

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.020-1/87

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

№ 32828 1/137

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.020-1/87

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

РАЗРАБОТАНЫ

ЦНИПРОИЗДАНИЯ

ГЛАВНЫЙ ИНЖЕНЕР ИНСТИТУТА *В. ГРАЧЕВ*
НАЧАЛЬНИК ОТДЕЛА

ГЛАВНЫЙ ПРОЕКТАНТ *ЭКОНОМ*
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ

НИИХБ ГОССТРОЯ СССР

ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА *Р. СЕРЕЖА* Р. СЕРЕЖА
ЗАВЛАБОРАТОРИИ *В. К. СЕРЕЖА* В. К. СЕРЕЖА
ЗАВ. СЕКТОРОМ *И. КОРОТКИН* И. КОРОТКИН

ЦЕНТРИК ИМ. КУЧЕРЕНКО В. А.
ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА *И. КОРОТКИН* И. КОРОТКИН

УТВЕРЖДЕНЫ
ГОССТРОЕМ СССР,
ПРОТОКОЛ ОТ
12. ДЕКАБРЯ 1990 г.
№ АЧ-15,
ВВЕДЕНЫ В
ДЕЙСТВИЕ С
1. ИЮЛЯ 1991 г.

Вх. 32828 12

Обозначение документа	Наименование	Стр.
I.020-I/87.0-5- IИЗ	Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на плиты перекрытий	3
I 020-I/87.0-5- IIИЗ	Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	17
I.020-I/87.0-5- IIIИЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных плит при поэтажном замоноличивании	130
I.020-I/87.0-5- IVИЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	134

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

Вх. 32828 л. 3

I.020 - I/87.0-5

Исполн.	Р.В.М.Е.	<i>М.Р.Л.</i>
СДА	МАРЧЕНКО	<i>М.Р.Л.</i>
И.КОНТР.	ГОРЬКОВА	<i>М.Р.Л.</i>
ИЗДАТЕЛЬ	СООБЩАВА	<i>М.Р.Л.</i>

Содержание

Листов	Лист	Листов
Р		1
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.1. Методикой следует пользоваться при обосновании величин эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели, заменяющих фактические нагрузки (см. п. I.5 настоящей Методики) от оборудования, складываемых 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 $\eta_c = 0,9; 0,8; 0,7$. Значения коэффициентов сочетаний для временных нагрузок устанавливаются отраслевыми нормами в зависимости от вида производства, размещаемого в здании, и количества этажей.

I.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 загружения одной или нескольких смежных плит на этаже или части этажа.

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

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

Вх 32828 л. 4

I. 020-I/87. 0-5- Iпз

Шиф. проекта.	Подпись и дата	Взам.инж. №	МЕТОДИКА определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий			Страницы	Лист	Листов
						Р	1	14
Зав. отд.	Рабочий				ЦЕНТРОПРОЕКТАВТИ			
Инженер	Селин							
Инж. спец.	Аппас							

Макс, $Q_{эфв}$ - момент и поперечная сила в ригеле от эквивалентной временной равномерно распределенной нагрузки;
 $M_{факт}$, $Q_{факт}$ - 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 ригеля является шарнирным. Грузовая площадь ригеля ограничивается осями, проходящими через оси колонн, на которые опирается рассматриваемый 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

Вх. 32828 л 5

1.020-1/87.0-5-1ПЗ

Лист

2

Всмерщич №

Подпись и дата

Шиб. Делова

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 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

Нагрузка от веса временных перегородок должна приниматься в соответствии с требованиями п.3.6 главы СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

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

Имя, № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Вх 32828 л. 6

I.020-I/87.0-5-III

Итого

3

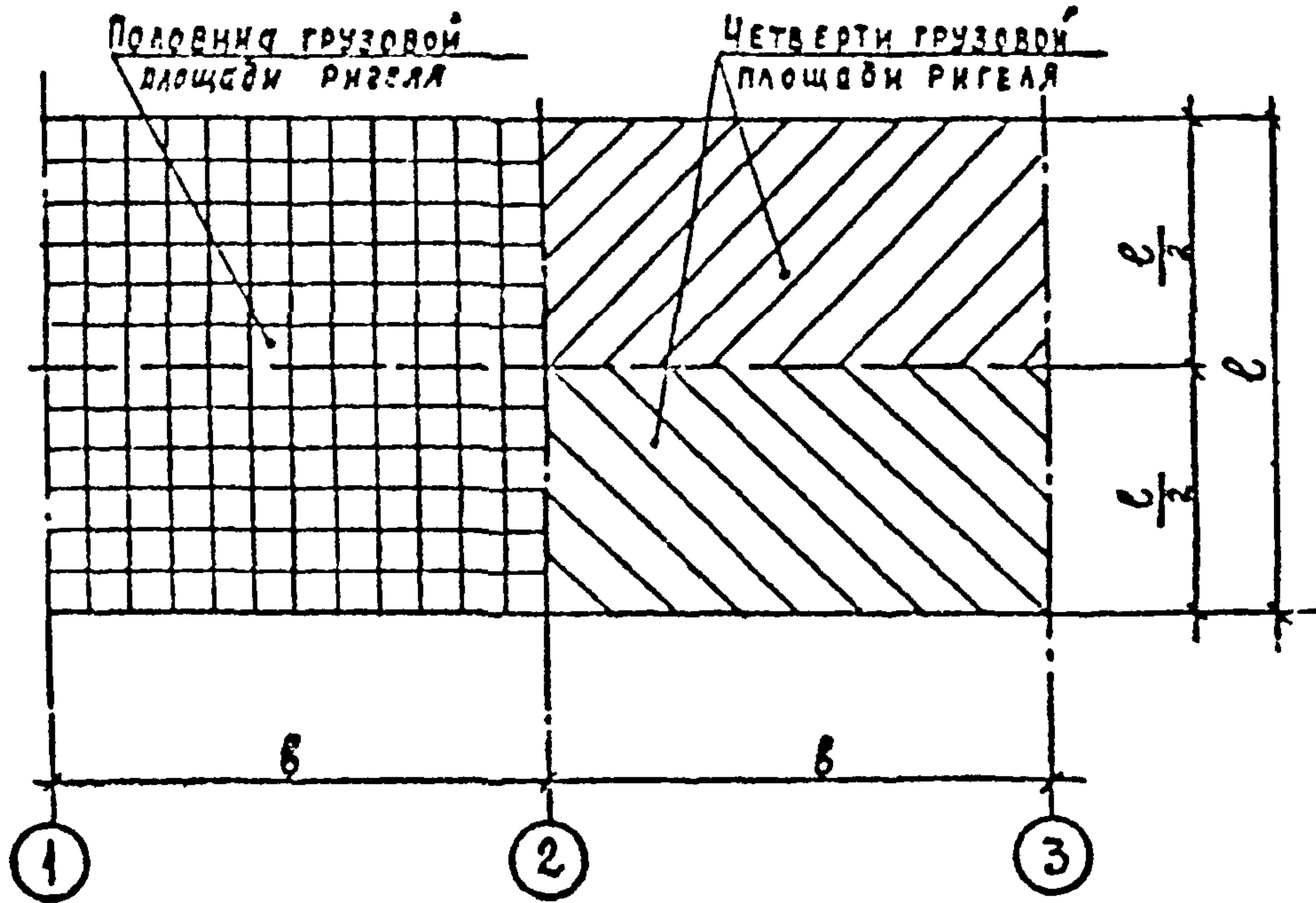


Рис. 1.1

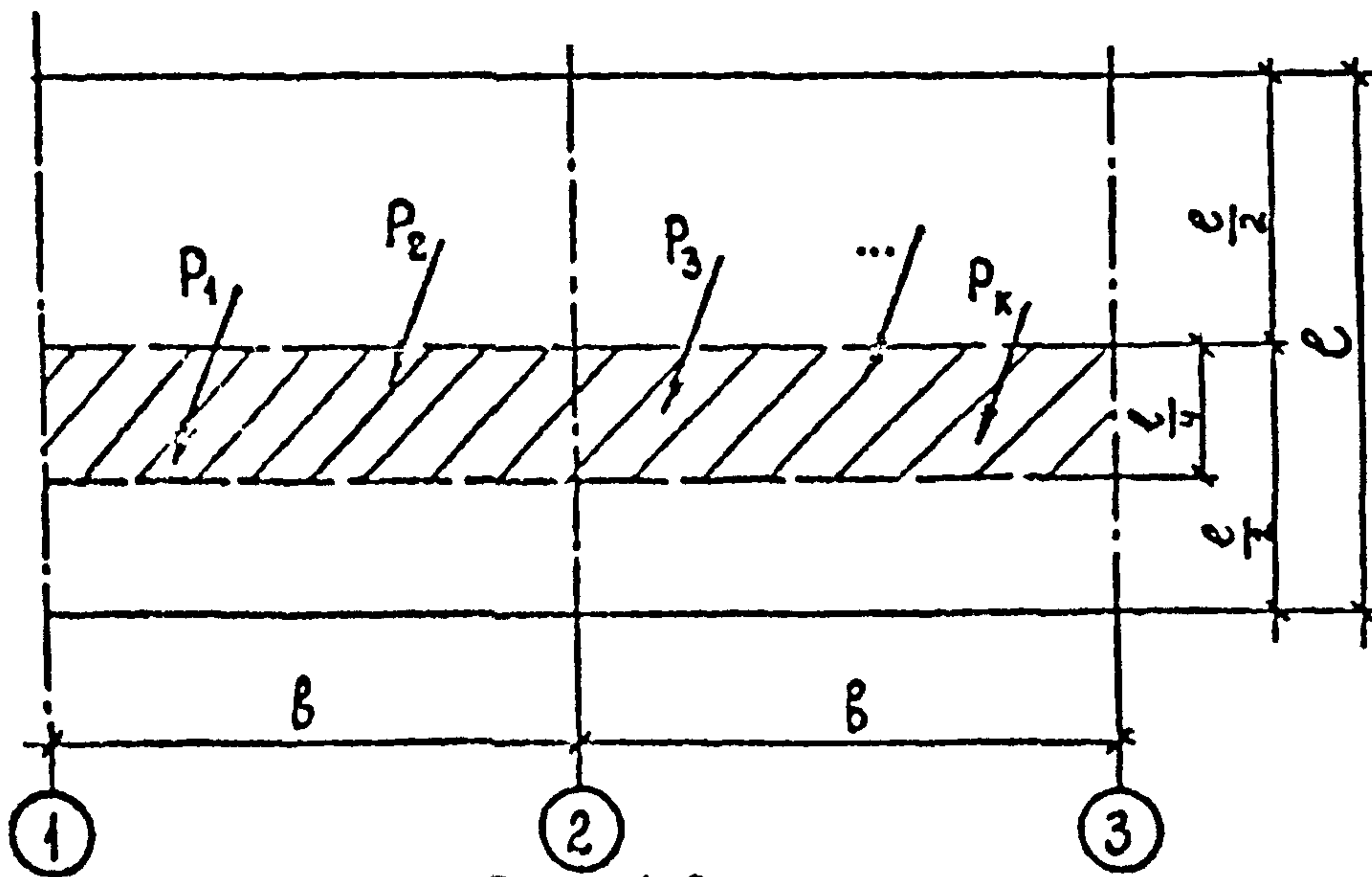


Рис. 1.2

Инв. № подл. Подпись и дата. Взаменитель

Вх. 32828 л. 7

1.020-1/87.0-5 = ИПЗ

Лист
4

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:

$$q_{экв}^M = K_1 \cdot \frac{P_1}{b \ell} \quad (2.1)$$

где P_1 - 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.

Временная

нагрузка

на ригели

Их. 32828.18

I.020-1/87.0-5-III

Лист

5

Диаграммы изолиний K_I построены для четверти грузовой площади ригеля (см. рис. 1.1). Для удобства вычислений диаграммы на рис. 2.1 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 приведен с интервалом 0,1, 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 (2.1) может быть определено значение эквивалентной нагрузки $q_{i\text{экв}}^M$ от силы P_i (см. пример расчета № 1).

Полная эквивалентная нагрузка на ригель определяется путем суммирования значений нагрузок, вычисленных по формуле (2.1) для каждой из сосредоточенных сил, расположенных в пределах грузовой площади ригеля.

$$q_{\text{экв}}^M = \sum q_{i\text{экв}}^M = K_{i1} \frac{P_1}{b_c} + K_{i2} \frac{P_2}{b_c} + \dots + K_{in} \frac{P_n}{b_c}$$

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-

Вх. 32828 л. 9

Диаграмма изолиний K_1 для зданий с сеткой колонн 6x6 м. М 1:100

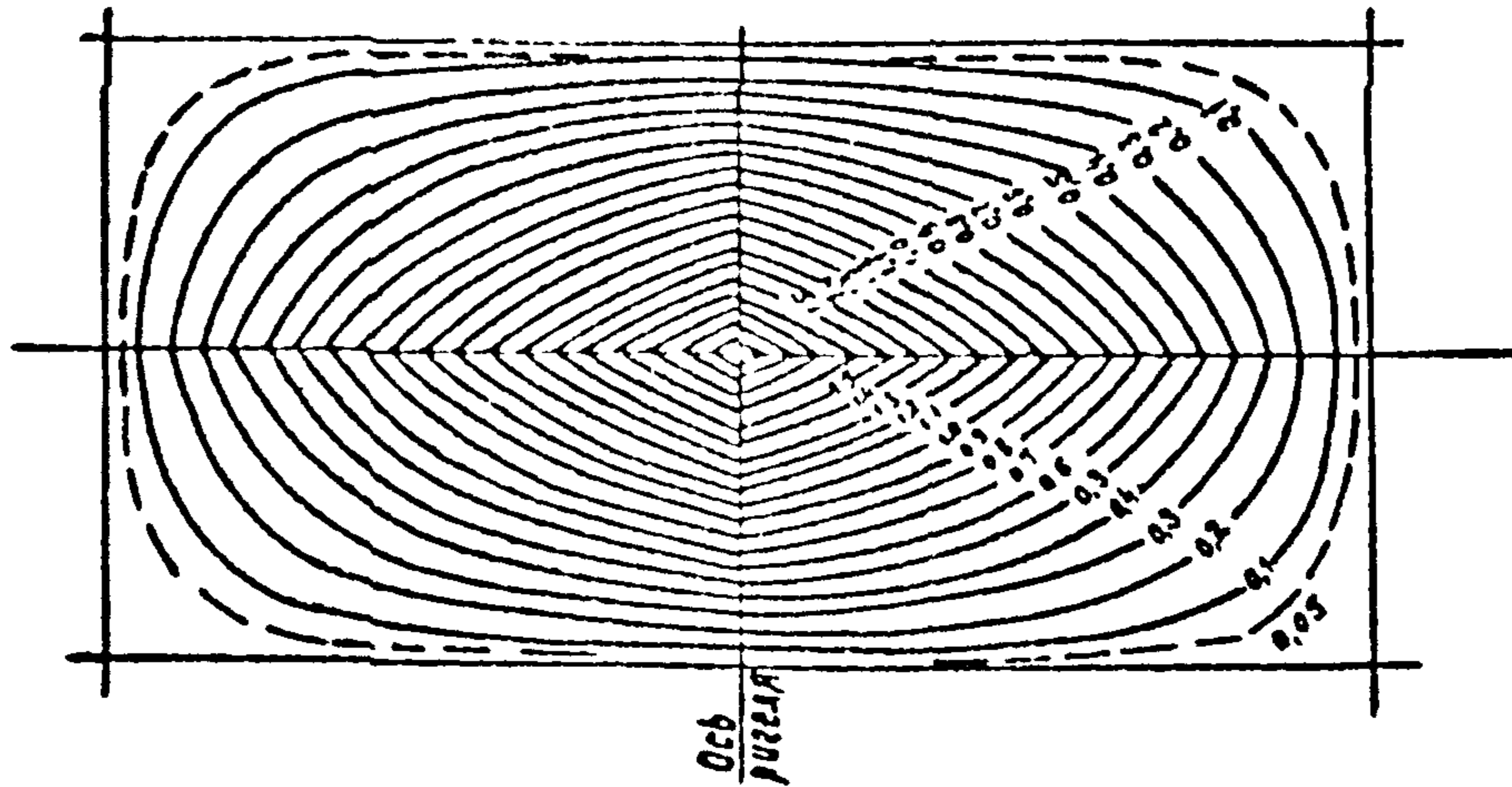


Рис. 2.1

Диаграмма изолиний K_2 для зданий с сеткой колонн 6x6 м. М 1:100

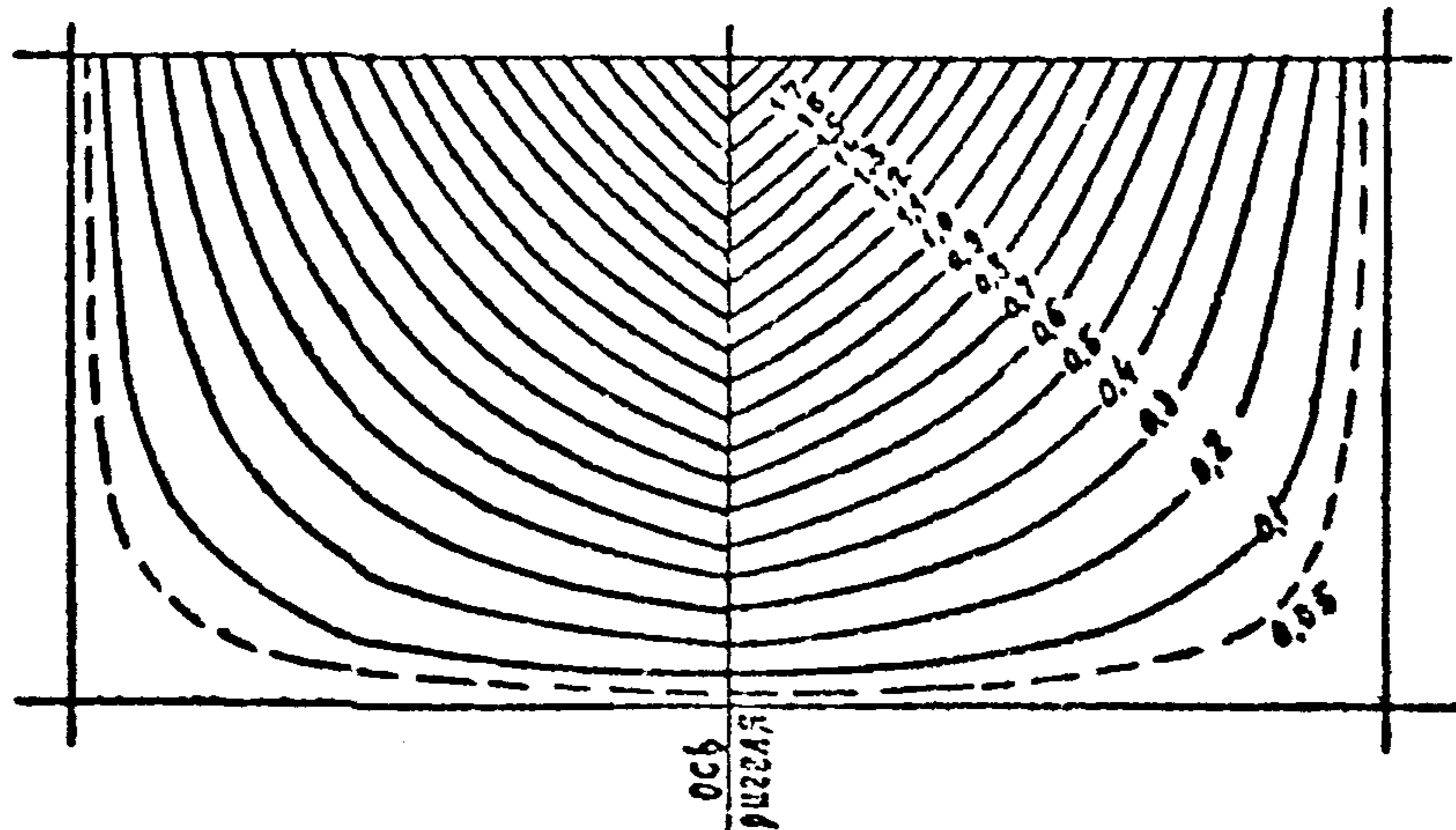


Рис. 2.2

ИЗДАНИЕ 11 ВОЛЖСКОГО ЦЕНТРА

Вх. 32828 л. 10

1.020-1/87.0-5 - 1ПЗ

Лист 7

Диаграмма изосоний K_1 для зданий с сеткой колонн 9×6 м. М 1:100

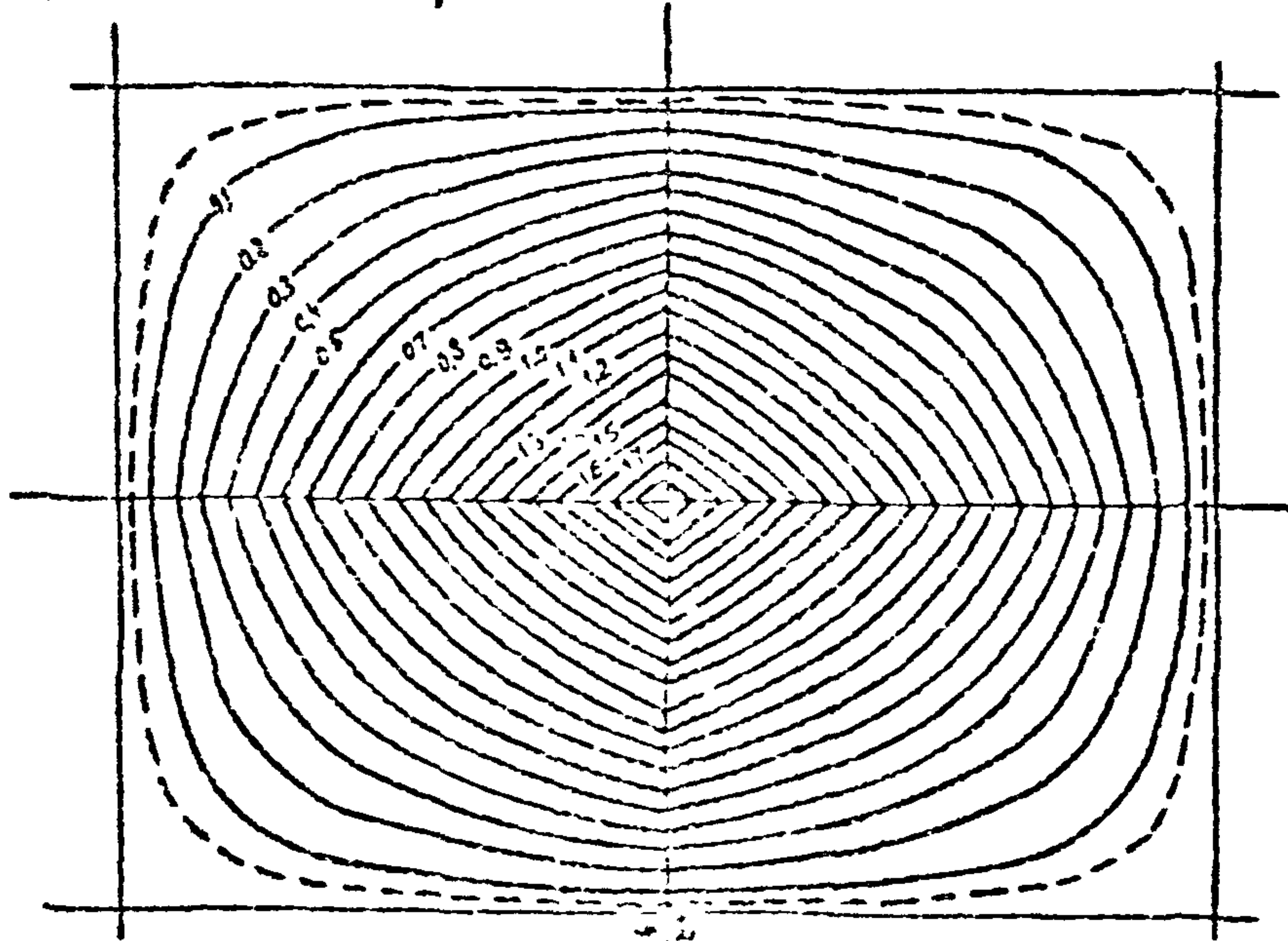


Рис. 2.3

Диаграмма изосоний K_2 для зданий с сеткой колонн 9×6 м. М 1:100

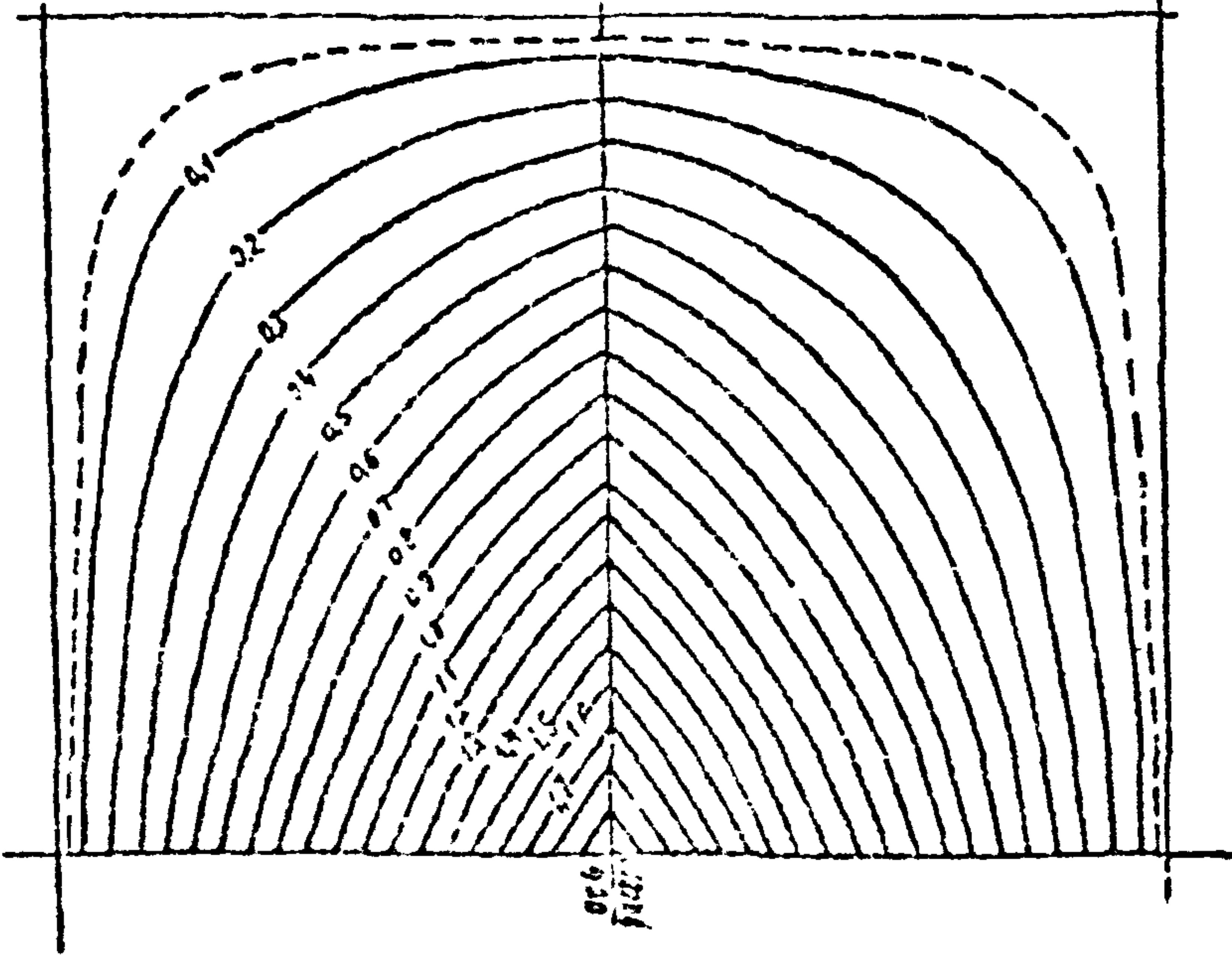


Рис. 2.4

020-1/87.0-5-103

Вх. 32828 л. 11

1.020-1/87.0-5-103

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:

$$q_{экв}^a = K_2 \frac{P_i}{bc} \quad (2.2)$$

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 $\pm 5\%$.

Вх. 32828 л. 12

1.020-1/87.0-5-113

Лист

9

И.И. Козлов Подпись и дата

При определении коэффициента K_2 диаграмма изолиний накладывается на чертеж так, чтобы ось ригеля на диаграмме совпала с осью ригеля на чертеже, а точка O на диаграмме, соответствующая максимуму K_2 , совпала с опорой ригеля, относительно которой определяется $Q_{эв}$. 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).

Имя, № подл. Подпись и дата

Взам. инв. №

Вх 32828 л. 13

I.020-1/87.0-5-III

Лист
10

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)

$$q_{\text{экв}}^M = K_I \cdot \frac{P}{b \cdot c};$$

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

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

Диаграмма изолиний K_I для сетки колонн 6×6 м в масштабе 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.

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

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

Вх 32828 л 14

1.020-1.0-3-III

Лист

11

Шк. № 1001. Подпись и дата

Взам. инв. № 10

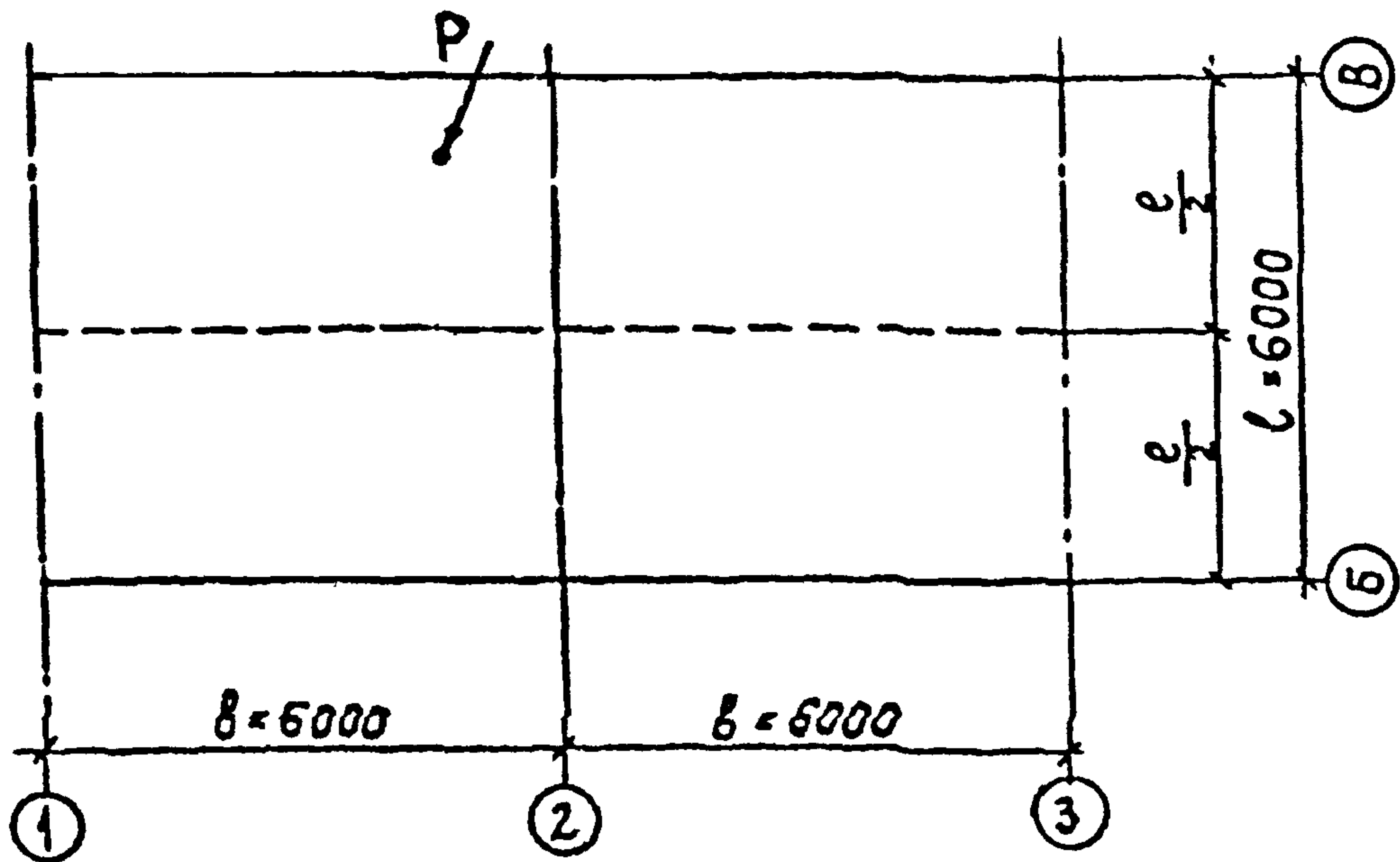


Рис. 2.5

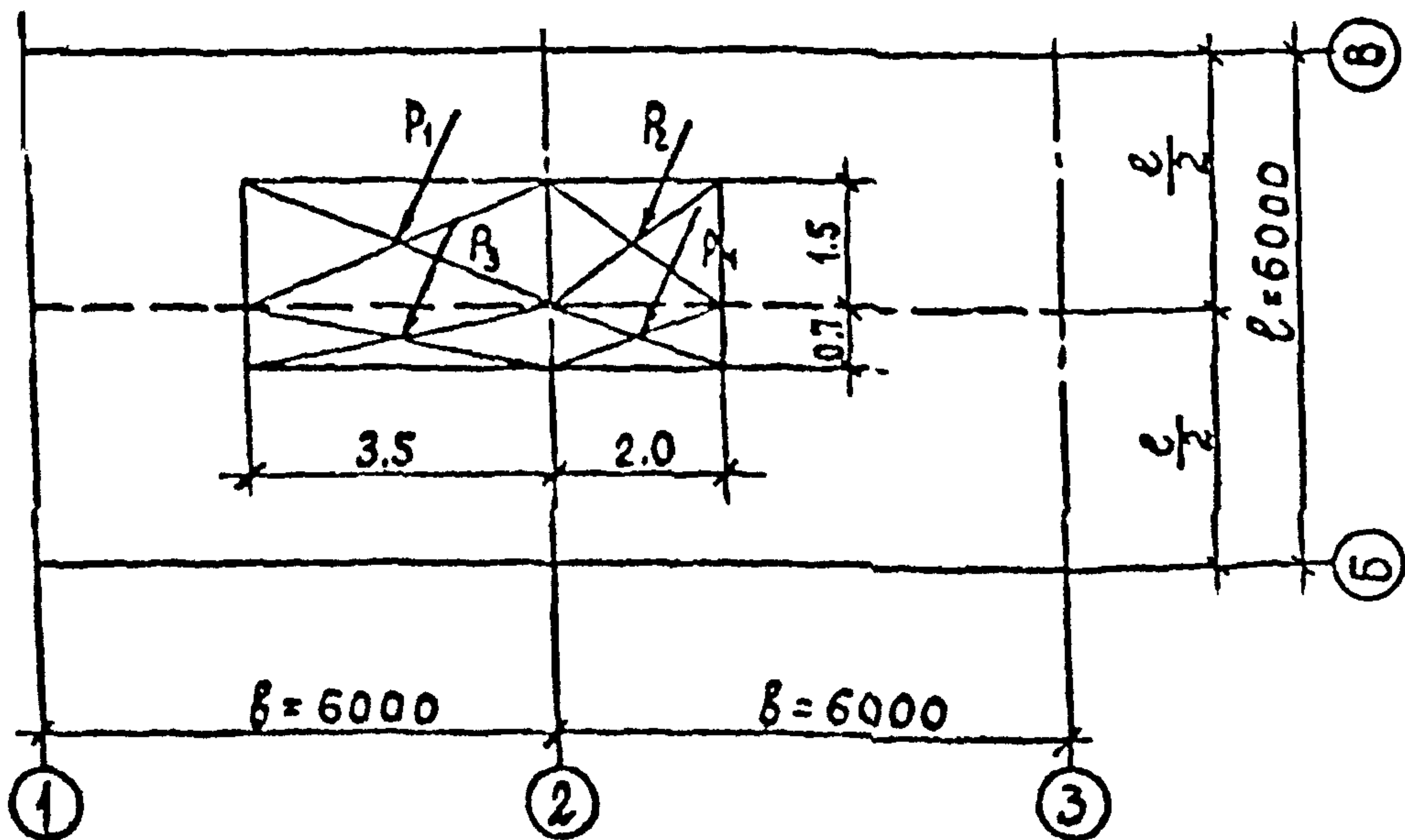


Рис. 2.6

Вх. 32828 л. 15

Имя, № подл.	Подпись и дата	Взам. инж. №

1.020-1/87.0-5-1ПЗ

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

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

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенным в примере I.

$$q_{\text{экв}}^{\text{м}} = \frac{\sum k_i \cdot P_i}{b \cdot l} = \frac{1,1 \times 2500 + 1,3 \times 3000 + 1,2 \times 2450 + 1,5 \times 1400}{6 \times 6} = \frac{14715}{36} = 409 \text{ кгс/м}^2$$

Пример расчета № 3

Сила $P = 1$ то 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 поперечной силе

По формуле (2.2)

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

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

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

Диаграмма изолиний K_2 для сетки колонн 6×6 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", 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 .

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

Вх 32828 л. 16

1.020-1/87.0-5- IIIЗ

ЛМСГ

13

Пример расчета № 4

Нагрузка $q = 1 \text{ тс/м}^2$ расположена на площади $5,5 \times 2,2 \text{ м}$, 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.

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

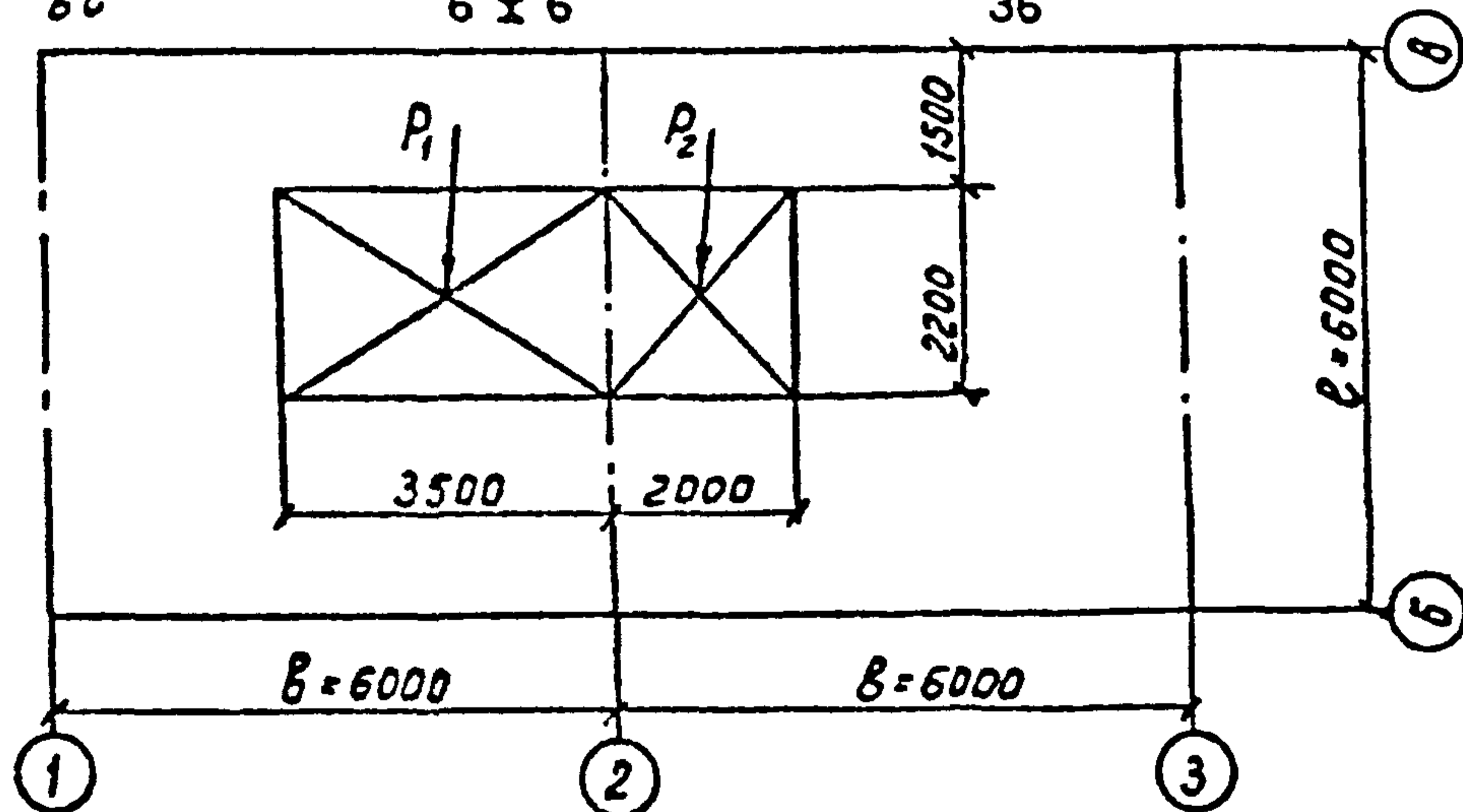


Рис. 2.7

Вх 32828 / 17

I.020-1/87.0-5-103

Лист

14

Число листов
 Подпись и дата
 Выполнил №

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, называемые 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 ИИСи км. 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 быстросрастающей 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-

Вх. 32828 л. 18

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Инд. № подл. Подпись и дата								
	Нач. отд.	Код. м. м.	<i>Горшкова</i>		Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	Страниц	Лист	Листов
	Исполнитель	Горшкова	<i>Горшкова</i>			Р	1	119
	Г. л. п.	Марченко	<i>Марченко</i>			ЦНИИПРОМЗДАНИИ		
Ст. инж.	Горшкова	<i>Горшкова</i>						
Инженер	Савицкая	<i>Савицкая</i>						

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 равножесткостными 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 техникой 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 моделей для зданий с перекрытиями из ребристых плит."

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.

Имя панели
Подпись и дата
Степень и дата

Вх. 32828 л. 19

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 изделий.

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 условия 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.

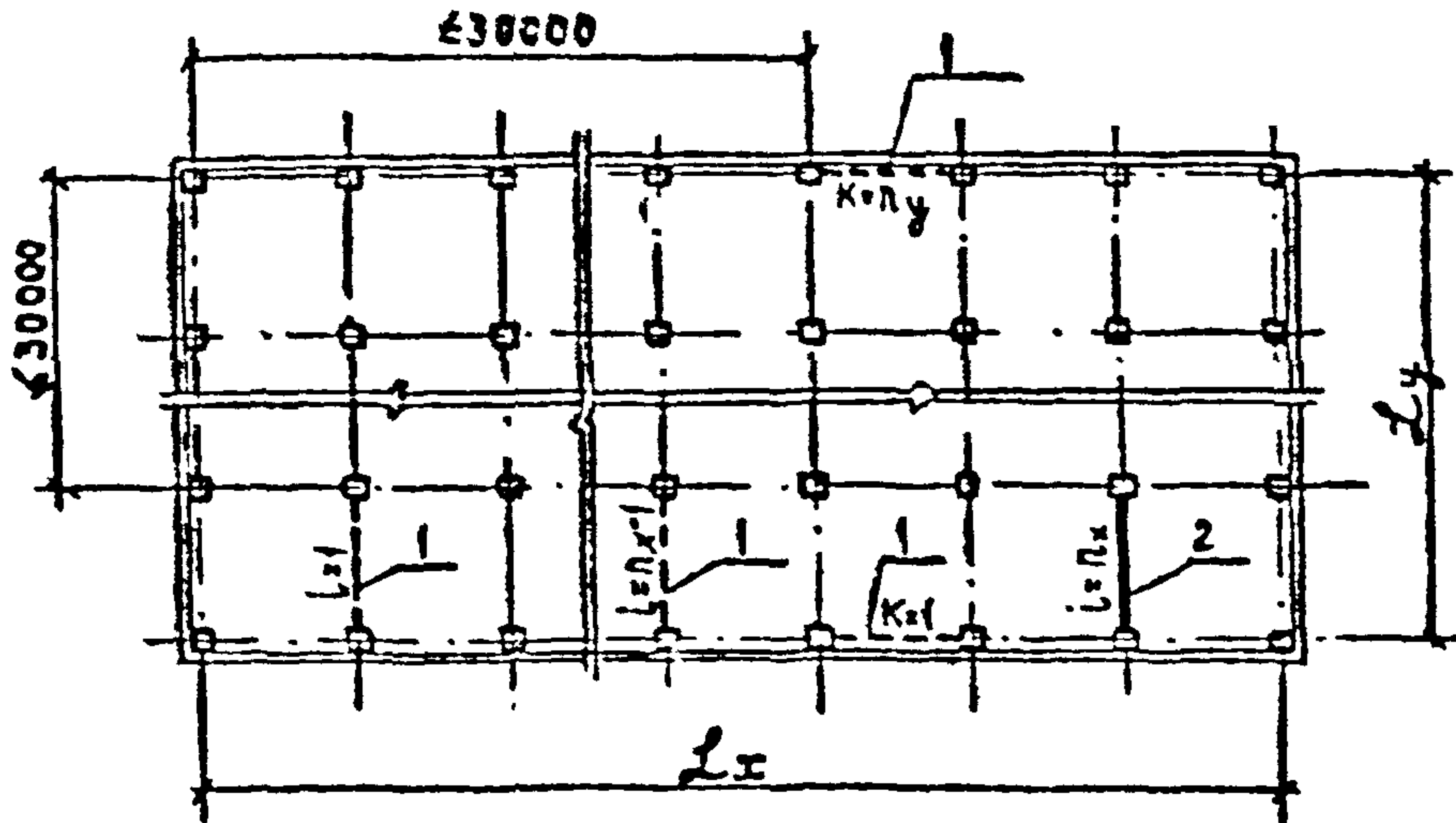
Иск. колл. Подпись и дата

Вх 32828.1.20

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

3



1—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. Расчетное значение ветрового давления для III района (местность типа А) обранных 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 как-

Вх. 32828 л.21

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

лист

4

Имя исполнителя
Подпись и дата
Архивный №

дур 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 нагружении, 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 оборе нагрузок на фундамент следует учесть совместную работу связевых панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме, вводя коэффициент K_k на значения ветровых нагрузок.

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

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

$$K_{\phi i} = 1 + \frac{B' z_i}{C_{\phi}} \cdot \beta < 2 \quad (3.3)$$

Для двухэтажных зданий принимать $K_{\phi i} = 1$

Вх. 32828 Л. 22

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

5

Имя, Фамилия, Подпись и дата

где $B'_{\text{эл}}$ - эквивалентная жесткость связевой панели при действии ветровых нагрузок (см. табл. 12);
 $C_{\text{ф}}$ - характеристика податливости основания.

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

где m - этажность рассматриваемого здания;
 $H_{\text{эт}}$ - высота второго и последующих этажей;
 M_j - момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки на j -ом этаже;
 t_{mj} - коэф., определяемая по табл. 1.

Таблица I

Этажность, m	t_{mj} при $j =$					
	1	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 приложения всей полезной нагрузки на одну из колонн связевой панели (см. рис. 3.1), то значение коэффициента β может быть определено по графикм на рис. 3.2.

3.1.5. При расчетной схеме основания в виде упругого линейнодеформируемого полупространства характеристика $C_{\text{ф}}$ вычисляется по формуле:

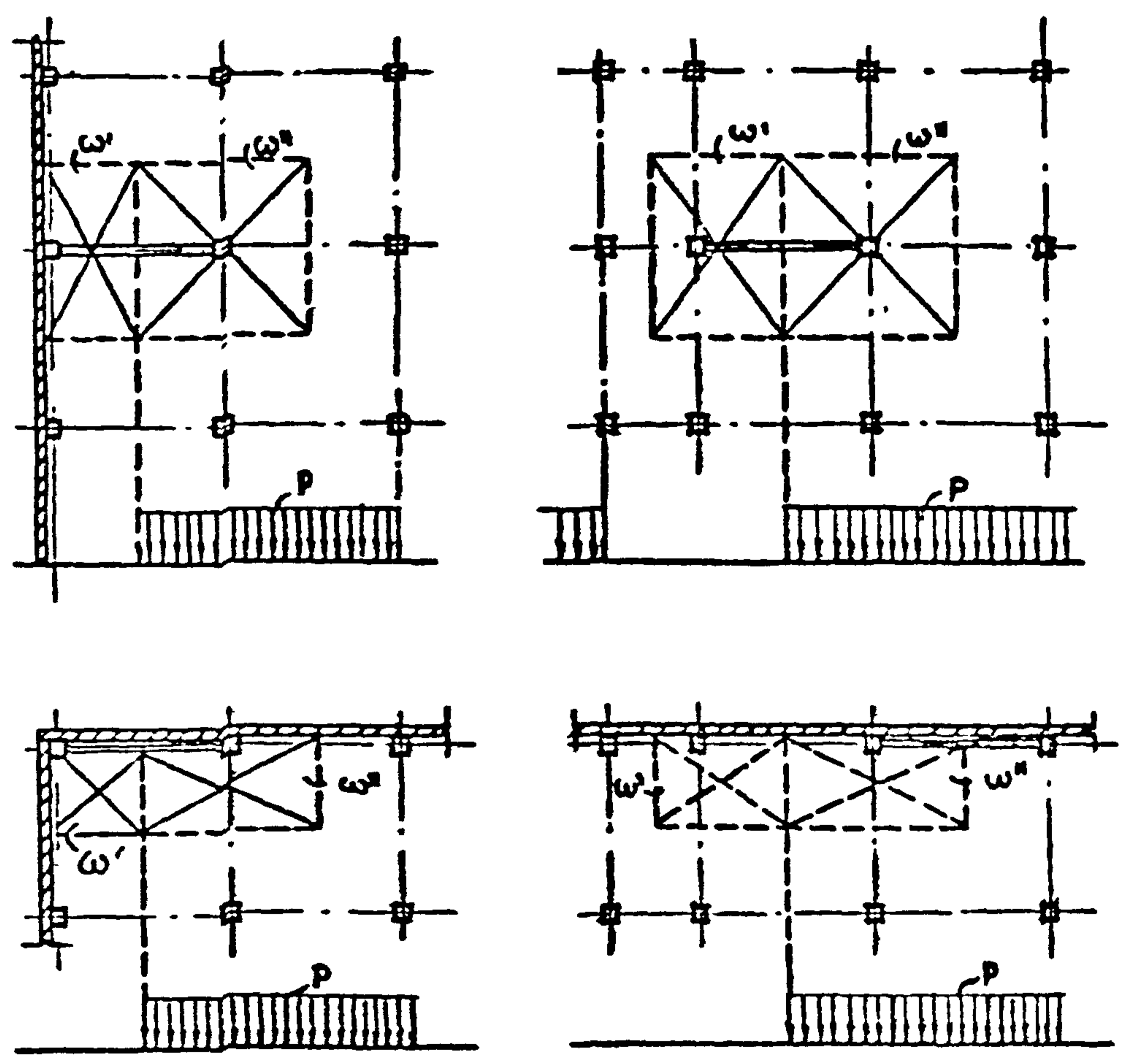
Шифр докум. Подпись и дата

Вх. 32828 Л. 23

I.020-I/87.0-5-2ПЗ

Лист
6

СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗОВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



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

Рис. 3.1

Вх. 32828 л.24

Шифр проекта	Подпись и дата	Диаметр стержня

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист
7

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

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. 5 приложения 2 СНиП 2.02.01-83.

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

3.1.7. Условное значение фронта ветровой нагрузки, приходящегося 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 приходящегося 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;

Вх. 32828 л 25

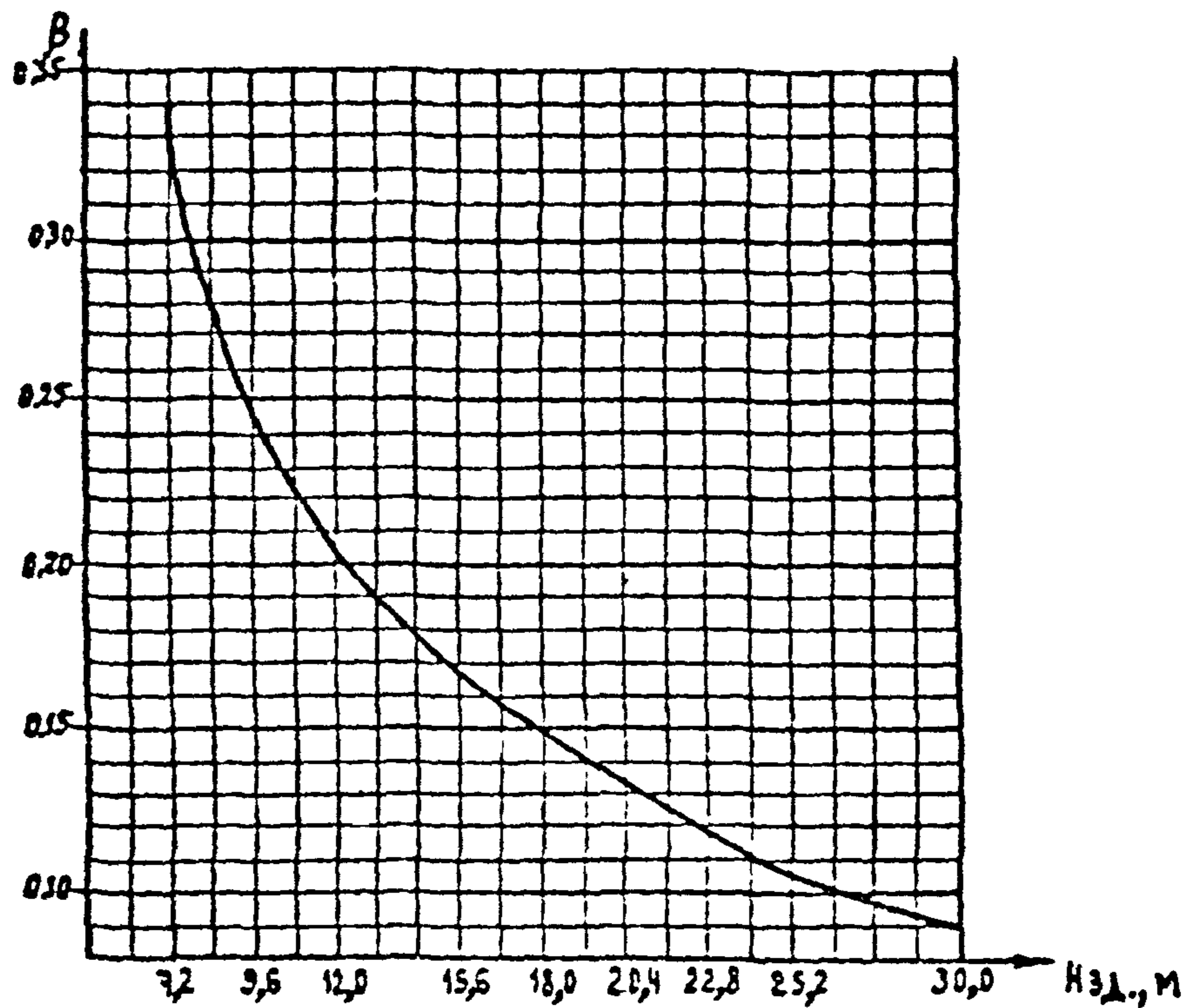


Рис. 3.2

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 несудей 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 нечерпанной несудей способности связевой панели по одному из элементов (по несудей способности колонн на внецентренное сжатие, на

Вх. 32828 л. 26

Инд. № подл.	Подпись и дата	Страница №

I.020-I/87.0-5-2ПЗ

Авт

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 на 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 равен 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 плит перекрытия - $0,38 \times 0,9 = 0,34$ тс/пог.м;

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

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

Вх. 32828 л.27

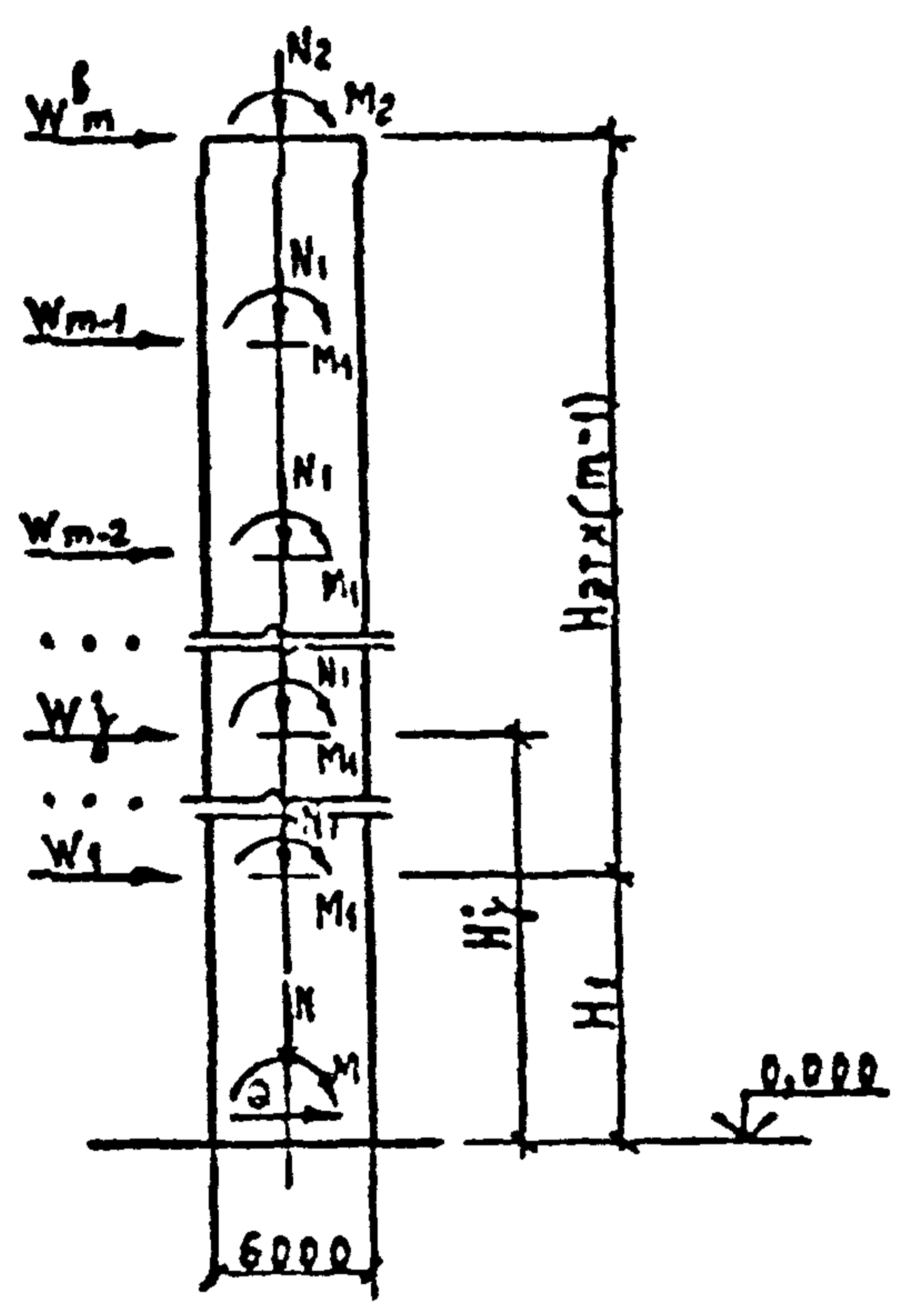
I.020-I/67.0-5-2ПЗ

Лист

10

Имя, фамилия, Подпись и дата

Схема приложения нагрузок к связевой панели



$M = M_{\text{верт.к.}} + M_{\text{ветр.}}$
 $M_{\text{верт.к.}} = N_1(m-1) + M_2$ (в том числе и от обст.веса);
 $M_{\text{ветр.}} = \sum_j W_j \cdot [H_1 + H_{\text{эт}}(j-1)] + W_m^b [H_1 + H_{\text{эт}}(m-1)];$
 $N = N_1(m-1) + N_2$ (в том числе и от собственного веса);
 $Q = \sum_j W_j + W_m^b$

Рис. 3.3

Шифр проекта. Подпись и дата.

Вх. 32828 л. 28

ригели высотой 600 мм для ребристых плит -

$0,59 \times 0,9 = 0,53$ тс/пог.м;

ребристые плиты перекрытия -

$0,22$ тс/м² $\times 0,9 = 0,2$ тс/м²;

многопустотные плиты перекрытия -

$0,3$ тс/м² $\times 0,9 = 0,27$ тс/м²;

наружные ограждающие конструкции - по конкретному проекту;
пола - 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 край фундамента связевой панели полученный по указаниям п. 9 приложения 2 СНиП 2.02.01-83 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

$$\delta_c^{ветр.} = \frac{1}{B_3'} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{зг}^2}{6} (3H - j \cdot H_{зг}) \right\} \quad (3.11)$$

$$\delta_c^{верт.} = \frac{M_1}{B_3''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot (H - 0,5H_j) \quad (3.12)$$

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

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

Вх. 32828 л 29

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

M_j - значение максимального момента от неравномерной вертикальной 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 отм. 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 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

3.3.2. Колонны связевых панелей.

Колонны связевых панелей рассчитаны на усилия от горизонтальных нагрузок, которые приходится 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 максимальных 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.

Вх. 52828 л. 30

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист

13

Имя, номер, Подпись и дата

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

Рабочие марки колонн вязевых панелей приведены в выпуске 0-2. Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из железобетонных плит.

3.3.3. Размеры монолитного фундамента вязевой панели определяются по указаниям главы СНиП 2.02.01-83 "Основания зданий и сооружений" и по указаниям главы СНиП II-17-77 "Свайные фундаменты" с учетом ограничений поворота фундамента.

Расчетная схема вязевой 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 вязевых панелей не допускается треугольная эпюра давления на грунт (т.е. $R_{mid} \neq 0$).

Монолитный фундамент между вязевыми 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 вязевой панели и принимается по табл. 9.

Значение передаваемых на фундамент вязевых панелей (см. рис. 3.4.) поперечной силы и момента от горизонтальных (ветровых) нагрузок по поперечному или продольному направлению разбивочных осей:

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

Лх. 32828 л. 31

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

14

Изм. № 10/87. Подпись и дата

$$M_{\phi}^c = M_1^{табл} \cdot \frac{Q}{Q_{табл.}} \quad (8.16)$$

где $M_1^{табл}$ — по табл. 11.

3.3.4. Фундаменты рядовых колонн каркасов подбираются по материалам выпуска 0-1 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из многпустотных плит и плит типа ТТ."

СУМА РАСЧЕТА МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

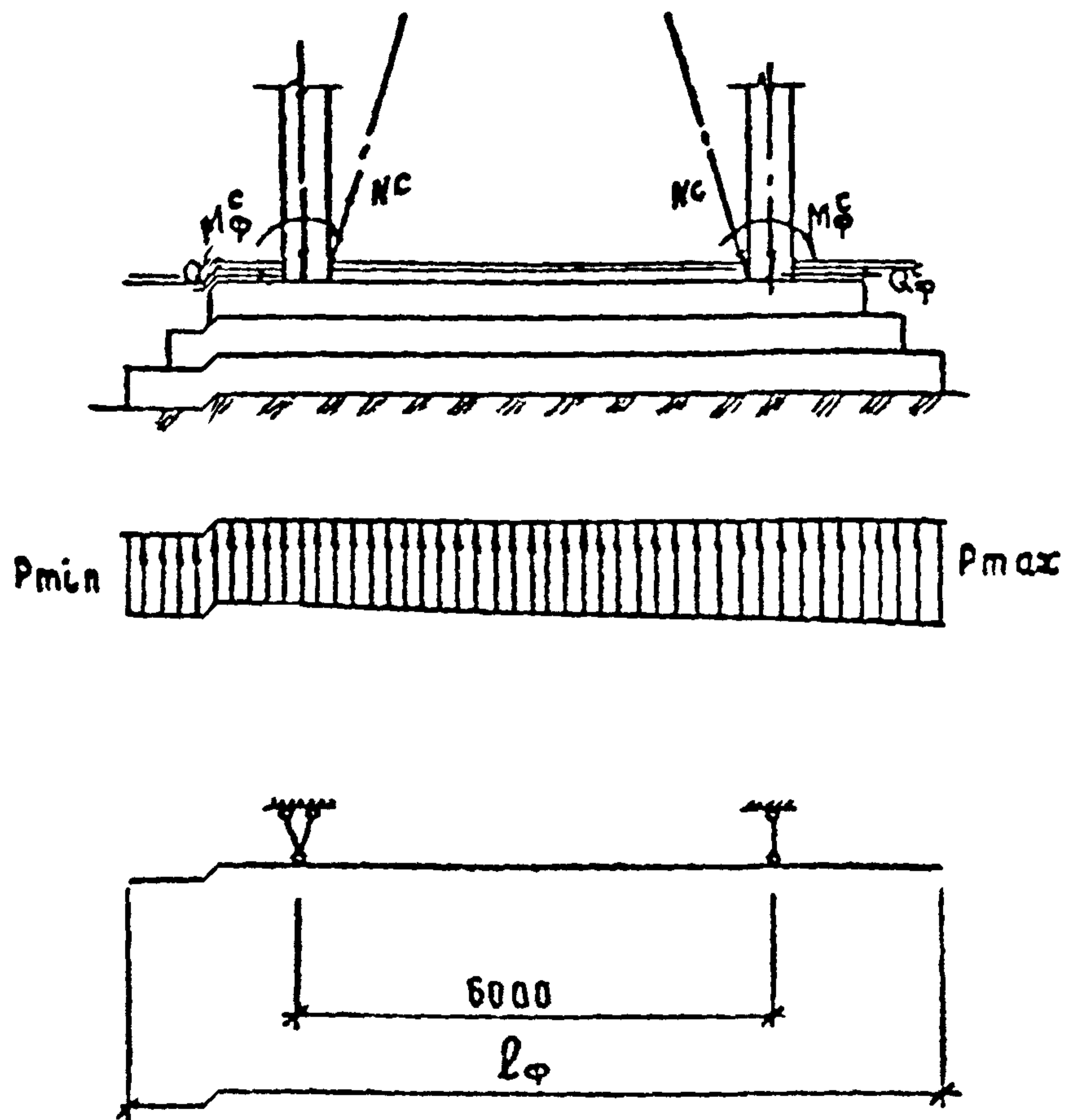


Рис.3.4

Вх. 32828 л. 32

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

15

Подпись и дата
Инд. №

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:

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

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

H - высота здания;

$\delta_c^{\text{ветр.}}, \delta_c^{\text{верт.}}$ - 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:

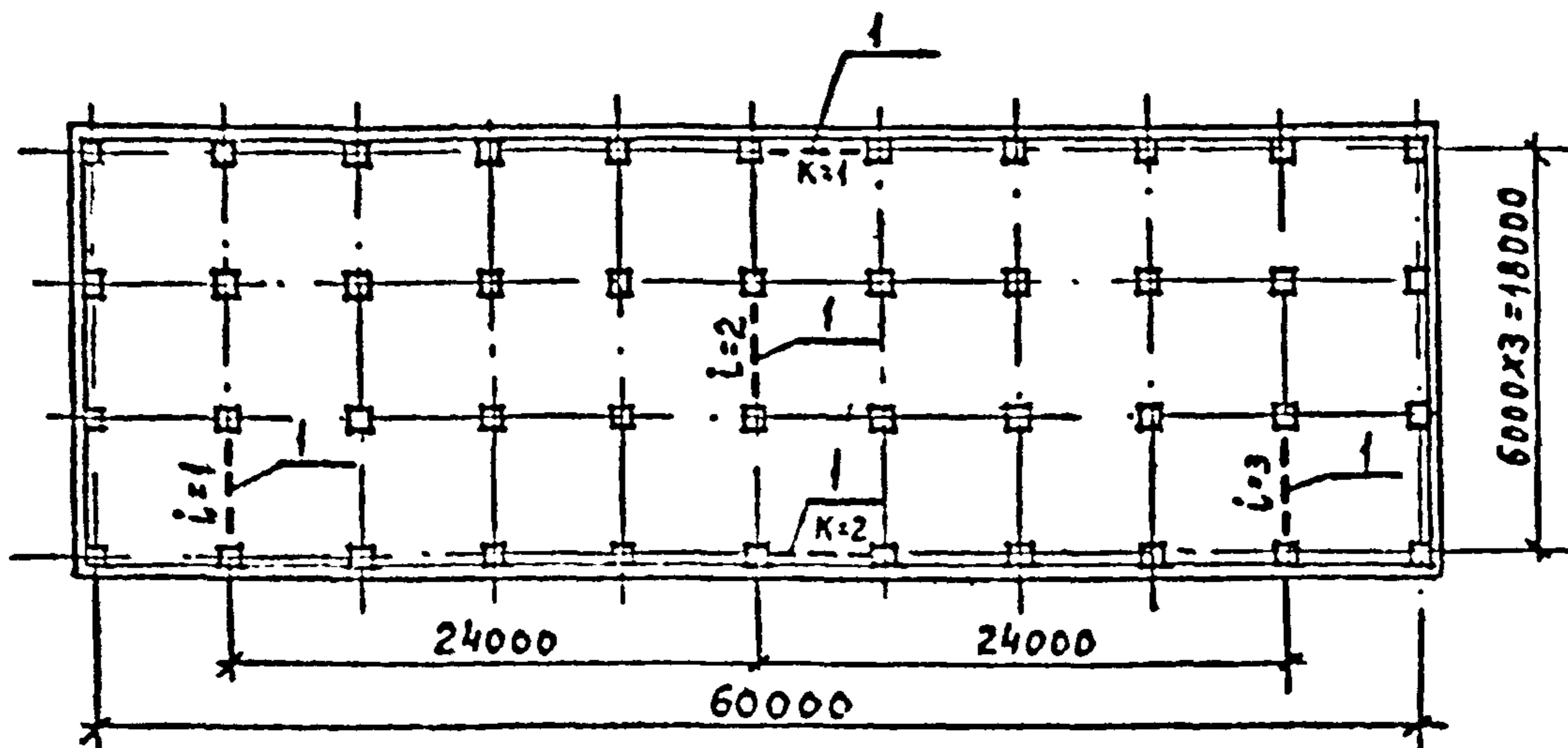
$$Q_{\Phi}^P = \frac{0,3 \cdot Q}{n}, \quad (3.18)$$

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

Вх. 32828 л. 33

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 панелью.



I—стальные связи

Рис. 3.5

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн 6x6м, высоты этажей 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие — 1000 кгс/м². Здание расположено во II ветровом районе. Тип местности (по СНиП 2.01.07-85) — В.

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном — пятиугольные связи указанные в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит" марок сечением 2L180x12. Стены — самонесущие.

Грунт — песок средней плотности, $E_{гр} = 4000 \text{ тс/м}^2$;
 $\mu_{гр} = 0,23$.

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

Вх. 32828 л. 34

I.020-I/89.0-5 - 2ЛЗ

Лист

17

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

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

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 $i = 1$ и $i = 3$ момент в уровне перекрытия составит:

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

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

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

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

ω', ω'' - грузовая площадь, приходящаяся на одну связевую колонну (см. рис. 3.1),

в уровне покрытия с учетом снеговой нагрузки:

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

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

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

в уровне покрытия

$$M_{22} = 0.$$

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

$$M_{13} = 3(1,82 \cdot 3,23 \cdot 6 - 0,95 \cdot 3,23 \cdot 6) = 50,0 \text{ то.м.}$$

в уровне покрытия

$$M_{23} = 0.$$

Вх. 32828 л. 35

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист

18

Взвешивание
Подпись и дата
Штамп

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

для связей $i = 1$ и $i = 3$:

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

Значения t_{mj} — по табл. I.

для связи $i = 2$:

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

для связей $K = 1$ и $K = 2$:

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

Определяем $C_{\text{ф}}$, учитывая податливость основания. По табл. 5 приложения 2 СНиП 202.01-83 для фундамента с отношением сторон 3:1 находим $k_e = 1,07$.

$$C_{\text{ф}} = \frac{E_{\text{гр}} \cdot e_{\text{ф}}^3}{8(1 - \mu_{\text{гр}}^2) \cdot k_e} = \frac{4000 \cdot 12^3}{8 \cdot (1 - 0,23^2) \cdot 0,7} = 0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}$$

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

для связей $i = 1$ и $i = 3$:

$$K_{\text{ф}1} = 1 + \frac{B_{\text{эл}}}{C_{\text{ф}}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,155 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2}{0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}} \cdot 0,141 \frac{1}{\text{м}} = 1 + 0,26 = 1,26$$

Значения $B_{\text{эл}}$ принимаем по табл. 13 для связи $i = 2$.

$$K_{\text{ф}2} = 1 + \frac{0,155 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 1,27$$

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

Вх. 32828 л. 36

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист

19

Шифр № года. Подпись и дата. Взятки № 1, 2, 3

$$K_{\phi 3} = 1 + \frac{0,311 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 1,54$$

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

$$K_{R1} = \frac{1}{1 - K_{11} \cdot n \cdot K_{\phi 1}} = \frac{1}{1 - 102 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1,26} = 1,18$$

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

$$K_{R2} = \frac{1}{1 - 102 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1,27} = 1,18$$

для связей продольного направления:

$$K_{R3} = \frac{1}{1 - 7,17 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 1,54} = 1,28$$

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

$$L'_1 = L_1 \cdot K_{R1} = 20 \cdot 1,18 = 23,6 \text{ м.}$$

$$M_{I \text{ на отк. } -0,150}^{\text{Ветр}} = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,671 \cdot q^{\text{табл.}} = \frac{23,6}{24} \cdot 0,671 \cdot 407,0 = 247 \text{ тс.м.}$$

$$Q_I \text{ на отк. } -0,150 = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,671 \cdot Q^{\text{табл.}} = \frac{23,6}{24} \cdot 0,671 \cdot 34,8 = 27,0 \text{ тс.}$$

здесь 0,671 — коэффициент перехода от ветровой нагрузки для III района по скоростному напору ветра к нагрузке для IV ветрового района, принятый по табл. 3;

$q^{\text{табл.}}, Q^{\text{табл.}}$ — значения расчетного ветрового момента и поперечной силы для III района по значению давления ветра при фронте ветровой нагрузки 24 м по табл. 5.

В случае действия максимального момента от неравномерной вертикальной нагрузки

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

Вх 32828 и 37

Шифр проекта. Подпись и дата. Номер инв. №

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

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

Усилие от веса стен сообразным с площади $H \times C$ составит:

$$P = 45 \text{ то}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен:

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

В случае действия максимальной нагрузки по всей грузовой площади:

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

$$M_{\text{Iверт}} = 90,7 \cdot 3 + 48,9 = 221 \text{ то.м.}$$

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

Проверяем несущую способность связей панелей из условия растяжения в колоннах:

$$K_2 M_{\text{I}}^{\text{ветр}} = 0,06 \cdot 247 = 14,8 \text{ то.}$$

$$K_2 = 0,06 - \text{по табл. 8,}$$

$$N_1^{\text{min}} = \sum_{j=1}^m P_{\text{ск}j} = 0,9(3 \cdot 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23 + 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23) = 67,3 \text{ то.}$$

так как $N_1^{\text{min}} > K_2 M_{\text{I}}^{\text{ветр}}$ растяжение в крайних колоннах в заделке в фундамент не возникает.

Крен фундамента под связевой панелью определяет по п. 9 приложения 2 СНиП 2.02.01-83.

$$i_1 = \frac{M_{\text{I max}}^{\text{ветр}} - M_{\text{Ист}}}{C_{\text{ф}}} = \frac{471 - 150,8}{0,85 \cdot 10^6} = 0,33 \cdot 10^{-2},$$

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

Вх. 32828 л. 38

I.020-I/87.0-5-203

Лист

21

Циф. № докум. Подпись и дата. Взамин №

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

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

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

$$0,671 \cdot \frac{23,6}{24} = 0,671 \frac{23,6}{24} = 0,66$$

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. 12

$$\delta_{I \text{ ветр}} = \frac{0,66}{0,157 \cdot 10^7} / 8,7 \cdot \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{9,6^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \cdot \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^3}{3} / = 0,0181 \text{ м}$$

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

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

Значения B_3'' - по табл. 13.

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

Прогиб от крена фундамента:

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

Суммарный прогиб меньше допустимого:

$$\delta_{I \text{ ветр}} + \delta_{I \text{ верт}} + \delta_{I \text{ крен}} = 0,0181 + 0,0069 + 0,0073 =$$

Вх 32828 л. 39

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

А-см

22

ЦНБ Москва. Подпись и дата. Замен выдел.

$$= 0,0323 \text{ м} < \frac{H}{500} = \frac{19,2}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

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

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

$$N = N_{\text{табл.}} \cdot \frac{Q}{Q_{\text{табл.}}} = 77,0 \cdot \frac{23,6}{17,8} = 102,1 \text{ то.}$$

$N_{\text{табл.}}$ — принимаем по табл. 10,
 $Q_{\text{табл.}}$ — " по табл. 9

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

$$Q_{\text{ф1}}^c = \frac{Q}{2} = \frac{23,6}{2} = 11,8 \text{ то.}$$

$$M_{\text{ф1}}^c = M_{\text{табл.}} \cdot \frac{Q}{Q_{\text{табл.}}} = 16 \cdot \frac{23,6}{17,8} = 21,2 \text{ то.м.}$$

$M_{\text{табл.}}$ — по табл. 11, $Q_{\text{табл.}}$ — 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 м в рож сечением $2 \times 180 \times 12$

Фронт ветровой нагрузки на каждую связевую панель поперечного направления составляет

$$L_i = \frac{60}{2} = 30 \text{ м}$$

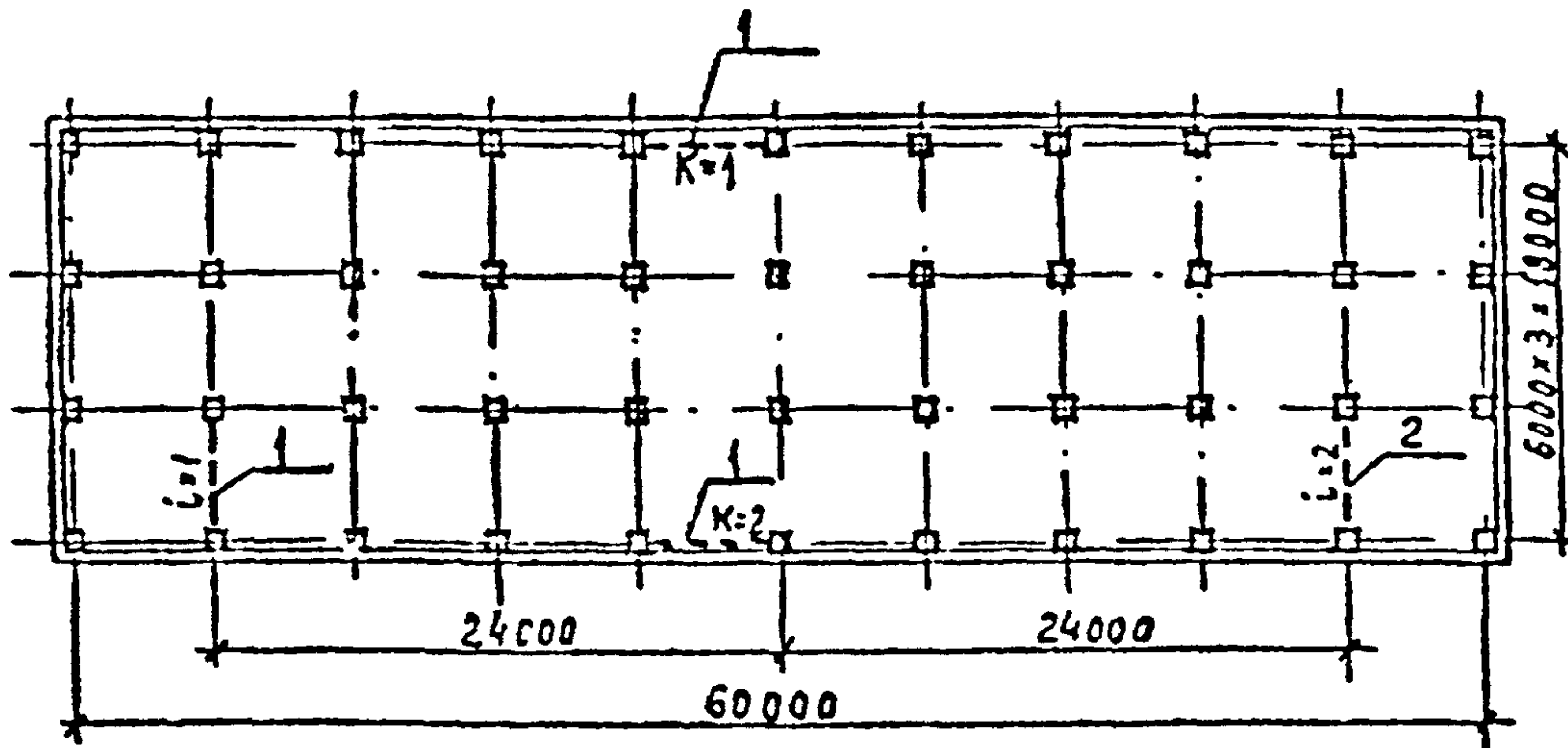
Лх 32828 л.40

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

23

ДНЕ НАЧА. Период и дата
 ДНЕ КОНЦА. Период и дата



I - стальные связи

Рис. 3.6

Момент в уровне перекрытия 2х верхних этажей составит

$$M_{31} = 3(1,27 \cdot 6 \cdot 6 - 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23) = 81,3 \text{ тс.м, тогда}$$

$$\beta = \frac{m \sum_{j=1}^n M_j}{H_{31} \sum_{j=1}^n t_{mj} M_j} = \frac{4(140,8 + 2,81,5 + 48,9)}{4,8 / 140,8 \cdot 3,5 + 81,3(6 + 7,5) + 48,8 \cdot 8} = 0,148 \frac{\text{тс.м}}{\text{тс.м}}$$

Значение t_{mj} принимаем по табл. I.

$$K_{\phi 1} = 1 + \frac{B_{\phi}}{C_{\phi}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,152 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,148 = 1,27$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме составит

$$K_{R1} = \frac{1}{1 - K_{11} \cdot \rho \cdot K_{\phi 1}} = \frac{1}{1 - 102 \cdot 10^{-8} \cdot 20 \cdot 1,27} = 1,35$$

K_{11} - по табл. 7

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_1 = K_{R1} \cdot L_1 = 1,35 \cdot 30 = 40,5 \text{ м}$$

Вх. 32828 л. 41

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

24

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

$$M_I^{\text{ветр}} \text{ на отм}-0,150 = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,671 \cdot 407,0 = 461 \text{ то.м.}$$

$$Q_I \text{ на отм}-0,150 = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,671 \cdot 34,8 = 39,4 \text{ то}$$

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

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

$$\text{при этом } N_I = \sum_{j=1}^m P_j = 1,82 \cdot 6 \cdot 6 + 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23 + 2(1,27 \cdot 6 \cdot 6 + 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23) + 0,98 \cdot 6 \cdot 6 + 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23 = 267,0 \text{ то}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

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

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

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

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

$$N_{I \max} = 1,82 \cdot 6(6+3,23) + 2 \cdot 1,27 \cdot 6(6+3,23) + 0,98 \cdot 6 \cdot (6+3,23) = 296 \text{ то}$$

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колонне

$$K_2 M_I^{\text{ветр}} = 0,06 \cdot 461 = 27,7 \text{ то.}$$

K_2 - по табл. 8

$$N_I^{\text{min}} = \sum_{j=1}^m P_{ckj} = 67,3 \text{ то (см. пример I)}$$

Растяжения нет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

Лх. 32828 л. 42

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

$$\delta_{I}^{\text{вотр}} = 0,617 \frac{40,5}{24 \cdot 0,155 \cdot 10^7} \cdot \left[8,7 \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{2,6^2}{6} \times \right. \\ \left. \times (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \frac{19,2^2}{3} \right] = 0,0285 \text{ м.}$$

от неравномерной вертикальной нагрузки:

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

прогиб от крена фундамента:

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

Суммарный прогиб меньше допускового:

$$\delta_{I}^{\text{вотр}} + \delta_{I}^{\text{верт}} + \delta_{I}^{\text{крен}} = 0,0285 + 0,0046 + 0,0046 = \\ = 0,0377 < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

4. РАСЧЕТ КАРКАСА С НЕСИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ И С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗНОЕСТВОСТНЫХ 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.

Расчетные значения ветрового давления для III района

(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.

Вх. 32828 л. 43

I.020-I/87.0-5-2П3

Лист

26

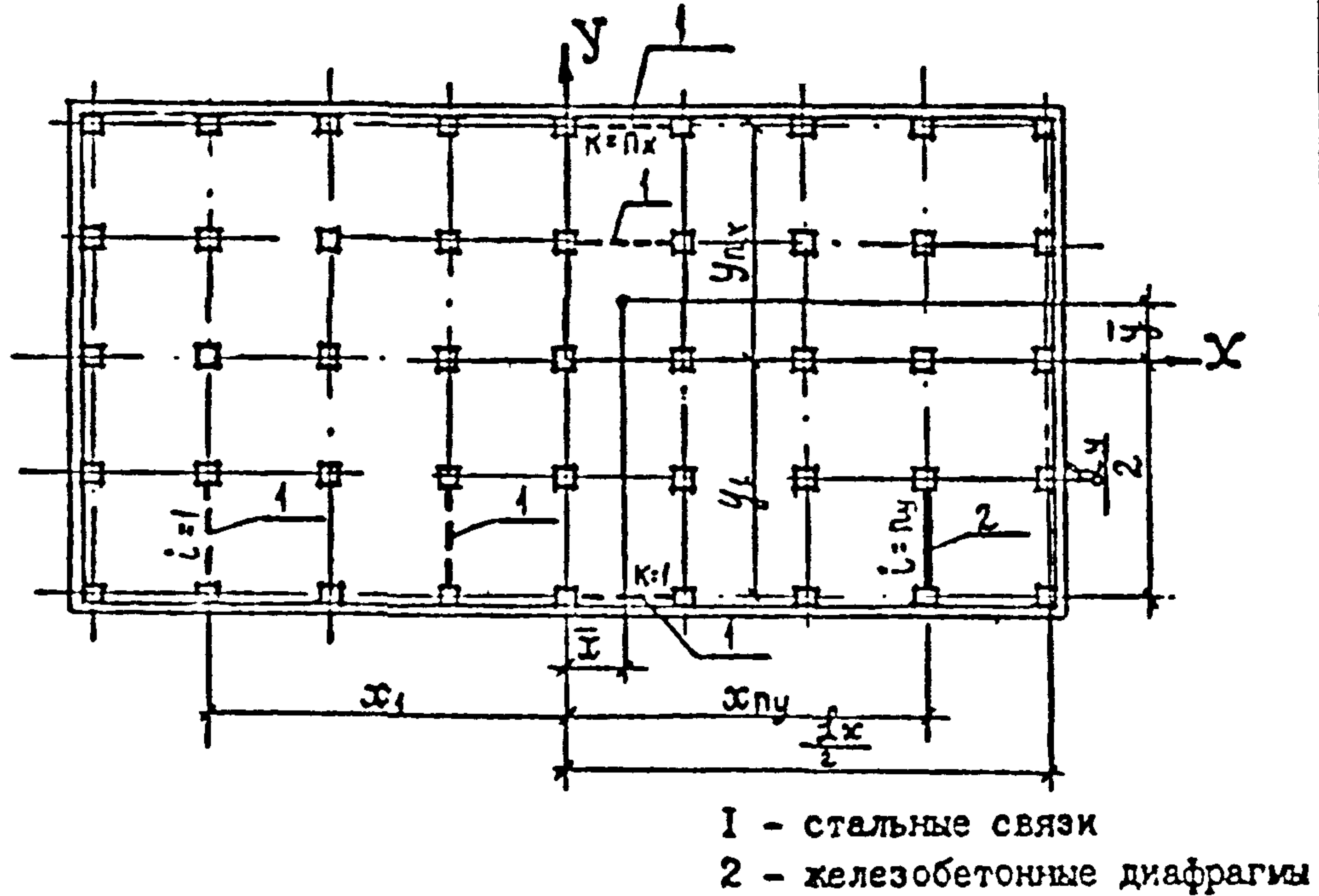


Рис. 4.1

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 $K_{qi}^{\text{ветр}}$

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

Располагая связевые панели в плане здания (температурного блока) необходимо проверить условие:

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

Вх. 32828 л. 44

I.020-I/87.0-5-2ПЗ

Лист

27

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

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 отдельных 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'_{zk} см. 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 формул (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''_{zk} (см. табл. 13).

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

Имя, должность, Подпись и дата

Вх. 32828 л. 45

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

$$K_{q1i}^{верт} = \frac{\alpha y_i}{\sum_{i=1}^{n_k} \alpha y_i} + \alpha y_i \frac{(x - x_0)(x - x_1)}{C_{кр}} \quad (4.4)$$

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

$$K_{q1k}^{верт} = \alpha y_i \frac{(\bar{y} - y_i)(x_i - \bar{x})}{C_{кр}} \quad (4.5)$$

где x_0, y_0 — координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, в которых неравномерная вертикальная нагрузка вызывает изгибающие моменты соответственно $M_{x_d}^{верт.}$ или $M_{y_d}^{верт.}$

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 типа местности по табл. 3,5 определяются значения $M_i^{ветр}$ и Q_i в уровне чистого пола и обреза фундамента для фронта ветровой

Вх. 32828 л. 46

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

29

Взаменив №

Подпись и дата

Имя и фамилия

нагрузки L'_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:

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

где $K_{qi}^{\text{вср.}}$ - 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 $M_i^{\text{вср.}}$, Q_i и N_i не должны превышать значения соответствующие несущей способности связевой панели приведенные в табл. 9 и 15, а значение $M_i^{\text{вср.}} + M_i^{\text{вср.}}$ 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. Основное положение данного раздела совпадает с положениями раздела 3.3 для каркаса с симметричным расположением

Вх. 32828 л. 47

I.020-1/87.0-5-2пз

Лист

30

Инв. Архив. Подпись и дата

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 связей панелей ($\delta_c^{\text{ветр.}}$; $\delta_c^{\text{вертик}}$), полученном по указаниям п.4.2.3.

4.4. Примеры расчета каркаса зданий с несимметричным положением связей панелей и с разножесткими вертикальными устоями

Пример 3. В здании, рассмотренном в примере I (п.3.4) одна из связей панелей поперечного направления сечением 2L200 × 14 с прямоугольной 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 связей панелей поперечного направления - $0,202 \cdot 10^7$ тс.м²; связей панелей продольного направления - $0,311 \cdot 10^7$ тс.м²

$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B'_{zi}}{B'_{zk}} = \frac{0,202 \cdot 10^7}{0,311 \cdot 10^7} = 0,65;$$

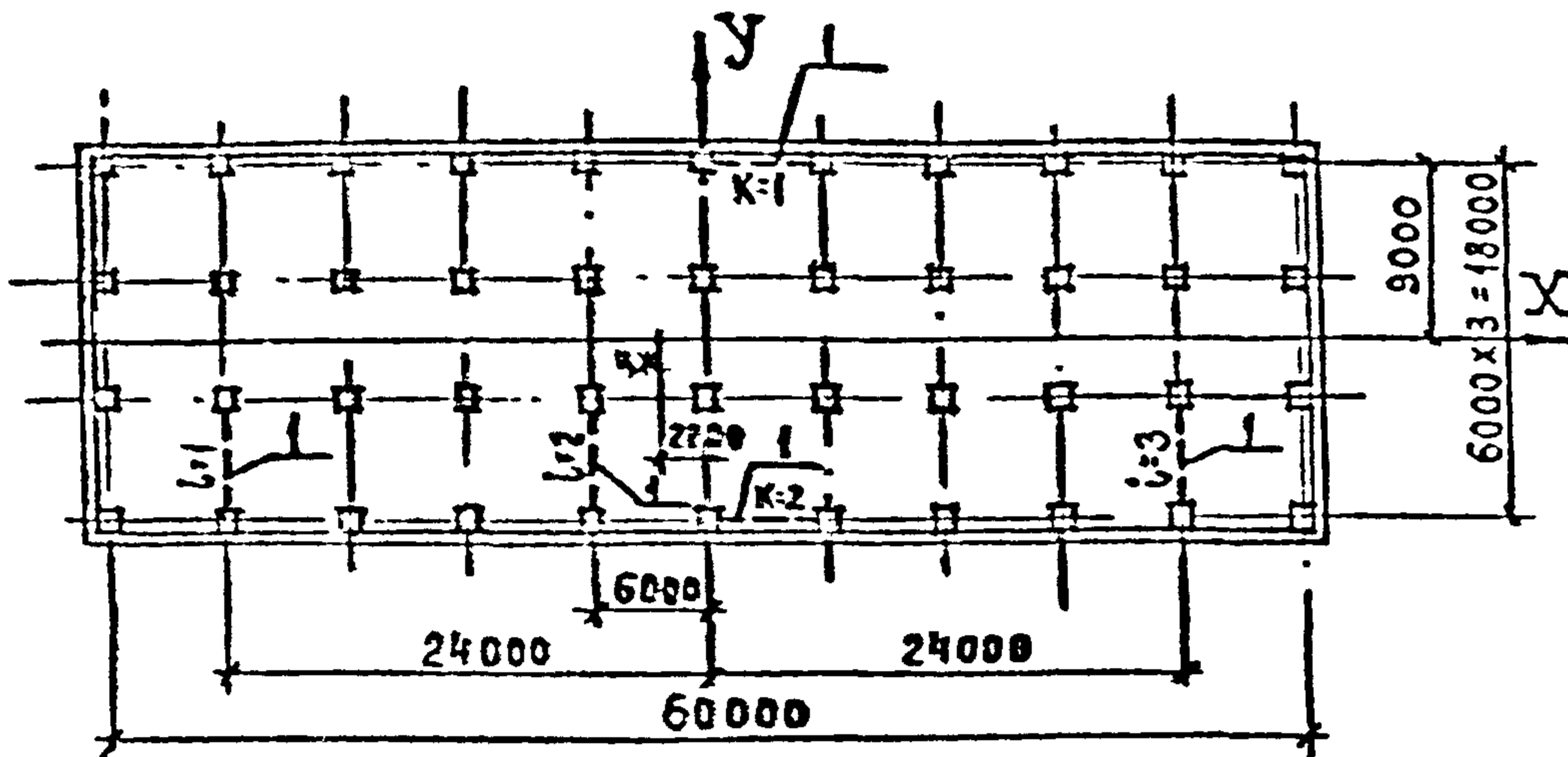
Вх. 32828 и 48

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

31

Изм. № 1
 Подпись и дата
 Имя



I - СТАЛЬНЫЕ СВЯЗИ

Рис. 4.2

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

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} = \frac{0,65 (-24 - 6 + 24)}{3 \cdot 0,65} = -2\text{м},$$

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

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

$$= 0,65 \cdot [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + 1 \cdot [(-9+0)^2 + (9+0)^2] = 926,4$$

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

$$\frac{0,65}{0,65 \cdot 3} + 0,65 \cdot \frac{-2(-2-24)}{926,4} = 0,333 + 0,036 = 0,369$$

Вх 32828149

УИВ №. подл. Подписи и дата 31.08.1987 №

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 $-0,65 \cdot 10^7$ тс.м²

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

$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B_{z1}''}{B_{zk}''} = \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,65 \cdot 10^7} = 1,23,$$

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

Тогда:

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

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

$$= 1,23 \cdot [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + 2 \cdot 9^2 = 1608,5$$

$$K_{Qz1}^{верт} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^3 \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_3)(\bar{x} - x_1)}{C_{кр}} =$$

$$= \frac{1,23}{3 \cdot 1,23} + 1,23 \cdot \frac{(-2+24)(-2-24)}{1608,5} = 0,333 - 0,437 = -0,104,$$

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

$$K_{Qz2}^{верт} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^3 \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_2)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} = 0,333 + 1,23 \cdot \frac{(-2+6)(-2-24)}{1608,5} = 0,253$$

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

Вх. 32828 л.50

$$M_{3\max}^{\text{ветр}} = \sum_{j=1}^n M_{3j} \cdot (\mathcal{H}_{Q_{32}}^{\text{ветр}} + \mathcal{H}_{Q_{33}}^{\text{ветр}}) + 2 \sum_{j=1}^n M_{4j} \cdot \mathcal{H}_{Q_{34}}^{\text{ветр}}$$

$$= 471(0,253+0,88) + 150 \cdot 2 \cdot 0,179 = 587,3 \text{ то.м}$$

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

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

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

$$K_2 M_3^{\text{ветр}} = 0,06 \cdot 293 = 17,6 \text{ то} < N_3^{\text{min}} = 67,3 \text{ то}$$

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

Определяем прогибание верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta^{\text{ветр}} = \frac{1}{B_3} \left\{ \sum_{j=1}^{n-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{31}^2}{6} (3H - j \cdot H_{31}) + \frac{W_n^6 \cdot H^3}{3} \right\}$$

где W_j, W_n^6 - см. табл. 3 и 4;
 B_3 - см. табл. 12

$$\delta_3^{\text{ветр}} = 0,671 \frac{26,1}{24,0 \cdot 202 \cdot 10^7} \cdot \left[8,7 \cdot \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{2,6^2}{6} \times \right. \\ \left. \times (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \cdot \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^3}{3} \right] = 0,0153 \text{ м}$$

От неравномерной вертикальной нагрузки:

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

где $B_3^{\text{н}}$ - см. табл. 13.

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

Вх. 32828 л. 52

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист
35

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

от крена фундамента:

$$\delta_{\text{кр}} = H \cdot \frac{M_{\text{верт}}^{\text{кр}} - M_{\text{вст}}}{C_{\text{кр}}} = 19,2 \frac{5873-150,5}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0099 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допустимого:

$$\delta_{\text{вст}} + \delta_{\text{верт}} + \delta_{\text{кр}} = 0,0153 + 0,0069 + 0,0099 = 0,0321 \text{ м} < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

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 6х6м. 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 2.01.07-85)-В.

В продольном и поперечном направлении используются связи указанных в выпуске 0-2 марок. В продольном направлении - треугольные, в поперечном - прямоугольные сечением 2х200х14.

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

Грунт - песок средней плотности, Егр. = 4000 тс/м²,

$$M_{\text{гр}} = 0,23.$$

Проводим проверку связи $i = I$.

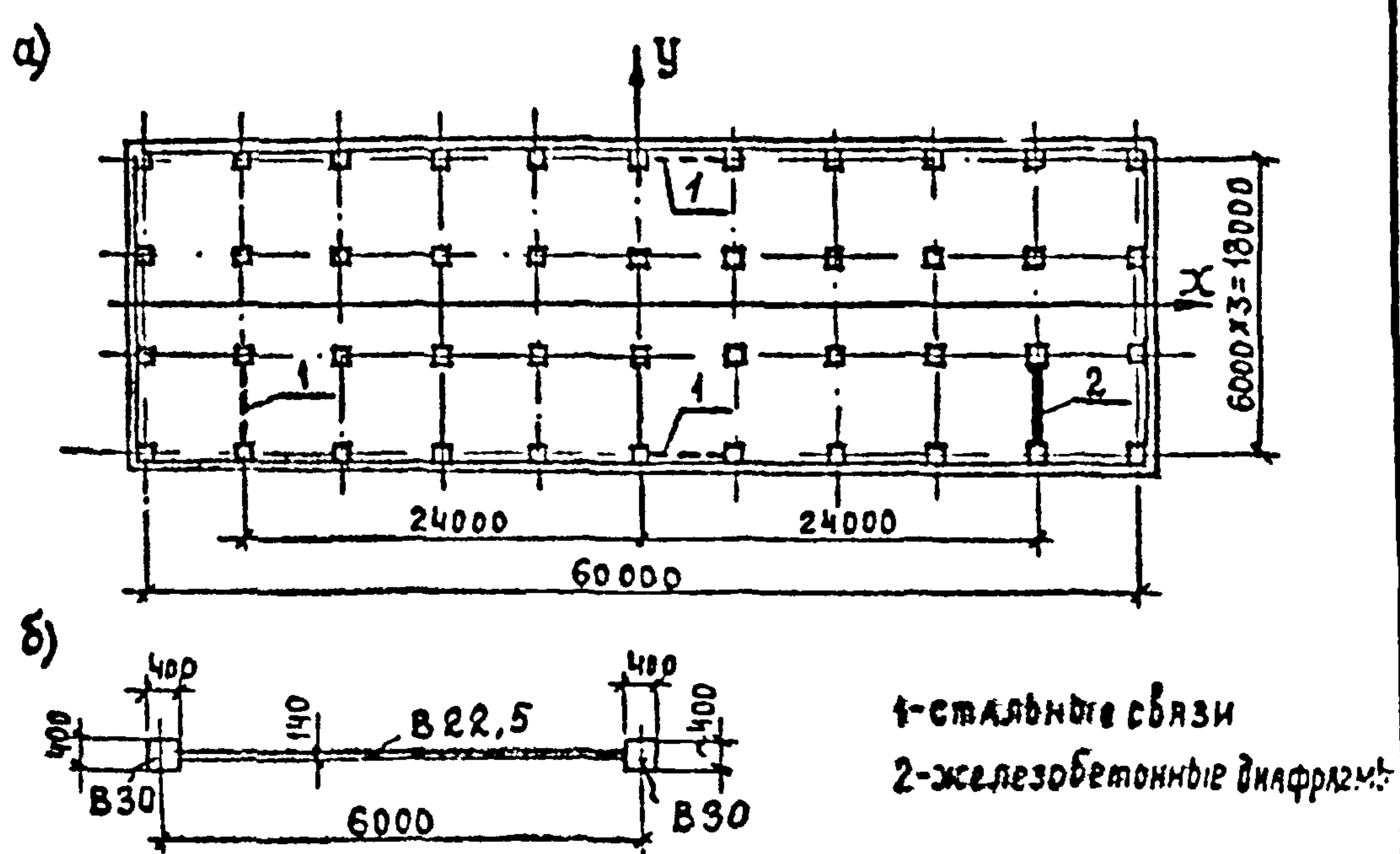
Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.1.2.

Вх 32828 л.53

I.020-I/87.0-5-2ПЗ

Лист
36

Имя проекта
Лист
Дата
Имя автора



1-стальные связи
2-железобетонные диафрагмы

Рис.4.3

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связевой панели поперечного направления - $0,202 \cdot 10^7$ то.м², связевых панелей продольного направления - $0,311 \cdot 10^7$ то.м², изгибная жесткость диафрагмы железобетонной - $1,32 \cdot 10^7$ то.м².

$$\alpha_{y1} = \frac{0,202}{1,32} = 0,153; \quad \alpha_{y2} = 1;$$

$$\alpha_{x1} = \frac{0,311}{1,32} = 0,236 = \alpha_{x2};$$

$$\bar{x} = \frac{-24 \cdot 0,153 + 24}{1,153} = 17,6 \text{ м};$$

$$\bar{y} = \frac{0,236 \cdot 9 - 0,236 \cdot 9}{2 \cdot 0,236} = 0;$$

$$C_{кр} = 0,153(-24-17,6)^2 + (24-17,6)^2 + 2 \cdot 0,236 \cdot 9^2 = 344;$$

$$\mu_{ветр} = \frac{0,153}{1,153} + 0,153 \cdot \frac{17,6(17,6+24)}{344} = 0,459$$

Вх. 32828 л. 54

Инв. №№ и дата Подпись и дата
 Изменения

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 - $0,65 \cdot 10^7$ тс.м².

$$\alpha_{y1} = \frac{0,8}{1,32} = 0,606; \quad \alpha_{y2} = 1; \quad \alpha_{x1} = \alpha_{x2} = \frac{0,65}{1,32} = 0,492;$$

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

$$\bar{y} = \frac{0,492 \cdot 9 - 0,492 \cdot 9}{2 \cdot 0,492} = 0;$$

$$C_{кр} = 0,606(-24 - 5,9)^2 + 1(24 - 5,9)^2 + 2 \cdot 0,492 \cdot 9^2 = 949;$$

$$K_{Q11}^{верт} = \frac{0,606}{1,606} + 0,606 \cdot \frac{(5,9 + 24)(5,9 + 24)}{949} = 0,948$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи K=2:

$$K_{Q13}^{верт.} = 0,606 \cdot \frac{2(-24 - 5,9)}{949} = -0,172,$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи K=1:

$$K_{Q14}^{верт.} = 0,172$$

Сределяем коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

По графикам принимаем:

$$\beta = 0,14 \text{ 1/н}$$

По табл. 5 приложения 2 СНиП 2.02.01-83 для фундамента с отношением сторон 12:4 = 3 находим $k_c = 1,07$.

Тогда:

Вх. 32828 л. 55

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Автм

38

Инв. № подл. Подпись и дата

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

$$K_{\varphi 1} = 1 + \frac{0,202 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,173 = 1,36$$

Коэффициент, учитывающий совместную работу связевых панелей и рядовых колонн:

$$K_{\text{кл}} = \frac{1}{1 - 0,0102 \cdot 20 \cdot 1,36} = 1,38$$

Условный фронт ветровой нагрузки:

$$L'_1 = 60 \cdot 0,459 \cdot 1,38 = 38,0 \text{ м}$$

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_{\text{ветр на отн.0}} = 0,671 \cdot 401 \cdot \frac{38,0}{24} = 426 \text{ тс.м};$$

$$Q = 0,671 \cdot 34,8 \cdot \frac{38,0}{24} = 36,9 \text{ тс.}$$

O_0 - коэф. перехода от ветровой нагрузки для ША района по скоростному ветру к нагрузке для ПБ района.

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

$$\text{при } N_{\text{пллх}} = 357^+ \text{ тс, } M_{\text{на отн.0}}^{\text{верт.}} = 321^- = 1508 \text{ тс.м} \cdot 0,948 = 161 \text{ тс.м};$$

$$\text{при } N = 307 \text{ тс, } M_{\text{на отн.0}}^{\text{верт.}} = 471 \cdot 0,959 = 452 \text{ тс.м};$$

$$\text{при } N_{\text{плл}} = 67,3 \text{ тс}$$

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

$$M_{\text{на отн.0}}^{\text{верт.}} = 150 \cdot 2 \cdot 0,172 = 51,6 \text{ тс.м}$$

Момент передаваемый на фундамент от собственного веса стоек

$$M_{\text{ст}} = 150,5 \text{ тс}$$

Вх. 32828 л. 56

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_{1 \text{ ветр}} = \frac{1}{B^3} \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot h^2}{6} (3H - j \cdot h) + \frac{W_m^0 \cdot H}{3} \right\} =$$

$$= 0,671 \frac{1}{0,202 \cdot 10^7} \cdot \frac{38,0}{24} \left\{ 8,7 \frac{1,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \frac{9,6^2}{6} \times \right.$$

$$\left. \times (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^3}{3} \right\} = 0,022 \text{ м}$$

От действия вертикальной нагрузки:

$$\delta_{1 \text{ верт}} = \frac{M_1}{B_j^3} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot (H - 0,5 H_j)$$

Здесь M_1 — момент от вертикальной нагрузки в каждом этаже.

$$\delta_{1 \text{ верт}} = \frac{40,8}{0,8 \cdot 10^7} \cdot [4,8(19,2 - 2,4) + 9,6(19,2 - 4,8) + 14,4(19,2 - 7,2)] = 0,0069 \text{ м};$$

$$\delta_{1 \text{ крен}} = 19,2 \cdot \frac{(452 + 516 - 150,5)}{0,85 \cdot 10^6} = 0,008 \text{ м}.$$

Суммарный прогиб связевой панели равен:

$$\delta_1 = 0,022 + 0,0069 + 0,008 = 0,0369 \text{ м} < \frac{I}{500} H = 0,0384 \text{ м}$$

Горизонтальное смещение диафрагмы жесткости определяется аналогично и равно:

$$\delta_2^{\text{ветр}} + \delta_2^{\text{верт}} + \delta_2^{\text{крен}} = 0,0156$$

Тогда прогиб крайней колонны в уровне покрытия определяется следующим образом:

$$\delta_k = 0,0156 + (0,0369 - 0,0156) \frac{54 \text{ м}}{48 \text{ м}} = 0,0415 \text{ м} = \frac{I}{466} H$$

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.

Имя, Фамилия, Подпись и дата

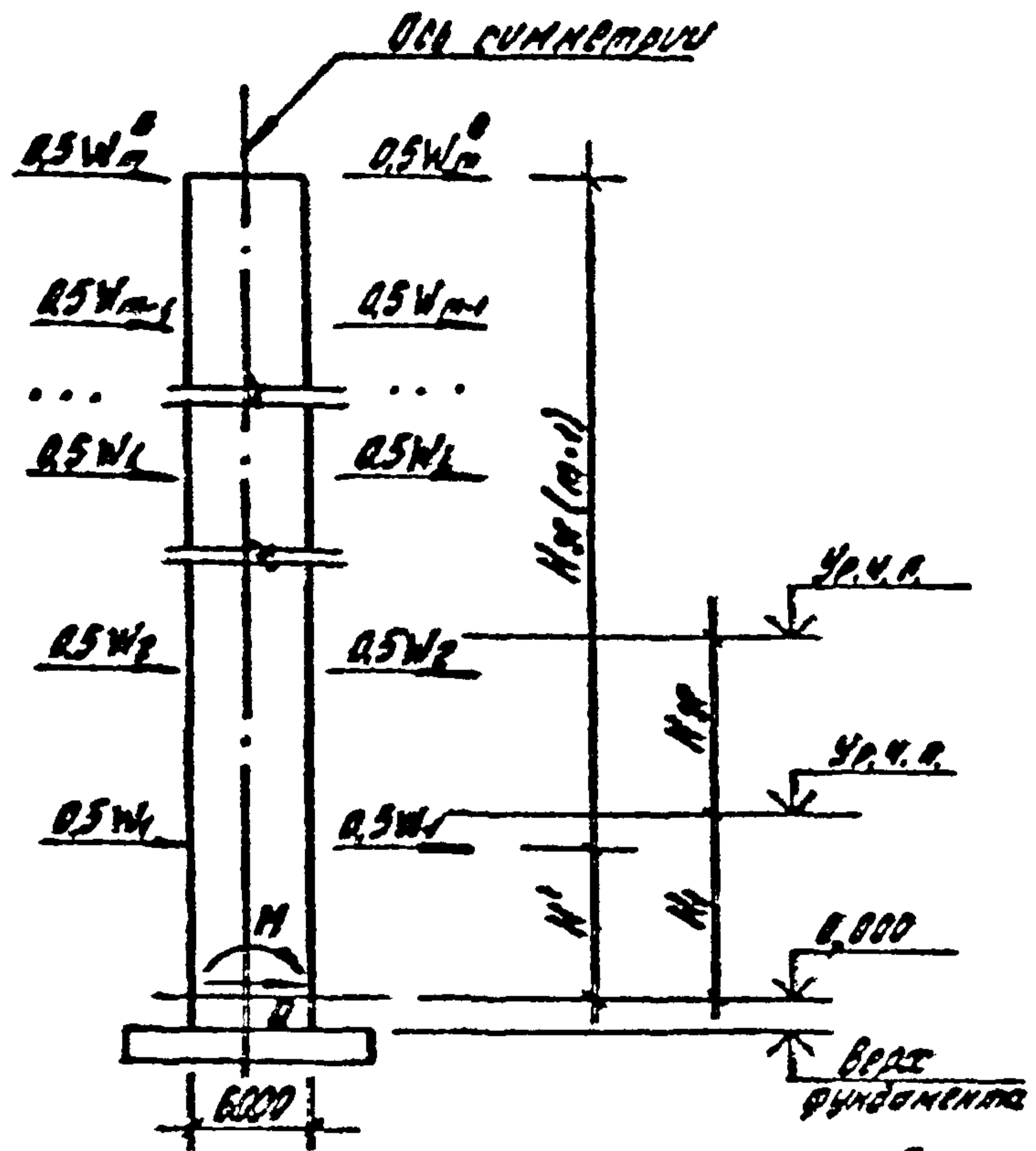


Таблица 3

Высота вдоль вдоль $H^0 + H_{ст} (m)$ H	Значение коэффициента перевода ветровой нагрузки для случая по значению дробления ветра						
	I		II		III		IV
	Тип местности						
	A	B	A	B	A	B	B
до 10 м	1.000	0.393	0.778	0.593	1.000	0.65	0.821
до 20 м		0.514		0.674		0.85	1.014
до 30 м		0.590		0.770		0.975	1.232
до 35 м		0.635		0.829		1.05	1.526

Тип местности: I, II, III, IV

1.020-1187.0-5 - 2 173

Таблица 4

Высота этажа			Значение расчетных ветровых нагрузок для III района (при фронте ветровой нагрузки $L = 24\text{ м}$) ГС									
первого		второго	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
H_1	H_2	$H_{в.э.}$										
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг.} = 450\text{ мм}$												
3.6	3.2	3.6	6.4	5.5	6.4	5.6	6.6	6.1	7.2	6.6	7.7	7.0
4.8	4.4	3.6	7.5	-	6.4	5.8	6.8	6.3	7.3	6.8	7.9	7.1
4.2	3.8	4.2	7.5	6.1	7.5	6.4	8.0	7.1	8.8	7.6	9.5	8.0
4.8	4.4	4.8	8.6	6.6	8.7	7.3	9.5	8.0	10.5	8.6	11.2	9.0
6.0	5.6	4.8	9.7	-	8.8	7.5	9.8	8.2	10.7	8.7	11.3	9.1
6.0	5.6	6.0	10.7	7.9	11.3	9.1	12.9	9.9	13.9	10.5	14.8	11.1
7.2	6.8	6.0	11.9	-	11.6	9.3	13.1	10.0	14.1	10.6	-	-
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг.} = 600\text{ мм}$												
4.2	3.6	4.2	7.5	6.4	7.5	6.8	8.0	7.5	8.8	8.1	9.5	8.4
4.8	4.2	4.8	8.6	7.0	8.7	7.7	9.5	8.5	10.5	9.0	11.2	9.5
6.0	5.4	4.8	9.7	-	8.8	7.9	9.8	8.7	10.7	9.1	11.3	9.6
6.0	5.4	6.0	10.7	8.3	11.3	9.5	12.9	10.4	13.9	11.0	14.8	11.6
7.2	6.6	6.0	11.9	-	11.6	9.7	13.1	10.5	14.1	11.1	-	-

0123456789
 1011121314151617181920
 21222324252627282930

Бх 32828 л 59

1.020-1/87.0-5-2 ПЗ

1/500
42

Продолжение таблицы 4

Высоты этажа			Значения расчетных ветровых нагрузок для ЦА района (при фронте ветровой нагрузки 4524 м ²)										
первого		второго	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	W ₆
H ₁	H ₁ ¹												
Продольные связи при ригеле высотой h _{риг.} = 450 и 600 мм													
3,6	3,2	3,6	6,4	5,4	6,4	5,5	6,0	5,9	7,2	6,5	7,7	6,8	
4,8	4,4	3,6	7,5	-	6,4	5,7	6,8	6,1	7,3	6,6	7,9	6,9	
4,2	3,8	4,2	7,5	6,0	7,5	6,9	8,0	6,9	8,8	7,5	2,5	2,8	
4,8	4,4	4,8	8,6	6,5	8,7	7,1	9,5	7,9	12,5	8,4	14,2	8,8	
6,0	5,6	4,8	9,7	-	8,8	6,7	9,6	8,1	12,7	6,5	14,3	8,9	
6,0	5,6	6,0	12,7	7,8	14,3	6,8	12,9	9,7	13,9	10,3	14,8	10,9	
7,2	6,8	6,0	14,9	-	14,6	9,1	2,1	9,9	14,1	10,4	-	-	

Высота этажа
 Высота этажа
 Высота этажа

Вх. 32828 л. 60

1.020-1/87.0-5 - 213

Лист
43

Таблица 5

Высоты этажей Н _{эт} или Н _к +Н _{эт} М	Отметка по расчет- ной сече- нию	Значения расчетных ветровых моментов М (тс.м) и поперечные силы Q (тс) для III А района (фронт ветровой нагрузки L=24м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	М	Q	М	Q	М	Q	М	Q	М

Поперечные связи при ригеле высотой h_{риг}=450мм

3.6	0.000		58		122		218		358		517
	-0.500	14.9	64	18.4	131	25.5	231	33.2	356	44.3	538
4.8+3.6	0.000	-	-		152		259		402		562
	-0.150	-	-	19.7	154	13.1	253	20.9	407	23.1	568
4.2	0.000		77		167		303		487		724
	-0.500	13.6	64	21.4	177	30.1	318	32.4	507	49.3	749
4.8	0.000		99		220		401		651		968
	-0.150	15.2	111	24.6	224	34.8	407	45.9	658	51.5	977
6.0+4.8	0.000	-	-		260		459		725		1058
	-0.150	-	-	26	254	35.5	464	47.7	732	59.4	1075
6.0	0.000		152		251		652		1057		1579
	-0.150	18.6	154	31.1	356	44.8	658	59.3	1066	74.7	1591
7.2+6.0	0.000	-	-		404		724		1152		-
	-0.150	-	-	32.8	409	46.6	751	61.3	1161	-	-

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

4.2	0.000		78		168		305		491		727
	-0.650	13.9	87	21.8	162	37.5	324	39.9	517	49.7	759
4.8	0.000		160		222		465		654		974
	-0.300	15.6	165	25	229	35.3	300	46.3	658	58	991
6.0+4.8	0.000	-	-		262		463		727		1054
	-0.300	-	-	26.4	270	37.0	474	48.1	742	59.9	1082
6.0	0.000		154		354		657		1053		1585
	-0.300	20.0	160	31.5	363	45.3	670	59.8	1081	75.2	1608
7.2+6.0	0.000	-	-		407		729		1158		-
	-0.300	-	-	33.2	417	47.1	743	61.8	1177	-	-

Вх. 32828 д. 61

1.020 - 1/87. 0-5 - 213

1.77
44

Ветровые нагрузки
Дирекция
Инженер

Продолжение таблицы 5

Высота этажа Н _{эт} , м	Средняя высота этажа Н _{ср} , м	Значения расчетных ветровых моментов М (Гсм) и поперечных сил Q (Гс) для п/я ригеля (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при ветровости									
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M

Продольные связи при ригеле высотой h_{риг.} = 450 мм

3,6	0,000	4,8	61	16,3	127	25,3	224	33,1	353	41,1	527
	-0,500		67		135		236		375		547
3,6+3,6	0,000	-	-	19,6	157	27,8	265	34,6	410	42,8	592
	-0,150		-		160		269		415		599
4,2	0,000	13,5	61	21,3	172	29,9	309	39,3	498	49,1	736
	-0,500		67		183		324		518		760
4,8	0,000	15,1	107	23,5	225	34,7	411	45,7	662	57,3	981
	-0,150		110		229		416		663		990
6,0+4,8	0,000	-	-	25,2	256	36,4	469	47,5	735	59,2	1072
	-0,150		-		260		474		742		1080
6,0	0,000	18,5	157	26,8	320	44,6	662	59,1	1071	74,5	1597
	-0,150		153		325		669		1079		1608
7,2+6,0	0,000	-	-	32,6	411	46,5	735	61,1	1155	-	-
	-0,150		-		416		743		1175		-

Продольные связи при ригеле высотой h_{риг.} = 600 мм

4,2	0,000	13,5	79	21,3	169	29,9	365	39,3	492	49,1	728
	-0,500		67		183		324		518		760
4,8	0,000	15,1	110	23,6	222	34,7	406	45,7	655	57,3	973
	-0,300		105		229		416		663		990
6,0+4,8	0,000	-	-	25,2	252	36,4	463	47,5	728	59,2	1063
	-0,150		-		260		474		742		1081
6,0	0,000	18,5	154	26,8	315	44,6	632	59,1	1062	74,5	1556
	-0,300		159		325		651		1079		1608
7,2+6,0	0,000	-	-	32,6	405	46,5	729	61,1	1157	-	-
	-0,300		-		416		743		1175		-

Итого: 32828,62

1.020-1/87.0-5-203

16100

45

Лист № 0000. Проверен дата 10.01.1987

Таблица 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки k_w в м, воспринимаемый одним связевым панелем при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2-х этажные здания

I ветровой район.

Высота Крен	этажи фунда-менты, или см.	Сетка колонн, м							
		6x6		9x6					
Нят. или Нят. табл. М	этажи фунда-менты, или см.	Пролет связевой панели, м							
		6							
Нят. или Нят. табл. М	этажи фунда-менты, или см.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60	36	60				
Нят. или Нят. табл. М	этажи фунда-менты, или см.	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²							
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6	этажи фунда-менты, или см.	30	30	[Diagram: Triangle with X]			
4,2;				30	30	[Diagram: Triangle with X]	
4,8;						[Diagram: Triangle with X]	
6,0						[Diagram: Triangle with X]	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6	этажи фунда-менты, или см.	30	30	[Diagram: Pentagon with X]					
4,2				30	30	[Diagram: Pentagon with X]			
4,8						30	27	[Diagram: Pentagon with X]	
6,0								27	24

[Diagram: X in box] - здесь и далее отсутствие значений.

1.020-1/87. 0-5-2.13

Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B м,
 воспринимаемый одной связевой панелью при симмет-
 ричном расположении в плане связевых панелей
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

II ветровой район

сетка колонн, м

Высота этажа	Крен фунда	6x6		9x6					
		пролет связевой панели, м							
Нот или	Нот или	длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		35	60	35	60				
Нот или	Нот или	временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²							
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,5	L _{max}	30	30	X	
4,2 4,8				30	30
6,0	L=0	30	27		
	L _{max}			30	

Пятиугольные связи продольного направления

3,5	L=0	30	30	30	X	
				27	30	
4,2	L _{max}	30	30	30	30	30
				27		
4,8	L=0	30	30	27	30	30
				24		
6,0	L _{max}	24	21	24	21	21

Иллюстрация к таблице 6

1.020-1/87.0-5-213

47

Вх. 32828 л. 64

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

Высота этажа или H, H _{эт} м	Жесткость панели МПа	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 кПа/кг									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6	$i=0$					X			
	i_{max}	30							
4,2; 4,6; 6,0	$i=0$	30				30			
	i_{max}	30	27	24	30	27			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6	$i=0$			30	27	X			
	i_{max}	30		30	27				
4,8	$i=0$			30	24	30			
	i_{max}	27	24	21	24	20	18	24	20

См. также Подпись и дата Ветеринара

1.020-1/87. 0-5-2173

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м, соответствующий длине связевой панели при симметричном расположении в плане здания связевых панелей

2-й этажные здания

Трёхрядный район

Высота этажа, м	Крыша	Сетка колонн, м			
		6x6		9x6	
Нзр.	Угол наклона ск.	Пролет связевой панели			
		6		9	
Угол наклона ск.	М	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		12	60	18	54
		Временная нормативная нагрузка по перекрытию, кг/м ²			
		по 1500	по 2000	по 1500	по 2000
		по 500	по 1000	по 500	по 1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6	i=0	30	30		30
4,2; 4,8					
6,0	i=0	30	30		30
	i=0		30	27	

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	i=0	30	30		30
	i=0		30	24	
4,2; 4,8	i=0	30	30		30
	i=0		30	27	
6,0	i=0	30	27	21	Вх. 32828 Л.66

1.020-1/87.0-5-273

ИЗМЕНЕНИЯ ПОДПИСАНЫ И ДАТЫ

Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки L и $ВМ$,
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

II ветровой район

Высота этажей	Креп. фунда- мента I макс см. табл. 6	Сетка колонн, м												
		6x6	9x6											
Нэт. или Н ₁ +Нэт. М	I макс см. табл. 6	Пролет связевых панелей, м												
		6	9											
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м												
		12	60	18	54	18	54							
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²												
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	500	500	1000	500	1000	500

Треугольные связи поперечного направления

3,6	I макс			X					
		30							
4,2; 4,8	I макс			X					
		30		30	27	30			
6,0	I макс			X					
		30		24	21	30			

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	I=0			X					
		30		24	30				
4,2; 4,8	I макс			X					
		30		24	30				30
6,0	I макс			X					
		24	21	20	24	21	30		

Вх. 32828.164

1.020-1/87. 0-5-273

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{\text{н.в.м}}$, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2-этажные здания

в ветровой район

Высота этажей	Креп. фундамента	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
Н ст.	Креп. стл.	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
Шт.	Креп. шт.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54						
М	Табл. 15	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²											
		1000	1500	2000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500

Треугольные связи поперечного направления

3,6	$i=0$	30	30									
	i_{max}		27									
4,2; 4,8	$i=0$	30	30		30							
	i_{max}		27								30	
6,0	$i=0$	27	27	24	27		30					
	i_{max}		21		27	21						

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	i_{max}	30	30										
	$i=0$		30	24							21	30	
4,2; 4,8	$i=0$	30	30	24	21	30		30					
	i_{max}		27	30		27							
6,0	$i=0$	21	18	18	21	18	Вх. 32828 л. 68						
	i_{max}		21		18								

Длина связи поперечного направления

1.020-1/07. 0-5-273

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

Высота этажа	Кол-во этажей	Сетка колонн, м									
		8x8				9x6					
Н _з или Н ₁ и Н ₂ , м	Минимум или Средн. табл. 15	Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		30		60		30		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8; 6,0	i=0 или i max	30				30	X	
		30				27		
4,2; 4,8; 6,0; 6,6	i=0 или i max	30				30	30	
		30				27	30	
6,0; 7,2; 8,0	i=0 или i max	30	21	27	20	30	27	
		24	20	21	24	16	24	21

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8; 6,0	i=0 или i max	30				24	X	
		30				27		
4,2; 4,8; 6,0; 6,6	i=0 или i max	30				27	30	
		30	24		20	30	24	
6,0; 7,2; 8,0	i=0 или i max	24	21	21	16	24	21	
		24	20	21	24	16	24	21

Указанные размеры и дата введения

1.020-1/87.0-5-203

Вх. 32828-Л. 69

Позижение таблицы

Максимальный фронт ветровой нагрузки в м, в зависимости от высоты связевой панели при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-этажные здания

II ветровой район

Сетка колонн, м

6x6

9x6

Пролет связевой панели, м

6

Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м

35

60

35

60

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²

1000 1500 2000 1000 1500 2000 500 1000 500 1000

Треугольные связи продольного направления

3,5; 4,2x5	i=0					27	X			
	i=0x					24				
4,2	i=0	30				27	30			
	i=0x					24				
4,8; 6,0x7,5	i=0			30	24			30	27	
	i=0x	30	27							
5,0; 7,2x5,0	i=0	24	18	21	15	24			21	
	i=0x	21	15	18	15	21			18	

Пятиугольные связи продольного направления

3,5; 4,2x5	i=0x					30	27	21	X			
4,2	i=0x					27	24		30		27	
		27	24	21	24	21	15	27	24			
6,0; 7,2x5,0	i=0x	20		18		15	15	20		18		

1.020-1/87. 0-5-273

Лист
53

Вх. 32828 л. 90

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки l_m в м,
 ограниченный одной связевой панелью при симметрич-
 ном расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

3-й этажные здания

III ветровой район

Высота этажа	Крен рунду	Сетка колонн, м									
		6x6				9x6					
Нат или Н ₁ Н ₂ м	Кренто l _{max} 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 кПа									
		1500	1500	2000	1200	1500	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6i 4,8+3,5	i=0	30	30		24		X					
	l _{max}		27		21							
4,2	i=0	30	30		24		30					
	l _{max}		27		24		27					
4,8i 6,0+4,8	i=0	30	27		30		27		30			
	l _{max}		24		24		24		24			
6,0i 7,2+5,0	i=0	20	15,0	18	13,2	20	18					
	l _{max}	18	14,0	15	12,0	16	15					

Пятиугольные связи продольного направления

3,6i 4,8+3,5	l _{max}	30		27		24		20		X			
		24											
4,2	l _{max}	27		21		27		24					
		24	21	18	24	18	15	24	24				
4,8i 6,0+4,8	l _{max}	15		15		15		13,2		15			
		15		15		15		13,2		15			

1.020-1/87.0-5-213

Вх. 32828 л. 71

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

Сетка колонн, м

Высота этажа	Полет связевой панели, м	6x6		9x6			
		6		9			
Нал. высота или этаж, м	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м	12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²					
Нал. высота, м		1500	1500	2000	1500	2000	1500
		2000	1500	2000	1500	2000	1500

Треугольные связи поперечного направления

3.6; 4.8+3.5	$l=0$	30	30	30	27	30	30
4.2	l_{max}						
4.8; 6.0+4.5	$l=0$	30	30	30	24	30	30
6.0; 7.2+5.0	l_{max}						
		21	20	16	14	21	16

Пятиугольные связи поперечного направления

3.6; 4.8+3.5	l_{max}	30	30	20	30	24	30		
4.2								30	27
4.8; 6.0+4.5	l_{max}	27	24	21	18	16	24	20	30
6.0; 7.2+5.0		21	18	16	15	21	16		

1.020-1/87.0-5 - 213

1650
55

Вх. 32828 л. 72

Продолжение табл. 6

Максимальным фронт ветровой нагрузки $W_{вн}$,
распределенной одной связевой панелью при симметричном
разделении в плане здания связевых панелей
ветровой ответственности

3х этажные здания

II ветровой район

Сетка колонн, м

Высоты	Крыш	8x8		9x8						
		Разлет связевой панели, м								
Этажи	Сунды	6		9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м								
Н ст	Контр	L сток	L в.м.	L в.м.	L в.м.					
						12	60	18	54	18
Н в.м.	L в.м.	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²								
		100	150	200	250	300	350	400	450	500

Треугольные связи поперечного направления

Сечение - 2L160x11

3,6; 4,8x3,6	L=0 L сток	30	30	27	X	X
			27	24		
4,2	L=0 L сток	30	30	24	30	X
			24	18	30	
4,8; 6,0x4,8	L=0 L сток	30	30	27	30	X
			27	24	30	

Сечение - 2L160x12

4,2; 4,8; 6,0x4,8	L сток	X	X	X	30
15	13,2	12	15	13,2	

Сечение 2L230x14

4,2; 4,8; 6,0x4,8	L сток	X	X	X	30	
						6,0; 7,2x6,0
15	14	12	15	14		

1.020-1/87.0-5-213

Сечение 2L230x14

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{вм}$,
встречаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой высоты

3-5 этажные здания

II ветровой район

Решка колонн, м

Высота этажа

8x6

9x6

Этаж фундамента

Пролет связевой панели, м

6

9

Нят. высота или высота

Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м

Ннт. см.

12

60

18

54

18

54

Табл. 6

Временная нормативная нагрузка на перекрытия $q_{вн}$, кг/м²

1500	1500	2000	1000	1200	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
------	------	------	------	------	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------

Габаритные связи поперечного направления

Сечение - 2L 160 x 11

3,6; 4,8+3,6	Lmax	30				X		X				
4,2		27	27	24	20					18	27	21
4,8; 6,0+4,8		21	20	16	15					20	16	

Сечение - 2L 100 x 12

4,2	Lmax	X				X		27	20
4,8								24	18
6,0; 7,2+6,0								15	15

Сечение - 2L 200 x 14

4,2	Lmax	X				X		27	20
4,8; 6,0+4,8								24	
6,0; 7,2+6,0								16	14

Lmax

1.020-1/87. 0-5-213

1/1000

57

Продолжение табл. 6

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

3-й этажные здания

III ветровой район

Высота этажа	Крыша	Сетка колонн, м	
		6x6	9x6
Класс здания	Минта	Пролет связевой панели, м	
		6	9
или	Lmax см.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м	
		12	60
Н, Нст, табл. 4	M	Временная нормативная нагрузка на кровлю, кг/м ²	
		1000	500

Треугольные связи поперечного направления

Сечение - 2L 160x11

3.6i	i=0			27				
4.8+3.5	imax	30		24	21			
4.2	i=0			21		30		
	imax	30	27	21	16	24		
4.8i	i=0			30	27	24		
6.0+4.8	imax	30		24	20	30	24	

Сечение = 2L 160x12

4.2i	imax							30
4.8i								
6.0i	i=0	14		12	10.8	14	12	
7.2+5.0	imax	13.2	13.2	10.8	10	13.2	10.8	

Сечение - 2L 200x14

4.2i	imax							30
4.8i								
6.0i	i=0	14		13.2	10.8	14	13.2	27
7.2+5.0	imax	13.2	12	10.8	10	13.2	10.8	24

1.620-1/87. 0-5-213

58

Продолжение табл. 6

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

3-х этажные здания

т/ветровой район

сетка колонн, м

Высота этажа	Класс бетона	6x6		9x6						
		Пролет связевой панели, м								
Норм. или инт.	Механ. см.	6			9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м								
М	Табл. 16	12	60	18	54	18	54			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие к/ч, кПа								
		1000	1500	2000	2500	3000	500	1000	500	1000

Пятичленные связи поперечного направления

Сечение - 2L 160 x 11

4,2 4,8; 5,4-4,8	Литер	30	21		30	15		X			
		27	21		21	18					
		18	16	15	13,2	12	16				

Сечение - 2L 160 x 12

4,2 4,8; 5,0; 7,2-5,0	Литер	X						21		18	
		13,2	12	10,8	10	13,2	10,8	X			

Сечение - 2L 200 x 14

4,2 4,8; 5,4-4,8 6,0; 7,2-5,0	Литер	X						21		16	
		14	13,2	12	10,8	14	12	14	12	X	

1.021-1/87. 0-5-213

Вх. 32828 Л. 76

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одним связным панелем при симметричном расположении в плане здания связных панелей одинаковой жесткости

4-х этажные здания

Гветровой район

Высота этажа	Креп. фунда.	Сетка колонн, м									
		6x6		9x6							
Наз. или № эт.	Механ. в этаж	Пролет связной панели, м									
		6									
№ и № эт. М	СМ. табл. 16	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$l=0$	30	27	30	21	X	
	l_{max}		21	30	27		
4,2	$l=0$	30	24	30	21	27	
	l_{max}		21	24	18	18	
4,8; 6,0+4,8	$l=0$	30	12	24	10,5	27	
	l_{max}		24	27	10,8	27	22,5
6,0; 7,2+6,0	$l=0$	30	18	15	7,5	18	
	l_{max}		16	8	15	7	15

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$l=0$	30	27	30	21	X	
	l_{max}			27	21		
4,2	$l=0$	30	27	24	27	22,5	
	l_{max}			24	21	18	18
4,8; 6,0+4,8	$l=0$	30	27	18	14	18	
	l_{max}			21	16	16	13,2
6,0; 7,2+6,0	$l=0$	30	27	15	10,8	15	
	l_{max}			16	15	10,8	15

1.020-1/87. 0-5-2173

50

Вх. 32828 л. 77

Применение табл. 6
 Максимальную длину ветрового напора $L_{вн}$ в м,
 соответствующую длине расчетной симметричной
 ветровой зоны в плане $L_{вз}$ для ветровой
 зоны определенной жесткости

4-й этажные здания

II ветровой район

Высота этажа	Класс здания	Длина колонн, м									
		6x6				9x6					
Низ шп Н+Нз М	Класс здания	Пролет ветровой панели, м									
		6									
Низ шп Н+Нз М	Класс здания	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		35		60		35		60			
Низ шп Н+Нз М	Класс здания	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продолженного потребления

3,5; 4,8+3,6	$i=0$		21	30	18		
	i_{max}	30	20	27	24		
4,2	$i=0$		21	27	18	27	
	i_{max}	27	18		15		
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	24	10,8	21	9	22,5	18
	i_{max}	21	10	15	8		
6,0; 7,2+6,0	$i=0$	14	15	6,7	13,2	14	13,2
	i_{max}	14	6	12	-	14	12

Пятиугольные связи продолженного потребления

3,5; 4,8+3,6	$i=0$	30					
	i_{max}	27		24	18		
4,2	$i=0$		21	20	15	18	15
	i_{max}	21	20	18			
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	18		16	13,2	15	13,5
		16	15	15	12		
6,0; 7,2+6,0	i_{max}	13,2		10,8	10,5	9,5	12

1.020-1/87. 0-5 - 273

Вх. 32828 л. 78

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-х этажные здания

III ветровой район

Сетка колонн, м

Высота этажа	Крен фунда-	8x8		9x6							
		Пролет связевой панели, м									
Нэт. или Нччэт. м	Нента Lmax ок. табл. 16	6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, q^w , кН/м ²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	30	20	30	27	16	X	
	L_{max}				24	14		
4,2	$i=0$	27	16			16	22,5	
	L_{max}	24				13,2	18	15
4,8; 6,0+4,8	$L=0$	20	9,0		18		18	
	L_{max}	16	18	8,6	15	7,7	18	15
6,0; 7,2+6,0	$i=0$	12			10,8		12	10,8
	L_{max}	10,8			10,5		10,8	10,5

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$i=0$				24		X	
	L_{max}	24	20		20	16		
4,2	$i=0$					15	15	13,5
	L_{max}	18			15	14	15	12
4,8; 6,0+4,8	$L=0$	15			13,2			
	L_{max}	14	13,2	12	12	12,8	12	11,2
6,0; 7,2+6,0	L_{max}	10,8	9,6	10	8,6		11,2	9

Получено из табл. 6

1.020-1/87. 0-5 - 273

62

Вх. 32828 л. 79

Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки k_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4-х этажные здания

Гветровой район

Высота этажа, м	Крен фундамента, град.	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
Кл. или тип	Механ. табл. 16	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
Механ. табл. 16	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, кг/м ²													
1000 1500 2000 1000 1500 2000 500 1000 500 500 1000 500 1000													

Треугольные связи поперечными сечениями 2, 1, 1, 1, 2

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	30	15	30	27	21	30	21	27	21	30	21	27	21
	i_{max}			27	20	16								
4,2	$i=0$	30	15	30	27	21	30	21	27	21	30	21	27	21
	i_{max}			21	20	16								
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	30	15	30	24	12	30	21	27	21	30	21	27	21
	i_{max}			27	21	10,8								
6,0	$i=0$	20	9	16	7,5	20	15	16	15	16	15	16	15	16
	i_{max}			9	15									

Сечение - 2L 200x14

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	30	15	30	27	20	30	24	27	21	30	21	27	21
	i_{max}			27	20	15								
4,2	$i=0$	30	15	30	27	20	30	24	27	21	30	21	27	21
	i_{max}			21	20	15								
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	30	15	30	24	15	30	21	27	21	30	21	27	21
	i_{max}			27	21	10,8								
6,0; 7,2+6,0	$i=0$	20	9	16	10,8	20	15	16	15	16	15	16	15	16
	i_{max}			9	15									

Указаны поперечные сечения

1.020-1/87.0-5 - 213

63

Вх. 32828 л. 80

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L \leq B_n$, расположенный одной связевой панелью при симметричном расположении в плане зонной связевой панели одинаковой жесткости

4.2. Стандартная зона

II ветровой район

Сетка колонн, м

Высота этажа	Креп. фунда- менты	6x6		9x6									
		Пролет связевой панели, м											
Н.з.п. или Н.н.з.п.	С.ч. связей	6		9									
		Длина зоны в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Н	С.ч. связей	12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²											
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	1000	1500	2000	1000	1500	2000

Требуемые связи поперечного направления

Сечение - 2L 100 x 12

3.6:	$l=0$	30	27	27	21	18	X					
4.6+3.6	l_{max}			24	18	15						
4.2	$l=0$	30	27	27	21	15					30	27
	l_{max}			24	18	15					18	
4.8:	$l=0$	27	27	21	21	14					27	21
	6.0+4.8			l_{max}	20	24					18	12
6.0:	$l=0$	16	16	13.2	6						15	13.2
	7.2+5.0			l_{max}	7.5	12					-	12

Сечение - 2L 200 x 14

Ветровая нагрузка	3.6:	$l=0$	30	30	27	30	24	15	X						
	4.6+3.6	l_{max}			24	18	14								
	4.2	$l=0$	30	27	21	27	21	15					30	27	30
		l_{max}			20	18	14	27					21	24	
	4.8:	$l=0$	27	27	18	21	12	27					21	30	30
		6.0+4.8			l_{max}	16	24	18					12	27	18
	6.0:	$l=0$	16	16	12	13.2	9	15					13.2	24	24
		7.2+5.0			l_{max}	10.8	12	8.5					12	21	20

1.020-1/87. 0-5-203

1000
65

Вх. 32828 Л.81

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B , воспринимаемый одной связевой панелью при симметричной раскладке в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4-х этажные здания

в ветровой район

Высота этажа	Креп. фундамента	Сетка колонн, м											
		6x6			9x6								
Н.з. или Н.н.т.	i max	Пролет связевой панели, м											
		6			9								
Н.з. или Н.н.т. табл. 15	i max	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54						
M	Сх. табл. 15	Временная нормативная нагрузка по перекрытию, кг/м ²											
		1000	500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Габариты стержней связи поперечного сечения

Сечение - 2 L 120 x 12

3,5; 4,8+3,6	i max	18		12													
		4,2		13,2								10		18	12		
		4,8; 5,0+4,8		10,8								9,0		7,7		10,8	9,0
		5,0; 7,2+5,0															

Сечение - 2 L 200 x 14

3,5; 4,8+3,6	i max	30		27		27		24		21		15									
		4,2		27		24		21		18		15									
		4,8; 5,0+4,8		27		24		20		23		15								14	
		5,0; 7,2+5,0		15		16		120		16		13,8								16	

1.020-1/87. 0-5-213

66

Вх. 32828 л. 82

Продолжение табл 6

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

4-х этажные здания

III ветровой район

Сетка колонн, м

Высота	Крен	8x6		9x6											
		Пролет связевой панели, м													
Шаг фундамента	Нал. мента	8		9											
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
Или № кр. табл. 5	l_max см.	12	60	18	64	18	54								
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²													
М		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	400	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи перпендикулярно направлению сечения - 2L 100x12

3.5; 48x35	i=0	27	24	21	24	18	16	[Diagram: Triangle with peak at 27, base at 16]			
	l_max	24	21	20	15	13.2					
4.2	i=0	27	24	21	24	18	16	27	24	[Diagram: Triangle with peak at 27, base at 16]	
	l_max	24	21	20	16	13.2	24	16			
4.8; 60x48	i=0	21	20	14	20	15	10.5	21	20	[Diagram: Triangle with peak at 21, base at 10.5]	
	l_max	20	13.2	16	15	9.6	20	16			
6.0; 72x60	i=0	12	60	10.8	-	-		10.8		[Diagram: Triangle with peak at 10.8, base at 12]	
	l_max	12	60	10.5	-	-	12	10.5			

Сечение - 2L 200x14

3.5; 48x35	i=0		27	24	30	21	16	[Diagram: Triangle with peak at 30, base at 16]			
	l_max	30	24	21	21	16	12				
4.2	i=0		24	21	24	18	10.8	27	24	30	24
	l_max	27		20	16	10	24	18	27	21	
4.8; 60x48	i=0	24	21	15	21	18	12.8	21	18	30	24
	l_max	21	14	13	15	10	20	15	27	21	
6.0; 72x60	i=0				10.8			10.8			
	l_max	12	9.6		10	7.7	12	10	18	16	

1.020-1/87. 0-5 - 213

1/207
87

Государственный институт проектирования
 Максимальный фронт ветровой нагрузки L_{max} в м,
 соответствующий длине связи $L_{связь}$ панели при симметрич-
 ном расположении в плане здания $L_{здания}$ панели
 $L_{панель}$ жесткости

4 - этажные здания

III ветровой район

сетка колонн м

Виды панель	Креп. фунда- менты	6х6		9х6							
		Пролет связи панели м									
Класс или класс	Lmax м	6		9							
		Класс здания в направлении действия ветровой нагрузки м									
Н	Нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²	12	60	18	54	18	54				
		1200	1500	2000	1500	1500	2000	1500	2000	1500	2000

Пятиугольные связи поперечного направления
 Сечение - 2L 180x12

3,6; 4,8+3,6	Lmax	16		10,8		X					
4,2		10,8		8,4				16	10,8		
4,8; 6,0+4,8		9		8				7,7	6	9	7,7
6,0; 7,2+6,0		9		8				7,7	6	9	7,7

Сечение - 2L 200x14

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

1.020-1/87.0-5-213

68

Предварительное табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{\text{вн}}$ в м,
 беспримысловый сдвиг сдвиговой панели при симметрич-
 ном разтапливании в плане здания сдвиговой панелью
 одинаковой жесткости

4 Э этажные здания
 I Ветровой район

Высота этажа, м	Крыш рундуки	Сетка колонн, м								
		8x8			9x8					
Нст	Менто,	Пролет сдвиговой панели, м								
		8			9					
дли	Lmax	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м								
		12	18	18	54	18	54			
Нст	таблиц	Средняя нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²								
		1000	1500	2000	1500	1000	500	1000	500	1000

Пятиугольные балки поперечного направления
 Сечение - 2 L 180 x 12

3,6; 4,8+3,6	i=1	30	24	24	15	X	
			21		17		
4,2	i=0	30	24	24	15	30	24
			21		14		
4,8; 6,0+4,8	Lmax	30	15	10,8	10,8	30	24
			14		12		

Сечение - 2 L 200 x 14

3,6; 4,8+3,6	i=1	30	30	24	20	X	
			27		21		
4,2	i=0	30	27	21	18	21	21
			21		15		
4,8; 6,0+4,8	Lmax	30	21	14	12	20	16
			13		21		

Таблица 6. Расчеты и чертежи

1.020 - 1/87 0-5 - 2 ПЗ

64

Бх. 32828 л. 85

Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки q_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

Зветровой район

Сетка колонн, м

Высота этажей, м	Крен	6x6		9x6							
		Пролет связевой панели, м									
Нам или Н+Нт. м	Монтаж i_{max} см.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
М	Н	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м ²									
		1000	1500	2000	1500	1500	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;	$i=0$	30	18	30	24	15	X			
4,8+3,6	i_{max}	30	24	16	24	20				
4,2	$i=0$	27	21	20	21	18	15	22,5	18	
	i_{max}	24	20	18	20	15	15			
4,8;	$i=0$	21	20	-	18	16	-	19	15	
	6,0+4,8	20		16	-					
6,0;	i_{max}	12	-	10,8	-	-	-	12	10,8	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	$i=0$	21	21	18	20	18	15	X			
	4,8+3,6		i_{max}		20	16	19				
4,2	$i=0$	20	16	16	13,2		18	15			
	i_{max}				12						
4,8;	$i=0$	16	10,8	10	14	10,5	8,57	13,5	12		
						6,0+4,8				10	
6,0;	i_{max}	12	10,2	-	10,5	10,8	-	12	10,5		

См. также приложение 1

1.020-1/87.0-5-273

Вх. 32828 д.86

22
5,9

Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{ввм}$,
 боковой ветровой нагрузки $L_{вбв}$ поперечной при симметрич-
 ном расположении в плане здания связей и панелей
 единичной жесткости

5-ти этажное здание
 II ветровой зоны

Высота кран	Сетка колонн, м									
	6x6					9x6				
Шаг фунда- мента, м	Шаг связей поперечной									
	6									
Шаг или шаг	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
	35		60		35		60			
Шаг м	Временная нормативная нагрузка на покрытие, кг/м ²									
	1000	1500	2100	1500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления										
3,6:	$i=0$	30	24	16	24	21	13,2	X		
4,8:3,6	i_{max}	24	21	15	21	18	12			
4,2	$i=0$	21	16	14	16	15	10,8	18	15	
	i_{max}			13,2						
4,8:	$i=0$	16	-	15	15	-	-	15	13,5	
	5,4:4,8			14						
6,0:	i_{max}	10	-	9	-	-	-	10	9	
7,2:5,0										

Пятиугольные связи продольного направления										
3,6:	$i=0$	18	18	16	16	15	13,2	X		
4,8:3,6	i_{max}		16	15						
4,2	$i=0$	16	13,2	15	14	10,8	-	15	12	
	i_{max}			14						
4,8:	$i=0$	13,2	9	8,5	10,8	8,5	7,5	11,2	10,8	
	5,4:4,8			9						
6,0:	i_{max}	10	-	8,5	-	-	-	10	8,5	
7,2:5,0										

Условные обозначения

1.020-1/87. 0-5-213

Лх. 32.828 Л. 8.7

1000
70

Продолжение табл. 6

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

5-й этажные здания

III ветровой район

Сетка колонн, м

Высота этажа	Крыш	6x6		9x6									
		Пролет связевой панели, м											
этажи	Фундамент	6											
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Н.эт.	Менш.	i_max	вн.	35	60	35	60						
				Временная нормативная нагрузка на покрытие, кг/м ²									
или	вн.	i_max	вн.	1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	750	500	750
				Н									

Треугольные связи произвольного направления

3,6:	i=0	24	21	14	21	18	X				
4,6+3,6	i_max	21	20	13,2	18	16					
4,2	i=0	18	10,8			16	10		15		
	i_max	16				15					
4,8:	i=0	15	14	-	13,2	12	-	13,2	12		
5,0+4,8	i_max		13,2		12						
6,0:	i_max	8,4	-			7,7	-		8,4	7,7	

Пятиугольные связи произвольного направления

3,6:	i=0	16	15			14	13,2	X				
4,8+3,6	i_max	15				13,2	13,2					
4,2	i=0	14	10,8			12	10	12	10,8			
	i_max	13,2										
4,8:	i_max	10,8	7,7	7	10	7	6	9	7,7			
5,0+4,8			7,7	7	10	7	6	9	7,7			
6,0:	i_max	8,6	-			7,7	-		8,6	7,7		

Примечание: Для зданий с высотой до 10 м

1.020-1/87. 0-5-2173

Лх. 32828 л. 88

Продолжение табл. 6
 Максимальный расход воздуха нагретости $L_{нв}$ м,
 соответствующий одной связевой панели при симметрич-
 ном размещении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

дляэтажные здания

Гвтепобл район

Сетка колонн, м

Высота этажа
 Высота здания
 или
 Высота этажа
 м

8x6	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						
100	150	200	100	150	200	500
1000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

Сечение - 2L 180x12

3,6; 4,8x3,6	$i=0$	30	27	24	27	21	18,2	X				
4,2	i_{max}	27	24	20	18	18,2	27				20	
		24	21	10,5	18	15	7,7				24	18
		15	12	8,5	12	10,9	6,6				15	12

Сечение - 2L 200x14

3,6; 4,8x3,6	$i=0$	30	27	20	24	15	X								
4,2	i_{max}	27	24	20	21	18						18,2	30	21	27
		24	12	18	16	7,7						24	18	30	24
		15	10,5	12	7,7	15						12	21	20	18

1.020-1/87.0-5-273

Проектирование табл. 6
 Максимальный расчет ветровой нагрузки L_w в м, соответствующий длине связей панелей при симметричной расстановке в плане связей панелей

для стальных зданий
 двутавровый роуш

Высота здания	Класс здания	Сетка колонн, м					
		8x8			9x8		
Нзп. или Нквт.	Минт. или М. табл. 15	Промет связей панели, м					
		8			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
Н		Единичная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²					
		1000	1500	2000	1000	1500	2000

Пятиугольные связи поперечного направления

Сечение - 2 L 180 x 12

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

Сечение - 2 L 200 x 14

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

1.020-1/87. 0-5-2 ПЗ

Вх. 32828 л 90

При высоте здания и ветре

1400
73

Продолжение табл 6

Максимальный пролет ветровой нагрузки L_w в м, соответствующий одной связевой панели при суммет-ричном расположении в плане здания связевые панели со стороны ветров

5-ти этажное здание

II ветровой район

Сетка колонн, м

Высота этажа	Крен фундамента	8x6		9x6			
		Пролет связевой панели, м					
Нэт. или Нчл	i max в м. табл. 6	6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
Н		12	60	18	54	18	54
		Враченная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²					
		1000	1500	2000	1000	1500	2000

Треугольные связи поперечного направления

Сечение - 2L 180x12

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

Сечение - 2L 200x14

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

1.020-1/87. 0-5-213

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

II ветровой район

Сетка колонн, м

Высота панели	Корен фунда- менты	6x6		9x6									
		Пролет связевой панели, м											
Нат крыш	l max	6		9									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Число этаж. м	СН. табл. 16	12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²											
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	1000	1500	2000	1000	1500	2000

Пятиугольные связи поперечного направления

Речение - 2L 180 x 12

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

Речение - 2L 200 x 14

3,6; 4,8+3,6	i=0	30	27	21	20	15					
				20	20	15					
	l max	27	24	18	20	18	15	21	16	20	15
		21	13,2	12	18	10,8	9,6	12	10,8	9,6	9
6,0; 7,2+6,0		10	9,6	8	7	10	8	8,4	8	7,7	7

1.020-1/87.0-5 - 213

Лист
75

Предложение п. 18 л. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{в.р.м.}$,
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметрич-
 ном расположении в плане здания связевой панели
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания
 III ветровой район

Высота	Крыш	Сетка колонн, м					
		5x5			9x6		
Этаж	Фундамент	Пролет связевой панели, м					
		6			9		
Нэт.	lmax	Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
Н+Нэт.	Табл. 16	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²					
		120	150	200	100	150	200
К.		120	150	200	100	150	200
		120	150	200	100	150	200

Треугольные связи поперечного направления

Сечение - 2L 150x12

3,6;	l=0	27	18	12	21	15	10,8						
4,8+3,6		24	16	10,8	15	12							
4,2	lmax	18	16	13,2	15	12	10					18	15
4,8;		l=0	16	15	12	10,8	-					16	12
6,0+4,8	lmax	16	12	6,8	10,8	10	-					16	10
6,0;		l=0				8,4	-					10	8
7,2+6,0	lmax	10	-		8	-	10	8					

Сечение - 2L 200x14

3,6;	l=0	27	18	21	18	12											
4,8+3,6																	
4,2	lmax	27	24	15	15	10,8							20	16	24	21	
4,8;		l=0	16	16	13,2	12								16	13,2	21	18
6,0+4,8	lmax	16	15	10,8	12	10,8							6	16	12	21	16
6,0;		l=0				8,4							-	10	8	14	13,2
7,2+6,0	lmax	10	8,8		8	-	10	8	14	13,2	12	12					

1.020-1/87. 0-5-203

Вх. 32828 л. 93

СВЯЗЬ ПАНЕЛЕЙ В ПЛАНЕ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки l_w в м, соответствующий одной связевой панели при симметричном расположении в плане здания связевых панелей относительно жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район

Сетка колонн, м

Высота этажа	Крыша	6x6		9x6									
		Пролет связевой панели, м											
Норм. или	Монтаж	6		9									
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Итого	Монтаж	12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²											
		100	150	200	100	150	200	100	150	200	100	150	200

Пятиугольные связи поперечного направления

Сечение - 2L 160x12

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

Сечение - 2L 200x14

3,6; 4,5+3,6	i=0	27	24	18	18	14	X				
			21			13,2					
4,2	i max	20	18	14	16	10	16	14	16	13,2	
4,8; 6,0+4,8	i=0	18	16	8	16	8,5	8	10,5	9	9	7,7
		16	15	8	15	8,5	8	10,5	9	9	7,7
6,0; 7,2+6,0	i max	8	8	8	8	8	8	8	8,8	8,7	8

1.020-1/87.0-5-203

Вх. 32828 л. 94

1001
77

Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м,
 определяемый длиной связей панелей симметрич-
 ным расположением в плане здания связей панелей
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания
 в ветровой район

Высота этажей	Крен фунда-	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
Класс или Н ₁ +Н ₂ М	мент, i макс см табл. 6	Пролет связей панелей, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		35	60	35	60	35	60	35	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²							
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	i=0	27	X	16	X	18	15
	i макс	21					
4,2	i=0	21	X	20	X	18	13,5
	i макс	20					15
4,8; 6,0+4,8	i=0	16	13	16	13,2	18	15
	i макс	16	14	13,2	10,8		13,5
6,0	i макс	10,8	X	9,6	X	10,8	9,6

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	i=0	16	X	15	X	13,5	12
	i макс	15					
4,2	i=0	15	X	14	X	13,5	12
	i макс	15					12
4,8	i=0	13,2	12	12	10,8	13,2	12
	i макс			10,8	10		10,8
6,0+4,8	i=0	13,2	-	12	-	13,2	12
	i макс			10,8	-		10,8

1.020-1/87. 0-5-213

1.07
78

Вх. 32828 л. 95

Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки k_n в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания
 II ветровой район

Высота этажей	Кран	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
Нэт. или Нет. табл. 6	Нект. или табл. 6	Пролет связевой панели, м							
		6							
Нэт. или Нет. табл. 6	Нект. или табл. 6	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60	36	60	36	60	36	60
Н	М	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²							
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	21		20			
	i_{max}	18		15			
4,2	$i=0$			16		15	15
	i_{max}	16		14			12
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	14		12	10,8	15	13,5
		13,2		10,8	10		
6,0	i_{max}	8,6		8		8,6	8

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	i_{max}	13,2		12			
4,2	$i=0$	12				4,2	9
	i_{max}	10,8		10,8			
4,8	$i=0$			10,0	9	10,8	9,6
	i_{max}		10,0	9,6	8,6		
6,0+4,8	$i=0$	10,8	-	10,0	-	10,8	9,6
	i_{max}			9,6			

ПАСПОРТ ПЕРИМЕТРА И ОБЪЕМА

1.020-1/87. 0-5 - 273 19

Вх. 32828 л. 96

Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки k_m в м, расположенный одной связевой панелью с осью симметрии по направлению в плане здания связевой панелью одинаковой жесткости

6-ти этажные здания
 III ветровой район.

Высота этажа	Корн	Сетка колонн, м							
		6x6				9x5			
Высота этажа	Фундамент	Пролет связевой панели, м							
		6							
Н ст. или Н ст. Н ст. Н ст.	Монтаж	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		35	60	35	60	35	60	35	60
Н ст. Н ст.	Таблицы	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²							
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6;	$i=0$	18	X	16	X	X	
4,8+3,6	i_{max}	16		13,2			
4,2	$i=0$	15	X	12	X	9,5	12
	i_{max}	13,2				12	10,8
4,8;	$i=0$	10,8	X	10,5	X	12	11,25
6,0+4,8	i_{max}	10,8		10			
6,0	i_{max}	7	X	6	X	7	6

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	$i=0$	10,8	X	10	X	X	
4,8+3,6	i_{max}			9,6			
4,2	$i=0$	10,5	X	10	X	9	9
	i_{max}			9,6		9	7,7
4,8	$i=0$	9	X	8,6	X	8,4	8,4
	i_{max}	8,6		8		7,2	8,6
6,0+4,8	$i=0$	9	-	8,4	-	9	8,4
	i_{max}	8,6		8		8,6	8

Максимальный фронт ветровой нагрузки k_m в м, расположенный одной связевой панелью с осью симметрии по направлению в плане здания связевой панелью одинаковой жесткости

1.020-1/87. 0-5-213

80

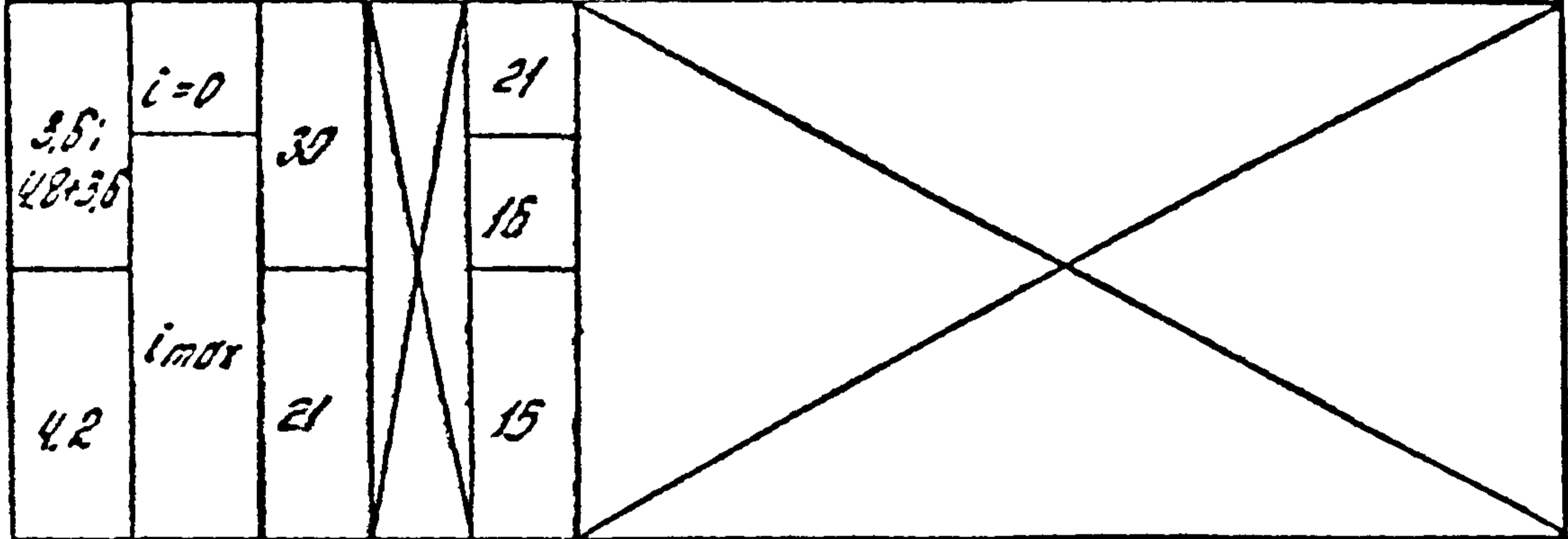
Вх.32828 л.97

ПРОДОЛЖЕНИЕ табл. 6
 ИСКЛЮЧАТЕЛЬНЫЙ ФРОНТ СВЯЗЕВОЙ НАГРУЗКИ L_w В М,
 ВОСПРИИМЧИВЫЙ СЪЕДИ СВЯЗЕВОЙ ПАНЕЛИ ПРИ СИММЕТРИЧ-
 НОМ РАСПОЛОЖЕНИИ В ПЛАНЕ ЗОНИЯ СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ
 ОДИНАКОВОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ

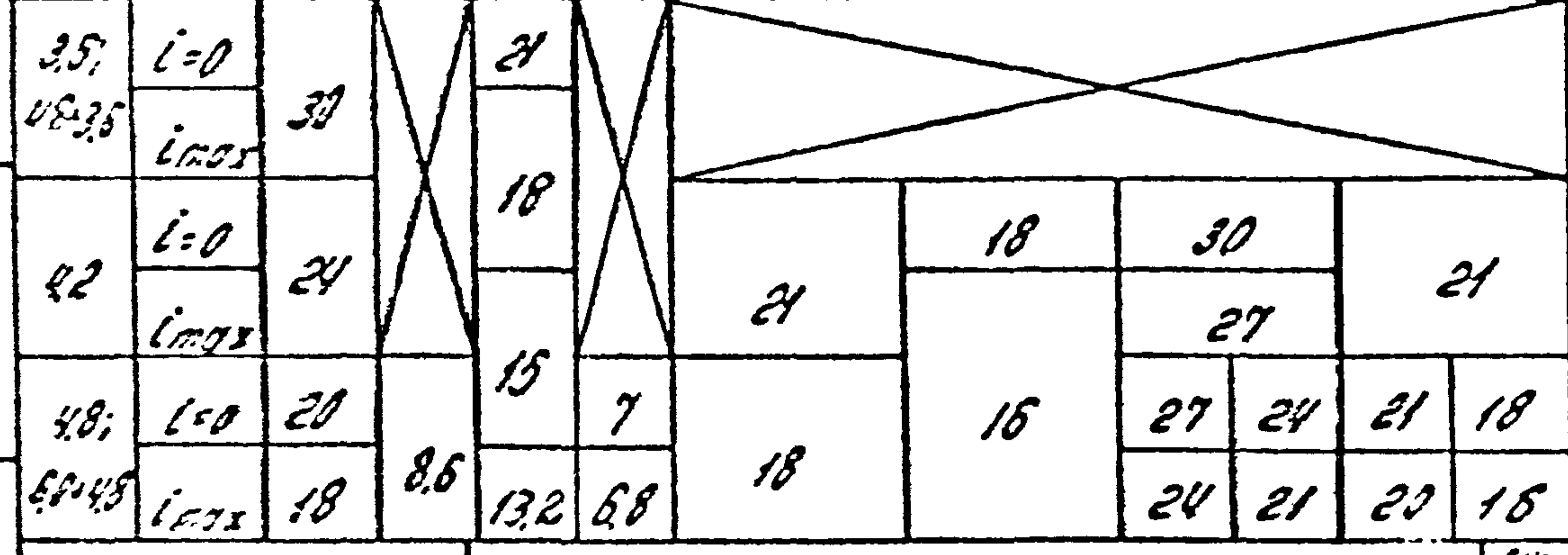
Б - ТИ СТАЯЩИЕ ЗОНИЯ
 Т ветровой район

Высота этажа	Угол фунда.	Сетка колонн, м									
		6x6					9x6				
Нст.	Мбчтд	Пролет связевой панели, м									
		6					9				
или Нст	Итмх см	Длина зония в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
М	Нст	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²									
		1500	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750

ТРЕУГОЛЬНЫЕ СВЯЗИ ПОПЕРЕЧНОГО НАПРАВЛЕНИЯ
 РЕЧЕНИЕ 2 L 120 x 12



РЕЧЕНИЕ 2 L 200 x 14



СВЯЗЬ КОЛОНЫ С ПАНЕЛЬЮ

1.020-1/87. 0-5 - 2 л3

Вх. 32828 л. 98

Продолжение табл. 6

Исчисляемый фронт ветровой нагрузки l и l_n , воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

Г-ветровой район

Сетка колонн, м

Высота этажей, м	Кран фундамента, м	8x6		9x6					
		Пролет связевой панели, м							
Число этажей	См. табл. 15	6			9				
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
Нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²	М	12	80	18	54	18	54		
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750

Пятиугольные связи поперечного направления

Сечение 2x180x12

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	30	20	[Diagram: A large rectangle with a diagonal cross, representing a structural layout or connection detail.]			
			18				
4,2	i_{max}	24	15				

Сечение 2x200x14

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	30	21	[Diagram: A large rectangle with a diagonal cross, representing a structural layout or connection detail.]							
	i_{max}		20								
4,2	$i=0$	24	16					20	15	24	15
4,8	i_{max}	20	9	15	7,7	18	16	10,5	10	9	8,6
5,4+4,8			-		-						

1.020-1/87. 0-5-213

82

Вх. 32828 Л.99

См. также таблицу 15

продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки k_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевой панели одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

в ветровой район.

Высота этажей, м	Крен фундамента, см.	Сетка колонн, м											
		8x6						9x6					
Нэт, м	Итак, см.	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
Нэт, м	Итак, см.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54
Нэт, м	Итак, см.	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²											
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

сечение 2L 180 x 12

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	27	X	18	X	X	X	X	X	X	X	X
	i_{max}	24		15								
4,2	$i=0$	18	X	15	X	X	X	X	X	X	X	X
	i_{max}	15		12								

сечение 2L 200 x 14

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	27	X	20	X	X	X	X	X	X	X	X
	i_{max}	24		16								
4,2	$i=0$	21	X	16	X	18	15	24	20	21	16	16
	i_{max}	18		13,2								
4,8; 6,0+4,8	$i=0$		6,8	12	-	15	13,2	21	20	18	16	16
	i_{max}	15		10,8								

1.020-1/87. 0-5-273

1.021

83

Вх. 32828 л. 100

Итого: 10000 кг

Продолжение табл 6
 Максимальные допустимые ветровые нагрузки $w_{вм}$ восточн-западной осью связей панели по симметричному расположению в плане здания связей панели одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

в ветровой район

Высота этажа	Креп. фундамента	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
№ или №/№т	Или табл. 10	Пролет связей панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²											
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750

Пятиугольные связи поперечного направления

Сечение 2L 180x12

3,6 4,8+3,6	Lmax	24	16	[Diagram of a large rectangle with an 'X' inside]							
4,2		18									

Сечение 2L 200x14

3,6 4,8+3,6	L=0	27	18	[Diagram of a large rectangle with an 'X' inside]							
	Lmax										
4,2	L=0	21	15	15	13,2	18	13,2				
		20	14					12	16		
4,8	Lmax	16	7,2	12	6	15	13,2	8	7,5		
6,0+4,8			-							-	

Панель связи поперечного направления

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

84

Продолжение табл. 6

Максимальная величина ветровой нагрузки k_w в м, восторжественной $k_{w,1}$ в связевой панели при симметричном расположении в плане здания связевых панелей $k_{w,2}$ восторжественной

8-ти этажные здания

в ветровой район

сетка колонн, м

Высота	Крыш	6x6		9x6					
		Пролет связевой панели, м							
Этаж	Фунд.	6		9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
Или	i max	12	60	18	54	18	54		
		См.							
Или	подл.	Единицы нормативной нагрузки на перекрытия, кг/м ²							
		1200	1500	1000	1500	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

Сечение 2L 180 x 12

3,6; 4,8+3,6	i=0	21	16	13,2	10,8	9,6
	i max	20				
4,2	i=0	18	16	13,2	10,8	9,6
	i max	17				

Сечение 2L 200 x 14

3,6; 4,8+3,6	i=0	21	16	14	13,2	10,8	15	13,8	20	16
	i max									
4,2	i=0	16	16	13,2	10,8	12	15	10,8	15	15
	i max									
4,8; 6,0+4,8	i=0	12	10,5	9,6	12	10,8	15	15	15	13,2
	i max									

1.020-1/87. 0-5 - 213

85

Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м,
 боковыми и нижней боковой связевой панелями при симметрич-
 ном расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

III ветровой район

Высота этажа	Крыш	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
этажа	Фундамент	Пролет связевой панели, м											
		6						9					
Нап. или шаг, м	Материал	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
Материал	Панель	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²											
		1500	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750

Квадратные связи поперечного направления

Сечение 2x180x18

3,6; 4,2+3,6	i=0	21	15								
4,2	i=0	18	12								

Сечение 2x200x14

3,6; 4,2+3,6	i=0	21	16														
												i_max	15				
4,8	i=0	18	13,2									13,2	15	10,8	10,8	15	10,8
4,8; 6,0+4,8	i_max	13,2	-									10,5	-	12	10,8	6	-

1.020-1/87. 0-5 - 213

86

Таблица 7

Этажность	Высота этажей Нэт или Нн Нэт, м	Значение $K \cdot 10^3$					
		Тип связевых панелей					
		Треугольные пробольного направления					
		Сетка колонн, м					
		6x6			9x6		
Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²	Сечение связей	Временная норма- тивная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²				
				2000	1000	1000	500
2	3,8	2L160x11	2L150x11	3,5	1,61	—	—
	4,2			3,5	1,99	3,39	3,0
	4,8			3,5	2,13	3,57	3,17
	5,0			3,52	2,35	4,21	3,94
3	4,8+3,6	2L160x11	2L150x11	7,6	3,38	—	—
	4,2			7,9	4,39	7,34	6,03
	5,0+4,8			10,0	4,37	7,39	6,08
	7,2+6,0			2L180x12	6,85	5,17	7,16
4	4,8+3,6	2L180x12	2L180x12	12,9	5,04	—	—
	4,2			9,35	5,73	9,11	8,45
	5,0+4,8			16,5	7,17	9,75	7,61
	7,2+6,0			17,9	13,6	12,3	9,71
5	4,8+3,6	2L180x12	2L180x12	18,3	7,5	—	—
	4,2			15,35	8,56	15,81	11,7
	5,0+4,8			22,8	9,87	17,24	13,0
	7,2+6,0			20,3	15,4	15,2	11,7
6	4,8+3,6	2L180x12	2L180x12	—	9,4	—	—
	4,2			—	8,15	15,73	12,7
	5,0+4,8			—	9,27	17,4	13,1
	5,0			—	15,1	18,2	14,4

Указание по выбору и доп. примечания

Вх. 32828 л. 104

1 020 - 1/27. 0-5 - 2 ПЗ

Лист
87

Продолжение табл. 7

Этажность	Высоты этажей Нэт или Н ₁ +Нэт, м	Значение $K_1 \times 10^3$					
		Тип обвязочных панелей					
		Пятиугольные пробольного направления					
		Сетка колонн, м					
		6x6			9x6		
Сечение обвязей	временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²	Сечение обвязей	временная норма- тивная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²				
				2500	1000	1000	500
2	3,6	2L150x11	—	3,82	2L150x11	—	—
	4,2		7,75	4,55		7,32	6,48
	4,8		7,6	4,73		7,02	6,23
	5,0	2L180x12	8,53	7,41	2L180x12	10,5	9,28
3	4,8+3,6	2L150x11	—	6,34	2L150x11	—	—
	4,2		11,9	8,52		12,5	10,3
	4,8	—	—	—	13,1	10,7	
	5,0+4,8	2L180x12	9,83	9,02	2L180x12	14,4	11,8
	6,0		13,9	8,28		—	—
4	4,8+3,6	2L180x12	13,0	7,2	2L180x12	—	—
	4,2		12,6	8,51		15,4	11,1
	6,0+4,8		16,94	10,1		16,49	10,8
	6,0		19,7	14,1		20,9	14,7
5	4,8+3,6	2L180x12	18,4	9,75	2L180x12	—	—
	4,2		18,6	11,4		17,57	14,8
	6,0+4,8		24,2	12,8		17,75	13,6
	6,0		25,0	18,7		24,4	18,7
6	4,8+3,6	2L180x12	—	9,69	2L180x12	—	—
	4,2		—	10,4		20,53	16,1
	6,0+4,8		—	11,47		21,3	16,0
	6,0		—	19,1		30,0	19,5

Вх. 32828 л. 105

1.020-1/87. 0-5 - 2П3

88

Этаж. и дата
Изм. № по д.с. и дата

Продолжение табл. 7

Этажность	Высоты этажей, м Нэт или Н ₁ + Нэт, м	Значение $K_1 \times 10^3$							
		Тип связевых панелей							
		Треугольные поперечного направления							
		Сетка колонн, м							
		6x6							
Сечение связей	временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Сечение связей	временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Сечение связей		временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²			
				2000	1000	2000	1000		
2	3,6	2L160x11	37,4	2,2	—	—	—		
	4,2		—	2,2					
	4,8		—	2,3					
	6,0		4,15	2,93					
3	4,8+3,6	2L160x11	—	3,81	—	—	—		
	4,2		9,4	4,21					
	6,0+4,8		8,15	4,64					
	6,0		9,56	5,37					
	7,2+6,0		—	—				7,5	4,22
4	4,8+3,6	2L180x12	—	5,3	2L200x14	13,8	5,3		
	4,2		16,5	6,5				14,6	5,9
	6,0+4,8		16,7	6,58				14,6	5,9
	6,0		19,8	8,66				16,4	9,15
	7,2+6,0		—	—				18,7	7,34
5	4,8+3,6	2L180x12	—	8,11	2L200x14	17,3	7,5		
	4,2		17,3	8,3				24,4	8,41
	6,0+4,8		24,4	9,3				23,7	13,2
	6,0		24,1	10,5				—	8,74
	7,2+6,0		—	—				—	8,92
6	4,8+3,6	2L180x12	—	11,2	2L200x14	—	10,1		
	4,2		—	9,8				—	13,4
	6,0+4,8		—	11,1				—	—
	6,0		—	15,7				—	—

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЦЕНТРАЛЬНОГО УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКОГО ЦЕНТРА

Вх. 32828 л. 106

1.020 - 1/87. 0-5 - 2 ПЗ

89

Продолжение табл. 9

Этажность	Высота этажей, м или шаг	Значение $K_1 \cdot 10^3$							
		Тип связевых панелей							
		Пятиугольные поперечного направления							
		Сетка колонн, м							
		6x6							
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²			
			2000	1000		2000	1000		
2	3,6	2L150x11	—	4,2	—	—	—		
	4,2		9,0	5,1					
	4,8		7,0	4,5					
	5,0		9,8	7,2					
3	4,8+3,6	2L150x11	—	5,9	—	—	—		
	4,2		13,6	7,6					
	4,8		12,5	8,3					
	5,0+4,8		—	—					
	6,0		11,1	8,8					
	7,2+5,0		—	—				12,2	11,7
4	4,8+3,6	2L150x12	13,8	7,0	2L200x14	—	—		
	4,2		17,4	9,4				13,4	6,8
	5,0+4,8		18,3	10,2				16,0	7,7
	5,0		21,8	12,7				16,0	8,9
	7,2+5,0		—	—				19,2	11,8
	4,8+3,6		19,6	13,9				19,0	8,57
5	4,2	2L150x12	20,5	11,5	—	—	—		
	5,0+4,8		25,6	14,3				20,6	10,1
	5,0		25,6	15,5				25,6	9,7
	7,2+6,0		—	—				25,4	16,75
6	4,8+3,6	2L150x12	—	12,9	—	—	—		
	4,2		—	15,6				—	10,9
	5,0+4,8		—	19,9				—	11,5
	5,0		—	19,9				—	12,5

Указаны пределы допустимых и допустимых значений

1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ

90

Дж. 32828 л. 107

Продолжение табл. 7

Этажность	Высота этажей, м Нат или Н+М	Значения $K_1 \times 10^3$								
		Тип связей панелей								
		Треугольные поперечного направления								
		Сетка колонн - 9x6 м								
		Пролет связей панели - 6 м				Пролет связей панели - 9 м				
Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	
										1000
2	4,2	2L 150x11	3,56	3,15					4,18	4,67
	4,8		4,23	3,71					2,60	2,60
	6,0		4,90	4,35					—	2,85
3	4,2	2L 150x12	6,84	6,53	—	—			5,68	6,28
	4,8		7,17	6,04					4,85	5,21
	6,0+4,8		—	—					—	—
	6,0		5,71	4,70					—	4,84
4	7,2+6,0	2L 200x14	—	—	6,73	5,54	2L 180x12		—	—
	4,2		9,16	7,18	10,9	8,54			8,42	9,08
	4,8		10,18	8,03	10,2	8,05			7,41	7,84
	6,0+4,8		—	—	—	—			—	—
	6,0		11,4	9,01	11,4	9,01			—	8,28
5	7,2+6,0	2L 180x12	—	—	—	—			—	—
	4,2		13,5	10,3	15,1	11,5			10,54	11,1
	4,8		13,0	9,97	13,3	10,2			10,43	10,92
	6,0+4,8		—	—	—	—			—	—
6	6,0	2L 200x14	14,4	11,1	17,9	11,1			—	11,16
	7,2+6,0		—	—	—	—			—	—
	4,2		15,77	11,9	16,7	12,6			13,1	14,75
	4,8		15,6	11,8	15,6	11,8			14,0	14,64
	6,0+4,8		—	12,9	—	12,9			—	—
	6,0		—	—	—	—			—	—

Временная нагрузка на перекрытия

1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Вх. 32828 л. 108

Продолжение табл. 7

Значение $K \times 10^3$

Тип связевых панелей

Пятиугольные поперечного направления

Сетка колонн $9 \times 6 \text{ м}$

Пролет связевых панелей - 6 м

Пролет связевых панелей - 9 м

Этаж	Высота этажа, м	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м ²		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м ²		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, 1000 кгс/м ²		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, 1000 кгс/м ²	
		1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
2	4,2	6,56	6,39	—	—	11,95	—	13,14	—
	4,8	6,48	5,66	—	—	12,5	—	13,74	—
	6,0	—	—	10,4	9,28	—	—	13,74	—
3	4,2	11,63	9,34	—	—	14,34	—	15,77	—
	4,8	12,2	9,27	—	—	14,34	—	15,77	—
	6,0	9,92	8,17	9,92	8,17	—	—	13,02	—
	7,2+6,0	—	—	—	—	—	—	—	—
4	4,2	11,74	9,26	11,9	9,39	13,44	—	14,78	—
	4,8	11,4	9,01	12,19	8,96	13,44	—	14,78	—
	6,0+4,8	16,17	12,85	15,1	12,0	—	—	13,96	—
	6,0	—	—	—	—	—	—	16,72	—
	7,2+6,0	—	—	—	—	—	—	—	—
5	4,2	15,54	12,7	16,8	12,9	16,29	—	17,92	—
	4,8	15,2	11,7	15,3	12,5	15,29	—	17,92	—
	6,0+4,8	17,53	13,43	18,8	14,4	—	—	17,13	—
	6,0	—	—	—	—	—	—	20,8	—
	7,2+6,0	—	—	—	—	—	—	—	—
6	4,2	20,46	15,39	21,4	16,1	18,55	—	20,4	—
	4,8	18,55	13,95	19,4	14,6	19,05	—	20,96	—
	6,0+4,8	—	—	—	—	—	—	—	—
	6,0	—	17,88	—	12,7	—	—	25,8	—

Вх. 32828 л. 109

1.020 - 1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Лист
92

Этаж и высота этажа

Высота этажа, м

Таблица 8
Коэффициент K_2 для определения растяжения в колоннах от ветровой нагрузки в м⁻¹

Этаж-ность	Высоты этажей H_1, H_2, \dots, H_n в м	Тип связей		Этаж-ность	Высоты этажей H_1, H_2, \dots, H_n в м	Тип связей	
		треугольные и поперечные	прямоугольные и поперечные			треугольные и поперечные	прямоугольные и поперечные
Сетка колонн 6x6 и 9x6 м				Сетка колонн 6x6 и 9x6 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	

Исх. 32828 Л.110

Исх. 32828 Л.110

1.020-1/87.0-5-273

Лист

93

Таблица 9

Нормальная способность (Нормы в т.м.м на ст.м.о.и.а в т.м.)
 без учета совместной работы с резьбой колонны-
 му (с учетом) срезом на уровне пола
 треугольного продолговатого напряжения

Этаж	Высота этажа Н _{эт.} Н _{к.п.} Н	Сетка колонн - 6x6 м				Сетка колонн - 9x6 м			
		Сечение срез	Средняя нагрузка на поперечник, кг/м ²		Сечение срез	Средняя нагрузка на поперечник, кг/м ²			
			Эт.м.			И.т.м.			
			М.с.р.	Q		М.с.р.	Q		
2	3.6	—	—	111	22.7	—	—		
	4.2	161	23.2	147	25.8	147	25.8		
	4.8	204	31.2	165	28.6	165	28.6		
	6.0	257	32.8	228	35.1	228	35.1		
3	3.6	—	—	251	37.8	—	—		
	4.8+3.6	—	—	297	40.6	—	—		
	4.2	372	47.5	372	47.5	254	32.4		
	4.8	325	42.7	325	42.7	315	35.1		
	6.0+4.8	455	45.2	455	45.2	375	37.2		
	6.0	257	22.8	342	32.1	344	30.7		
	7.2+6.0	297	24.1	393	31.7	325	31.9		
4	3.6	—	—	432	42.9	—	—		
	4.8+3.6	—	—	505	52.5	—	—		
	4.2	268	23.5	451	44.8	423	42		
	4.8	205	17.3	434	37.3	423	37		
	6.0+4.8	295	13.5	495	32.1	423	33.3		
	6.0	157	11.4	379	26.0	392	26.2		
	7.2+6.0	125	11.9	424	27.1	427	27.4		
5	3.6	—	—	438	46.2	—	—		
	4.8+3.6	—	—	552	43.5	—	—		
	4.2	315	25.5	504	42.8	485	35.9		
	4.8	—	—	492	34.6	492	34.6		
	6.0+4.8	—	—	550	35.0	550	35.0		
	6.0	—	—	432	24.3	454	25.5		
	7.2+6.0	—	—	475	25.1	497	25.4		
6	6.6	—	—	554	44.2	—	—		
	4.8+3.6	—	—	625	45.1	—	—		
	4.2	—	—	513	37.2	451	31.1		
	4.8	—	—	503	33.5	—	—		
	6.0+4.8	—	—	621	34.7	611	34.1		
6.0	—	—	525	43.7	—	—			

Средняя нагрузка на поперечник

1. 020-1167.0-5 - 213

94

(Продолжение табл. 9)

Несущая способность (МПа, в т.ч. на 1 кв. м) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета Жс) связываем панелей типа

практические проволочного направления

Этажность	Высота этажа Н _{эт.} или Н _{эт.} + Н _{ст.} , М	Сетка колонн - 6x6 м				Сетка колонн - 9x6 м			
		Сечение связей	Критическая комбинированная нагрузка к/м ² перекрытия, кгс/м ²				Сечение связей	Временная нагрузка катрушка на пер. перекрытия - 100 кгс/м ²	
			2500		1000			М.в.ст.	Q
			М.в.ст.	Q	М.в.ст.	Q			
2	3.6		—	—	139	28.5		—	—
	4.2	2L160x11	195	33.8	168	29.6	2L160x11	195	33.8
	4.8		187	28.6	187	28.6		232	35.9
	6.0	2L160x12	169	22.1	184	22.5	2L160x12	268	35.1
3	3.6		—	—	258	39.9		—	—
	4.8+3.6		—	—	314	42.8		—	—
	4.2	2L160x11	281	35.5	281	35.5	2L160x11	239	31.1
	4.8		263	30.1	325	33.0		174	19.3
	6.0+4.8	2L160x12	321	31.9	351	35.9	2L160x12	205	20.5
	6.0		287	25.4	316	27.9		315	27.9
	7.2+6.0	2L200x14	331	26.7	364	29.4	2L200x14	364	29.4
4	3.6		—	—	313	35.9		—	—
	4.8+3.6		—	—	374	38.9		—	—
	4.2	2L160x12	323	32.0	323	32.0	2L160x12	275	27.4
	4.8		276	23.8	318	27.3		273	23.4
	6.0+4.8		315	24.9	362	28.6		310	24.6
	6.0		306	21.0	353	25.1		363	25.1
	7.2+6.0	2L200x14	359	22.3	455	23.2	2L200x14	455	23.2
5	3.6		—	—	301	28.4		—	—
	4.8+3.6		—	—	345	29.8		—	—
	4.2	2L160x12	336	27.2	372	32.0	2L160x12	315	25.6
	4.8		248	17.3	374	25.2		248	17.3
	6.0+4.8		275	12.0	417	27.3		275	18.0
	6.0		327	19.2	472	25.1		472	26.1
	7.2+6.0	2L200x14	—	—	514	27.0	2L200x14	—	—
6	3.6		—	—	278	22.1		—	—
	4.8+3.6		—	—	313	23.0		—	—
	4.2	2L160x12	—	—	372	25.3	2L160x12	359	24.2
	4.8		—	—	425	25.2		353	21.1
	6.0+4.8		—	—	469	26.1		392	21.9
	6.0		—	—	—	—		—	—

Лит. № 10-81

1.020-1107.0-5 - 273

12/77
95

Продолжение табл. 9

Нормы расхода материалов (МПа. в т.ч. на отн. 3 и 4 в т.ч.) без учета соединочной работы в рядовых колоннах (без учета ЖР) с вязкой поверхностью

преуменьшить поперечного направления

сетка колонн - 6x6 м

Этаж	Высота этажа, м	Сечение стержней	Расчетная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²				Сечение стержней	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²			
			2500		1000			2000		1000	
			МПа.	Q	МПа.	Q		МПа.	Q	МПа.	Q
2	3,6		121	24,8	111	22,7					
	4,2		161	29,2	147	25,8					
	4,8		204	31,2	185	28,6					
	6,0		231	24,5	221	24,6					
3	3,6	2L150x11	210	31,73	251	39,0	-	-	-	-	
	4,8+3,6		249	34,1	277	40,8					
	4,2		271	34,9	304	38,9					
	4,8		322	42,4	389	43,2					
	6,0+4,8		452	44,9	450	45,8					
	6,0		220	19,3	220	19,3	220	19,3	220	19,3	
4	7,2+6,0		-	-	-	-	252	20,4	252	20,4	
	3,6		270	31,4	437	51,0	270	31,4	437	51,0	
	4,8+3,6		318	33,1	515	53,7	318	33,1	515	53,7	
	4,2		327	32,3	459	45,4	327	32,3	458	45,4	
	4,8		276	21,7	435	37,6	285	24,5	425	37,6	
	6,0+4,8		315	24,9	498	39,4	324	25,7	498	39,4	
	6,0		173	11,9	379	26,0	288	19,6	379	26,0	
	7,2+6,0		-	-	-	-	320	20,5	424	27,1	
5	3,6		327	30,3	420	45,5	327	30,3	490	45,5	
	4,8+3,6	2L120x12	375	32,3	555	48,8	375	32,3	555	48,8	
	7,2		315	25,5	504	40,6	315	25,5	504	40,6	
	4,8		208	14,6	492	34,5	254	13,7	492	34,5	
	6,0+4,8		223	14,6	550	35,0	297	19,5	550	35,0	
	6,0		251	14,0	482	25,8	327	13,2	482	25,8	
6	7,2+6,0		-	-	-	-	-	-	522	27,6	
	3,6		-	-	558	46,8	-	-	558	46,8	
	4,8+3,6		-	-	661	48,7	-	-	651	48,7	
	4,2		-	-	567	38,4	-	-	557	35,4	
	4,8		-	-	348	20,6	-	-	557	32,9	
	6,0+4,8		-	-	561	21,3	-	-	610	34,1	
6,0		-	-	-	-	-	-	-	-		

Диаметр стержней
 Диаметр стержней

1.020-1/87.0-5-273

98

Вх. 32828 л. 113

Продолжение табл. 9

Этаж	Высота этажа, м	Сечение колонны, мм	Несущая способность (МПа в т.ч. на стн. 0 и Q в т.ч.) без учета совместной работы с железными колоннами (без учета ЖА) стальных панелей типа ПТМУСОВЫЕ поперечного направления											
			Сетка колонн - 6x6 м											
			Сечение связи	Трехрядная жесткая подвязка на перемычке, кг/м				Сечение связи	Брешневая подвязка на перемычке, кг/м					
				2020	1000	2020	1000		2020	1000	2020	1000		
МПа	Q	МПа	Q	МПа	Q	МПа	Q	МПа	Q					
2	3,6		-	-	130	26,5								
	4,2	2150x11	144	25,2	144	25,2								
	4,8		218	33,4	218	33,4								
	6,0	2050x12	170	21,1	170	21,1								
3	3,6		237	25,7	237	43,7								
	4,6+3,5	21160x11	261	39,4	343	46,9								
	4,2		196	25,1	227	28,9								
	4,8		174	19,3	187	20,8								
	6,0+4,6		205	20,5	222	22,1								
	6,0		137	17,4	205	18,4			215	19	215	19		
	7,2+6,0		-	-	-	-			248	20,0	248	20		
4	3,6		255	29,8	431	50,2			255	29,8	431	50,2		
	4,6+3,5		300	31,3	507	52,8			310	31,3	507	52,8		
	4,2		243	24,3	269	26,8			314	31,1	445	44,2		
	4,8		204	17,8	208	17,8			424	35,6	424	35,6		
	6,0+4,8		230	18,2	235	19,6			484	38,3	484	38,3		
	6,0		241	18,4	259	18,2			415	23,7	356	25,1		
	7,2+6,0		-	-	-	-			468	29,9	409	26,2		
5	3,6		463	43,8	379	36,8			463	43,8	379	36,8		
	4,6+3,5	21160x12	534	45,9	433	33,6	21200x14	534	45,9	438	38,6			
	4,2		335	27,2	539	44,7			335	27,2	539	44,7		
	4,8		180	12,6	523	35,5			250	17,8	523	36,5		
	6,0+4,8		201	13,2	502	37,8			278	18,5	580	37,8		
	6,0		-	-	341	16,9			-	-	394	21,9		
	7,2+6,0		-	-	-	-			-	-	429	22,6		
6	3,6		-	-	431	34,3			-	-	438	35		
	4,6+3,5		-	-	485	35,8			-	-	495	36,5		
	4,2		-	-	522	37,4			-	-	582	39,4		
	4,8		-	-	435	27,8			-	-	557	35,2		
	6,0+4,8		-	-	531	27,8			-	-	654	36,5		
	6,0		-	-	-	-			-	-	-	-		

Этаж

1.020-1/87.0-5-219

97

Продолжение табл. 9

Этажность	Высота этажей Кат. или Кат.Нэт. м	Несущая способность (Метр. в тс на отн. 0 и Q в тс) без учета совместной работы с ребрами колоннами (без учета жк) срезовой панели типа															
		треугольные поперечного направления															
		Сетка колонн - 9x6 м															
		Пролет срезовой панели - 5 м					Пролет срезовой панели - 9 м										
		Срезов. панель	Метр.	Q	Срезов. панель	Метр.	Q	Срезов. панель	Метр.	Q	Срезов. панель	Метр.	Q				
2	4.2	21.60 x 11	150	25.9	-	-	-	-	150	25.9	-	-	-				
	4.8		191	28.9					191	28.9							
	5.0		203	24.5					-	-				318	38.4		
3	4.2	21.60 x 12	233	33.3	-	-	-	-	378	47.7	-	-	-				
	4.8		294	43.2					493	64.1				493	54.1		
	5.0+4.8		453	45.2					-	-				378	56.9		
	5.0		334	29.3					334	29.3				-	-	554	48.3
	7.2+5.0		-	-					388	31.1				-	-	644	51.4
4	4.2	21.60 x 12	442	43.4	-	-	-	-	450	45.3	-	-	-				
	4.8		442	37.5					492	37.5				508	51.9	508	51.9
	5.0+4.8		504	39.4					504	39.4				-	-	595	54.2
	5.0		448	30.0					448	30.0				-	-	618	41.6
	7.2+5.0		-	-					490	31.1				-	-	676	43.0
5	4.2	21.60 x 12	500	40.0	-	-	-	-	531	50.5	-	-	-				
	4.8		493	34.8					493	34.8				570	39.5	594	46.4
	5.0+4.8		555	35.1					555	35.1				-	-	774	50.3
	5.0		484	26.7					484	26.7				-	-	685	36.2
	7.2+5.0		-	-					525	27.6				-	-	752	39.5
6	4.2	21.60 x 14	551	37.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
	4.8		554	33.0					554	33.0				-	-	790	45.8
	5.0+4.8		616	34.2					616	34.2				-	-	860	47.6
	5.0		-	-					-	-				-	-	-	-

Исполнитель: [Signature]

Вх. 32828 л. 115

1.020-1/87.0-5-273

1.67
98

Продолжение табл. 9

Высоты этажей Нэт. или Н ₁ +Н ₂ , м	Несущая способность (Метр. в т.м на отн. 0 и Q в тс) без учета совместной работы в рядовых колоннах (без учета кр) связевых панелей типа											
	пятиугольный поперечного направления											
	сетка колонн - 9x8 м											
	Пролет связевой панели - 6 м						Пролет связевой панели - 9 м					
	Среднее значение	Метр.	Q	Среднее значение	Метр.	Q	Среднее значение	Метр.	Q	Среднее значение	Метр.	Q
2	4,2	182	31,2	-	-	103	17,8	-	-	-	-	-
	4,8	224	33,8	-	-	122	18,5	-	-	-	-	-
	6,0	-	-	172	21,1	159	20,4	147	17,7	-	-	-
3	4,2	199	25,2	-	-	211	25,8	211	25,8	-	-	-
	4,8	178	19,5	-	-	230	25,3	230	25,3	-	-	-
	6,0+4,8	208	20,5	-	-	-	-	270	25,6	-	-	-
	6,0	202	17,5	352	31,5	-	-	201	17,5	-	-	-
4	7,2+6,0	-	-	418	18,6	-	-	232	18,6	-	-	-
	4,2	263	25,7	263	25,7	197	19,5	197	19,5	-	-	-
	4,8	211	17,9	397	33,9	338	33,9	437	37,1	-	-	-
	6,0+4,8	239	18,7	452	35,5	-	-	438	36,9	-	-	-
	6,0	258	17,6	426	28,6	-	-	461	30,9	-	-	-
5	7,2+6,0	-	-	455	29,5	-	-	504	32,0	-	-	-
	4,2	444	35,6	444	35,6	421	33,5	421	33,5	-	-	-
	4,8	325	22,6	325	22,6	-	-	256	17,9	-	-	-
	6,0+4,8	351	23,4	351	23,4	-	-	315	20,5	-	-	-
	6,0	343	16,9	405	26,7	-	-	324	18,2	-	-	-
6	7,2+6,0	-	-	529	27,6	-	-	358	18,8	-	-	-
	4,2	502	33,8	502	33,8	-	-	-	-	-	-	-
	4,8	554	33,0	554	33,0	-	-	289	17,1	-	-	-
	6,0+4,8	618	34,2	618	34,2	-	-	320	17,7	-	-	-
6,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Лист 1/10 (1/10) Листы 10/10

Вх. 32828 Л. 116

1.020 - 1/87. 0-5 - 273

Таблица 10

Высота этажей Нэт. или Нн + Нэт, м		Максимальные расчетные значения нагрузок в подкесе связи Гатинского при обслуживании соответствующей несущей способностью связей панели															
		Тип связей панели															
		Треугольная продольная напряженность				Пятиугольная продольная напряженность				Треугольная поперечная напряженность				Пятиугольная поперечная напряженность			
		Сетка колонн, м															
		8x8		9x8		8x8		9x8		8x8		9x8		8x8		9x8	
		Пролет связей панели, м															
		6				9				6				9			
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²																	
200		1000		2000		1000		2000		2000		1000		1000			
2	3.6	-	11	-	-	24	-	-	11	-	-	-	24	-	-		
	4.2	39	21	21	49	31	36	31	13	21	19	51	28	34	25		
	4.8	39	27	27	49	37	46	31	14	29	24	51	45	44	30		
	6.0	39	42	42	49	45	70	31	28	28	37	51	49	42	34		
3	3.6:4.8+3.6	-	38	-	-	54	-	-	38	-	-	-	53	-	-		
	4.2	34	40	27	70	39	33	45	40	40	32	41	57	28	30		
	4.8:6.0+4.8	34	31	42	70	58	35	57	52	51	47	48	61	60	51		
	6.0:7.2+6.0	34	53	53	70	80	81	28	50	43	51	59	69	84	62		
4	3.6:4.8+3.6	-	52	-	-	59	-	-	52	-	-	-	79	-	-		
	4.2	25	40	37	46	43	34	32	40	37	35	57	67	32	80		
	4.8:6.0+4.8	23	47	45	67	60	48	23	46	46	50	55	77	63	80		
	6.0:7.2+6.0	23	45	45	60	80	82	29	45	43	51	82	80	51	82		
5	3.6:4.8+3.6	-	48	-	-	59	-	-	51	-	-	-	68	-	-		
	4.2	23	37	35	44	41	32	25	35	35	39	42	57	45	43		
	4.8:6.0+4.8	24	43	42	56	32	44	27	42	41	45	31	76	46	75		
	6.0:7.2+6.0	-	36	45	-	79	77	27	46	40	40	-	68	74	72		
6	3.6:4.8+3.6	-	45	-	-	56	-	-	48	-	-	-	62	-	-		
	4.2	-	33	33	-	38	30	-	34	33	41	-	51	42	-		
	4.8:6.0+4.8	-	41	40	-	54	42	-	40	39	42	-	73	67	75		
	6.0:7.2+6.0	-	34	35	-	-	-	-	33	23	-	-	-	-	-		

Средняя нагрузка на колонны

1.020-1/87.0-5-273

Лх. 32828 Л. 117

Таблица 4

Численный расчетный момент M_{max} в кг.м.
 заделки колонны при нагрузке,
 поступающей несущей способностью
 связевой панели.

Этаж	Высота этажа, м	Тип связевой панели													
		Панельная	Панельная	Треугольная	Пятиугольная										
		разновидности	разновидности	разновидности	разновидности										
		Сетка колонн, м													
		6x6	9x6	6x6	9x6										
		Пролет связевой панели													
		6	9	6	9										
		Безмерная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²													
		200	1000	200	1000	200	1000	200	1000						
2	3.6	-	3	-	-	13	-	-	3	-	-	-	11	-	-
	4.2	3	3	3	8	15	17	2	3	4	2	9	12	14	8
	4.8	3	4	3	8	12	14	2	3	4	2	9	13	13	11
	6.0	3	2	2	8	10	14	3	2	2	6	9	10	9	8
3	3.6; 4.8+3.6	-	5	-	-	18	-	-	4	-	-	-	18	-	-
	4.2	2	6	3	8	18	15	6	5	5	2	7	22	12	12
	4.8; 6.0+4.8	2	6	4	8	12	13	4	5	5	9	7	13	19	12
	6.0; 7.2+6.0	2	2	2	8	15	14	2	5	2	5	7	16	10	8
4	3.6; 4.8+3.6	-	2	-	-	10	-	-	3	-	-	-	15	-	-
	4.2	2	2	2	10	11	11	3	3	3	5	9	15	10	20
	4.8; 6.0+4.8	2	2	2	10	12	12	2	3	2	6	9	15	15	15
	6.0; 7.2+6.0	2	2	2	10	12	13	2	2	2	6	9	10	8	14
5	3.6; 4.8+3.6	-	2	-	-	10	-	-	3	-	-	-	14	-	-
	4.2	2	2	2	9	10	11	2	2	3	4	2	15	13	12
	4.8; 6.0+4.8	2	2	2	9	5	12	2	3	3	5	1	18	12	16
	6.0; 7.2+6.0	-	2	2	-	13	14	-	2	2	3	-	9	10	12
6	3.6; 4.8+3.6	-	2	-	-	10	-	-	3	-	-	-	15	-	-
	4.2	-	2	2	-	11	11	-	3	3	4	-	15	10	-
	4.8; 6.0+4.8	-	2	2	-	12	12	-	3	2	4	-	17	12	17
	6.0	-	2	2	-	-	-	-	2	2	-	-	-	-	-

Число этажей: 6
 Высота этажа: 3.6 м
 Высота здания: 21.6 м

1.020-1/87. 0-5-213

101

Вх. 32828 л. 118

Таблица 12

Этажность	Высоты этажей Н _{эт} или Н _п + Н _{эт} , м	Значение эквивалентной жесткости 10^{-7} в м ⁶ /тс м ² (при воздействии ветровой нагрузки) связевых панелей типа					
		треугольные продольные		прямоугольные продольные			
		Сетка колонн, м					
		6x6; 9x6		6x6; 9x6			
		Сечение связей	временная нормативная нагрузка на перекрытия от 2500 кгс/м ²	Сечение связей	временная нормативная нагрузка на перекрытия от 2500 кгс/м ²		
2	3,6	2L150x11	0,0652	2L150x11	0,023		
	4,2		0,080		0,028		
	4,8		0,095		0,033		
	5,0		0,1302		2L180x12	0,0368	
3	3,6	2L150x11	0,1434	2L150x11	0,045		
	4,8+3,6		0,155		0,056		
	4,2		0,190		0,078		
	4,8		2L180x12	0,28	0,109		
	5,0+4,8			0,24			
	5,0			2L200x12			
4	3,6	2L180x12	0,250	2L180x12	0,133		
	4,8+3,6		0,290		0,1474		
	4,2		0,311		0,157		
	4,8		0,230		0,1877		
	5,0+4,8		2L200x12	0,189	0,193		
	5,0			0,332			
	7,2+6,0			0,374		2L150x12	0,218
	4,2			0,331		0,232	
5	4,8	2L180x12	0,331	2L150x12	0,232		
	5,0+4,8		0,458		0,293		
	5,0		0,458		0,293		
	7,2+6,0		2L200x12	0,293	0,293		
	3,6			0,592			
	4,8+3,6			0,592			
6	4,2	2L180x12	0,451	2L180x12	0,295		
	4,8		0,372		0,301		
	5,0+4,8		0,615		0,411		
	5,0						
	3,6						

Учб. по пол. оболочкам и раб. стенов и др.

1.020 - 1/89. 0-5 - 213

102

Лх. 32828 л.119

Продолжение табл. 12

Значение эквивалентной жесткости $10^{-3} B_{экв. втс. м^2}$ (при бездействии ветровой нагрузки) связей панелей типа

Треугольные поперечного направления

Этажность	Высота этажа, м	Решка колонн 6x6 м		Решка колонн - 9x6						
		Сечение связи		Полет сб. панели - 6 м		Полет сб. панели - 9 м				
		Сечение связи	Временная нагрузка на перекр. до 2000 кгс/м ²	Сечение связи	Временная нагрузка на перекр. до 2000 кгс/м ²	Сечение связи	Временная нагрузка на перекр. до 1000 кгс/м ²			
2	3.6	2.160x11	0.0723	2.160x11	—	—	—	—		
	4.2		0.100		0.102		0.095		0.124	
	4.8		0.117		0.132		0.138		0.158	0.205
	6.0		0.145		—		—		0.302	
3	3.6	2.160x11	0.1555	2.160x11	—	—	—	—		
	4.2+3.6		0.180		0.144		0.241		0.309	
	4.8		0.1946		0.198		0.400		0.40	
	5.0+4.8		—		—		—		—	
	6.0		0.241		0.250		0.318		0.530	
	7.2+6.0		—		0.323		—		—	
4	3.6	2.180x12	0.248	2.180x12	—	—	—	—		
	4.2+3.6		0.311		0.288		0.388		0.337	0.432
	4.8		0.30		0.275		0.372		0.352	0.552
	5.1+4.8		—		—		—		—	
	6.0		0.316		0.276		0.441		—	0.771
	7.2+6.0		—		0.334		—		—	
5	3.6	2.180x12	0.335	2.180x12	—	—	—	—		
	4.2+3.6		0.383		0.357		0.521		0.424	0.626
	4.8		0.429		0.350		0.581		0.535	0.829
	5.0+4.8		—		—		—		—	
	6.0		0.5154		0.486		0.582		—	0.979
	7.2+6.0		—		0.490		—		—	
6	3.6	2.180x12	0.390	2.180x12	—	—	—	—		
	4.2+3.6		0.540		0.445		0.695		0.604	0.791
	4.8		0.555		0.319		0.719		0.602	0.994
	5.0+4.8		—		—		—		—	
	6.0		0.500		0.586		0.888		—	0.965

1.020 - 1/87. 0-5 - 2 ПЗ

103

Лх. 32828 л.120

Указаны размеры и сорта

Продолжение табл. 10

Значение эквивалентной жесткости 10^7 В/м²·м³ (при изгибной деформации) поперечных панелей типа

Пятиугольные поперечного направления

Сетка колонн 6x6 м

Сетка колонн - 9x6 м

Пролет св. панели - 5 м

Пролет св. панели - 9 м

Этажность	Высоты этажей H ₁ и H ₂ , м	Сетка колонн 6x6 м		Сетка колонн - 9x6 м			
		Время горизонтальной деформации	Время горизонтальной деформации	Пролет св. панели - 5 м		Пролет св. панели - 9 м	
2	3,6	0,0311	—	—	—	—	—
	4,2	0,0352	—	0,0354	—	0,019	0,0247
	4,8	0,0458	—	0,0507	—	0,025	0,0294
	5,0	—	0,0397	—	0,0407	—	0,0294
3	3,6	0,0562	—	—	—	—	—
	4,5+3,6	—	—	—	—	—	—
	4,2	0,0595	—	0,0531	—	0,0435	0,0557
	4,8	0,0751	—	0,0738	—	0,0565	0,0752
	5,0	0,105	0,1365	0,1132	0,1398	—	0,0654
4	7,2+5,0	—	—	—	—	—	—
	3,6	0,127	0,1682	—	—	—	—
	4,8+3,6	—	—	—	—	—	—
	4,2	0,142	0,185	0,119	0,192	0,121	0,158
	4,8	0,155	0,202	0,163	0,212	0,155	0,164
	5,0+4,8	—	—	—	—	—	—
	5,0	0,179	0,202	0,185	0,228	—	0,199
5	7,2+5,0	—	—	—	—	—	—
	3,6	0,193	0,253	—	—	—	—
	4,8+3,6	—	—	—	—	—	—
	4,2	0,215	0,28	0,224	0,287	0,185	0,188
	4,8	0,257	0,334	0,248	0,334	0,112	0,260
	5,0+4,8	—	—	—	—	—	—
6	5,0	0,288	0,294	0,289	0,370	—	0,309
	7,2+5,0	—	—	—	—	—	—
	3,6	0,265	0,352	—	—	—	—
	4,8+3,6	—	—	—	—	—	—
	4,2	0,312	0,405	0,301	0,411	0,259	0,278
7	4,8	0,357	0,464	0,309	0,456	0,349	0,378
	5,0+4,8	—	—	—	—	—	—
	5,0	0,405	0,512	0,541	0,703	—	0,43

Инд. № табл. Подпись и дата. Взам. инв. №

1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Вх. 32820 л. 121

1007
104

Таблица 13

Значение эквивалентной жесткости 10^{-1} в экв в $тс \cdot м^2$ (при воздействии вертикальной нагрузки) связей панелей типа

Этажность	Высота этажей $H_1 + H_2 + H_3$, м	треугольные		прямоугольные		треугольные		прямоугольные	
		Сетка				колонн, м			
		6x6		9x6		6x8		9x6	
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²
	2000	1000		1000		2000	1000		1000
3	3,6; 4,8+3,6	0,65	0,62	2L180x12	—	2L180x12	—	0,60	—
	4,2	0,63	0,56		0,67		1,3	0,78	1,13
	4,8	0,64	0,60	0,61	0,61	0,61	0,73	2L180x12	1,14
	5,0+4,8								
	5,0	0,57	0,59	2L200x14	0,54	1,36	2,4	2L200x14	0,86
	5,2+5,0	0,82			0,54				0,86
4	3,6; 4,8+3,6	—	0,6	2L180x12	—	2L180x12	—	0,6	—
	4,2	0,7	0,53		0,64		1,05	0,78	2L180x12
	4,8	0,65	0,44	0,55	0,55	0,62	0,73	2L180x12	0,84
	5,0+4,8								
	5,0	0,52	0,56	2L200x14	0,57	0,91	0,92	2L200x14	1,06
	5,2+5,0				0,57				1,06
5	3,6; 4,8+3,6	—	0,71	2L180x12	—	2L180x12	—	0,55	—
	4,2	0,87	0,56		0,46		0,89	0,82	2L180x12
	4,8	0,7	0,56	0,55	0,55	0,51	0,79	2L180x12	1,1
	5,0+4,8								
	5,0	0,43	0,53	2L200x14	0,83	0,99	0,82	2L200x14	0,92
	5,2+5,0				0,83				0,92
6	3,6; 4,8+3,6	—	0,83	2L180x12	—	2L200x14	—	0,98	—
	4,2	—	0,92		0,85		—	1,18	2L200x14
	4,8	—	0,92	0,85	0,85	—	1,16	2L200x14	1,07
	5,0+4,8								
5,0	—	0,66	2L200x14	0,83	—	0,9	2L180x12	1,08	

Указ. по под. таблицы и дано в таблице

1.020-1/87. 0-5 - 2 п3

105

Вх. 32828 л. 122

Продолжение табл. 13

Высота этажа	Высота этажей или H ₁ + H ₂ , м	Значение эквивалентной жесткости 10 ⁴ д ³ в т. м ² (при воздействии вертикальной нагрузки) связей панелей типа									
		треугольные					поперечного направления				
		Сетка колонн 6x6 м					Сетка колонн - 9x6 м				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кис/м ²		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кис/м ²		Пролет с/з панели-6м	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кис/м ²		Пролет с/з панели-9м	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кис/м ²	
2000	1000	2000	1000	1000	2000		1000				
3	3,6 4,5+3,5	—	0,47	—	—	—	—	—	—	—	
	4,2	0,45		—	—	0,47	21100x12		0,94	21100x12	0,94
	4,8	0,46		—	—	—	21100x12		0,7	21100x12	—
	5,0+4,5	0,41		0,41		0,52	21100x12		—	21100x12	1,03
	5,0	0,42	0,44	0,57		0,53	21100x12		—	21100x12	0,76
	7,2+5,0	—	—	—		—	21100x12		—	21100x12	—
4	3,6 4,5+3,5	—	0,54	—	0,54	—	21100x12		—	21100x12	—
	4,2	—	0,47	—	0,47	0,55	21100x12		1,17	21100x12	1,14
	4,8 5,0+4,5	0,42		0,55		0,58	21100x12		0,75	21100x12	1,22
	5,0	0,44	0,47	0,54	0,47	0,49	21100x12		—	21100x12	0,89
	7,2+5,0	—	—	—		—	21100x12		—	21100x12	—
	5	3,6 4,5+3,5	—	0,65	—	0,64	—	21100x12		—	21100x12
4,2		—	0,56	—	0,56	0,56	21100x12		1,48	21100x12	1,45
4,8 5,0+4,5		0,43		0,52		0,69	21100x12		0,9	21100x12	1,47
5,0		0,5	0,68	0,72	0,5	0,72	21100x12		—	21100x12	1,32
7,2+5,0		—	—	—		—	21100x12		—	21100x12	—
6		3,6 4,5+3,5	—	0,66	—	0,71	—	21100x12		—	21100x12
	4,2	—	0,6	—	0,79	0,73	21100x12		1,25	21100x12	1,44
	4,8 5,0+4,5	—	0,55	—	0,75	0,9	21100x12		0,7	21100x12	1,50
	5,0	—	0,63	—	0,6	1,19	21100x12		—	21100x12	1,16

1.020-1/87. 0-5 - 2 п3

Вх. 32828 л. 123

155

Продолжение табл. 13

Значение эквивалентной жесткости 10^{-4} в $^{\circ}$ экв в $м \cdot м^2$ (при воздействии вертикальной нагрузки) связей панелей типа

Пятиугольные поперечного направления

Сетка колонн - 6x6 м

Сетка колонн - 9x6 м

Этажность	Высота этажа Н _{эт} или Н _к Н _{эт} , м	Значение эквивалентной жесткости 10^{-4} в $^{\circ}$ экв в $м \cdot м^2$ (при воздействии вертикальной нагрузки) связей панелей типа Пятиугольные поперечного направления				Значение эквивалентной жесткости 10^{-4} в $^{\circ}$ экв в $м \cdot м^2$ (при воздействии вертикальной нагрузки) связей панелей типа Пятиугольные поперечного направления			
		Сетка колонн - 6x6 м		Сетка колонн - 9x6 м		Сетка колонн - 6x6 м		Сетка колонн - 9x6 м	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²
3	3,5; 4,1-3,5	—	0,52	—	—	—	—	—	—
	4,2	0,83	0,48	—	—	0,51	1,30	—	—
	4,8	0,92	0,7	—	—	0,7	0,9	3,5	—
	5,0+4,5	0,47	0,52	0,79	0,52	0,7	—	—	3,5
	5,0	0,73	0,87	1,12	0,87	0,79	—	—	2,35
	7,2+5,0	—	—	1,19	0,87	0,79	—	—	2,35
	3,5; 4,1-3,5	—	0,6	—	0,54	—	—	—	—
4	4,2	0,6	0,53	0,93	0,53	0,71	1,3	—	2,2
	4,8; 5,0+4,5	0,5	0,8	0,97	0,8	0,8	1,25	—	3,5
	5,0	0,77	0,87	1,03	0,87	0,81	—	—	2,5
	7,2+5,0	—	—	1,04	0,83	0,81	—	—	2,5
	3,5; 4,1-3,5	—	0,7	—	0,74	—	—	—	—
5	4,2	0,67	0,48	0,83	0,48	0,68	1,68	—	2,3
	4,8; 5,0+4,5	0,51	0,91	0,93	0,91	0,98	1,3	—	3,3
	5,0	0,8	0,85	1,01	0,85	1,3	—	—	2,45
	7,2+5,0	—	—	1,04	0,68	1,3	—	—	2,45
6	3,5; 4,1-3,5	—	0,8	—	0,87	—	—	—	—
	4,2	—	0,96	—	0,96	0,73	1,42	—	2,2
	4,8; 5,0+4,5	—	1,02	—	1,02	0,91	0,97	—	2,6
	5,0	—	0,78	—	0,78	1,08	—	—	—

Шкала подбора досок и бруса

1.020 - 1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Вх. 32828 л. 124

107

Таблица 14

Значения K_{max}
 K_{Ri}

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, т/м²

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

Высоты этажей и этажность	Этажность, м	Значения K_{max} K_{Ri}																
		Тип связевых панелей																
3,6	2	1,2				1,5				1,2				1,4				
		1,3	1,25	1,3	1,25	1,6	1,5	1,6	1,5	1,3	1,3	1,3	1,3	1,5	1,4	1,5	1,4	
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	1,3	1,3	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
4,8	4	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,7	1,4	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,75	1,8	1,75
		5	1,8	1,75	1,8	1,75	1,8	1,75	1,8	1,75	1,8	1,75	1,8	1,75	1,8	1,75	1,8	1,75
4,2	2	1,2				1,8				1,2				1,4				
		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	1,45	1,4	
4,2	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	1,45	1,4	
		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
4,8	4	1,8	1,75	1,8	1,75	1,75	1,5	1,75	1,5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,85	1,7	1,85	1,7	
		5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,65	1,6	1,65	1,5	1,65	1,65	1,65	1,5	1,65	1,65	1,65	1,5
4,8	2	1,2				1,65				1,2				1,4				
		1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,4	1,3	1,4	1,3	1,6	1,5	1,6	1,5	
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	1,6	1,5	1,6	1,5	
		4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,7	1,5	1,7	1,5	1,6	1,4	1,6	1,4	1,25	1,7	1,85	1,7
6,0	4	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	1,5	1,7	1,5	
		5	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				1,2				1,5				
		1,3	1,3	1,3	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,3	1,3	1,3	1,3	1,7	1,7	1,7	1,7	
6,0; 7,2+6,0	3	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6	1,5	1,6	1,5	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6	1,6	1,6	1,6	
		4	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6	1,5	1,6	1,5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6	1,6	1,6	1,6
6,0	5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6	1,5	1,6	1,5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6	1,6	1,6	1,6	
		6	—	1,5	—	1,3	—	—	—	—	—	1,3	—	1,3	—	—	—	—

Упр. № подл. Подпись и дата

1.020-1/87.0-5-2173

Лист 108

Таблица 15

Этажность	Высота этажей Нэт. или Нн + Нэт. м	Максимальное значение $M_{гор.}$ в т.м и N в тс (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загрузки									
		На грузовой площадке сбоку из связевых колонн - полная полез- ная нагрузка, у грузовых колонн - полезная на- грузка отсутствует (см. 3.1)					На грузовой площадке сбоку из связевых ко- лонн - полная полезная нагрузка, у грузовых ко- лонн - 0,5 полезной на- грузки			Полная нагрузка распределен- но равномерно	
		Сетка колонн 6 x 6 м									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²									
		2000		1500		2000		1500		2000	
		N		N		N		N		N	
2	3,6	-	-	243	156	-	-	167	135	-	227
	4,2	255	182	247	151	245	203	208	176	265	232
	4,8	275	132	247	151	245	203	208	177	265	233
	6,0	285	184	247	153	248	205	208	179	267	235
3	3,6; 4,8+3,6	-	-	435	254	-	-	283	221	-	372
	4,2	540	312	442	271	438	355	353	301	445	380
	4,8; 6,0+4,8	540	313	442	272	438	356	353	303	445	381
	6,0; 7,2+6,0	540	315	442	273	439	359	353	305	449	384
4	3,6; 4,8+3,6	-	-	628	371	-	-	400	307	-	517
	4,2	783	443	637	380	631	506	518	427	625	527
	4,8; 6,0+4,8	783	444	637	382	631	508	518	428	625	528
	6,0; 7,2+6,0	783	449	637	384	632	512	518	433	631	533
5	3,6; 4,8+3,6	-	-	821	479	-	-	516	393	-	652
	4,2	1027	574	832	490	824	658	673	552	805	675
	4,8; 6,0+4,8	1027	575	832	492	824	650	673	554	807	677
	6,0; 7,2+6,0	1027	580	832	495	825	656	673	557	812	682
6	3,6; 4,8+3,6	-	-	1013	585	-	-	632	479	-	807
	4,2	-	-	1025	600	1017	810	828	677	935	822
	4,8; 6,0+4,8	-	-	1025	603	1017	813	823	680	937	825
	6,0	-	-	1025	605	1017	819	823	685	937	831

Средняя температура воздуха

1.020-1/87. 0-5 - 213

Вх. 32828 л. 126

Продолжение табл. 15

Максимальное значение $M_{всгт.}$ в тсм. и $N_{тсг}$ (см. рис. 3.3) при следующих вариантах строения

на грузовой площадке всего из связевых колонн - полная полез- ная нагрузка и грузовой полки - связевые грузы	на грузовой площадке из связевых колонн - полная полезная нагрузка и колонны - 0,5 полезной нагрузки	полезная нагрузка размещена равномерно
--	--	---

Сетка колонн 6 x 6 м

Всесторонняя нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²

Этажность	Высота этажей мм или H + Hсм. м	1200		500		1000		500		1000		500	
		N		N		N		N		N		N	
		МБерг.	N	МБерг.	N	МБерг.	N	МБерг.	N	МБерг.	N	МБерг.	N
2	3.6	194	135	138	111	165	145	122	114	195	158		
	4.2	198	140	143	116	167	147	124	119	200	163		
	4.8	198	140	143	116	167	148	124	119	201	164		
	5.0	198	142	143	118	168	150	124	120	205	165		
3	3.6; 4.8+3.6	338	221	226	173	280	241	193	180	305	234		
	4.2	344	228	233	180	282	244	195	185	315	241		
	4.8; 5.0+4.8	344	230	233	182	282	245	195	184	316	242		
	5.0; 7.2+5.0	344	233	233	184	283	246	195	187	319	245		
4	3.6; 4.8+3.6	422	308	314	235	395	338	255	245	421	309		
	4.2	450	317	323	245	397	341	257	251	430	319		
	4.8; 5.0+4.8	450	319	323	247	397	342	257	251	432	321		
	5.0; 7.2+5.0	450	324	323	251	398	343	257	255	435	325		
5	3.6; 4.8+3.6	625	394	402	258	510	435	315	312	533	385		
	4.2	635	405	413	310	512	438	315	317	545	397		
	4.8; 5.0+4.8	635	403	413	312	512	438	315	319	547	399		
	5.0; 7.2+5.0	635	415	413	317	512	440	315	323	553	405		
6	3.6; 4.8+3.6	752	480	490	350	625	522	407	376	645	451		
	4.2	782	495	503	375	627	534	410	384	661	476		
	4.8; 5.0+4.8	782	491	503	377	627	537	410	384	663	478		
	5.0	782	505	503	384	627	540	410	391	670	485		

Средняя нагрузка

1.022-1187.0-5-213

Вх. 32828 л. 127

Продолжение табл. 15

Максимальное значение $M_{перг}$ в т.м и N в тс.
(см. рис. 3.3) при следующих вариантах загрузки

на грузовой площадке одной из связей крайняя полная полезная нагрузка, у другой колонны - полезная нагрузка отсутствует (см. рис. 3.1)	на грузовой площадке одной из связей крайняя полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки	Полная нагрузка распределена равномерно
--	---	---

Сетка колонн 9х6м, пролет связевой панели - 6м

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²

Этажность	Высота этажа, м	1000		500		1000		500		1000	500
		$M_{перг}$		$M_{перг}$		$M_{перг}$		$M_{перг}$		N	N
		N	N	N	N	N	N	N	N	N	N
2	4.2	208	165	152	142	199	192	145	153	246	204
	4.8	208	166	152	142	199	193	145	154	247	205
	6.0	208	168	152	144	200	195	146	156	249	207
3	4.2	356	256	245	219	338	318	230	240	393	299
	4.8; 6.0+4.8	356	267	245	219	338	319	230	241	394	300
	6.0; 7.2+6.0	356	270	245	221	339	323	231	245	396	303
4	4.2	505	366	337	294	477	444	315	327	519	393
	4.8; 6.0+4.8	505	368	337	295	477	445	316	329	521	395
	6.0; 7.2+6.0	505	372	337	299	478	451	316	334	524	399
5	4.2	653	456	430	370	615	571	407	415	656	488
	4.8; 6.0+4.8	653	458	430	372	616	573	407	417	658	490
	6.0; 7.2+6.0	653	474	430	377	617	579	407	423	663	496
6	4.2	801	555	522	445	755	697	485	502	793	583
	4.8; 6.0+4.8	801	559	522	449	756	700	486	505	795	585
	6.0	801	576	522	455	756	707	486	512	801	592

Сл. Инж. Подпись и дата

1.020-1187.0-5 - 2 п.б

111

Продолжение табл. 15

Максимальные значения Мерт. в т.м. и N в т.м. (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загрузки

Этажность	Высоты этажей Нэт или Нн + Нэт, м	На грузовой площадке одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - полезная нагрузка отсутствует (см. рис. 3.1)		На грузовой площадке одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны 0,5 полезной нагрузки		Полная равномерно распределенная нагрузка					
		1000		500		1000		500			
		Мерт.	N	Мерт.	N	Мерт.	N	Мерт.	N		
		1000	500	1000	500	1000	500	1000	500		
2	4,2	449	207	324	171	388	221	289	195	311	251
	4,8	449	208	324	171	388	221	289	176	312	252
	6,0	450	210	325	173	388	223	289	177	314	254
3	4,2	777	339	527	266	655	366	457	275	491	371
	4,8; 6,0+4,8	777	341	527	267	655	369	457	277	492	372
	6,0; 7,2+6,0	778	344	528	271	655	370	457	279	495	375
4	4,2	1106	472	731	362	923	512	625	375	670	490
	4,8; 6,0+4,8	1106	473	731	363	923	513	625	378	672	492
	6,0; 7,2+6,0	1107	478	732	368	923	517	625	391	676	495
5	4,2	1434	604	934	457	1190	657	793	475	850	610
	4,8; 6,0+4,8	1434	605	934	458	1190	659	793	478	852	612
	6,0; 7,2+6,0	1435	611	935	465	1190	664	793	482	857	617
6	4,2	1763	736	1138	553	1457	803	951	576	1030	729
	4,8; 6,0+4,8	1763	738	1138	555	1457	805	951	580	1032	732
	6,0	1764	745	1139	562	1457	812	951	584	1038	738

Числ. этажей
 Числ. колонн
 Числ. пролетов
 Числ. лифтов
 Числ. шахт
 Числ. лестничных клеток
 Числ. выходов
 Числ. лифтовых холлов
 Числ. лифтовых площадок
 Числ. лифтовых дверей
 Числ. лифтовых площадок
 Числ. лифтовых дверей

1.020-1/87.0-5 - 2 ПЗ

1057
112

Таблица 16

Этажность	Высоты этажей Нэт. или Нг+Нэт, М	Значение i макс $\times 10^3$ для							
		Тип связевых панелей							
		Треугольные связи продольного направления		Пятиугольные связи продольного направления		Треугольные связи поперечного направления		Пятиугольные связи поперечного направления	
		Сетка колонн в м							
		6x6	6x9	6x6	6x9	6x6	6x9	6x6	6x9
2	3.5	1	-	0.3	-	1	-	0.8	-
	4.2	1	1	0	0	1	1	0.2	0
	4.8	1	1	0.2	0	1	1	0.2	0.3
	6.0	1	1	0	0	1	1	0	0.1
3	3.5:4.8+3.5	0.8	-	0	-	0.4	-	0	-
	4.2	0.7	0.5	0	0	0.9	0.8	0	0
	4.8	0.5	0.7	0	0.2	0.5	0.5	0	0
	5.0+4.8	0.6	0.7	0	0.2	0.5	0.5	0	0
	6.0	0.7	1	0	0	0.9	0.9	0	0
	7.2+6.0	0.7	1	0	0	0.9	0.9	0	0
4	3.5:4.8+3.5	0.8	-	0.4	-	0.8	-	0.2	-
	4.2	0.8	0.8	0.5	0.3	0.9	0.8	0.5	0
	4.8:6.0+4.8	0.5	0.6	0.2	0.7	0.5	0.6	0	0
	6.0	0.4	1	0	0	0.3	1	0	0
	7.2+6.0	0.4	1	0	0	0.3	1	0	0
5	3.5:4.8+3.5	0.5	-	0.3	-	0.5	-	0.2	-
	4.2	0.5	0.2	0.3	0.4	0	0.8	0	0
	4.8:5.0+4.8	0.2	0	0.1	0.4	0.2	0.4	0.2	0.2
	6.0	0	1	0	0.2	0.2	0.5	0	0.7
	7.2+6.0	0	1	0	0.2	0.2	0.5	0	0.7
6	3.5:4.8+3.5	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.2	-
	4.2	0.7	0.3	0.7	0.3	0.6	0.3	0.2	0
	4.8:5.0+4.8	0.5	0	0.5	0.1	0.4	0.2	0	0
	6.0	0	-	0	-	0	-	0	-

Вх. 32828 л. 130

1.020-1/87.05 - 2 л3

Лист
113

Лит. № 100000 Подписчиков В. 100000

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-I, 0-2.

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

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.

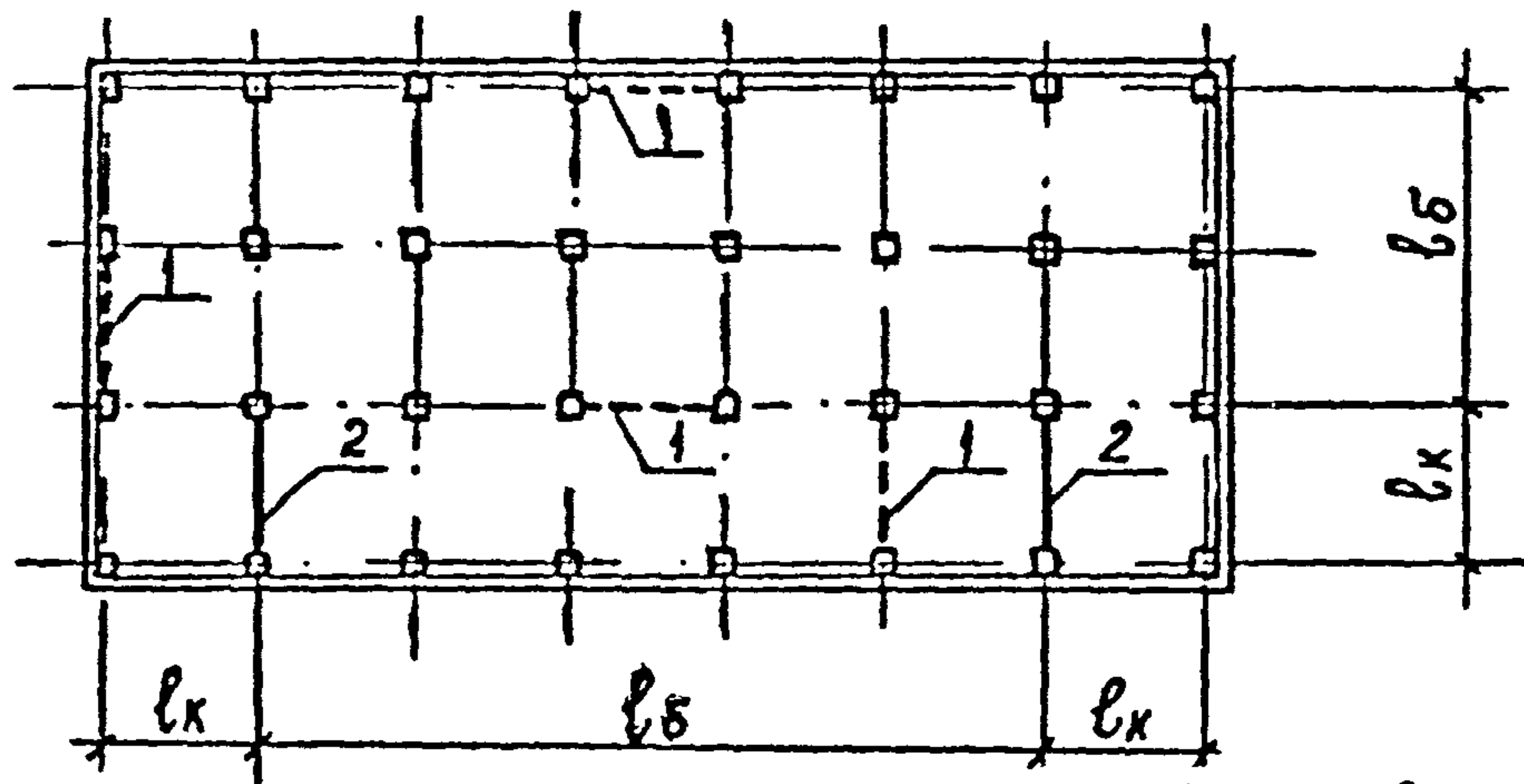
4. Расчетные положения, изложенные ниже, а также данные таблицы I относятся к расчету в стадии эксплуатации и в стадии монтажа здания, если замоноличивание перекрытий осуществляется одновременно с монтажом каркаса (поэтажное замоноличивание).

Вх 32828 л. 131

I.070-1/87.0-5-ЭПЗ

Шифр № документа
Подпись и дата
Взам инв. №

Нач. отд.	Код	Сл.	2502	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многослойных плит при поэтажном замоноличивании	Стадия	Лист	Листов
Корпус	Карьерно	Сл.	2503		Р	1	4
Пил	Карьерно	Сл.	2503		ЦНИИПромзданий		



1 — стальные связи
2 — железобетонные диафрагмы

рис. 1

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.

Связевые плиты серии I.041.I-2 и I.042.I-4 рассчитаны на растягивающее усилие 10 тс, стык ригеля с колонной — на усилие 8,0 тс.

Имя и фамилия	Подпись и дата	Взам инв. №

Вх. 32828 л. 132

I.020-1/87.0-5- ЭПЗ

Лист
2

Таблица 1

Высота ветряка, этажей и м. и л.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 2.01.07-85											
		I А; I Б; II Б				II А; III Б				III А			
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, 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	30				30				24		30	
	30									30			
	36-60									30			
4,2	12	18				18				12	18		
	18	24				24				18			
	24	30				24	30			24			
	30					30							
	36-60					30							
4,8	12	18				18				12			
	18	24				18	24			18			
	24	30				24		30		24			
	30					24		30		30			
	36					30							
	42-60	30											
6,0	12	18				12	18			12			
	18	24				18				18			
	24	24	30			24				18		24	
	30	30				30				24			
	36									24			
	42									30			
48-60	30												

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

Вх. 32.828 л. 133

1.020-1/87. 0-5- 313

Имя и фамилия проектирующего инженера

Продолжение таблицы 1

Высота ветровой зоны	Длина зоны в направлении ветра, м	Максимальное расстояние Вх (см. рис.1)								
		Сетка колонн 9x6 м								
		Ветровой район и тип местности по СНиП 2.01.07-85								
		IА; IБ; IIБ			IIА; IIIБ			IIIА		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кН/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		
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

Вх 32828 л.134

1.020-1/87.0-5-373

Лист
4

Имя, фамилия, должность, дата

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 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 межколонным плитам по крайним и средним рядам колонн, соединенными между собой и с поперечными ригелями в соответствии с серией I.020-I/87 см. 6 - I "Монтажные узлы каркаса" (узлы 56..69).

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 давления ветра с учетом местоположения перекрытия по высоте здания.

Расстояние между связевыми панелями определяется из следующих условий:

а) В промышленных зданиях, выполняемых в варианте с многонестными плитами перекрытий, в крайней пристенной плите по крайнему ребру плиты, прилегающей 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 $Z = 0,4$ м

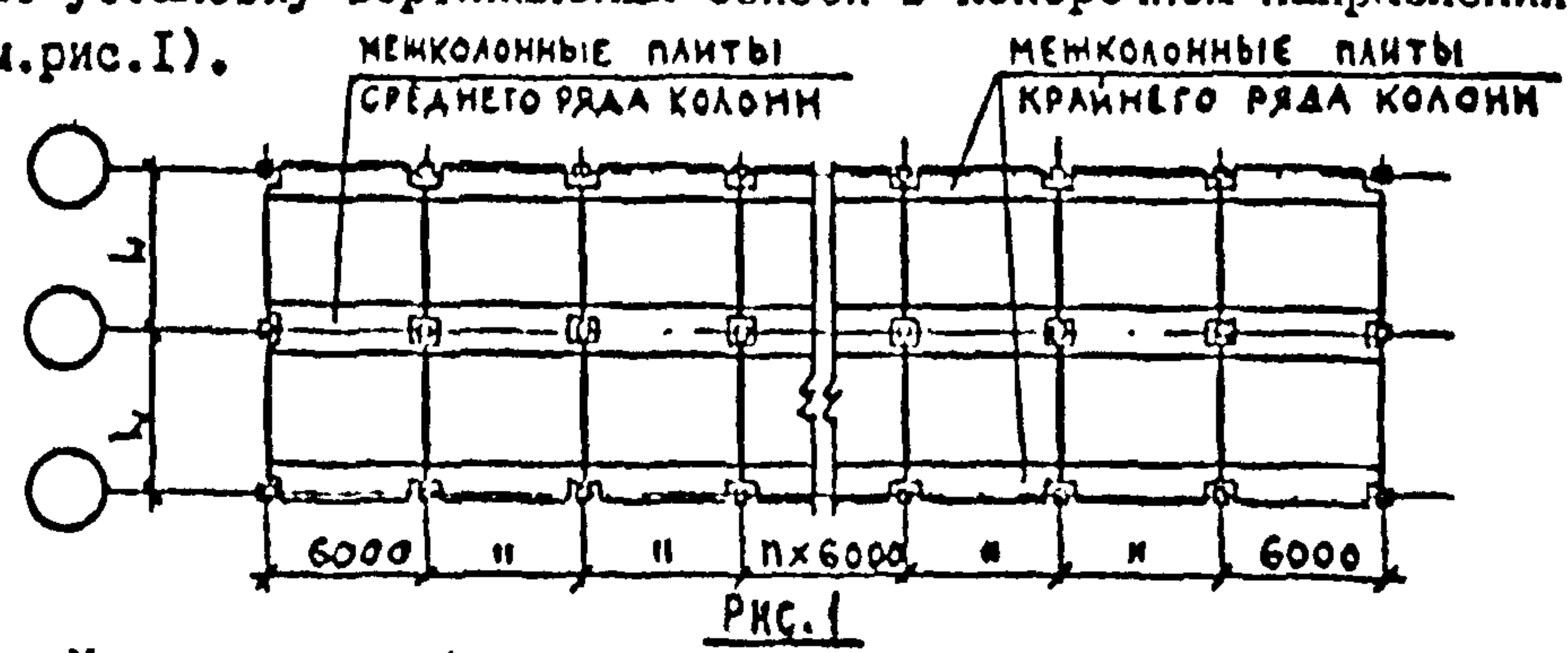
Вх. 32828 л. 135

I.020-I/87.0-5- 4ПЗ

ИНВ. № подл.	Полный и дата	ВЗАМЕН ИНВ. №							
НАЧ. ПР.	КОЗЫН	23.03	23.03	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания			Лист	1	3
ОРТЭКОН	ЗВЕРЕВ	23.03	23.03				ИЗДАТЕЛЬСТВО		
ГИП	ЗВЕРЕВ	23.03	23.03						

Средние межколонные плиты с усилием на одно ребро 5,0 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).



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

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

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_k - 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:

$$\Sigma M = 2 (0,4 \times 10,0) + 1,5 \times 5,0 = 15,5 \text{ тс м}$$

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:

Вх. 32828 л. 136

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

$$\Sigma M = 2 (1,0 \times 7,2) + 1,5 \times 5,0 = 21,9 \text{ тс.м}$$

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

$$\Sigma M \geq 15,5 \text{ тс.м}$$

а при ребристых плитах, если $\Sigma M \geq 21,9 \text{ тс.м}$

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)

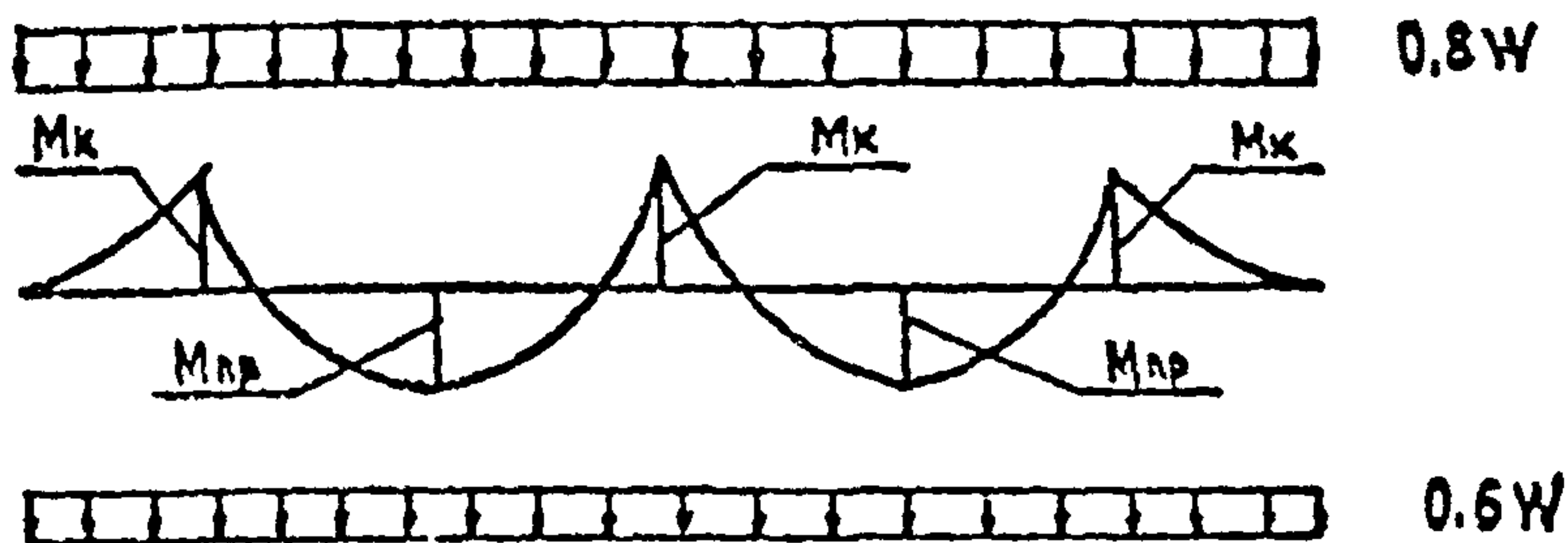


РИС.2

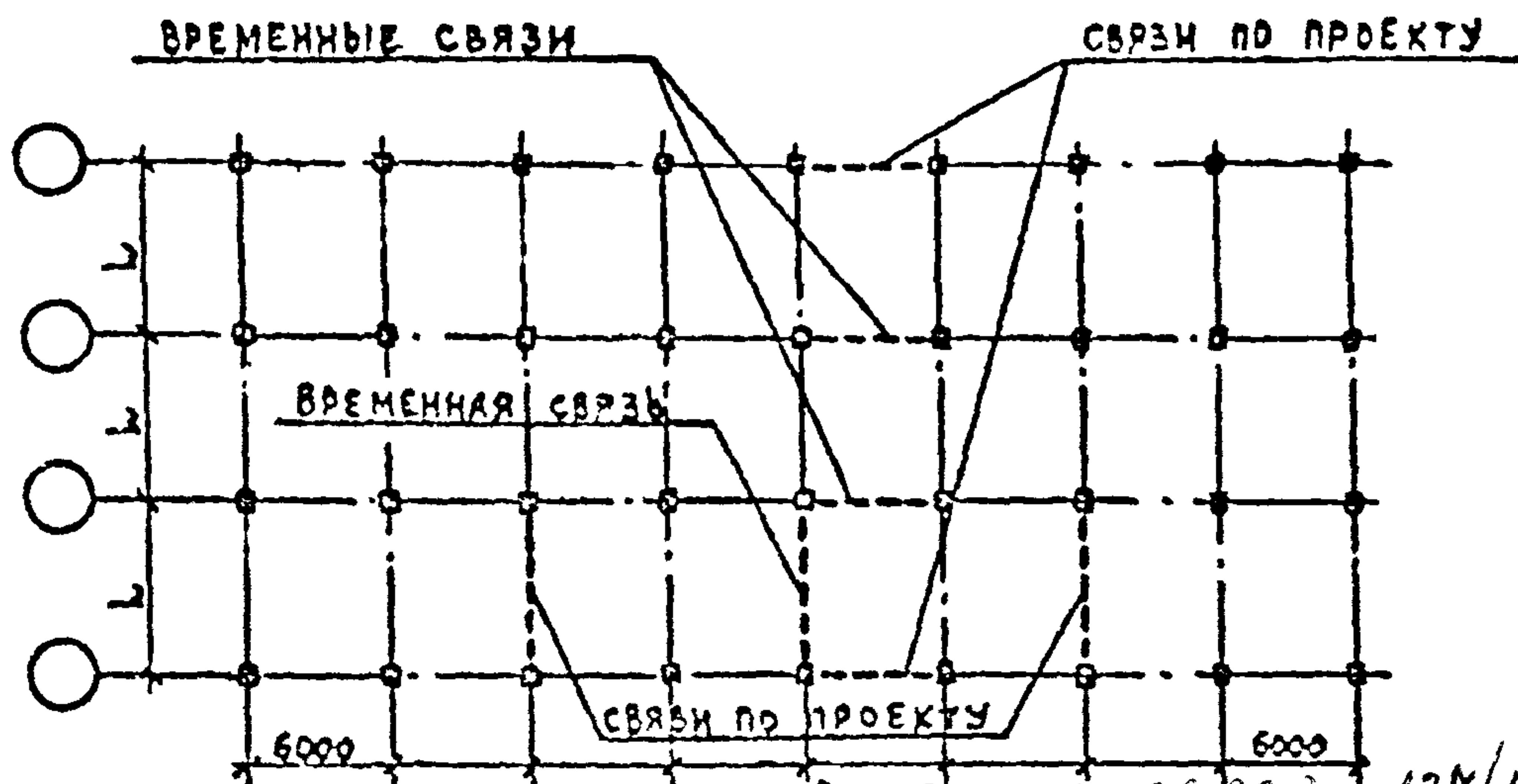


РИС.3 Вх. 32828 Л. 137/138

Инв. под. Подпись и дата
 Взам. Инв. №

I.020-1/87.0-5-4ПЗ

Лист
3