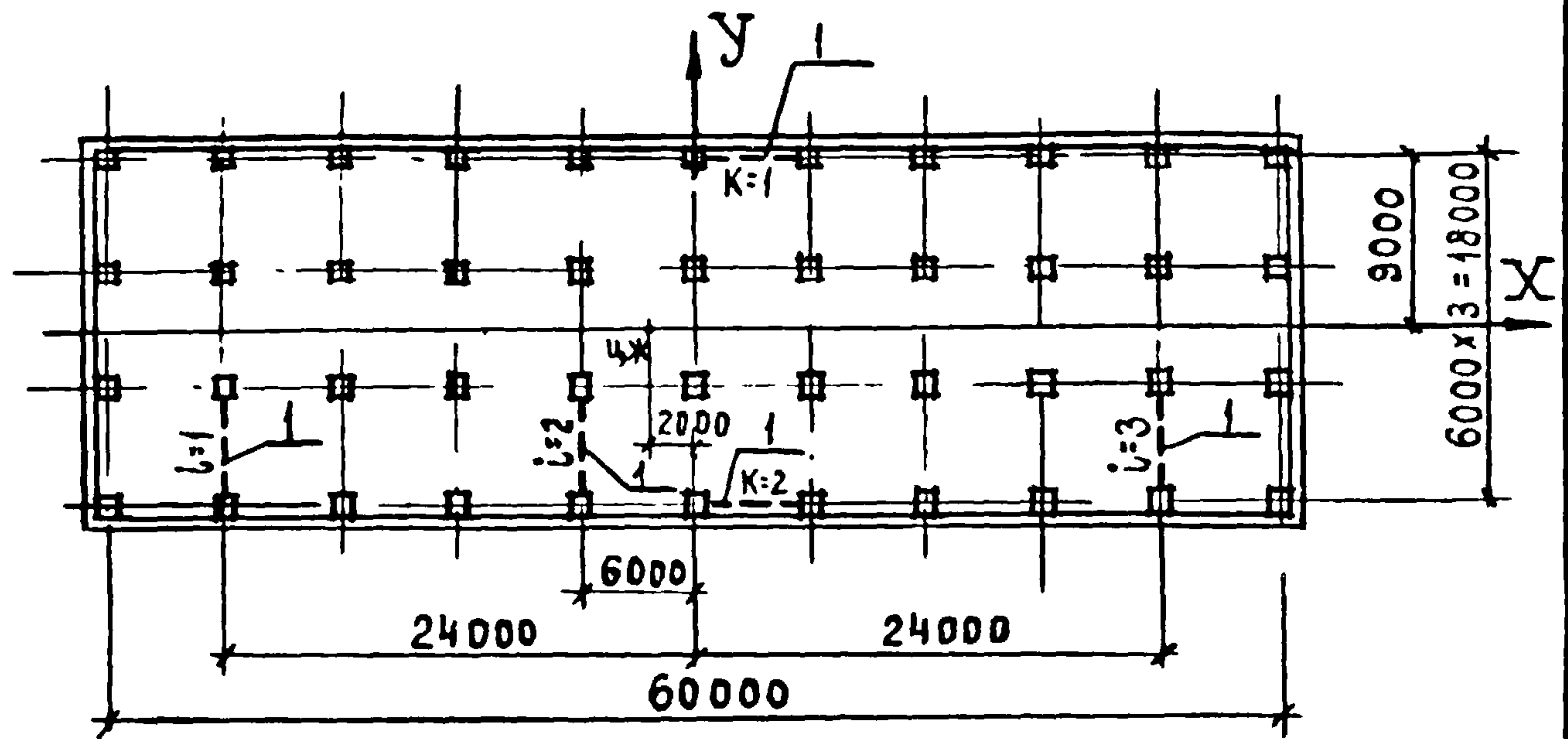
Пример 3. В здании, рассмотренном в примере I (п.3.4) одна из связевых панелей поперечного направления с пятиугольной решеткой смещена на 6 м, как показано на рис.4.2.

Требуется проверить достаточность показанных на рис. 4.2 связей.

Производим проверку связи $i = 3$. Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п.п. 4.1.2, 4.1.3, 4.1.4.

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связевых панелей поперечного направления - $0,186 \cdot 10^7$ тс.м²; связевых панелей продольного направления - $0,410 \cdot 10^7$ тс.м²

$$\alpha_{y1} = \alpha_{yz} = \alpha_{yz} = \frac{B'_{zi}}{B'_{zk}} = \frac{0,186 \cdot 10^7}{0,410 \cdot 10^7} = 0,454;$$



I - стальные связи

Рис. 4.2

$\alpha_{x1} = \alpha_{x2} = I;$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{y_i} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{y_i}} = \frac{0,454(-24-6+24)}{3 \cdot 0,454} = -2\text{м},$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{x_k} \cdot y_k}{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{x_k}} = \frac{I \cdot (9-9)}{2 \cdot I} = 0,$$

$$C_{кр} = \sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{y_i} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{x_k} (y_k - \bar{y})^2 =$$

$$= 0,454 [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + I \cdot [(-9+0)^2 + (9+0)^2] = 696,$$

$$\mu_{Q3} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{y_i}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{\bar{x} (\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} =$$

$$= \frac{0,454}{0,454 \cdot 3} + 0,454 \frac{-2(-2-24)}{696} = 0,333 + 0,033 = 0,366$$

Шиб. № подл. Подпись и дата

Взамен инв. №

Момент от неравномерной вертикальной нагрузки, действующий на связевую панель при кручении каркаса распределяется между всеми вертикальными устоями.

Определяет коэффициент $K_{Qz}^{верт}$, учитывающий перераспределение момента от неравномерной вертикальной нагрузки.

Эквивалентная жесткость при действии вертикальной нагрузки определяется по табл. 13 и равна для пятиугольных связей поперечного направления $- 0,8 \cdot 10^7$ тс.м², для треугольных связей продольного направления $- 0,5 \cdot 10^7$ тс.м²

При действии неравномерной вертикальной нагрузки на связевую панель $i = 1$:

$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B''_{zi}}{B''_{zk}} = \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,5 \cdot 10^7} = 1,60,$$

$$\alpha_{x1} = \alpha_{x2} = 1.$$

Тогда:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi} x_i}{\sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi}} = \frac{(-24 - 6 + 24)}{3} = -2,$$

$$C_{кр} = \sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{nx} \alpha_{xk} (y_k - \bar{y})^2 = 1,6 \cdot [(-24 + 2)^2 + (-6 + 2)^2 + (24 + 2)^2] + 2 \cdot 9^2 = 2044,$$

$$K_{Qz1}^{верт} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_2)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} = \frac{1,6}{3 \cdot 1,6} + 1,6 \cdot \frac{(-2 + 24)(-2 - 24)}{2044} = 0,333 - 0,446 = -0,113,$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки на связь $i = 2$:

$$K_{Qz2}^{верт} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_1)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} = 0,333 + 1,6 \cdot \frac{(-2 + 6)(-2 - 24)}{2044} = 0,252$$

При действии неравномерной вертикальной нагрузки на связь $i = 3$:

$$K_{Q33}^{\text{вент}} = 0,333 + 1,6 \frac{(-2-24)(-2-24)}{2044} = 0,86$$

при действии момента в плоскости связи $K=I$:

$$\bar{y} = 0; \text{Скр} = 2044,$$

$$K_{Q34}^{\text{вент}} = \alpha_{yz} \cdot \frac{(\bar{y} - y_0)(x_3 - \bar{x})}{C_{кр}} = 1,6 \cdot \frac{-2(24+2)}{2044} = -0,18$$

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_3 = L_x \cdot K_{Q3}^{\text{вент}} \cdot K_{R3} = 60 \cdot 0,366 \cdot 1,26 = 27,7 \text{ м}$$

Определение величины $K_{R3} = K_{R1}$ дано в примере I раздела 3.4.

Определяем усилия действующие на связевую панель на отметке 0.000.

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_{з \text{ вент}} \text{ на отм } 0 = \frac{L'_3}{24} 0,56 \cdot \text{табл} = \frac{27,7}{24} 0,56 \cdot 412 = 266 \text{ тс.м,}$$

$$Q = 0,56 \frac{L'_3}{24} Q \text{ табл} = 0,56 \frac{27,7}{24} 35,5 = 22,9 \text{ тс}$$

Загружение неравномерной вертикальной нагрузкой связей $i=2$ и $i=3$ принимаем таким же, как и в примере I связи $i=1$:

$$\sum_{j=1}^m M_{3j} = 471 \text{ тс.м;}$$

от собственного веса самонесущих стен:

$$M_{зст} = 150,8 \text{ тс.м}$$

Определяем максимальный момент от вертикальной нагрузки в связях $K=1$ и $K=2$:

$$\sum_{j=1}^m M_{4j} = 3 \cdot 50 = 150 \text{ тс.м}$$

$$M_{3max}^{ветр} = \sum_{j=1}^m M_{3j} \cdot (K_{Q32}^{ветр} + K_{Q33}^{ветр}) + 2 \sum_{j=1}^m M_{4j} \cdot K_{Q34}^{ветр}$$

$$= 471(0,252+0,86)+150 \cdot 2 \cdot 0,18 = 582 \text{ тс.м}$$

Максимальный момент от неравномерного нагружения связи $\dot{i} = 1$ обратного направления и в расчете не учтен.

Полученные значения усилий $M_3^{ветр}$, Q и N не превышают значений в табл. 9 и 15, а $M_3^{ветр} + M_3^{ветр} <$ суммы значений по табл. 9 и 15.

Проверяем несущую способность связевой панели из условия ограничения растяжения в колонне.

$$K_2 M_3^{ветр} = 0,06 \cdot 268 = 16,0 \text{ тс} < N_3^{min} = 67,3 \text{ тс}$$

Здесь N_3^{min} - см. пример I;
 K_2 - по табл. 8.

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_{ветр} = \frac{1}{B_3'} \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{эт}^2}{6} (3H - j \cdot H_{эт}) + \frac{W_m^b \cdot H^3}{3} \right\}$$

где W_j, W_m^b - см. табл. 3 и 4;
 B_3' - см. табл. 12

$$\delta_{ветр} = 0,56 \frac{27,7}{24 \cdot 0,186 \cdot 10^7} \cdot \left[8,7 \cdot \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{9,6^2}{6} \times \right. \\ \left. \times (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \frac{19,2^3}{3} \right] = 0,0148 \text{ м}$$

От неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_3^{верт} = \frac{M_{31}}{B_3''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j (H - 0,5 H_j)$$

где B_3'' - см. табл. 13.

M_{31} - момент, возникающий в связи $\dot{i} = 3$ в уровне перекрытий от неравномерной вертикальной нагрузки.

Инв. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

$$\delta_3^{\text{верт.}} = \frac{140,8}{0,8 \cdot 10^7} / 4,8(19,2-2,4) + 9,6(19,2-4,8) + 14,4(19,2-7,2) = 0,0069 \text{ м,}$$

от крена фундамента:

$$\delta_3^{\text{крен}} = H \cdot \frac{M_{3\text{max}}^{\text{верт}} - M_{3\text{ст}}}{C_{\text{кр}}} = 19,2 \frac{582 - 150,5}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0098 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_1^{\text{ветр}} + \delta^{\text{верт}} + \delta_1^{\text{крен}} = 0,0148 + 0,0069 + 0,0098 = 0,0315 \text{ м} < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

Таким образом, смещение связевой панели на 6 м по сравнению с примером I, где рассмотрено симметричное положение связевых панелей, не потребовало увеличения числа связевых панелей. Однако усилия передаваемые на фундамент крайних связевых панелей возросли.

Пример 4. Рассмотрим тоже здание, что и в примерах I и 3, но с использованием разножесткостных вертикальных устоев (см. рис.4.3).

Требуется проверить достаточность поставленных вертикальных элементов жесткости.

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн 6x6 м. Высоты этажей - 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - 1000 кгс/м². Расположено здание во II районе по скоростному напору ветра. Тип местности (по СНиП П-6-74)-Б.

В продольном и поперечном направлении используются связи указанных в выпуске 0-2 марок. В продольном направлении - треугольные, в поперечном - пятиугольные.

В поперечном направлении используется так же сплошная железобетонная диафрагма, являющаяся стеной лестничной клетки.

Грунт - песок средней плотности, $E_{\text{гр.}} = 4000 \text{ тс/м}^2$,

$M_{\text{гр}} = 0,23$.

Производим проверку связи $i = I$.

Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.1.2.

Очевидно, что неравномерно приложенная вертикальная нагрузка, действующая на рассматриваемую панель, вызовет дополнительное закручивание здания относительно его центра жесткостей.

Эквивалентная жесткость связевой панели при действии вертикальной нагрузки для связевой панели поперечного направления - $0,80 \cdot 10^7$ тс.м², для связевых панелей продольного направления - $0,5 \cdot 10^7$ тс.м².

$$\alpha_{y1} = \frac{0,8}{1,32} = 0,606; \quad \alpha_{y2} = 1; \quad \alpha_{x1} = \alpha_{x2} = \frac{0,5}{1,32} = 0,379;$$

$$\bar{x} = \frac{-24 \cdot 0,606 + 24 \cdot 1}{1,606} = 5,9 \text{ м}$$

$$\bar{y} = \frac{0,379 \cdot 9 - 0,379 \cdot 9}{2 \cdot 0,379} = 0;$$

$$C_{кр} = 0,606(-24-5,9)^2 + 1(24-5,9)^2 + 2 \cdot 0,379 \cdot 9^2 = 931;$$

$$K_{QH}^{верт} = \frac{0,606}{1,606} + 0,606 \cdot \frac{(5,9+24)(5,9+24)}{931} = 0,959$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи $K=2$:

$$K_{Q13}^{верт.} = 0,606 \cdot \frac{9(-24-5,9)}{930} = -0,175,$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи $K=1$:

$$K_{Q14}^{верт.} = 0,175$$

Определяем коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

Расчетный случай - когда по всем этажам действует максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки.

По графикам принимаем:

$$\beta = 0,14 \frac{1}{м}$$

По табл. 4 приложения 3 СНиП П-15-74 для фундамента с отношением сторон $12:4 = 3$ находим $k_e = 1,07$.

Тогда:

$$C_{\phi} = \frac{4000 \cdot 12^3}{8 \cdot (1 - 0,23^2) \cdot 1,07} = 0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м};$$

$$K_{\phi 1} = 1 + \frac{0,30 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,14 = 2,31$$

Коэффициент, учитывающий совместную работу связевых панелей и рядовых колонн:

$$K_{R1} = \frac{1}{1 - 0,0075 \cdot 20 \cdot 2,31} = 1,53$$

Условный фронт ветровой нагрузки:

$$L'_1 = 60 \cdot 0,443 \cdot 1,53 = 40,7 \text{ м}$$

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_{1 \text{ на отм.0}}^{\text{ветр}} = 0,56 \cdot 412 \cdot \frac{40,7}{24} = 392 \text{ тс.м};$$

$$Q = 0,56 \cdot 35,5 \cdot \frac{40,7}{24} = 33,7 \text{ тс},$$

0,56 - коэф.перехода от ветровой нагрузки для ША района по скоростному напору ветра к нагрузке для ПБ района.

Усилия от вертикальной нагрузки, действующей на связевую панель $\dot{c} = 1$:

$$\text{при } N_{\text{max}} = 435 \text{ тс, } M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт.}} = 54 \text{ тм} \cdot 0,959 = 52 \text{ тс.м};$$

$$\text{при } N = 306 \text{ тс, } M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт.}} = 471 \cdot 0,959 = 452 \text{ тс.м};$$

$$\text{при } N_{\text{min}} = 88 \text{ тс, } M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт.}} = 60 \cdot 0,959 = 58 \text{ тс.м}$$

Усилия от неравномерной вертикальной нагрузки, приложенной к связевым панелям К=1 и К=2 передаваемые на связевую панель $\dot{c} = 1$:

$$M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт.}} = 280 \cdot 2 \cdot 0,175 = 98 \text{ тс.м}$$

Момент передаваемый на фундамент от собственного веса стен

$$M_{\text{ст}} = 150,5 \text{ тм}$$

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_{1 \text{ ветр}} = \frac{1}{B^3} \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot h^2}{6} (3H - j \cdot h) + \frac{W_m^8 \cdot H}{3} \right\} =$$

$$= 0,56 \frac{1}{0,186 \cdot 10^7} \cdot \frac{40,7}{24} \left\{ 8,74 \frac{8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \frac{9,6^2}{6} \times \right.$$

$$\left. \times (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^3}{3} \right\} = 0,0217 \text{ м}$$

От действия вертикальной нагрузки:

$$\delta_{1 \text{ верт}} = \frac{M_1}{B_3} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot (H - 0,5 H_j)$$

Здесь M_1 - момент от вертикальной нагрузки в каждом этаже.

$$\delta_{1 \text{ верт}} = \frac{440,8}{0,8 \cdot 10^7} \cdot [4,8(19,2 - 2,4) + 9,6(19,2 - 4,8) + 14,4(19,2 - 7,2)] = 0,0069 \text{ м};$$

$$\delta_{1 \text{ крен}} = 19,2 \cdot \frac{(456 + 98 - 150,5)}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0091 \text{ м}.$$

Суммарный прогиб связевой панели равен:

$$\delta_1 = 0,0217 + 0,0069 + 0,0091 = 0,0377 \text{ м} < \frac{1}{500} H = 0,0384 \text{ м}$$

Горизонтальное смещение диафрагмы жесткости определяется аналогично и равно:

$$\delta_2^{\text{ветр}} + \delta_2^{\text{верт}} + \delta_2^{\text{крен}} = 0,01 \text{ м}$$

Тогда прогиб крайней колонны в уровне покрытия определяется следующим образом:

$$\delta_k = 0,01 + (0,0377 - 0,01) \frac{54 \text{ м}}{48 \text{ м}} = 0,0412 \text{ м} = \frac{1}{466} \cdot H$$

Таким образом несущей способности связевой панели недостаточно из условия максимального смещения верха каркаса. Необходимо либо увеличить размеры фундамента, либо изменить расположение связевых панелей, либо увеличить количество вертикальных устоев.

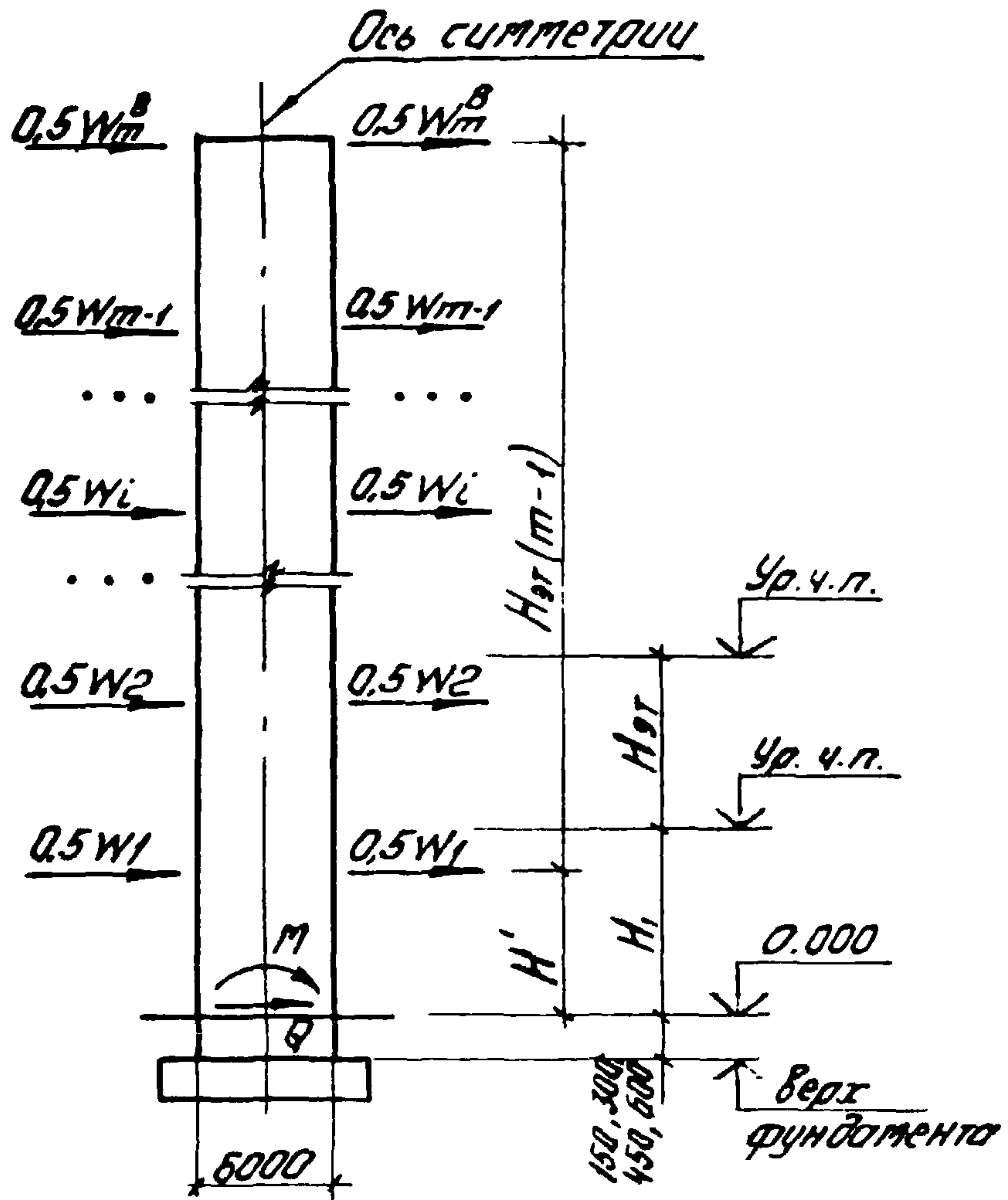


Таблица 3

Высота здания $H_1 + H_{эт} (m-1)$ m	Значение коэффициентов перевода ветровой нагрузки для района по скоростному напору ветра						
	I		II		III		IV
	Тип местности						
	A	B	A	B	A	B	B
до 10 м	0,600	0,389	0,778	0,504	1,000	0,649	0,793
до 20 м		0,432		0,560		0,720	0,880
до 30 м		0,449		0,582		0,751	0,916
36 м		0,564		0,731		0,940	1,149

Шиб. № подл. Подпись и дата. Взагл. инв. №.

1.020-1/83.0-5 02173

Лист
41

Таблица 4

Высоты этажей
 Первого последующие
значения ветровых нагрузок для III-A района (при фронте ветровой нагрузки L=24 м) тс

Продольные и поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг} = 450 \text{ мм}$
 продольные связи при ригеле высотой $h_{риг} = 600 \text{ мм}$.

H_1	H_1'	$H_{ЭТ}$	W_1	W_2^0	W_2	W_3^0	W_3	W_4^0	W_4	W_5^0	W_5	W_6^0
3,6	3,2	3,6	6,6	5,8	6,6	5,8	6,7	6,5	7,3	7,0	7,9	7,4
4,8	4,4	3,6	7,7	—	6,6	6,1	6,9	6,6	7,5	7,2	8,1	7,5
4,2	3,8	4,2	7,7	6,4	7,7	6,8	8,2	7,5	8,9	8,1	9,6	8,4
4,8	4,4	4,8	8,7	6,9	8,7	7,7	9,7	8,4	10,7	9,0	11,4	9,5
6,0	5,6	4,8	9,8	—	8,9	7,9	9,9	8,6	11,0	9,1	11,6	9,6
6,0	5,6	6,0	10,9	8,3	11,4	9,4	13,1	10,2	14,2	11,2	15,2	11,9
7,2	6,8	6,0	12,0	—	11,8	9,6	13,3	10,5	14,5	11,2	—	—

Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг} = 600 \text{ мм}$

4,2	3,6	4,2	7,5	6,7	7,7	7,1	8,0	7,8	8,8	8,4	9,6	8,8
4,8	4,2	4,8	8,5	7,3	8,7	8,1	9,6	8,9	10,7	9,5	11,4	10,0
6,0	5,4	4,8	9,6	—	8,8	8,2	9,9	9,1	10,9	9,6	11,6	10,2
6,0	5,4	6,0	10,6	8,6	11,3	9,9	13,0	11,3	14,1	11,6	15,1	12,4
7,2	6,6	6,0	12,0	—	11,6	10,2	13,2	11,0	14,3	11,7	—	—

И.В. Н. 1982. Проект и дата ввода в эксплуатацию

1.020-1/83.0-5 02П3 лист 42

Таблица 5

Высоты этажей Нэт шпк Н ₁ + Нэт, м	Отметка ка расчет. нога сечения	Значения расчетных ветровых моментов М (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для III Я района (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M

Связи продольного и поперечного направления при ригеле высотой 450 мм

3,6	0,000	12,4	60,56	19,0	120,32	26,4	226,68	34,2	361,08	42,5	533,80
	-0,450		66,14		135,12		238,80		376,71		553,15
4,8+3,6	0,000	-	-	20,4	149,52	27,8	267,04	35,9	416,08	44,3	601,00
	-0,450		-		166,61		279,54		432,22		620,91
4,2	0,000	14,1	80,46	22,2	173,82	31,1	313,90	40,6	503,72	50,5	742,94
	-0,450		87,50		184,91		329,44		524,01		768,18
4,8	0,000	15,6	101,76	25,1	226,12	35,5	412,04	46,8	667,68	58,7	994,12
	-0,150		104,09		229,87		417,35		674,68		1002,9
6,0+4,8	0,000	-	-	26,6	267,52	37,2	469,92	48,7	743,6	60,8	1089,76
	-0,150		-		271,50		475,49		750,89		1098,87
6,0	0,000	19,2	157,32	31,7	358,72	45,6	664,56	60,8	1090,48	76,7	1632,52
	-0,150		160,19		363,47		671,39		1099,59		1644,01
7,2+6,0	0,000	-	-	33,4	413,12	47,6	743,08	62,8	1187,24	-	-
	-0,150		-		418,13		750,21		1196,65		-

Связи продольного направления при ригеле высотой 600 мм (значения Q и M на отпм 0,000 - как при ригеле высотой 450 мм)

4,2	-0,600	14,1	88,8	22,2	187,04	31,1	332,46	40,6	527,98	50,5	773,1
4,8		15,6	106,44	25,1	233,65	35,5	422,7	46,8	681,72	58,7	1011,73
6,0+4,8		-	-	26,6	275,5	37,2	480,95	48,7	758,2	60,8	1107,89
6,0	-0,300	19,2	163,08	31,7	368,1	45,6	678,18	60,8	1108,6	76,7	1655,5
7,2+6,0		-	-	33,4	423,06	47	757,28	62,8	1205,9	-	-

1.020-1/83. 0-5 02ПЗ

Лист
43

Продолжение таблицы 5

Высоты этажей Нэт или Н ₁ +Нэт, м	Отметка ка расчетного сечения	Значения расчетных ветровых моментов M (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для III А района (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности											
		2		3		4		5		6			
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M		
Связи поперечного направления при ригеле высотой 600 мм													
4.2	0.000		82,1		116,72		310		315,62		505,06		748,02
	-0.600	14,2	87,78	22,3	185,5	31,0	327,94	40,4	521,14	50,4	768,10		
4.8	0.000		104,56		230,84		357		419,16		677,2		1006,04
	-0.300	15,8	106,1	25,3	233,37	35,7	422,73	47,0	681,9	58,9	1044,93		
6.0+4.8	0.000		—		269,92		374		477,76		751,84		1103,36
	-0.300	—	—	26,5	272,58	37,4	481,50	48,8	756,63	60,8	1109,37		
6.0	0.000		159,12		364,68		46,2		687,08		1096,52		1641,23
	-0.300	19,2	161,04	31,8	367,86	46,2	690,54	60,6	1101,43	76,5	1648,05		
7.2+6.0	0.000		—		421,84		47,8		754,04		1193,24		—
	-0.300	—	—	33,8	425,22	47,8	755,82	62,8	1199,52	—	—		

1.020-1/83. 0-5 02.13

SUB
44

Таблица 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_{wB} м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 размещении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда- мента,	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
Нэт. или Н ₁ +Нэт.	i, макс- см. табл. 16	Пролет связевой панели, м							
		6							
М		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8; 6,0	0 ÷ i, макс	30				27			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0 ÷ i, макс	30				27			
6,0	0					27			
	i, макс	30	27	24	27	21			

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

лист
45

Имя и полн. название и дата выдан. инд. и дата выдачи и дата

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
вспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

2-этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фундамента	Сетка колонн, м									
		6x6		9x6							
Нэт или Н ₁ +Нэт.	б.тах	Пролет связевой панели, м									
		6									
М	см. табл. 16	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8; 6,0	0-б.тах	30				27			
-----------------------------	---------	----	--	--	--	----	--	--	--

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-б.тах	30				27			
6,0	0								
	б.тах	27	24	21	27	18			

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

Лист

46

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

2-х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фундамента	6 x 6		9 x 6							
		Пролет связевой панели, м									
Нэт цоли	Нента	6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Н ₁ +Н _{эт} м	с.м. табл. 10	36	60	36	60						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8; 6,0	0- l_{max}	30				27			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0- l_{max}	30				27			
6,0	0	30	27	24	21	27		21	
	l_{max}					27		21	

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Имя и фамилия, Подпись и дата

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

6 x 6

9 x 6

Пролет связевой панели, м

6

Длина здания в направлении действия
 ветровой нагрузки, м

36

60

36

60

Временная нормативная нагрузка на перекрытие, kg/m^2

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;
4,2;
4,8

0 ÷ $l_{\text{тяж}}$

30

0

27

6,0

$l_{\text{тяж}}$

30

27

30

27

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;
4,2;
4,8

0 ÷ $l_{\text{тяж}}$

30

0

27

6,0

$l_{\text{тяж}}$

24

21

20

18

27

18

1.020-1/83. 0-5

02.73

лист

48

Имя и подл. Подпись и дата

В.А.М.И.И.И.

Продолжение табл. 8

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 воспринимемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фундамента	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
Нэт	лтах см.	Пролет связевой панели, м							
		6							
Н+Нэт	Тяжел.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		30	60	30	60	30	60	30	60
М		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-лтах	30							
		27							
6,0	0	27							
	лтах	30	27	30	27				

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-лтах	30							
		27							
6,0	0	27							
	лтах	24	21	18	27	18			

Имя и подл. Подписи и дата

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

49

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{ввм}$ воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2-х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фундамента	Сетка колонн, м									
		6x6				9x6					
Нэт. или Н+Нэт. м	l_{max} см. табл. 16	Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60	36	60	36	60		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	$0 \div l_{max}$	30							
	0					27			
6,0	l_{max}	30	24	30	24				

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2	$0 \div l_{max}$	30		30					
				27					
4,8	0			30					
	l_{max}	30		27		27			
6,0	0								
	l_{max}	20	18	16		21		18	

Исх. и подл. подписи и дата вввв.чччч.мм

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

2-этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей
Нэт.
или
Н₁+Нэт.
м

Крен фунда-
мента
l, м
с.м.
табл. 16

6x6

9x6

Пролет связевой панели, м

6

9

Длина здания в направлении действия
ветровой нагрузки, м

12

60

18

54

18

54

Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м²

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;
4,2;
4,8;
6,0

0-l, м

30

30

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;
4,2;
4,8

0-l, м

30

30

6,0

30

27

30

24

30

27

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

Лист
51

№ в подл. Подпись и дата Взял. инж. Н

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

2-х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Ветка колонн, м

Высота этажей
или $H_1 + H_2$ м
Крен фунда-
менты
 l_{max}
см.
табл. 6

6x6

9x6

Пролет связевой панели, м

6

9

Длина здания в направлении действия
ветровой нагрузки, м

12

60

18

54

18

54

Временная нормативная нагрузка на перекрытие, kN/m^2

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;
4,2;
4,8

$0 \leq l_{max}$

30

0

30

30

6,0

l_{max}

27

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6

30

4,2;
4,8

30

27

30

27

6,0

30

27

24

30

24

30

24

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

лист

53

Имя и подпись Подписи и дата ваям.инв.

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
воспринимается одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

2х этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фунда- мента, и т.д.	Сетка колонн, м		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м																	
		6x6	9x6	6		9		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
Нэт	и т.д.	Пролет связевой панели, м		Трехгольные связи поперечного направления																	
и т.д.	и т.д.	Пролет связевой панели, м		Пятигольные связи поперечного направления																	
				12	60	18	54	18	54	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000
3,6	0-6таж			30																	
4,2	0			27																	
4,8	6таж	30		24	30		30														
6,0	0			27	30		30														
	6таж			21	24		24														
3,6	0-6таж	30		27																	
4,2		30		27																	30
4,8		30		27	24		30		24		21										
6,0		30		21	18	30		20		21		18									
		1.020-1/83 0-5 02 ПЗ																		лист	
																				54	

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

2-х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда- мента	Сетка колонн, м													
		6 x 6						9 x 6							
Нэт или Нг+Нэт м	i, т/мх с.м. табл. 16	Пролет связевой панели, м													
		6						9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12	60	18	54	18	54								
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6	0-i, т/мх	30											
4,2;	0												
4,8	i, т/мх	30			27	30			30				
6,0	0				30								
	i, т/мх				24	27			30				

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	0-i, т/мх	30											
4,2					27	30			24				
4,8		30			24	30			27				
6,0		30			21	21	30	20	24	20			

Имя и год: Подпись и дата

1.020-1/83. 0-5

02.173

Лист
55

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B M
 Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крем фунда- мента,	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
Нэт. или Н1+Нэт м	l, м см. табл. 16	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6	0	30	24										
	l, м												
4,2	0	30	24	30	27	30	24	30	24	30	24	30	
	l, м												24
6,0	0	27	24	24	27	21	30	24	21	30	24	21	
	l, м												21

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	0	30	27	30	20									
	l, м													20
4,2	0 ÷ l, м	30	27	30	20	30	24	18	30	24	18	30	24	18
6,0	0 ÷ l, м	24	18	16	24	16	18	16	24	16	18	16	18	16

Информация о состоянии здания

1.020-1/83. 0-5 02173

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м. воспринимается одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фундамента	Сетка колонн, м									
		6 x 6				9 x 6					
Нэт или Н+Нэт, м	i тах см. табл. 6	Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i тах					30				
4,2	0	30				27				
	i тах					24				
4,8; 6,0+4,8	0		27		24					
	i тах		24		27					
6,0; 7,2+6,0	0	30		30	21					
	i тах		21		18					

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i тах	30							
4,2		30							
		4,8; 6,0+4,8		27		24			
30				30	27	22,5			
6,0; 7,2+6,0				24		18			

Изд. и полиг. Госплана СССР и Госстроя СССР

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист 57

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости.

3-х этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фунда- мента и т.п.	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
Нэт и т.п.	л т.п.	Пролет связевой панели, м							
		6							
Н+Нэт м	л т.п.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
М	л т.п.	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	л т.п.	30				30				27
		30				27				
4,2	л т.п.	27				24				27
		30				30				
4,8; 6,0+4,8	л т.п.	30		24		30		16		27
		30		27		30		18		
6,0; 7,2+6,0	л т.п.	30		27		24		15		24
		30		27		24		18		

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	л т.п.	30				27				27
		30				24				
4,2	л т.п.	24				21				27
		30				30				
4,8; 6,0+4,8	л т.п.	30		21		30		18		27
		30		27		30		22,5		
6,0; 7,2+6,0	л т.п.	30		27		24		16		18
		30		27		24		18		

Итого в год. Подпись и дата в.м.ш.м.г.

1.020-1/83. 0-5 02.13

Продолжение таблицы 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей или H_1+H_2 , м	Крен фундамента i , тах см. таблицю	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0					30	X			
	i , тах	30				27				
4,2	0					24	27			
	i , тах	27				21				
4,8; 6,0+4,8	0	30		30		18	27			
	i , тах	24		27		16				
6,0; 7,2+6,0	0	27		27		16	24			
	i , тах	21		24		16				

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0; i , тах					30	X			
		30				24				
4,2	0; i , тах	30		30		18	27			
		24		27		16				
4,8; 6,0+4,8	0; i , тах	30		27		16	27			
		21		24		16				
6,0; 7,2+6,0	0; i , тах	30		27		16	27			
		24		24		16				

ИЗМ. ПОД. ПОДПИСЬ И ДАТА ВВЕД. ИМЕНА

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

3-х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Н+Нэт. м	Крен фунда- мента i, % см. табл. 6	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²							
500		1000		2000		500		1000	

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, %			30			30				
4,2	0 i, %	30		27	30		24				
4,8; 6,0+4,8	0 i, %			21			18	27			
6,0; 7,2+6,0	0 i, %	24	21	16	24	21	13,5				

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 ÷ i, %	30		27		24					
4,2				30		20					
4,8; 6,0+4,8		30		18	27	24	18	22,5		18	15
6,0; 7,2+6,0		24	21	18	20	21	15				

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

лист
60

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

3-х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда-	6x6		9x6							
		Пролет связевой панели, м									
Нат щит	и тах	6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Н+Нат. м	с.м. табл. 16	36	60	36	60						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 L тах			30						
	0 L тах	30		27	30					
4,2	0 L тах	30		21	30		16	27		24
4,8; 6,0+4,8	0 L тах			24			18			27
	0 L тах	30		18	30		15	27		24
6,0; 7,2+6,0	0 L тах	24	21	16	24	21	14	27	22,5	22,5

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	30		27					
4,2	30		27	30				
4,8; 6,0+4,8	30		24	27	18			15
6,0; 7,2+6,0	30		18	21	15	22,5	18	15

И.В. и доп. Подпись и дата визит. инв. л.

1.020-1/83 0-5 02.73

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

3-х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента	6x6		9x6							
		Пролет связевой панели, м									
Нэт или Нг+Нэт М	i, макс см. табл. 16	б				Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		36	60	36	60	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²					
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, макс	30	30	30	27	X				
4,2	0 i, макс		27		27					24
4,8	0 i, макс	30	21	30	16	27	21	27	27	18
4,8	0 i, макс		24		18		15			
6,0+4,8	0 i, макс	18	16	18	14	27				22,5
6,0; 7,2+6,0	0 i, макс		18		12					
			15		10,5					

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, макс	30	27	27	27	21	X			
4,2	0 i, макс				24					
4,8; 6,0+4,8	0 i, макс	27	18	27	24	14	18	15	18	12
6,0; 7,2+6,0	0 i, макс		20		18					

1.020-1/83. 0-5 02.173

лист
62

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

3-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажной Нэт или Н+Нэт. м	Крен фундо- мента и т.п. см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6x6							9x6						
		Пролет связевой панели, м													
		6							9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54	12	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 и т.п.	30																				
4,2	0 и т.п.	30														24	30	20	30	16	30	24
4,8; 6,0+4,8	0 и т.п.	30	27	30	21	18	30	21	16	30												
6,0; 7,2+6,0	0 и т.п.									24	21	18	30	24	16	30						

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 и т.п.	30																				
4,2		30														24	30					
4,8; 6,0+4,8	0 и т.п.	30	27	30	21	18	30	21	16	30												
6,0; 7,2+6,0										24	21	18	30	24	16	30						

Изд. и подг. Лодыгов и др. Вязьм. ин-т

1.020-1/83. 0-5

02113

Лист
63

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости.

3 ± этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

6 × 6

9 × 6

Пролет связевой панели, м

6

9

Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м

12

60

18

54

18

54

Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

500

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30											
4,8+3,6	l_max	30			24								
4,2	0	30	27	30	21	30	15	30	12	30	18	30	16
	l_max				16								
4,8;	0	30	24	30	18	30							
	5,0+4,8												
6,0;	0	21	21	18	16	30	27	30					
	7,2+6,0												

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;		30											
4,8+3,6		30											
4,2	0	30	27	30	24	30							
	l_max												
4,8;		30	24	30	27	18	30	27	30	21			
	5,0-4,8												
6,0;	0	21	21	18	16	30	27	24	20				
	7,2+6,0		l_max		18								13,5

1.020-1/83.0-5

0213

Лист
64

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

3-х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Нт+Нэт, м	Крен фунда- мента i, % см. табл. 6	Сетка колонн, м																	
		6x6							9x6										
		Пролет связевой панели, м																	
		6							9										
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м																	
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54	12	60	18	54		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²																	
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, %	30															
4,2	0 i, %	30	27	30	24	21	30	16	30	135	30	20	30	18			
4,8; 6,0+4,8	0 i, %					16	30	18	30	15	30	16	30				
6,0; 7,2+6,0	0 i, %	24	21	20	16	135	30	27	30	24	20						

Пятиугольные связи поперечного направления

Нд и видо. Подача в дата	Вязм. 2мб.н	3,6; 4,8+3,6																	
		4,2	0 i, %	30	27	30	24												
		4,8; 6,0+4,8						16	30	18	30	21							
		6,0; 7,2+6,0	0 i, %	24	21	18	16	15	30	27	24	20							

1.020-1/83. 0-5

02113

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фундамента	Ветви колонн, м													
		6 x 6							9 x 6						
Нэт или Нт+Нэт	i тах см. табл. 10	Пролет связевой панели, м													
		6							9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12	60	18	54	18	54								
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30													
4,8+3,6	i тах	30			24										
4,2	0	30	24	30	21	30	10,5	30	9	30	13,5	30	12		
	i тах														
4,8;	0	30	21	30	16	30									
6,0+4,8	i тах				18										13,5
6,0;	0	18	16	15	13,5	24	21	30							
7,2+6,0	i тах														12

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;		30													
4,8+3,6		30			27										
4,2	0-i тах	30	24	30	21	30				27	20				
4,8;				21	24					18	30	27	24	24	18
6,0;	0	16	16	15	12	27	24	21	20						
7,2+6,0	i тах													14	

Имя и подл. Подпись и дата

1.020 - 1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей или Нэт или Н+Нэт, м	Крен фундамента	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	18	54	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	$\frac{0}{i \text{ т.а.х}}$	30											
4,8+3,6	$\frac{0}{i \text{ т.а.х}}$	30											
4,2	0	30	27	30	24	30	12	30	10	30	15	30	13,5
4,8;	$\frac{0}{i \text{ т.а.х}}$		24		30	16	30						
6,0+4,8	$\frac{0}{i \text{ т.а.х}}$		21		13,5								
6,0;	0	18	18	16	15	27 24 21 30							
7,2+6,0	$\frac{0}{i \text{ т.а.х}}$		16		16								

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;	$\frac{0}{i \text{ т.а.х}}$	30				27								
4,8+3,6		30				27								
4,2	$\frac{0}{i \text{ т.а.х}}$	30	24	30	21	30				27	20			
4,8;	$\frac{0}{i \text{ т.а.х}}$		21	27	24	16	30	27	24	24				
6,0+4,8														
6,0;	0	18	18	16	15	27 24 21 21 16								
7,2+6,0	$\frac{0}{i \text{ т.а.х}}$		16		16									12

Имя и подл. составившего и дата выдачи

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фундамента	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
Нат. цоли	i, м	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
H _н +H _{эт} , м	С.М. табл. 6	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	$\frac{0}{i_{max}}$	30				24								
4,8+3,6	$\frac{0}{i_{max}}$	30	27	30	21									
4,2	0	30	24	30	18	30	9	30	8	30	10,5	30	10	
	i, м		21		18									
4,8;	0		18	27	13,5	30	27	30						
	6,0+4,8		i, м						16	12				
6,0;	0		13,5	13,5	12	10,5	20	18	30	27				
	7,2+6,0			i, м							12	10		

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;	0 = i, м	30	24	30	21								
4,8+3,6		30	21	30	27								
4,8;	i, м	27	16	21	20	13,5	24	21	20	16			
											6,0+4,8		
6,0;	0	14	13,5	12	10,5	21	18	16	13,5				
	7,2+6,0		i, м							12	10		

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw в м
 воспринимемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Фронт фунда-	Сетка колонн, м									
		6x6				9x6					
Нэт или Н1+Нэт, м	мента, i тях см. табл 6	Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i тях	30		30	30	24	X	
4,2	0 i тях	30		21	30	18 15		
4,8; 6,0+4,8	0 i тях	30		18	30	16 13,5	27	22,5
6,0; 7,2+6,0	0 i тях	24	21	16 15	21	13,5 12	22,5	18

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i тях	30		30	21	X			
4,2	0 i тях	30		21	30			27 24	16
4,8; 6,0+4,8	0 i тях	30	27	21	24	21	14	22,5	18
6,0; 7,2+6,0	0 i тях	24	21	16 15	20	18	12	18	15

Имя и подпись и дата выдачи

1.020-1/83. 0-5 02/73

Лист
69

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B м
 Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фунда- мента	Сетка колонн, м									
		6x6				9x6					
Нэт или Н+Нэт м	i тах см. табл. 10	Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i тах	30	27	30	21	X				
4,2	0 i тах		21		16					
4,8; 6,0+4,8	0 i тах		18		15	27	27	22,5	22,5	
6,0; 9+6,0	0 i тах		16		13,5	12				
		15	27	12	18	15				
		13,5	27	12	10,5	18	15			
		12	18	16	10					

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 8+3,6	0 i тах	30	27	27	21	X				
4,2	0 i тах		24		18					
4,8; 6,0+4,8	0 i тах	24	16	24	21	14	22,5	18		
6,0; 7,2+6,0	0 i тах	24	21	14	21	20	12	18	15	
		18	12	16	10,5	18	15			

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист
70

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4-этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фундамента	Сетка колонн, м									
		6x6				9x6					
Нэт или Нт+Нэт. м	i, тах см. табл. 5	Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	30	30	21	X						
	i, тах										16	
4,2	0	30	21	30	18	27						
	i, тах										15	
4,8; 6,0+4,8	0	30	18	30	27	16	27					
	i, тах											13,5
6,0; 7,2+6,0	0	20	18	13,5	18	16	10,5	18				
	i, тах											

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	30	27	27	21	X					
	i, тах											27
4,2	0	30	27	21	24	16	27					
	i, тах											14
4,8; 6,0+4,8	0	24	21	14	21	20	12	18				
	i, тах											
6,0; 7,2+6,0	0	18	12	16	10,5	18	15					
	i, тах											15

Изм. и подп. Попов и др. ВИАХ СМБН

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт. ши Н+Нэт. м	Крен фунда- мента i, макс см. табл. 16	Сетка колонн, м											
		6x6					9x6						
		Пролет связевой панели, м											
		6											
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		36		60		36		60					
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
500		1000		2000		500		1000		500		1000	

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, макс	30		24	30		18	X			
			18			15					
4,2	0 i, макс	30		18	30	27	16	27		21	
			16			13,5					
4,8; 6,0+4,8	0 i, макс	27	24	13,5	24	21	10,5	22,5		18	
			12			10					
6,0; 7,2+6,0	0 i, макс	13,5		10,5	14		9,6	15		13,5	12
			10			8,6					

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, макс	24		24	27	24	18	X			
			21								
4,2	0 i, макс	24	21	16	21	18	14	18		15	
4,8; 6,0+4,8	0 i, макс	18		14	16		10,5	15			
6,0; 7,2+6,0	0 i, макс	15		10,5	14	13,5	9,6	15		13,5	12
						9,0					

ИЗБ. И ПОСЛ. ПОПРАВКИ И ДОП. ВСТАВКИ

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_н в м
воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

4-х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда-	Ветка колонн, м									
		6 × 6				9 × 6					
Нэт или Н+Нэт	мента l, м	Пролет связевой панели, м									
		6									
М	см. табл. 6	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 l, м	30		24	30		18			
4,2	0 l, м	27		18	27		16	27		22,5
4,8; 6,0+4,8	0 l, м	27	24	13,5	24	21	10,5	27	22,5	22,5
6,0; 7,2+6,0	0 l, м	16	15	10,5	15	14	10	15		12

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 l, м	30		24	30		24	18				
												27
4,2	0 l, м	27		18	27		21	20	14	22,5	18	
												12
4,8; 6,0+4,8	0 l, м	20	18	12	18	16	10	15		15	13,5	
												10,5
6,0; 7,2+6,0	0 l, м	16	15	10,5	14	13,5	9,6	15		13,5	12	
												10

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист
73

Инд. и год. постройки и дата сдачи

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

6x6

9x6

Пролет связевой панели, м

6

Длина здания в направлении действия
 ветровой нагрузки, м

36

60

36

60

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+36	0	30	18	30	16	X				
	l т.п.		16		13,5					
4,2	0	27	13,5	24	10,5	22,5	18			
	l т.п.		12		10					
4,8; 60+48	0	20	10,5	20	18	9,6	18			
	l т.п.		10							
6,0; 7,2+60	0	12	8,6	10,5	8	12	10,8			
	l т.п.		7,5		7,5					

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+36	0	24	21	21	16	X				
	l т.п.		18		16					
4,2	0-l т.п.	20	18	16	12	15	13,5			
4,8; 60+4,8	0-l т.п.	16	15	12	14	10	13,5			
6,0; 7,2+60	0-l т.п.	12	9	10,5	8	12	11,2			

Инж. Н. Подд. Подпись и дата В.В.М. 1983

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист
74

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м.
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Креп фунда- менты,	Сетка колонн, м											
		6 x 6						9 x 6					
Нэт или Н ₁ +Нэт	i-тяж см. табл. 10	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
М		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0							24						
4,8+3,6	i-тяж	30						16						
4,2	0							18	30					
	i-тяж	24						15						
4,8;	0	30						16						
6,0+4,8	i-тяж	21							30					
6,0;	0							13,5	30					
7,2+6,0	i-тяж	27	18	21			12	30						

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;								24								
4,8+3,6		30														
4,2	0-i-тяж	30						18	30	14	30	10,5	30	18	30	14
4,8;								15	30							
6,0+4,8		30						27							24	
6,0;								13,5	30							
7,2+6,0		27	24	21	20		27	24							20	18

Инд. и общ. нагрузки и дата вып. свдн

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

4 x этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6 x 6		9 x 6									
		Пролет связевой панели, м											
Нэт цолу	i, тях см.	6		9									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Н _г +Нэт м	табл. 15	12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, тях	30		21											
		30		16											
4,2	0 i, тях	30	27	30	18	30		30							
			24		15										
4,8; 6,0+4,8	0 i, тях	30	21	30	27	13,5	30	27	30						
			16		12										
6,0; 7,2+6,0	0-i, тях	21	15	18	16	10,5	21	20	18	30	24				

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i	30	27	30	21										
4,2	0-i	30	21	30	27	16	30	10,5	27	9	30	14	30	10,5	
4,8; 6+4,8			21	27	24	14	30	24	30	24					
6,0; 7,2+6,0	0-i	21	18	18	16	12	21	20	16	21	16				

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фундамента,	6 x 6		9 x 6									
		Пролет связевой панели, м											
Нэт или Н+Нэт	l, м	6		9									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Н+Нэт	см. табл. 16	12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
M		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30				21								
4,8+3,6	l, макс					16								
4,2	0	30	24	30		13,5	30				30			
	l, макс		21											
4,8;	0	30	18	30	27	12	30		27	30				
6,0+4,8	l, макс													
6,0;	0	21	15	18	16	10,5	21	20	18	30	24			
7,2+6,0	l, макс													

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;		30				24								
4,8+3,6														
4,2	0: l, макс	30	24	30	27	18	30	12	18	9,6	30	15	30	12
4,8;			24	24	15	30	24	30	24					
6,0;		21	20	18	16	13,5	20	18	16	20	16			
7,2+6,0														

Имя и подп. Подпись и дата выдан. Инв. N

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6x6		9x6									
		Пролет связевой панели, м											
Нэт ицц	i, м	6		9									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Н+Нэт м	см. табл. 16	12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, м	30		30	18									
			27		15									
4,2	0 i, м	30		18	30	27	16	30		27		30		
			16				13,5							
4,8; 6,0+4,8	0 i, м	30	27	15	24	21	12	27		24	21	30		
			13,5				10,5							
6,0; 7,2+6,0	0 i, м	16		12	13,5	9,6	18		16	15	24		21	
						9								

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0: i, м	30		21	30	16								
4,2		30	21	27	21	13,5								
4,8; 6,0+4,8		27	18	21	13,5	24	21	20	27	20				
6,0; 7,2+6,0		18	16	15	13,5	10,5	16	13,5	13,5	18	13,5			

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

4-этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6x6		9x6									
		Пролет связевой панели, м											
Нэт пол	i, max см.	6			9								
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Н1+Нэт м	табл. 16	12	60	18	54	18	54						
		временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, max	30	30	30		18								
			27		15									
4,2	0 i, max	30	18	27	24	16	30		27		30			
			13,5											
4,8; 6,0+4,8	0 i, max	27	15	21		13	27		24		21		30	
			12											
6,0; 7,2+6,0	0 i, max	18	12	15	14	10	18		16		24		21	
			9											

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, max	30	24	30		18								
4,2	0 i, max	30	21	27	24	16	30	8	27	7	30	10	24	9
4,8; 6,0+4,8				27	18	21	14	24	21		27		21	
6,0; 7,2+6,0				18	16	15	14	10,5	16	14	13,5	18	15	

И.В. и Л.В. Подпись и дата

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6x6			9x6										
		Пролет связевой панели, м													
Нэт	Л, м	6			9										
или		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м													
Нг+Нэт	см. табл. 16	12	60	18	54	18	54								
М		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 Л, м	30		24	30	16								
				21		13,5								
4,2	0 Л, м	30		16	27	24	12	27	21	30				27
				13,5			10,5							
4,8; 6,0+4,8	0 Л, м	24	21	12	20	18	9,6	21	18	30				24
				10,5			9							
6,0; 7,2+6,0	0 Л, м	12		9,6	10,5	8	14	12	20		16			
				7,5					18					

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 Л, м	30	18	30	16										
4,2	0-Л, м	30	27	18	21	20	13,5	24	7	21	6	24	9	20	8
4,8; 6,0+4,8		21	14	18	16	10,5	20	16	21	16					
6,0; 7,2+6,0		14	13,5	12	12	10,5	9	13,5	12	10,8	14	12			

Имя и подл. Подпись и дата

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L \leq 8$ м
 воспринимается одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота Крен

6 x 6

9 x 6

этажей фунда-

Пролет связевой панели, м

6

Нэт

мента,

Длина здания в направлении действия
ветровой нагрузки, м

или

L_{max}
см.

36

60

36

60

$H_1 + H_{эт.}$

табл. 16

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²

м

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	24	30	18	X					
	L_{max}									18	15
4,2	0- L_{max}	30	13,5	30	27	12	27		22,5		
4,8; 6,0+4,8			30	27	10,8	24	21	10	27	22,5	18
6,0; 7,2+6,0			14	—	13,5	12	—	13,5	13,5	13,5	11,25

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	24	30	27	16	X			
	L_{max}									
4,2	0	27	24	14	24	21	13,5	22,5	22,5	13,5
4,8; 6,0+4,8	L_{max}								18	
	6,0; 7,2+6,0	0- L_{max}	21	10,8	20	18	10	18	13,5	
6,0; 7,2+6,0	14	13,5	—	12	—	12	14,2			

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

Лист

81

Имя и фамилия проектирующего инженера

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фунда-	Сетка колонн, м									
		6x6				9x6					
Нэт цли Н+Нэт м	мент, i-этаж см. табл. 16	Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i-этаж	30		18	30		16	X		
				16			13,5			
4,2	0-i-этаж	30	27	12	21		10,8	27	22,5	18
4,8; 6,0+4,8	0 i-этаж	24	21	10	21 18		9	18		13,5
		21		9			8,6			
6,0; 7,2+6,0	0-i-этаж	14	13,5	-	12		-	13,5	12	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i-этаж	30		27	18	24	21	16	X		
								15			
4,2	0-i-этаж	21		13,5	20	18	12	18	13,5		
4,8; 6,0+4,8		18	16	10,5	16	15	10	13,5		12	
6,0; 7,2+6,0		14	12	-	12	10,5	-	12	11,2	10,8	

Минимум 100 мм и шаг 200 мм

1.020-1/83 0-5 0213

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента, i тах см. Н _г +Н _д . табл. 10	6 x 6		9 x 6					
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60	36	60				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30		18	30		16	X		
	i тах			18			13,5			
4,2	D=i тах	30	27	12	27	24	10,5	27	22,5	18
4,8; 6,0+4,8		24	21	10	21	20	9	22,5	18	13,5
6,0; 7,2+6,0		10,5	—		10,5		—		12	14,2

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	27	21	27	24	16	X		
	i тах			18			15			
4,2	0	21		14	20	18	13,5	18	18	13,5
	i тах			13,5			12		13,5	
4,8; 6,0+4,8	D=i тах	18	16	10,8	16	15	10	13,5	13,5	12
6,0; 7,2+6,0		12	10,5	—		10,5	10	—		10,8

Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв.

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Ветка колонн, м

Высота этажей	Крен фундамента, и тах см. табл. 16	6 x 6		9 x 6							
		Пролет связевой панели м									
Нэт. или Н+Нэт. м		6				Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		36	60	36	60	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²					
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30		16	27	24	14	X			
	i тах			15			12				
4,2	0 ÷ i тах	24	21	10,5	21	20	10	22,5	18		
4,8; 6,0+4,8		18	9	16	8,6	18	13,5				
6,0; 7,2+6,0		10,5	-	10,5	10	-	11,2	10,8	9		

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	24		21	16	21	20	14	X			
	i тах							13,5				
4,2	0	18	16	10,5	16	15	10,5	13,5		12		
i тах	10											
4,8; 6,0+4,8	0	14	13,5	9	13,5	12	8,6	10,8		9		
i тах	7,7											
	0 ÷ i тах	10,5	-	10	9,6	-	7,7					

1.020 - 1 / 83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда- мента, l, м или см.	Сетка колонн, м									
		6 x 6				9 x 6					
Нэт или Н+Нэт.	табл. 16	Пролет связевой панели, м									
		6									
М	табл. 16	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60		36	60					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0									X	
	l, м	30	16	30	27	15	12				
4,2	0-l, м	21	10,5	21	20	10	22,5	18			
4,8; 6,0+4,8		20	18	9	18	16	8,6	18	13,5		
6,0; 7,2+6,0		9	-		8,6	-		9	7,7		

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0			18				15		X	
	l, м	24		16		21		14			
4,2	0	18	16	10,5	16	15	10,5	13,5	13,5	12	
l, м	10										
4,8; 6,0+4,8	0	15	13,5	10	13,5	12	9	12	11,2	11,2	
l, м	8,6						10,8				
6,0; 7,2+6,0	0-l, м	9,6	9	-		8,6	8,4	-		7,7	

1.020-1/83.0-5 02ПЗ

Лист
85

Число подл. Полки и дата выдачи

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L \leq 8$ м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента, °	6x6		9x6					
		Пролет связевой панели, м							
Нэт. или Нг+Нэт	i-этаж см. табл. 16	6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
М		36	60	36	60				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0		14		12	X			
	i-этаж	24	12	24	21				
4,2		20	18	10	18	16	9	18	13,5
4,8; 6,0+4,8	0-i-этаж	13,5	8,6	13,5	7,5	13,5	12		
6,0; 7,2+6,0		8,6	—	8,4	8	—	9	7,7	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0						X			
	i-этаж	20	18	15	18	16				
4,2	0								10,8	
	i-этаж	15	14	10	13,5	12	9	12	11,2	9
4,8; 6,0+4,8	0				10,5					
	i-этаж	10,5	8	10,5	10	7,5	9	7,7		
6,0; 7,2+6,0	0-i-этаж	9	8,6	—	8,6	8	—	7,7		

1.020-1/83. 0-5 0213

Лист
86

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей или $H_1 + H_2$ м	Крен фундамента, i тах см	6x6		9x6											
		Пролет связевой панели, м													
		6			9										
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12	60	18	54	18	54								
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i тах					16	30							
			30			13,5								
4,2	0 i тах	30	14	30	27	12	30	24	30					
						10,8	27	24						
4,8; 6,0+4,8			12	27	24	10	30	24	21	30				
6,0; 7,2+6,0	0: i тах	16	-	14	13,5	-	16	15	14	21	30			18

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6			30			18	30						
4,2		30	21	30	24	13,5	30	24	21	30	21	20	
4,8; 6,0+4,8	0: i тах		13,5	24	21	10,5	27	21	16	30	30		21
6,0; 7,2+6,0		14	-	10,5	-	-	15	14	12	16	30		12

Имя и подпись архитектора

1.020-1/83.0-5 0213

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А.

Высота этажей	Крен фунда- мента, штук и т.д.	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
Шли	М	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
Н _г +Н _д	М	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i т.д.			27	30	16	X							
				24		12								
4,2	0 i т.д.	30		13,5	27	24	10,5	30	24	21	30	27		
							10							
4,8; 6,0+4,8	0 i т.д.	27	24	12	21	20	9	24	21	20	30	24		
													18	
6,0; 7,2+6,0	0 i т.д.	16		13,5	12	-	16	15	14	13,5	21	18		

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i т.д.			30	27	18	X								
						16									
4,2	0 i т.д.	30		21	24	21	12	27	24	21	20	27	24	20	18
4,8; 6,0+4,8	0 i т.д.	27	12	21	18	10	21	16	18	13,5	24	18			
6,0; 7,2+6,0	0 i т.д.	13,5	12	-	10,5	10,5	-	15	12	15	12				

Инв. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда- мента,	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
Нэт или Нт+Нэт.	i тах см. табл.16	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
М		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i тах	27		30		16		30 24 21 30 24 21 30 24					
		24		30		13,5							
4,2	0-i тах	30	13,5	27	24	10,5	30	24	21	30	24	27	
4,8; 6,0+4,8		27	12	21	20	9	24	21	20	30	24		
6,0; 7,2+6,0		13,5	-	10,5	-	13,5	12	10,5	18	16			

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i тах	30		27		18		30 24 21 30 24 21 30 24 20 18					
4,2		30	21	24	21	12	27						
4,8; 6,0+4,8		27	12	21	20	10	24	16	20	14	24	18	
6,0; 7,2+6,0		10,5	-	9,6	9	-	12	10,8	12	10,5			

Инд. и под. размеры и дата взыск. инва.

1 020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист
89

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6x6		9x6									
		Пролет связевой панели, м											
Нэт или иш	i, этаж см.	6			9								
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Н1+Нэт М	ТАБЛ. 16	12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	21	27	24	13,5						
	i, этаж											
4,2	0	27	12	21	10,5	10	24	18	30	27	24	
	i, этаж									24		
4,8; 6,0+4,8	0	21	10	16	8,6	20	18	16	27	21		
	i, этаж								24			
6,0; 7,2+6,0	0	12	-	10,5	-	12	10,8	16	15			
	i, этаж											

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	27	27	24	16						
4,2	0	27	12	21	18	10	21	18	24	20	16	
												i, этаж
4,8; 6,0+4,8	0	21	10,5	16	9	18	15	16	12	20	16	
							12		10,8			
6,0; 7,2+6,0	0	10,5	-	9	8,6	-	12	10,5	10	12	10	
												i, этаж

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Имя, инициалы, подпись и дата

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента, и т.д.	6 x 6		9 x 6									
		Пролет связевой панели, м											
Нэт. или Н1+Нэт м	i т.д. см.	6		9									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54						
	табл. 16	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	21	30	27	13,5							
	i т.д.												12
4,2	0	27	12	21	10,5	24	21	20	18	30	27	24	
	i т.д.												10
4,8; 6,0+4,8	0	21	10	18	16	8,6	21	20	18	16	27	21	
	i т.д.												20
6,0; 7,2+6,0	0	10,5	10,5	-	9,6	9	-	10,5	10	9,6	9	14	12
	i т.д.												

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	27	24	16								
4,2	0	30	27	14	21	20	12	21	18	24	21	18	16
4,8; 6,0+4,8	0	21	12	18	16	9	18	13,5	16	10,8	20	16	
6,0; 7,2+6,0	0	9	8,6	-	7,7	7,5	-	10	9	8,6	10	9	

1.020-1/83.0-5 02ПЗ

Лист

91

Инв. и подл. Подпись и дата

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фунда- мента,	Сетка колонн, м													
		6 x 6						9 x 6							
Нэт или Нг+Нэт м	i тах см. табл. 16	Пролет связевой панели, м													
		6						9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12	60	18	54	18	54								
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i тах	30	27	18 16	24	21	12 10,5								
4,2	0 i тах	21	10	18	16	9	20								
4,8; 6,0+4,8	0 i тах	16	9	14	7,5	16	15	14	13,5	21	18				
6,0; 7,2+6,0	0 i тах	10	-	9	8,6	-	9,6	9	8,6	13,5	12				

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i тах	27	24	21	15 13,5									
4,2	0 i тах	21	10,5	18	16									9
4,8; 6,0+4,8	0 i тах	16	9	14	13,5	7,5	15	12 10,5	12	10,8 9	16	13,5		
6,0; 7,2+6,0	0 i тах	8,4	8	-	7,5	7	-	9,6	8,6	8,4	10	8,4		

1. 020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист
92

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда-	6x6		9x6					
		Пролет связевой панели, м							
Нэт цол Н ₁ +Нэт м	мента, l, м см. табл. 16	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60	36	60				
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²									
		500	1000	500	1000	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-l, м	30		27	X			
4,2		30	27	21	22,5		18	
4,8; 6,0+4,8	0 l, м	24	21	18	22,5	18	15	
6,0	0-l, м	12		10,5	13,5	—	12	—
7,2+6,0					—	—	—	—

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-l, м	30	27	24	X			
4,2		21	20	20	16	18	15	13,5
4,8; 6,0+4,8		18	16	15	15	13,5	12	

Имя и подл. Подпись и дата

1.020-1/83. 0-5 0273

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L \leq 8$ м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6 x 6		9 x 6			
		Пролет связевой панели, м					
Нэт. или Н1+Нэт.	i, так см. табл. 16	6					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
М		36	60	36	60		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²					
		500	1000	500	1000	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, так	30	27	24	X			
4,2		21		18				
4,8; 6,0+4,8		18	16	16	15		13,5	
6,0					12	—	11,2	—
7,2+6,0		12	10,5		—	—	—	—

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, так	24	21	20	X			
4,2		18	16	15				
4,8; 6,0+4,8		13,5	12	13,5	12	12	11,2	10,8

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
вострижимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда- мента, l_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
Нэт. или Н1+Нэт. М		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	$0 \div l_{max}$	30		24										
4,2		30	24	21										
4,8; 6,0+4,8	0	27	24	21	18	24	20	18	27	24	21	20		
	l_{max}			20										
6,0	$0 \div l_{max}$	14	—	10,5	—	10	—	9	—	—	—	—	—	

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	$0 \div l_{max}$	30		24										
4,2		30	24	21										
4,8; 6,0+4,8		27	20	18	24	21	20	16	24	21	20	18		
	l_{max}													

Указаны размеры поперечного сечения и шаг стержней

1.020-1/83. 0-5 02173

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

6 ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фундамента, и-тах - см	Сетка колонн, м							
		6 x 6				9 x 6			
Нэт. или Нэ+Нэт. м	табл. 15	Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60	36	60				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	D-i тах	30	27	24						
4,2		21	20	21					20	18
4,8; 6,0+4,8		18	16		18	15				
6,0		10			9,6	9	10,8	-	9	-
7,2+6,0		10			9,6	9	-			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	D-i тах	24	21	20				
4,2		18	16	15				
4,8; 6,0+4,8	i тах	18	16	15	15	13,5	12	12
4,8; 6,0+4,8	D-i тах	14	13,5	12	12	11,2	9	9

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Я

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда-	6x6		9x6					
		Пролет связевой панели, м							
Нэт. или Н+Нэт.	монто, l_{max} - см. табл. 16	6				Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²			
M		500	1000	500	1000	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$D:l_{max}$	24	21	21	20				
4,2		18		16	18				
4,8; 6,0+4,8	0 l_{max}	15	14		13,5	13,5	12		
6,0	$D:l_{max}$					9	-	9	-
7,2+6,0		10	9,6	9	8,6	-	-	-	-

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$D:l_{max}$	20	18	16				
4,2		15	13,5	13,5				
4,8; 6,0+4,8		12	10,5	10	9		7,7	

Итого: 1020-1/83 0-5 02 ПЗ

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист
97

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости:

6-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда- мента, лтях - см. табл. 16	Сетка колонн, м							
		6 x 6				9 x 6			
Нэт цпи Н ₁ +Нэт м		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60	36	60	36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0:лтях	24		21					
4,2		20	18	16	18	15			
4,8; 6,0+4,8		14	14	13,5	15	13,5	12		
6,0					7,7	—	7,7	—	
7,2+6,0		8,4	8	7,7	7,5	—	—	—	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0:лтях	21	20	18	16				
4,2		15	14	12	12	11,2	9		
4,8; 6,0+4,8		12	10,5	10,5	9	7,7			

Имя и фамилия проектирующего инженера

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

в тч этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота	Крен	6x6		9x6					
		Пролет связевой панели, м							
этажей	фунда- мента,	6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
Нэт.	l, м	36	60	36	60				
или Н+Нэт		временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²							
м	табл.16	500	1000	500	1000	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0	21				X			
4,8+3,6	l, м		18	18	16				
4,2			15	14	14	13,5	15	13,5	11,25
4,8;	0-l, м	12	10,5			11,2		10,8	9
6,0+4,8						7,7	-	7,7	-
6,0		8	7,7	7,5	7	-	-	-	-
7,2+6,0									

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0		16			X			
4,8+3,6	l, м	16	15	15	14				
4,2		0-l, м	12	10,5		10,5	9	7,7	
4,8;			9	8,6	8,4	7,7	7,2	6,8	
6,0+4,8									

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Инд. и лод. работы и дата сдачи

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и b м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6 x 6		9 x 6									
		Пролет связевой панели, м											
Нэт	i макс см.	6				9							
или		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Н _у +Нэт	табл. 16	12	60	18	54	18	54						
М		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i макс	30	27	21								
4,2	0	27	24	21								
	i макс				18	24	21	20	18	24	21	21
4,8; 6,0+4,8	0-i макс	20	16	15	18	16	15	21	20	18	18	
6,0	0-i макс	13,5	-	10,5	-	9,6	-	8,6	-	-	-	-

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i макс	30	24	21								
4,2	0	27	24	20								
	i макс				16	21	20	16	15	24	21	18
4,8; 6,0+4,8	0-i макс	21	16	15	20	18	16	14	20	18	16	15

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

Лист
100

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда- мента,	Сетка колонн, м											
		6 x 6						9 x 6					
Нэт цол	l, м см.	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
Н1+Нэт м	l, табл. 16	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D:l _{max}	30	27	21								
4,2		27	21	18								
4,8; 6,0+4,8	0	21	20	16	20	18	16	18	24	21	20	18
	l _{max}							15				
6,0	0:l _{max}	10,5	-	9,6	-	8	-	7,2	-	-	-	-

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D:l _{max}	30	24	21								
4,2		27	20	18								
4,8; 6,0+4,8		21	16	15	21	18	16	14	20	18	16	15

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Имя и год. Подпись и дата. Вяз. шнур

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента	6 x 6		9 x 6			
		Пролет связевой панели, м					
Нэт или Нг+Нэт	l, м см. табл. 16	6		9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
М		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²					
		500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D-l, м	27		21	20						
4,2		21	16		18	16	15	24	21	18	16
4,8; 6,0+4,8		16	13,5	12	15	13,5	12	18	16	15	
6,0		10,5	-	9	-	7,5	-	7	-	-	-

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D-l, м	27		20	18						
4,2		21	16	15	16	14	13,5	20	18	15	14
4,8; 6,0+4,8		16	14	12	15	14	13,5	12	16	15	13,5

1.020-1/83.0-5 0213

Лист

102

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6x6		9x6							
		Пролет связевой панели, м									
Нэт	l _{max} см.	6			9						
или		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Н+Нэт	табл. 16	12	60	18	54	18	54				
м		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²									
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-l _{max}	30	27	20								
4,2	0	21	18	16	20							16
	l _{max}					15						
4,8; 6,0+4,8	0-l _{max}	16	14	12	16	15	14	12	20	18	16	15
6,0		9	-	7,7	-	6	-	-	-	-	-	-

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-l _{max}	30	27	21	20							
4,2	0	21	16	16	18							16
	l _{max}					15						
4,8; 6,0+4,8	0-l _{max}	16	14	13,5	16	15	14	12	18	16	13,5	

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м

1020-1/830-5 0213

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L=8$ м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

6^{ти} этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6 x 6		9 x 6							
		Пролет связевой панели, м									
Нэт	l, м	6			9						
или		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Н+Нэт	см. табл 16	12	60	18	54	18	54				
м		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²									
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D:l _{max}	21	18	16																
4,2		16	14	13,5									16	15	14	12	20	18	16	16
4,8; 6,0+4,8		12	10,5	12									10,8	10	16	15	14	13,5		
6,0		8,4	-	7,2									-	-	-	-	-	-	-	

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D:l _{max}	21	18	16																
4,2		16	14	12									14	13,5	12	10,8	15	14	14	12
4,8; 6,0+4,8		13,5	12	10,5									12	10,8	10	14	12	10,8	10	

И.И.Р. и Л.О.О. Д.О.Л.О.В. и Д.А.Т.А. В.Е.Р.А.М.С.К.И.Н.А.

1.020-1/830-5 02173

Таблица 7

Высоты этажей Нэт или Н ₁ + Нэт в м		Значения K ₁ × 10 ³											
		Тип связей панелей											
		Треугольные продольного направления	Пятиугольные продольного направления	Треугольные поперечного направления	Пятиугольные поперечного направления								
		Сетка колонн 6 × 6 м											
Этажность, м		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²											
		2000	1000	500	2000	1000	500	2000	1000	500	2000	1000	500
3,6	2	3,76	1,82	1,61	6,20	3,82	3,38	4,77	2,16	1,91	6,59	4,12	3,64
3,6; 4,8+3,6	3	7,21	3,38	2,77	10,71	6,34	5,19	8,28	3,47	2,84	10,23	5,98	4,90
	4	12,04	4,45	3,49	13,11	7,48	5,87	12,45	4,78	3,75	12,45	6,99	5,48
	5	16,81	6,95	5,31	18,40	8,31	6,34	17,22	6,95	5,31	17,49	8,21	6,76
	6	—	8,02	6,01	—	9,12	6,83	—	8,74	6,55	—	10,0	7,51
	2	—	1,97	1,75	—	4,56	4,03	—	2,16	1,91	—	4,94	4,37
4,2	3	—	4,39	3,60	—	8,52	6,98	—	4,13	3,38	—	8,11	6,64
	4	—	5,61	4,41	—	9,6	7,54	—	5,43	4,27	—	9,04	6,31
	5	—	8,26	6,32	—	10,1	7,72	—	7,50	5,73	—	10,1	7,72
	6	—	8,43	6,32	—	10,5	7,89	—	8,98	6,73	—	11,5	8,66
	2	—	2,13	1,89	—	4,73	4,10	—	2,28	2,02	—	4,41	3,91
4,8; 6,0+4,8	3	—	4,46	3,67	—	7,02	5,77	—	4,33	3,56	—	7,54	6,19
	4	—	6,24	4,92	—	8,62	6,79	—	5,98	4,71	—	7,50	5,90
	5	—	8,22	6,30	—	10,7	8,21	—	7,66	5,87	—	9,73	7,46
	6	—	8,79	6,61	—	10,8	8,18	—	9,41	7,07	—	11,59	8,12
	2	3,65	3,10	2,76	11,41	7,31	6,51	4,54	2,88	2,56	10,15	7,12	6,34
6,0; 7,2+6	3	8,64	4,10	3,38	12,90	7,84	6,47	8,89	4,22	3,48	11,33	7,66	6,32
	4	14,76	6,98	5,52	19,65	10,8	8,52	14,82	7,10	5,62	17,32	9,02	7,14
	5	21,19	8,85	6,82	26,25	14,4	11,1	21,08	10,1	7,80	23,41	12,9	9,91
	6	—	14,2	10,8	—	19,1	14,4	—	14,5	11,0	—	17,4	13,1

Имя и фамилия проектировщика

1.020-1/83.0-2 02173

Лист 105

Продолжение таблицы 7

Высота этажей Нэт или Нн + Нэт 6 м	Этажность, м	Значения $K_1 \times 10^3$											
		Тип связей панелей											
		Треугольные продольного направления		Пятиугольные продольного направления		Треугольные поперечного направления		Пятиугольные поперечного направления					
		Сетка колонн 9x6 м											
		Пролет связевой панели, м											
		6		6		9		6		9		6	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, $T_0/3$											
1000		500		1000		500		1000		500			
4,2	2	3,39	3,00	7,32	6,48	4,67	3,56	3,15	13,14	7,21	6,39		
	3	7,34	6,03	12,5	10,3	6,28	7,96	6,53	18,47	11,6	9,54		
	4	10,7	8,45	14,1	11,1	9,08	10,9	8,54	18,97	11,9	9,39		
	5	15,3	11,7	19,3	14,8	11,10	15,1	11,5	19,83	16,8	12,9		
	6	16,9	12,7	21,4	16,1	13,1	16,7	12,6	20,4	21,4	16,1		
4,8	2	3,57	3,17	7,02	6,23	2,60	4,18	3,71	8,20	6,38	5,66		
4,8; 6,0+4,8	3	7,39	6,08	13,1	10,7	5,21	7,35	6,04	15,77	11,3	9,27		
	4	9,65	7,61	13,7	10,8	7,84	10,2	8,05	14,78	11,4	9,01		
	5	16,9	13,0	17,7	13,6	10,92	13,3	10,2	17,92	15,2	11,7		
	6	17,4	13,1	21,3	16,0	14,0	15,6	11,8	20,98	19,4	14,6		
6,0	2	4,21	3,74	10,5	9,28	2,85	4,90	4,35	13,74	10,4	9,28		
6,0 7,2+6	3	7,16	5,90	14,4	11,8	5,21	6,73	5,54	13,02	9,92	8,17		
	4	12,3	9,71	18,6	14,7	8,69	11,4	9,01	17,55	15,1	12,0		
	5	15,2	11,7	24,4	18,7	11,52	14,4	11,1	21,46	18,8	14,4		
6,0	6	18,2	14,4	30,2	19,5	14,4	—	12,9	25,8	—	18,7		

ИИИ И ПОДП. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗЯТИИ

Таблица 8
Коэффициент K_2 для определения растяжения в колоннах от ветровой нагрузки V/M

Этаж-ность	Высоты этажей H , или $H_1 + H_2$ в м	Тип связей		Этаж-ность	Высоты этажей H , или $H_1 + H_2$ в м	Тип связей	
		Треугольные, продольные и поперечные	Пятиугольные продольные и поперечные			Треугольные, продольные и поперечные	Пятиугольные продольные и поперечные
Сетка колонн 6×6 и 9×6 м				Сетка колонн 6×6 и 9×6 м			
2	3,6	0,07	0,01	4	6,0	0,135	0,04
	4,2, 4,8	0,065	0,015		7,2+6,0	0,120	0,035
	6,0	0,06	0,065	5	3,6	0,125	0,075
3	3,6	0,10	0,035		4,8+3,6	0,105	0,06
	4,8+3,6	0,08	0,025		4,2; 4,8	0,12	0,08
	4,2, 4,8	0,09	0,04		6,0+4,8	0,11	0,055
	6,0+4,8	0,08	0,01		6,0	0,145	0,07
	6,0	0,115	0,12		7,2+6,0	0,13	0,065
4	7,2+6,0	0,105	0,105	6	3,6	0,13	0,09
	3,6	0,115	0,055		4,8+3,6	0,115	0,075
	4,8+3,6	0,095	0,045		4,2	0,126	0,095
	4,2	0,11	0,06		4,8	0,125	0,095
	4,8	0,105	0,06		6,0+4,8	0,117	0,07
	6,0+4,8	0,095	0,03	6,0	0,125	0,085	

Шк. №-подл. Подпись и дата в зом. ч. и №. л.

1.020-1/83. 0-5 02 173 Лист 107

Таблица 9

Тип связей	Этажность, М	Несущая способность связей панелей (М ветр. Втс. М на откл. Q Втс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. К _к) при высоте этажей 8 м.					
		3.6			4.2		
		Сетка колонн 6 x 6 м					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²					
		1000		1000		2000	
М ветр.	Q	М ветр.	Q	М ветр.	Q		
Треугольные связи продольного направления	2	110	22.7	147	25.8	164.2	28.4
	3	250	37.6	370.2	47.3	376.4	47.5
	4	428	49.8	450	44.5	287.2	28.2
	5	487.5	46.2	504	40.6	313.1	25.2
	6	549.8	43.8	542	37.0	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	138.7	28.4	167	29.3	199	34.4
	3	257.7	38.8	284.5	36.0	301.1	35.7
	4	311	36.2	320	32.2	321.9	32.0
	5	358	33.9	368	30.1	368.7	29.2
	6	427	34.0	416	28.3	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	111	22.7	147	26.0	164.2	28.4
	3	250	37.6	370	46.6	376.4	47.5
	4	435	50.7	456	45.1	328.2	32.2
	5	488	46.2	504	41.0	313.1	25.0
	6	555	44.2	565	38.4	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	129	26.4	178	31.2	181.4	31.4
	3	289	43.5	386	49.3	337.5	42.6
	4	430.7	50.2	446	43.4	445.0	43.7
	5	491.1	46.5	539	43.7	343.9	26.7
	6	565.8	45.1	580	39.4	—	—

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение таблицы 9

Тип связи	Этажность, м	Несущая способность связей панелей (М ветр. в том числе Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. К _к) при высоте этажей в м.							
		4,8				6,0			
		Сетка колонн 6x6 м							
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м ²							
		1000		2000		1000		2000	
М ветр.	Q	М ветр.	Q	М ветр.	Q	М ветр.	Q		
Треугольные связи продольного направления	2	186	28,5	209,1	31,6	288	35,1	270,4	32,6
	3	384	42,7	392,4	43,0	340,8	30,1	258,9	22,6
	4	433	37,3	209,6	17,8	378,8	28,0	296,1	19,8
	5	487	34,2	277,7	19,2	425	23,7	305,9	16,4
	6	556,7	32,9	—	—	600	28,2	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	186	28,5	191,8	28,9	288	35,1	181,4	21,9
	3	305	33,9	267,8	29,34	362	32,0	275,7	25,4
	4	317	27,3	322,8	27,3	405	27,8	329,8	22,7
	5	374	26,2	338,6	23,4	469	26,1	328,9	18,24
	6	417,5	24,7	—	—	—	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	187	28,5	209,2	31,6	200	24,4	202,1	24,4
	3	389	43,2	397,0	43,5	219	19,3	222,4	19,1
	4	432,6	37,3	289,2	24,6	379	26,0	295,4	19,8
	5	487,4	34,2	264,1	18,3	480	26,8	328,9	18,18
	6	557	33,0	—	—	588	27,6	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	217	33,2	222,7	33,7	184	22,5	186,2	22,5
	3	287	31,9	293,2	32,1	219	19,3	222,4	19,4
	4	420	36,2	427,5	36,4	412	28,3	425,9	28,6
	5	521	30,5	252,3	16,9	393	21,9	396,5	21,8
	6	596,5	35,2	—	—	—	—	—	—

Имя и фамилия проектирующего и дата выдачи

Продолжение таблицы 9

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей панелей (м ветр в том Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэффициента K_A) при высоте этажей в м									
		4,8+3,6		6,0+4,8				7,2+6,0			
		Сетка колонн 6x6									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²									
		1000		1000		2000		1000		2000	
Мветр.	Q	Мветр.	Q	Мветр.	Q	Мветр.	Q	Мветр.	Q		
Треугольные связи продольного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	296,0	40,4	456,0	45,2	458,9	45,2	392,5	31,7	299,5	24
	4	505,0	52,5	493,0	39,1	238,9	18,7	424,0	27,2	322,9	20,6
	5	562,0	48,4	543,0	35,6	308,3	20,0	463,0	24,5	—	—
	6	619,0	45,6	610,3	34,0	—	—	—	—	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	305,0	41,6	362,0	35,8	313,1	30,9	417,0	33,7	337,5	27,0
	4	366,0	38,1	362,0	28,5	367,9	28,8	454,0	29,1	360,5	22,9
	5	357,5	33,9	416,0	27,2	375,9	24,4	511,0	27,1	—	—
	6	480,0	35,4	458,0	25,5	—	—	—	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	296,0	40,4	460,0	45,8	464,3	45,8	252,0	20,4	257,3	20,6
	4	513,0	53,4	493,4	39,1	329,7	25,8	423,0	27,1	32,29	10,6
	5	562,0	48,5	543,0	35,6	293,2	19,03	522,0	27,6	—	—
	6	625,0	46,1	610,0	34,1	—	—	—	—	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	342,0	40,6	340,0	33,8	342,8	33,8	252,0	20,4	257,3	20,6
	4	506,0	52,8	479,3	38,0	487,3	38,1	461,0	29,5	465,6	29,6
	5	566,0	48,8	580,0	38,0	278	18,1	427,4	22,6	—	—
	6	637,1	47,0	654,0	36,5	—	—	—	—	—	—

1020-1/830-5 02 ПЗ

Лист

110

Продолжение таблицы 9

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей из панелей (М ветр. в тс. м и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. К _А) при высоте этажей 6 м					
		4,2		4,8		6,0	
		сетка колонн 9x6 м (пролет связевой панели l=6 м)					
		М ветр	Q	М ветр	Q	М ветр.	Q
Треугольные связи продольного направления	2	150,2	26,0	191	290	291	35,1
	3	256,2	32,3	321	35,2	346,4	30,2
	4	423	41,5	431,7	368	391,6	26,3
	5	485	38,8	494	38,8	449,6	24,8
	6	546	37,3	563,4	330	632	29,7
	Пятиугольные связи продольного направления	2	199	34,4	237,4	360	291
3		242	30,6	177,7	19,5	368,3	32,1
4		275	26,9	276,6	23,6	419	28,2
5		313	25,0	318,3	22,1	471,5	26,1
6		359,0	24,2	363,2	21,2	—	—
Треугольные связи поперечного направления		2	150	26,0	191	290	202,1
	3	376,4	47,5	392,4	43,0	332	28,9
	4	442	43,4	440,1	37,5	446,6	30,0
	5	500	40,0	494,4	34,3	482,5	26,7
	6	—	—	563,4	33,0	417	19,5
	Пятиугольные связи поперечного направления	2	181,4	31,3	222,7	33,7	186,2
3		336	42,4	293,2	32,1	361,0	31,5
4		262	25,7	394,0	33,6	419	28,2
5		439,4	35,1	325,1	40,9	482,5	26,7
6		—	—	563,4	33,0	—	—

Имя и фамилия архитектора: В. А. М. Ш. И. И.

Имя и фамилия инженера: В. А. М. Ш. И. И.

Имя и фамилия строителя: В. А. М. Ш. И. И.

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

Лист
111

Продолжение таблицы 9

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей панелей (мветр. втс. м на отп. 0 и в втс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. кр.) при высоте этажей в м.			
		6,0+4,8		7,2+6,0	
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связевой панели l=6 м)			
		М ветр	Q	М ветр	Q
Треугольные связи продольного направления	2				
	3	375,0	36,6	400,7	32,1
	4	492,0	38,5	428,1	27,2
	5	548,5	35,6	489,2	25,7
	6	617,8	34,0	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	—	—	—	—
	3	207,8	20,5	426,1	34,1
	4	315,8	24,7	458,0	29,1
	5	353,4	22,8	513,0	27,0
	6	397,2	21,9	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—
	3	458,9	45,2	383,9	30,8
	4	501,6	39,3	488,2	31,1
	5	548,8	35,6	525,0	27,6
	6	617,9	34,0	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—
	3	342,8	33,8	418,0	33,5
	4	449,1	35,2	458,1	29,2
	5	654,1	42,5	525,0	27,6
	6	617,9	34,0	—	—

Изм. и доп. по плану и дата взыскания

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ 112

Продолжение табл. 9

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей панелей (М ветр в тс·м и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. К _к) при высоте этажей в м.					
		4,2		4,8		6,0	
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связевой панели l=9 м)					
		М ветр	Q	М ветр	Q	М ветр	Q
Треугольные связи поперечного направления	2	150,2	26	191	28,9	318,2	38,4
	3	376,4	47,5	491,7	53,9	550,7	48,0
	4	577,6	56,7	607,8	51,8	618,4	41,6
	5	702,0	56,2	690,7	47,9	679,8	37,6
	6	—	—	774,7	45,4	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	102,6	17,8	121,3	18,3	146,4	17,7
	3	210,3	26,5	—	—	266,2	23,2
	4	385	37,8	461,1	39,3	467,2	31,4
	5	515,3	41,2	541,8	37,6	493,4	27,3
	6	—	—	613,7	35,9	—	—

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей панелей (М ветр в тс·м и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. К _к) при высоте этажей в м			
		6,0 + 4,8		7,2 + 6,0	
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связевой панели l=9 м)			
		М ветр	Q	М ветр	Q
Треугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—
	3	574,9	56,7	637	51,0
	4	692,8	54,2	675,9	43,0
	5	766,9	49,8	1217,1	38,9
	6	849,6	46,8	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—
	3	—	—	307,9	24,7
	4	525,5	41,1	510,7	32,5
	5	601,5	39,0	536,9	28,3
	6	673	37,1	—	—

ИНС. И ПОСО. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЛАС. ОБО. И

1 020-1/83 0-5 02 ПЗ

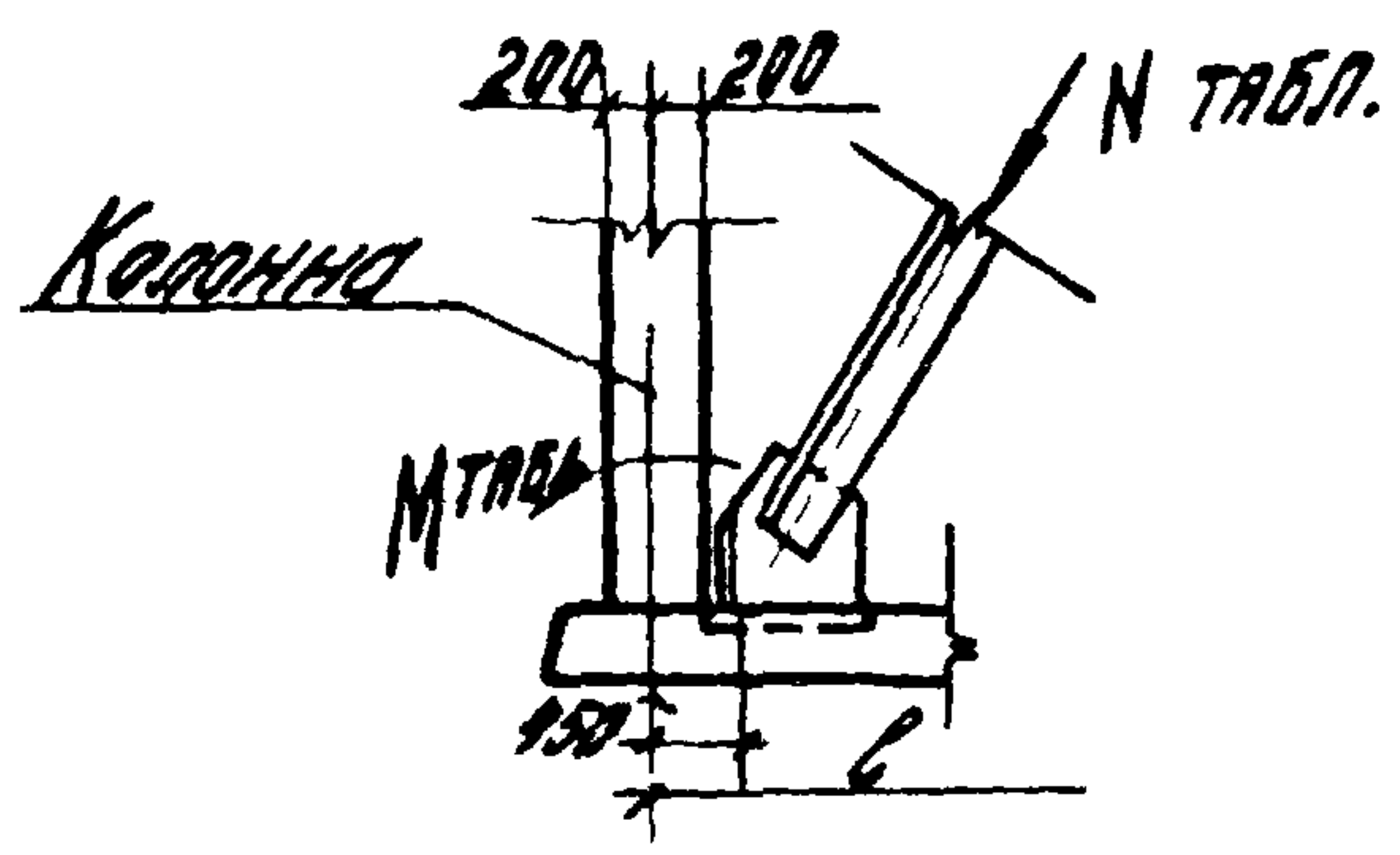


Таблица 10

Максимальные расчетные усилия N табл. в тс, передаваемые от раскоса стальной связи 1-го этажа на закладную в монолитном фундаменте при нагрузке на связевую панель соответствующей ее несущей способности

Сетка колонн 6 x 6 м; C=6 м | Сетка колонн 6x6-5 м | Сетка колонн 9x6, C=9 м

При высоте этажей Hэт или H1 + Hэт в м

Тип связей	Этажность, м	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²											
		1000				2000				1000			
		3,6; 4,8+3,6	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0	3,6; 4,8+3,6	6,0; 7,2+6,0	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0
Треугольные связи продольного направления	2	17	21	27	42	23	38	21	27	42			
	3	38	40	51	53	40	34	37	42	53			
	4	52	40	47	45	36	30	37	45	45			
	5	48	34	43	36	32	28	35	42	45			
	6	45	33	41	34	—	—	33	40	35			
	Пятиугольные связи продольного направления	2	24	36	46	45	33	49	36	46	70		
3		54	39	58	99	62	79	33	35	98			
4		59	43	60	87	68	71	34	48	82			
5		54	41	49	79	65	—	32	44	74			
6		55	38	54	—	—	—	30	42	—			
Треугольные связи поперечного направления		2	11	13	14	28	27	35	21	29	28	22	26
	3	38	40	52	50	42	32	37	51	43	35	50	50
	4	52	40	46	45	36	32	46	46	43	43	48	43
	5	47	36	31	46	38	—	35	41	38	43	45	40
	6	45	25	40	33	—	—	33	39	23	41	42	86
	Пятиугольные связи поперечного направления	2	24	35	45	44	42	59	32	22	42	42	48
3		61	57	61	69	76	68	47	60	84	38	61	72
4		79	57	77	91	95	93	47	69	51		102	98
5		72	57	76	68	86	—	51	46	68	65	94	91
6		70	51	73	—	—	—	42	67	—	64	97	—

И.В. и Л.В. Плотников и Д.В. Вязьмин

Таблица 11

Тип связей	Этажность, м	Максимальный расчетный момент M_{max} в тс. м, передаваемый на фундамент в узле заделки колонны при нагрузке на связевую панель, соответствующей ее несущей способности														
		Сетка колонн 6х6 м; $l = 6$ м				Сетка колонн 4,5х4,5 м				Сетка колонн 6х4,5 м						
		При высоте этажей, $H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$ в м														
		3,6; 4,8+3,6	4,2	4,8 6,0+4,8	6,0 7,2+6,0	3,6; 4,8+3,6	4,2; 7,2+6,0	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²														
1000				2000				1000								
Треугольные связи продольного направления	2	3	3	4	2	2	3	3	3	2	X					
	3	5	5	6	2	2	2	4	4	2						
	4	2	2	2	2	2	2	2	2	2						
	5	2	2	2	2	2	2	2	2	2						
	6	2	2	2	2	-	-	2	2	2						
Пятиугольные связи продольного направления	2	13	18	15	10	9	10	16	14	14						
	3	18	18	14	15	11	12	14	12	14						
	4	9	10	10	12	13	14	10	10	15						
	5	9	9	10	13	14	14	9	10	14						
	6	9	9	10	-	-	-	9	10	-						
Треугольные связи поперечного направления	2	3	3	3	2	4	4	3	3	2	3	3	3			
	3	4	4	4	2	4	4	4	4	2	4	4	4			
	4	2	2	2	2	4	4	2	4	2	5	4	4			
	5	2	2	2	2	4	3	2	2	2	5	4	5			
	6	2	2	2	2	-	-	2	2	2	5	4	-			
Пятиугольные связи поперечного направления	2	10	14	12	10	9	11	12	11	9	12	12	10			
	3	16	21	17	16	15	12	17	16	10	14	15	12			
	4	13	14	14	10	14	14	11	12	8	20	20	17			
	5	12	13	14	9	14	14	11	8	10	18	20	21			
	6	13	13	14	-	-	-	10	12	-	20	24	23			

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

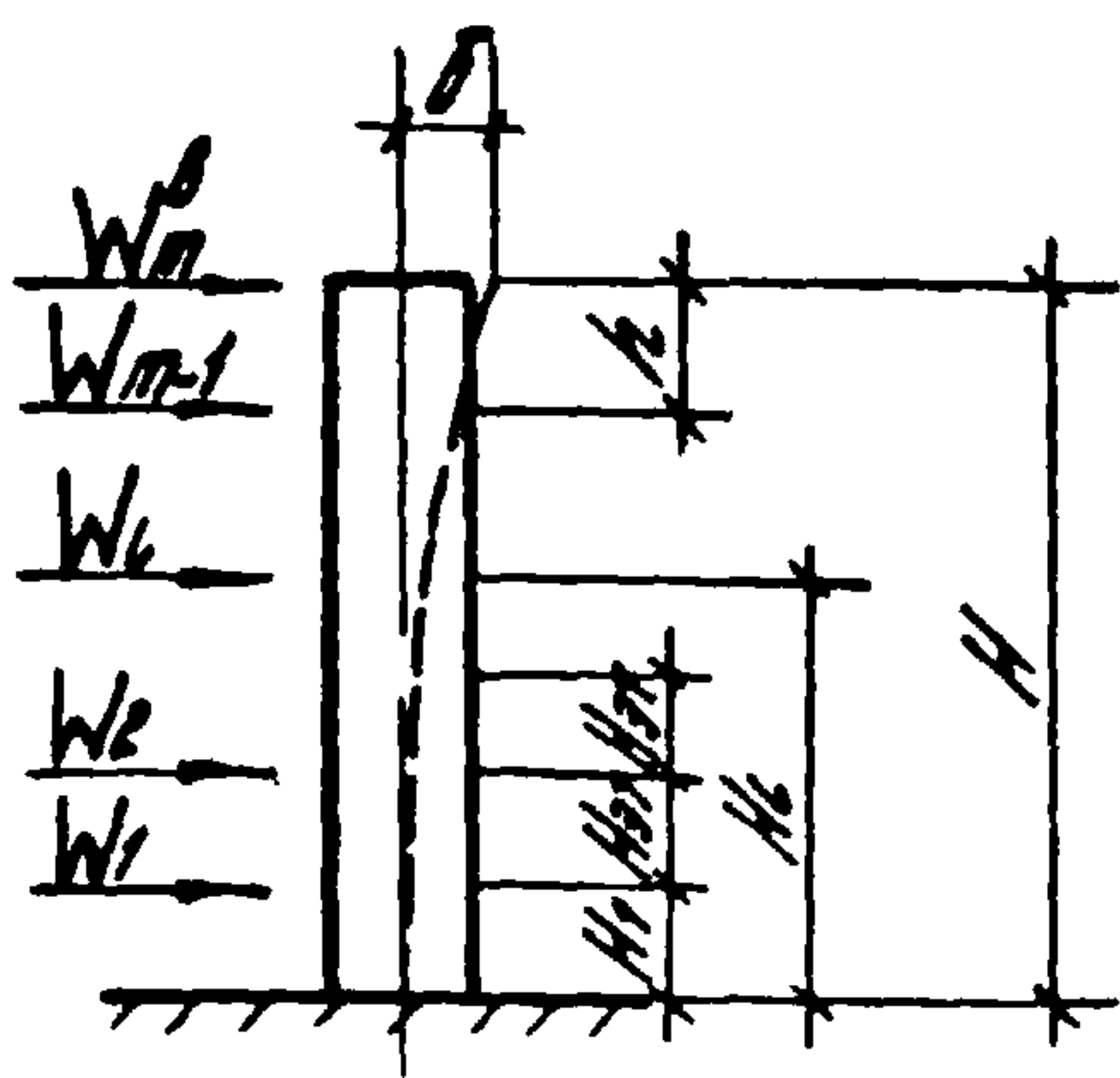


Таблица 12

Эквивалентная жесткость связей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-2 при воздействии ветровой нагрузки 10^{-7} в эк., в тс·м² сетки колонн 6х6 м

Высоты этажей ($H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$), м

Тип связей	Этажность, м	3,6		4,2		4,8	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²					
		1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи продольного направления	2	0,064	0,062	0,080	0,107	0,096	0,152
	3	0,115	0,139	0,155	0,213	0,162	0,287
	4	0,320	0,287	0,414	0,349	0,410	0,411
	5	0,470	0,400	0,544	0,501	0,550	0,602
	6	0,600	—	0,759	—	0,770	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	0,025	0,023	0,029	0,028	0,037	0,033
	3	0,045	0,051	0,056	0,080	0,078	0,109
	4	0,096	0,126	0,127	0,161	0,170	0,196
	5	0,202	0,212	0,251	0,260	0,283	0,309
	6	0,360	—	0,443	—	0,475	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,080	0,069	0,101	0,108	0,148	0,148
	3	0,142	0,143	0,192	0,222	0,200	0,302
	4	0,296	0,295	0,407	0,362	0,410	0,430
	5	0,450	0,412	0,544	0,503	0,586	0,594
	6	0,568	—	0,733	—	0,750	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,031	0,028	0,033	0,053	0,047	0,078
	3	0,052	0,063	0,067	0,095	0,075	0,128
	4	0,118	0,115	0,146	0,191	0,186	0,267
	5	0,228	0,248	0,268	0,341	0,320	0,374
	6	0,344	—	0,411	—	0,475	—

Лит. и подл. Подпись и дата

1.020-1/83.0-5 02173

Продолжение табл. 12

Тип связи	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-9 при воздействии ветровой нагрузки 10^{-7} ВЭК, Втс.м ² сетка колонн 6x6 м.							
		Высоты этажей (Нэт или Н ₁ +Нэт), м							
		0,0		4,8 + 3,6		6,0 + 4,8		7,2 + 6,0	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м ²							
		1000	2000	1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи продольного направления	2	0,164	0,152	0,064	0,062	0,096	0,152	0,164	0,152
	3	0,280	0,287	0,148	0,140	0,186	0,287	0,309	0,287
	4	0,415	0,411	0,388	0,288	0,413	0,411	0,436	0,411
	5	0,566	0,601	0,509	0,401	0,546	0,602	0,735	0,601
	6	0,803	—	0,656	—	0,860	—	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	0,038	0,033	0,026	0,023	0,037	0,033	0,038	0,033
	3	0,104	0,109	0,056	0,051	0,098	0,109	0,117	0,109
	4	0,191	0,196	0,127	0,126	0,203	0,196	0,212	0,196
	5	0,307	0,309	0,249	0,213	0,316	0,309	0,331	0,309
	6	0,457	—	0,417	—	0,548	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,141	0,20	0,080	0,069	0,118	0,148	0,141	0,200
	3	0,280	0,302	0,169	0,144	0,210	0,302	0,312	0,302
	4	0,423	0,430	0,365	0,295	0,436	0,430	0,441	0,430
	5	0,628	0,595	0,481	0,412	0,638	0,594	0,645	0,595
	6	0,810	—	0,616	—	0,814	—	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,041	0,04	0,031	0,028	0,047	0,048	0,041	0,040
	3	0,108	0,117	0,068	0,063	0,083	0,128	0,123	0,117
	4	0,235	0,245	0,150	0,154	0,224	0,267	0,269	0,245
	5	0,361	0,372	0,269	0,248	0,353	0,374	0,390	0,372
	6	0,532	—	0,388	—	0,510	—	—	—

Имя и подп. Подпись и дата. Выходной

Продолжение таблицы 12

Эквивалентная жесткость связевых панелей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-2, при воздействии ветровой нагрузки 10^{-7} в эк., в тс.м²

Сетка колонн 9x6 м (пролет связевой панели l=6 м)

Высоты этажей (Hэт или H1 + Hэт), м

4,2 4,8 6,0 4,8+3,6 6,0+4,8 7,2+6,0

Тип связи	Этажность, м	Эквивалентная жесткость					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи продольного направления	2	0,076	0,093	0,152	—	—	—
	3	0,142	0,155	0,260	0,132	0,181	0,290
	4	0,330	0,350	0,400	0,289	0,388	0,432
	5	0,437	0,420	0,594	0,371	0,452	0,634
	6	0,599	0,600	0,415	0,504	0,688	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	0,028	0,038	0,039	—	—	—
	3	0,058	0,062	0,090	0,060	0,072	0,104
	4	0,144	0,156	0,171	0,137	0,185	0,189
	5	0,222	0,266	0,266	0,186	0,295	0,288
	6	0,342	0,395	—	0,264	0,429	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,101	0,103	0,143	—	—	—
	3	0,188	0,190	0,320	0,168	0,222	0,355
	4	0,390	0,353	0,500	0,341	0,408	0,538
	5	0,491	0,540	0,660	0,446	0,610	0,746
	6	0,703	0,742	0,495	0,594	0,784	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,035	0,051	0,043	—	—	—
	3	0,074	0,078	0,132	0,078	0,091	0,155
	4	0,196	0,194	0,240	0,197	0,243	0,262
	5	0,303	0,326	0,372	0,281	0,349	0,410
	6	0,418	0,472	—	0,394	0,521	—

Имя и подл. Подпись и дата

1.020-1/83.0-5 02103

Продолжение табл. 12

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-2 при воздействии ветровой нагрузки 10^{-7} в эк, в тс. м ²					
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связей панели $l=9$ м)					
		Высоты этажей (Нэт или $H_1+H_{эт}$), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи поперечного напряжения	2	0,087	0,200	0,282	0,087	0,200	0,282
	3	0,251	0,413	0,608	0,089	0,413	0,608
	4	0,405	0,653	0,744	0,157	0,653	0,744
	5	0,600	0,798	1,049	0,402	0,798	1,049
	6	0,790	0,950	1,265	0,630	0,950	1,265
Пятиугольные связи поперечного напряжения	2	0,017	0,015	0,031	0,017	0,015	0,031
	3	0,040	0,055	0,101	0,025	0,055	0,101
	4	0,148	0,148	0,187	0,148	0,148	0,187
	5	0,180	0,250	0,309	0,140	0,250	0,309
6	0,230	0,360	0,430	0,063	0,36	0,430	

Имя и подл. Подпись и дата связи инв.л

1.020-1/83.0-5 02/03

Лист 119

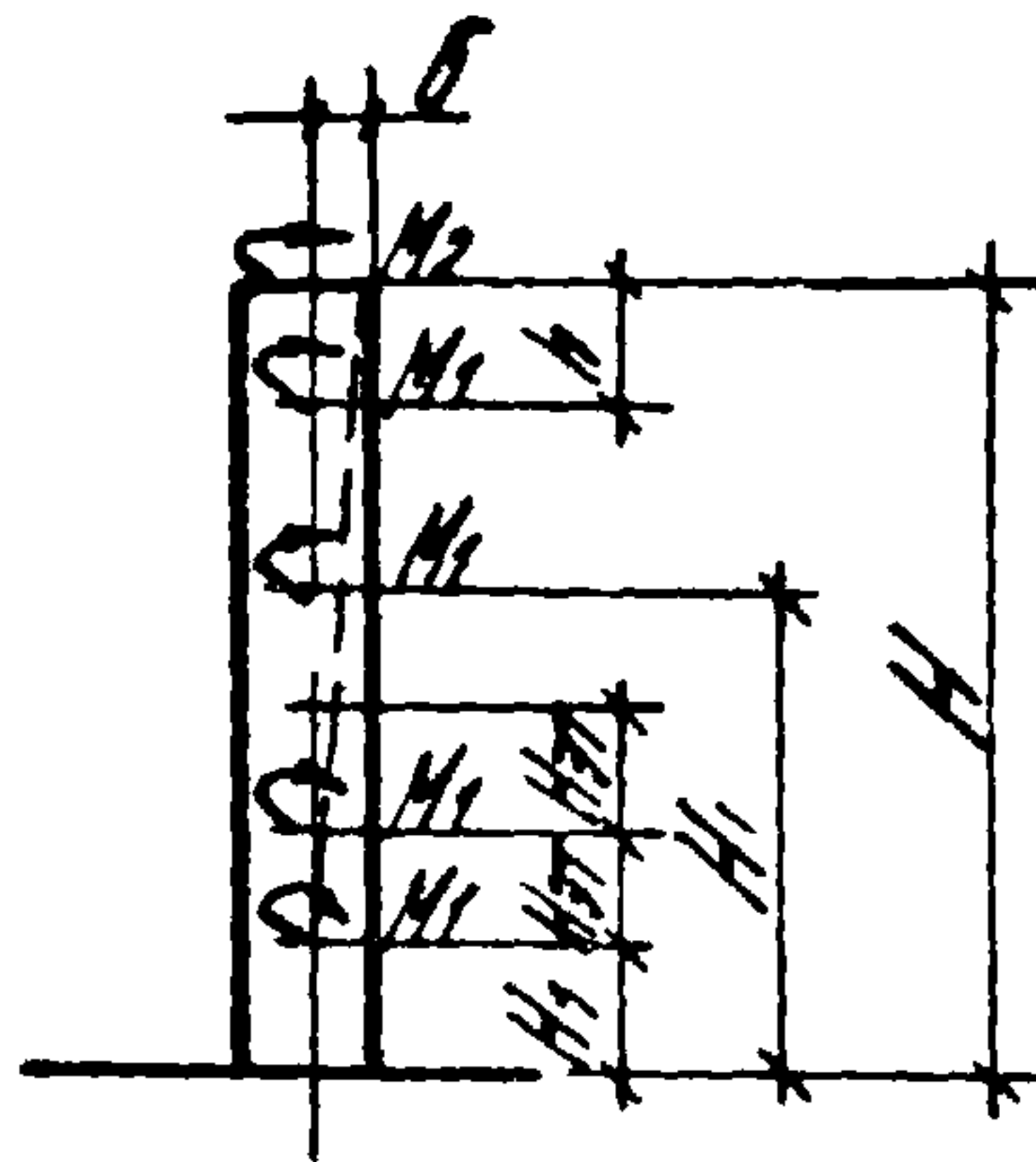


Таблица 13

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки 10^{-7} в" кв. тс. м					
		Сетка колонн 6x6 м					
		Высоты этажей (Нэт или $H_1 + H_{эт}$), м					
		3,6		4,2		4,8	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²					
		1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи продольного направления	2	1,01	0,54	1,03	0,61	1,00	0,68
	3	0,62	0,64	0,56	0,63	0,60	0,64
	4	0,60	0,70	0,53	0,70	0,50	0,69
	5	0,59	0,89	0,56	0,87	0,57	0,84
	6	0,82	—	0,92	—	0,92	—
	Пятиугольные связи продольного направления	2	3,55	1,93	2,41	1,97	0,63
3		0,90	1,23	0,95	1,33	0,61	1,44
4		0,84	1,09	0,88	1,10	0,69	1,17
5		0,89	1,10	1,03	1,11	0,83	1,11
6		1,04	—	1,17	—	1,19	—
Треугольные связи поперечного направления		2	0,35	0,33	0,41	0,39	0,45
	3	0,46	0,52	0,46	0,52	0,48	1,44
	4	0,51	0,63	0,53	0,64	0,49	0,64
	5	0,57	0,74	0,63	0,75	0,62	0,74
	6	0,71	—	0,80	—	0,82	—
	Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,32	0,46	0,37	0,59	0,50
3		0,52	0,73	0,48	0,83	0,70	0,92
4		0,64	0,91	0,63	0,93	0,80	0,97
5		0,74	0,98	0,91	0,99	0,85	1,01
6		0,87	—	0,96	—	1,02	—
1.020-1/83.0-5 0273							120

Имя и подп. Проект и дата Взам. инв. №

Продолжение табл. 13

Тип связей	Этажность, М	Эквивалентная жесткость связей из стальных связей марок, указанных в выпуске Д-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки 10^{-2} в $3x$, тс/м							
		Сетка колонн 6x6 м							
		Высоты этажей (Нэт или Н1+Нэт), м							
		6,0		4,8+3,6		6,0+4,8		7,2+6,0	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²							
		1000	2000	1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи продольного напряжения	2	0,59	0,82	1,01	0,61	1,00	0,75	0,59	0,88
	3	0,59	0,63	0,62	0,65	0,60	0,64	0,59	0,63
	4	0,58	0,69	0,60	0,70	0,50	0,69	0,58	0,69
	5	0,57	0,78	0,59	0,88	0,67	0,85	0,57	0,78
	6	0,66	—	0,82	—	0,92	—	—	—
	Пятиугольные связи продольные напряжения	2	3,28	2,08	3,55	1,97	0,63	2,04	3,28
3		1,70	1,67	0,90	1,30	0,67	1,52	1,70	1,74
4		1,01	1,17	0,84	1,08	0,69	1,12	1,01	1,17
5		0,75	1,13	0,89	1,10	0,83	1,4	0,75	1,13
6		0,87	—	1,04	—	1,19	—	—	—
Треугольные связи поперечного напряжения		2	0,40	0,57	0,35	0,39	0,45	0,50	0,52
	3	0,50	0,55	0,46	0,52	0,48	0,53	0,50	0,56
	4	0,51	0,64	0,51	0,63	0,49	0,64	0,51	0,65
	5	0,48	0,74	0,57	0,74	0,62	0,74	0,48	0,74
	6	0,61	—	0,71	—	0,82	—	—	—
	Пятиугольные связи поперечного напряжения	2	0,81	0,97	0,32	0,59	0,50	0,84	0,81
3		0,87	1,12	0,52	0,79	0,70	0,99	0,87	1,19
4		0,83	1,03	0,64	0,92	0,80	1,00	0,83	1,04
5		0,68	1,04	0,74	0,98	0,85	1,02	0,68	1,05
6		0,78	—	0,87	—	1,02	—	—	—

И на прощ. Подпись и дата. Взял. ШИМ.

Продолжение табл. 13

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки 10^{-7} в "Эк, тс·м ²					
		Сетка колонн 9x6 м / пролет связевой панели l=6 м					
		Высоты этажей (Нэт или Н1+Нэт)					
		4,2	4,8	6,0	4,8 + 3,6	6,0 + 4,8	7,2 + 6,0
Треугольные связи продольного направления	2	0,97	0,97	0,53	0,97	0,97	0,53
	3	0,67	0,61	0,54	0,69	0,61	0,54
	4	0,56	0,52	0,57	0,52	0,52	0,57
	5	0,61	0,57	0,83	0,55	0,57	0,83
	6	0,87	0,87	0,83	0,71	0,87	0,83
	Пятиугольные связи продольного направления	2	5,02	4,38	13,05	5,02	4,38
3		1,13	1,14	0,86	1,21	1,14	0,86
4		0,89	0,94	1,06	0,82	0,94	1,06
5		0,81	0,97	0,92	0,71	0,97	0,92
6		1,07	1,09	1,08	0,86	1,09	1,08
Треугольные связи поперечного направления		2	0,41	0,41	0,36	0,41	0,41
	3	0,38	0,43	0,53	0,35	0,43	0,53
	4	0,46	0,54	0,49	0,52	0,54	0,49
	5	0,55	0,66	0,72	0,59	0,66	0,72
	6	0,75	0,92	1,19	0,60	0,92	1,19
	Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,66	0,49	0,65	0,65	0,49
3		0,52	0,66	0,79	0,52	0,66	0,79
4		0,63	0,86	0,81	0,60	0,86	0,81
5		0,66	0,95	1,03	0,61	0,95	1,03
6		0,76	0,93	1,08	0,71	0,93	1,08

Числ. и кол-во. Платформ и для связи

Продолжение табл. 13

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей панелей из стальных связей малок. указанный в выпуске 0-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки $10^{-7} \text{ в}'' \text{ эк.}, \text{ тб} \cdot \text{м}^2$					
		Сетка колонн $9 \times 6 \text{ м}$ (пролет связевой панели $l = 9 \text{ м}$)					
		Высоты этажей (Нэт или $H_1 + H_2$), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи поперечного напряжения	2	0,70	0,89	1,27	0,70	1,08	1,46
	3	1,09	1,09	1,22	1,07	1,20	1,25
	4	1,32	1,36	1,45	1,30	1,41	1,47
	5	1,70	1,71	1,73	1,69	1,71	1,73
	6	2,08	2,04	2,00	2,07	2,04	2,02
	Пятиугольные связи поперечного напряжения	2	1,02	2,40	5,25	1,02	3,80
3		1,51	5,48	8,65	0,71	5,48	10,24
4		3,07	3,71	5,00	2,75	4,04	5,32
5		2,68	3,28	4,47	2,32	3,52	4,71
6		2,34	2,86	3,94	1,90	3,04	4,14

1.020-1/83.0-5 02173

200
123

Таблица 14

Значения K_{Rc}^{max}

Тип связевых панелей

треугольные связи продольного направления	пятиугольные связи продольного направления	треугольные связи поперечного направления	пятиугольные связи поперечного направления
---	--	---	--

Сетка колонн в м

6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²

1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----

Высоты этажей, м Нз, Нэт, в м	Этажность, м	Значения K_{Rc}^{max}															
		Тип связевых панелей															
		треугольные связи продольного направления				пятиугольные связи продольного направления				треугольные связи поперечного направления				пятиугольные связи поперечного направления			
		Сетка колонн в м															
		6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²															
		1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
3,6	2	1,2				1,5				1,2				1,4	1,3	1,4	1,3
3,6; 4,8+3,6	3	1,3	1,25	1,3	1,25	1,6	1,5	1,6	1,5	1,3				1,5	1,4	1,5	1,4
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,7	1,5	1,7	1,5	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6	1,45	1,6	1,45
	5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8			1,4	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,75	1,8	1,75
	6	1,8	1,75	1,8	1,8			1,65	1,8				1,8	1,75	1,8	1,75	
4,2	2	1,2				1,8				1,2				1,45	1,4	1,45	1,4
	3	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,4	1,3	1,4	1,3	1,45	1,4	1,8	1,6
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,8	1,7	1,75	1,7	1,6	1,4	1,6	1,4	1,85	1,6	1,85	1,6
	5	1,8	1,75	1,8		1,75	1,5	1,75	1,5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,85		1,7	
	6	1,8	1,7	1,8	1,7	1,65	1,6	1,65	1,5	1,65				1,85		1,7	
4,8	2	1,2				1,65				1,2				1,4	1,3	1,4	1,3
4,8; 6,0+4,8	3	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,6	1,8	1,6
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,7	1,5			1,6	1,4	1,6	1,4	1,85	1,7	1,85	1,7
	5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,55	1,4	1,65	1,5	1,65	1,5	1,7	1,6	1,7	1,5
	6	1,7	1,4	1,7	1,4	1,65	1,45	1,5	1,45	1,5	1,4	1,5	1,4	1,7	1,55	1,7	1,55
6,0	2	1,2				1,6	1,5	1,6	1,5	1,2				1,5			
6,0; 1,2+6,0	3	1,3				1,8				1,3				1,7			
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6				1,5	1,4	1,5	1,4	1,6			
6,0	5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6				1,4	1,2	1,4	1,2	1,6			
6,0	6	—	1,3	—	1,3	—				—	1,3	—	1,3	—			

Инв. № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

1.020-1/83.0-5 0273

Лист
124

Таблица 15

Максимальное значение M вертикал. в том и N в т (см. рис. 33) когда

Полная, полезная нагрузка сосредоточена на горизонтальной площадке одной из связевых колонн и отсутствует у другой колонны (см. рис.)
 На горизонтальной площадке одной из колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки
 Полезная нагрузка распределена равномерно (M вертикал. = 0)

Сетка колонн 6x6

Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кг/м^2

Высота этажей Нэт или Н1 + Нэт в м	Этажность	Максимальное значение M вертикал. в том и N в т (см. рис. 33) когда				
		M верт	N	M верт.	N	N
3,6	2	188,97	136	166,47	149	210
	3	329,97	220	284,97	245	351
3,6; 4,8+3,6	4	470,97	303	403,47	342	492
	5	611,97	386	521,97	438	634
	6	752,97	470	640,47	534	775
	2	188,97	137	166,47	150	210
4,2	3	329,97	221	284,97	246	351
	4	470,97	304	403,47	343	492
	5	611,97	388	521,97	440	634
	6	752,97	472	640,47	536	775
	2	188,97	137	166,47	150	211
4,8; 6,0+4,8	3	329,97	222	284,97	248	354
	4	470,97	307	403,47	345	496
	5	611,97	391	521,97	443	638
	6	752,97	476	640,47	540	781
6,0	2	188,97	139	166,47	152	212
	3	329,97	224	284,97	250	355
6,0; 7,2+6,0	4	470,97	309	403,47	348	498
	5	611,97	394	521,97	446	642
6,0	6	752,97	479	640,47	544	781

Указаны размеры и дата ввода в эксплуатацию

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

лист
125

Продолжение табл 15

Максимальное значение M вертикаль в тсм и N в т
(см. рис. 33) когда

Полная полезная нагрузка сосредоточена на грузовой площадке одной из связей-выступ колонн и отсутствует у другой колонны (см рис 2)
 На грузовой площадке одной из колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки
 Полезная нагрузка распределена равномерно (M вертикаль = 0)

Сетка колонн 6x6 м

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²

2000		1500		2000		1500		2000	1500
M верт.	N	M верт.	N	M верт.	N	M верт.	N	N	N

3,6	2	297	177	248	155	249	204	211	177	298	257	
	3,6; 4,8+3,6	3	528	308	434	264	443	358	367	304	526	443
		4	761	439	620	373	636	511	523	430	754	629
		5	994	570	805	482	830	665	678	557	982	815
		6	1226	700	991	591	1023	818	834	683	1210	1001
4,2	2	295	178	248	156	249	205	211	178	299	257	
	3	527	309	433	265	442	359	365	305	527	443	
	4	760	440	619	375	635	513	520	432	755	630	
	5	992	572	804	484	828	667	675	559	983	815	
	6	1225	703	989	593	1022	821	830	686	1211	1001	
4,8; 6,0+4,8	2	295	178	248	157	249	205	211	178	300	258	
	3	528	310	434	266	442	360	366	305	529	445	
	4	760	442	619	376	635	514	521	432	758	631	
	5	993	574	804	486	829	669	676	559	987	818	
6,0; 7,2+6,0	2	295	180	248	158	249	206	211	179	301	259	
	3	528	312	434	269	443	362	367	308	531	447	
	4	761	445	620	380	636	517	523	436	761	635	
6,0	5	994	578	805	490	830	633	678	565	991	823	
	6	1226	711	991	601	1023	788	834	694	1221	1011	

1.020 - 1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист
126

Имеются подшивки и дата выдачи

Продолжение таблицы 15

Максимальное значение M вертикаль в том и N в т (см. рис. 33) когда

Полная полезная нагрузка сосредоточена на грузовой площадке одной из связевых колонн и отсутствует у другой колонны (см. рис. 2) На грузовой площадке одной из колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки Полезная нагрузка распределена равномерно (M вертикаль = 0)

Сетка колонн 9x6 м

Пролет связевой панели

6 9 6 9 6 9

временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кг/м²

M верт. N M верт. N M верт. N M верт. N N N

4,2	2	244,68	174	303	197	206,73	192	270	197	215	321
	3	425,79	282	512	325	349,89	318	453	325	359	536
	4	606,90	390	721	453	493,05	444	637	453	503	750
	5	788,01	497	930	582	636,21	570	820	581	647	965
	6	969,12	606	1139	710	779,37	696	1004	709	791	1180
4,8	2	244,68	174	304	197	206,73	192	270	197	215	321
4,8; 6,0+4,8	3	425,79	283	514	326	349,89	319	453	326	360	537
	4	606,90	391	723	455	493,05	446	637	455	505	752
	5	788,01	500	932	583	636,21	572	821	583	649	967
6,0	6	969,12	609	1142	712	779,37	699	1004	712	794	1183
	2	244,68	175	305	199	206,73	196	266	199	216	323
6,0; 7,2+6,0	3	425,79	284	515	329	349,89	321	446	329	361	539
	4	606,90	393	724	458	493,05	446	626	458	506	755
	5	788,01	502	934	588	636,21	571	806	588	651	972
6,0	6	969,12	611	1144	718	779,37	696	986	718	796	1188

Итого: Подпись и дата

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

лист 127

1. Пространственная работа каркаса обеспечивается совместно вертикальными устоями из стальных связей и горизонтальными дисками перекрытий. Растягивающие усилия, возникающие в перекрытиях при действии горизонтальных нагрузок, воспринимаются межколонными плитами. Отсутствие таких плит (или их замена рядовыми плитами) недопустимо. В зданиях с вертикальными стальными связями жесткий горизонтальный диск должен быть и в уровне покрытия. Соединение плит перекрытий и покрытий между собой и с изделиями каркаса должно выполняться строго по указаниям выпусков 0-1, 0-2.

2. Отверстия в перекрытиях не должны превышать 20% площади перекрытий.

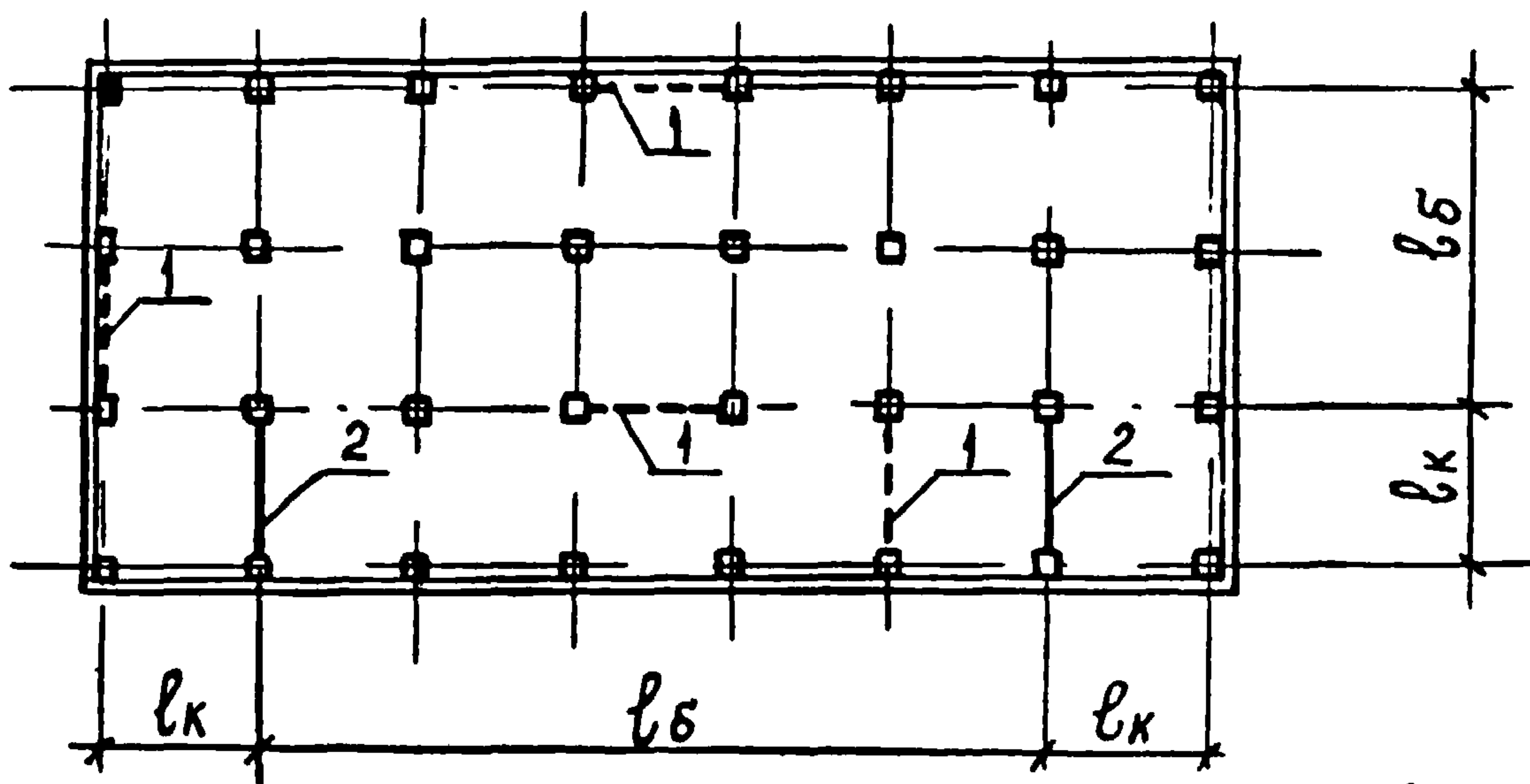
3. При назначении шага связевых панелей расстояние от края здания (или края температурного блока) до ближайшего вертикального устоя l_k (см. рисунок) не должно превышать значений, приведенных в таблице I, а расстояние между соседними элементами жесткости l_b не должно превышать значений, приведенных в таблице I более чем в 2 раза.

Если жесткости вертикальных устоев отличаются более, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания (или температурного блока) до первого более жесткого устоя, а длина балочного участка - расстоянию между двумя более жесткими устоями.

При несоблюдении вышеперечисленных условий необходимо проводить расчет дисков перекрытий в конкретном проекте.

4. Расчетные положения, изложенные ниже, а также данные таблицы I относятся к расчету в стадии эксплуатации и в стадии монтажа здания, если замоноличивание перекрытий осуществляется одновременно с монтажом каркаса (поэтажное замоноличивание).

				I.020-I/83.0-5 ОЭТЗ			
				Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных панелей при поэтажном замоноличивании	Стадия	Лист	Листов
					Р	I	4
					ЦНИИПромзданий		
Нач. отд	Кодыш	<i>Кодыш</i>	25.03				
Нормоконт	Марченко	<i>Марченко</i>	25.03				
ГИИ	Марченко	<i>Марченко</i>	25.03				



1 — стальные связи
2 — железобетонные диафрагмы

5. Диск перекрытия можно рассматривать как многопоясную балку, в которой поясами являются межколонные плиты. Передача поперечных сил обеспечивается шпоночными соединениями плит.

При расчете дисков необходимо проверять прочность межколонных плит и их соединений с элементами каркаса, а также ригелей перекрытия и узлов опирания ригелей на консоли колонн при действии ветровой нагрузки противоположного направления.

Межколонные плиты серии I.041-I и I.042-I рассчитаны на растягивающее усилие 10 тс, стык ригеля с колонной — на усилие 8,0 тс.

Ш.В. № 1011. Подпись и дата
Взам. инв. №

I.020-I/83.0-5 03ПЗ

Лист

2

Таблица 1

Высота верха этажа в м.	Длина здания в направлении действия ветра, м	Максимальное расстояние l_k (см. рис. 1)											
		Сетка колонн 6x6 м											
		Ветровой район и тип местности по СНиП II-Б-74											
		I А; I Б; II Б				II А; III Б				III А			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²											
		2000	1500	1000	500	2000	1500	1000	500	2000	1500	1000	500
3,6	12	18				18				18			
	18	24	30			24				18	24		
	24									24	30		
	30	30				30				30			
	36-60												
4,2	12	18				18				12	18		
	18	24				24				18			
	24					24	30			24			
	30	30				30				30			
	36-60												
4,8	12	18				18				12			
	18	24				18	24			18			
	24					24		30		24			
	30									24	30		
	36	30				30				30			
	42-60												
6,0	12	18				12	18			12			
	18	24				18				18			
	24	24	30			24				18		24	
	30									24			
	36	30				30				30			
	42												
	48-60												

В таблице даны значения l_k для зданий с поперечным расположением ригелей при длине здания в направлении перпендикулярной плоскости ригелей не менее 36 м.

Продолжение таблицы 1

Высота ветряных эолов H, м	Длина эолов в ветряном районе по длине лавины в ветряном районе	Максимальное расстояние S_k (см. рис. 1)								
		Сетка колонн 9x6 м								
		Ветровой район и тип местности по СНиП-II-6-74								
		IА; IБ; IIБ			IIА; IIIБ			IIIА		
		Временная нормативная нагрузка на покрытие, кг/м ²								
		1000	750	500	1000	750	500	1000	750	500
3,6	18	24			18			18		
	27	30						24		
	36-60							30		
4,2	18	18	24		18			18		
	27	30			24		30		24	
	36				30			24		30
	42-60	30			30			30		
4,8	18	18			18			12		18
	27	24	30		24			24		
	36	30						24		
	42-60							30		
6,0	18	18			18			12		
	27	24	30		24			18		
	36, 42	30						24		
	48, 60							30		

См. примечание на листе 3

СНП. И. 1020-1/83. 0-5 03 ПЗ

В промышленных зданиях, строящихся в зимний период или в северных районах страны, узлы сопряжений ригелей и плит не всегда могут быть замоноличены поэтажно.

В этих случаях здания высотой до 5 этажей сооружаются без поэтажного замоноличивания.

I. Устойчивость здания в поперечном направлении обеспечивается совместной работой связевых панелей, состоящих из колонн и вертикальных стальных связей по колоннам и межколонными плитами по крайним и средним рядам колонн, соединенными между собой и с поперечными ригелями в соответствии с серией I.020-I/83 вып. 6 - I "Монтажные узлы каркаса" (узлы 64 ÷ 81).

При отсутствии замоноличивания между плитами и ригелями, межколонные плиты по крайним и средним рядам колонн образуют систему горизонтальных балок в плоскости перекрытия, рассчитываемых на изгиб в плоскости на воздействие горизонтальных нагрузок от скоростного напора ветра с учетом местоположения перекрытия по высоте здания.

Расстояние между связевыми панелями определяется из следующих условий:

а) В промышленных зданиях, выполняемых в варианте с многупустотными панелями перекрытий, в крайней межколонной плите по крайнему ребру плиты, примыкающей к наружной стене, устанавливается дополнительный каркас с нижним стержнем, работающим на растягивающее усилие, равное $10t_c$; таким образом крайние межколонные плиты работают как балки с плечом внутренней пары сил

$$z = 0,4 \text{ м}$$

ИНВ. № ПОДЛ.	Подпись и дата			I.020-I/83.0-5 04ПЗ			Стадия	Лист	Листов
	НАЧ. ПТД.	Кодыш	<i>Кодыш</i> 25 03	ЦНИИПРОМЗДАНИИ					
	НОРМОКОН	ЗВЕРЕВ	<i>Зверев</i> 25 03						
ГИП	ЗВЕРЕВ	<i>Зверев</i> 25 03							

Средние межколонные плиты с усилием на одно ребро 5,5 тс работают как балки с плечом внутренней пары сил $\Sigma = 1,5$ м.

Из этого следует, что двухпролетные здания всегда определяют установку вертикальных связей в поперечном направлении (см.рис.1).

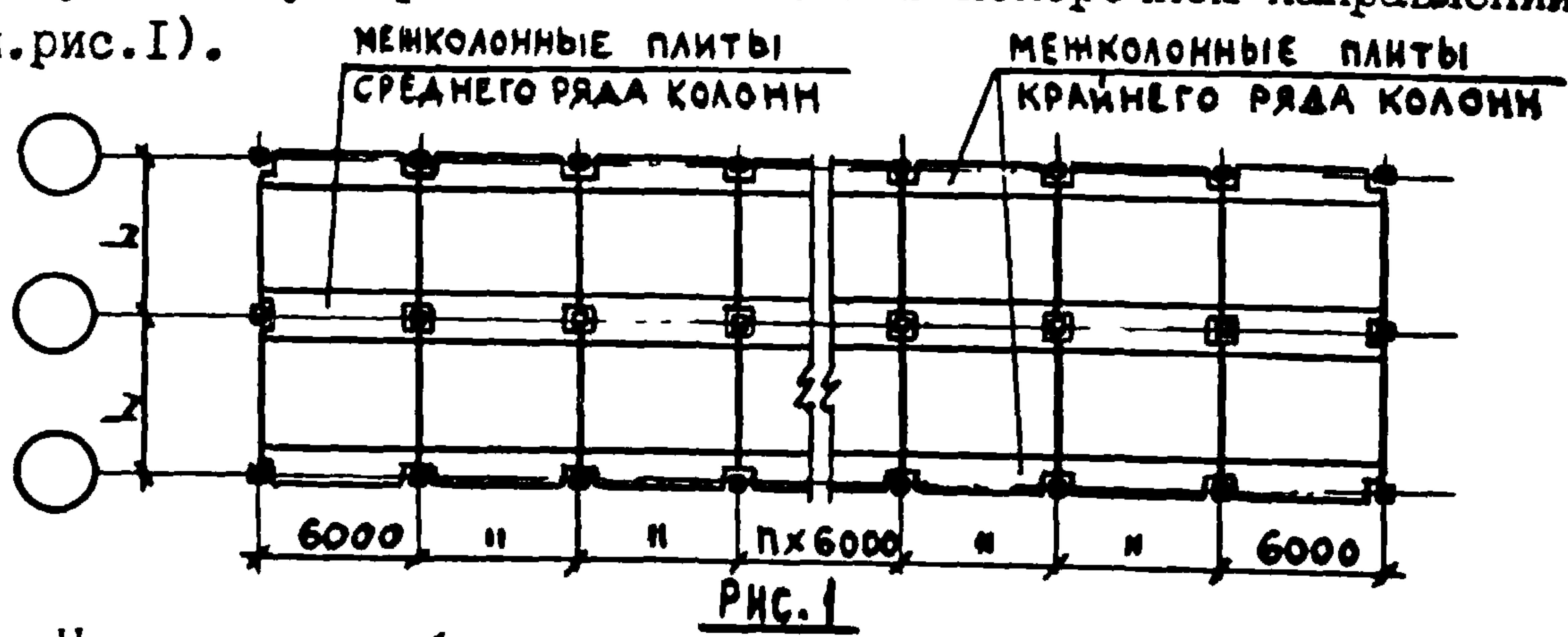


Рис. 1

Несущая способность здания в стадии монтажа в поперечном направлении определяется следующим образом:

$$\Sigma M = M_{пр} = M_{к}, \text{ где}$$

ΣM - несущая способность по суммарному изгибающему моменту крайних и средних межколонных плит в плоскости диска перекрытия.

$M_{пр}$ - тоже по суммарному пролетному изгибающему моменту;

$M_{к}$ - тоже по суммарному консольному изгибающему моменту; (см.рис.2).

Таким образом $\Sigma M = 2 M_{кр} + M_{ср.}$, где $M_{кр}$ - несущая способность по моменту в плоскости диска крайней межколонной плиты; $M_{ср.}$ - то же средней межколонной плиты. Следовательно несущая способность по моменту равна:

$$\Sigma M = 2 (0,4 \times 10,0) + 1,5 \times 5,5 = 16,25 \text{ тс.м}$$

б) В промышленных зданиях, выполняемых в варианте с ребристыми плитами перекрытий, в крайней межколонной плите плечо внутренней пары сил $\Sigma = 1,0$ м., а растягивающее усилие на одно ребро равно 7,2 тс, следовательно несущая способность по изгибающему моменту равна:

ИНВ № подл. Подпись и дата ВЗАМЕН ИНВ. №

$$\Sigma M = 2 (1,0 \times 7,2) + 1,5 \times 5,5 = 22,65 \text{ тс.м}$$

Из этого следует, что при монтаже здания с перекрытиями из многопустотных ^{панелей} без поэтажного замоноличивания в поперечном направлении требуется установка инвентарных временных вертикальных связей если:

$$\Sigma M \geq 16,25 \text{ тс.м}$$

а при ребристых плитах, если $\Sigma M \geq 22,65 \text{ тс.м}$

2. Устойчивость здания в продольном направлении всегда обеспечивается установкой инвентарных временных вертикальных связей по колоннам по всем тем продольным рядам колонн, где они не предусмотрены по проекту на период эксплуатации здания (см.рис.3)

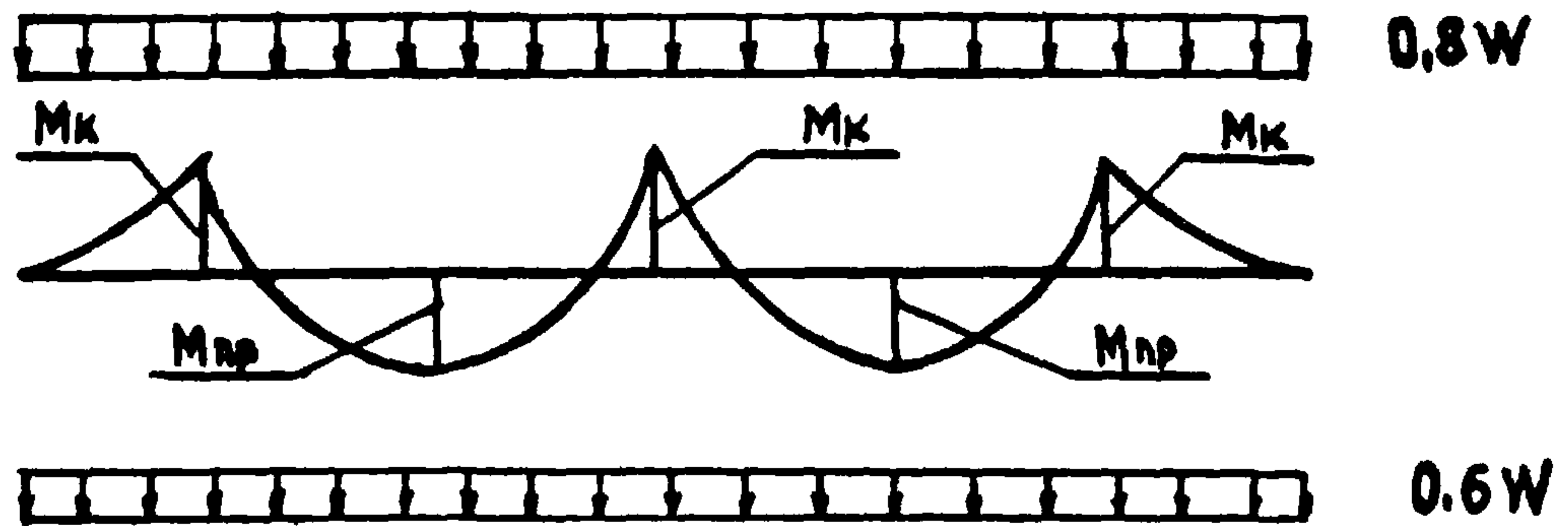


РИС. 2

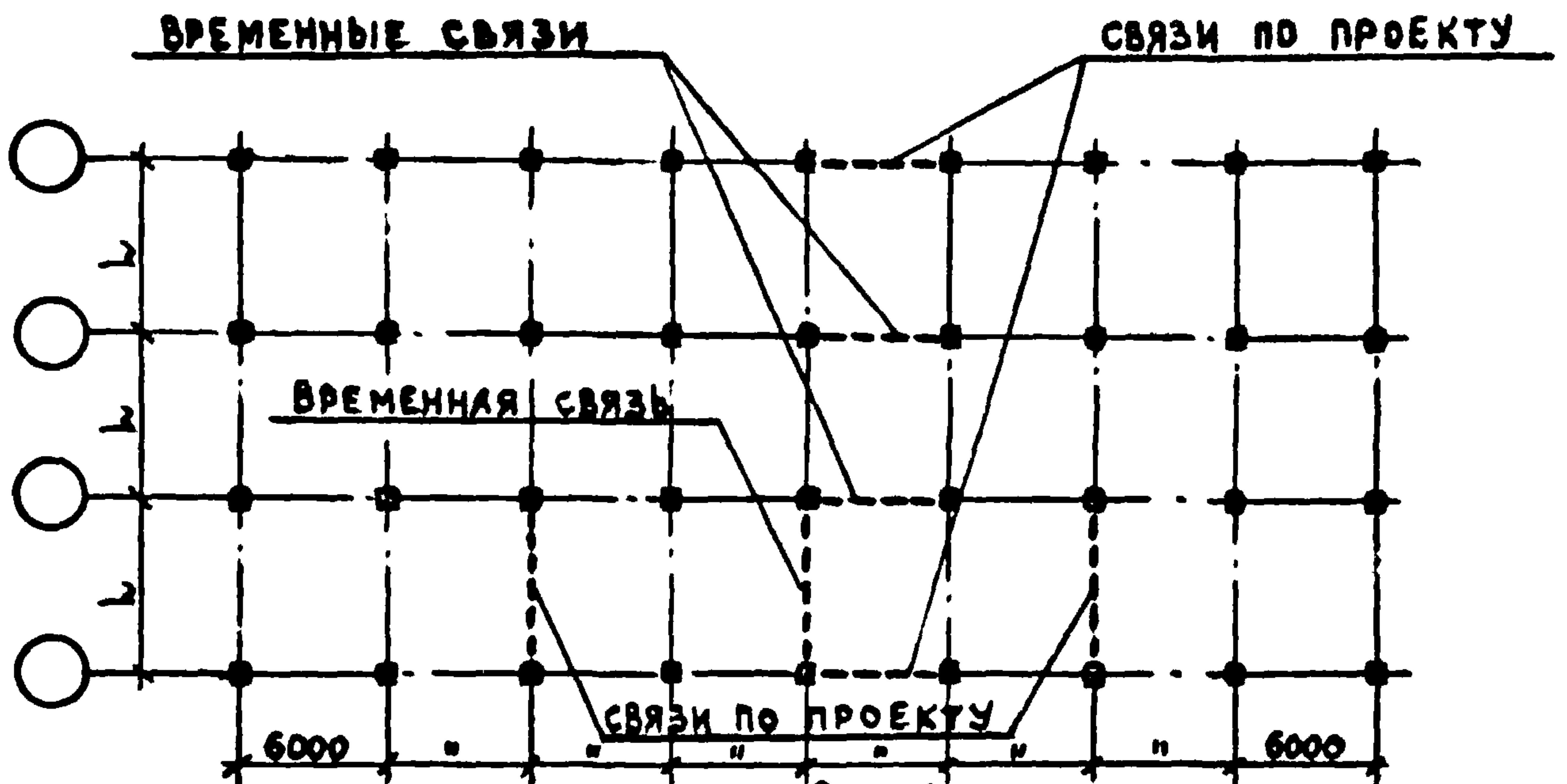


РИС. 3

Имя, № подл. Подпись и дата. Временный

I.020-I/83.0-5 04ПЗ

Лист

3