ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020-1/83

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

ВЫПУСК 0-5

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

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

19828
ЦЕНА 2-91

ВЫП. 0-5

gost.e-ecolog.ru

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГОССТРОЯ СССР

Москва, А-445, Смольная ул., 22

Сдано в печать VI 1987 года

Заказ № 6960 Тираж 1750 экз.

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020-1/83

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

ВЫПУСК 0-5

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

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

Разработаны

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
Гл. инженер ин-та В. Гранев
Нач. отдела Э. Кодыш
Гл. инж. пр-та Н. Марченко

ЦНИИЗП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов
Директор В. Лепский
Нач. отдела Б. Вольнский

НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР
Зам. директора ин-та Н. Коровин
Рук. лаборатории А. Васильев

МИСИ им. Куйбышева
Проректор С. Ухов
Зав. кафедрой В. Байков
Профессор Н. Складнев

Утверждены и введены в действие с 01.09.1984 г
постановление Госстроя СССР от 13.07.1984 г N 112

Обозначение	Наименование	Стр.
I.020-I/83.0-5 01ПЗ	Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	3
I.020-I/83.0-5 02ПЗ	Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	I7
I.020-I/83.0-5 03ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных панелей при поэтажном замоноличивании	I45
I.020-I/83.0-5 04ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	149

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Нач отд.	Кадыш	
Контролер	Лапшин	
ГИП	Подченко	
Разработал	Левина	

1.020-1/83.0-5 00

Содержание

Стадия	Лист	Листов
Р		1

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

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

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

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 те же усилия, что и фактическая нагрузка, т.е.

$M_{экв} = M_{факт}$ и $Q_{экв} = Q_{факт}$, где

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

				I.020-I/83.0-5 ОПЗ	
				МЕТОДИКА определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	Стадия: Р; Лист: I; Листов: I4
Зав. отд.	Рабинович				ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
Нормоконтр.	Селю				
Гл. спец.	Аплак				

$M_{экв}$, $Q_{экв}$ – момент и поперечная сила в ригеле от эквивалентной временной равномерно распределенной нагрузки;

$M_{факт}$, $Q_{факт}$ – то же, от фактической нагрузки

I.4. Грузовая площадь ригеля это часть площади перекрытия, загружение которой в любой точке вызывает усилия в рассматриваемом ригеле. При этом сделано допущение, что опирание ригелей на колонны и плит на ригели является шарнирным. Грузовая площадь ригеля ограничивается осями, проходящими через оси колонн, на которые опирается рассчитываемый ригель, и осями ригелей, расположенных на смежных осях (см.рис. I.I).

I.5. Под фактической нагрузкой подразумевается нагрузка от технологического или иного оборудования, материалов, напольного и подвесного 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 загружения ригеля) расположения транспортных средств при данной расстановке оборудования;

возможного наибольшего скопления людей на свободных от оборудования площадях;

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

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

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

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

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

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

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

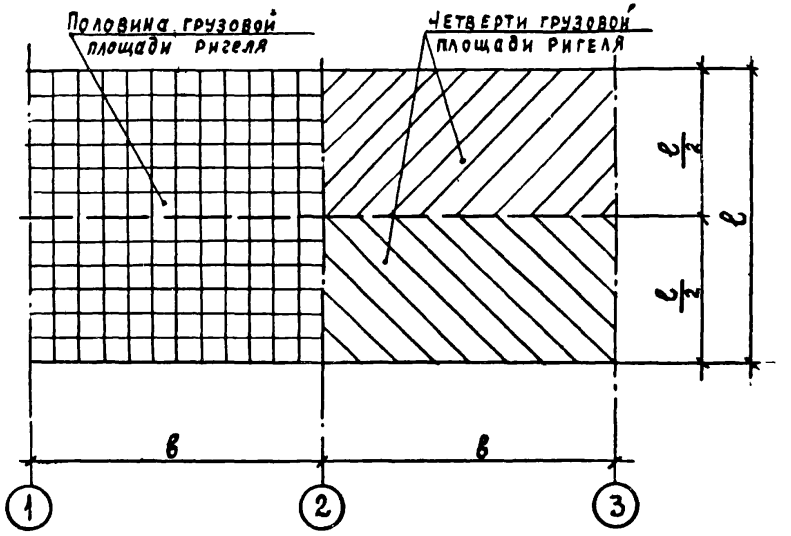

Половина грузовой площади ригеля
Четверти грузовой площади ригеля
ℓ/4
ℓ
ℓ/4
в
в
1
2
3

Рис. 1.1

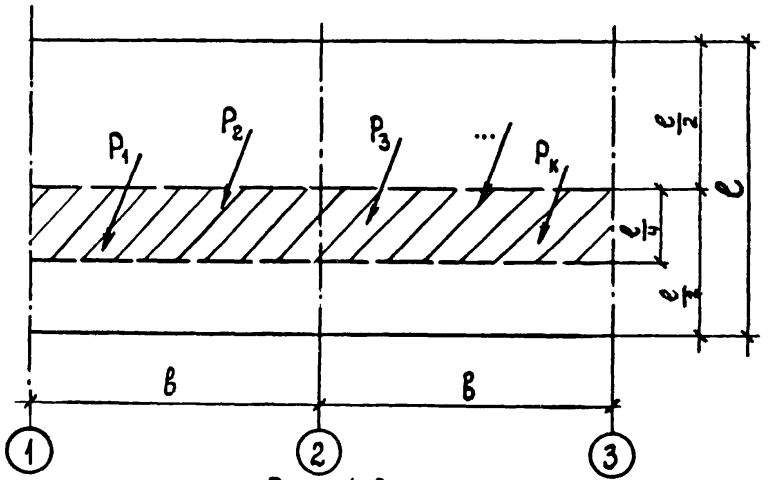

P1
P2
P3
...
Pк
ℓ/2
ℓ
ℓ/4
ℓ/4
в
в
1
2
3

Рис. 1.2

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКВИВАЛЕНТНЫХ НАГРУЗОК

2.I. 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:

$$q^{M}_{iэкв} = K_1 \cdot \frac{P_i}{B\,\ell} \qquad (2.I)$$

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

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

B – шаг ригелей, в м;

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

2.3. Коэффициент K_I определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см.рис.2.I и 2.3). Диаграммы изолиний K_I построены для масштаба I:I00 при сетке колонн 6х6 и 9х6 м.

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

Диаграммы изолиний K_I построены для четверти грузовой площади ригеля (см.рис.I.I). Для удобства вычислений диаграммы на рис. 2.I и 2.3 приведены для всей грузовой площади. Для проведения расчетов диаграммы изолиний K_I выполняются на прозрачной бумаге.

Коэффициент K_I изменяется от 0 до 2. На диаграммах изолиний K_I приведены с интервалом 0,I, что должно без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок ±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, назначение K_I производится по большему из двух возможных значений без интерполяции.

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

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

$$q^{м}_{экв} = \sum q^{м}_{i\,экв} = K_{11}\frac{P_1}{bc} + K_{12}\frac{P_2}{bc} + \ldots + K_{1i}\frac{P_i}{bc}$$

Не допускается использовать графический метод определения нагрузок по чертежам, выполненным в масштабе менее I:I00.

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

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

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

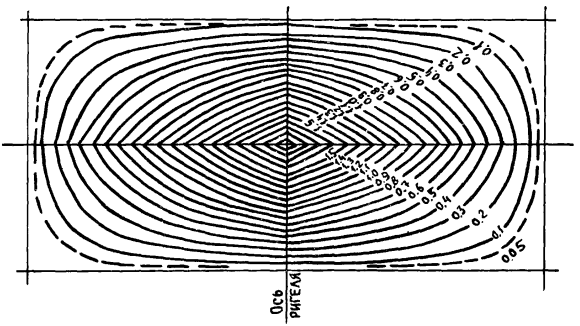


Рис. 2.1

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

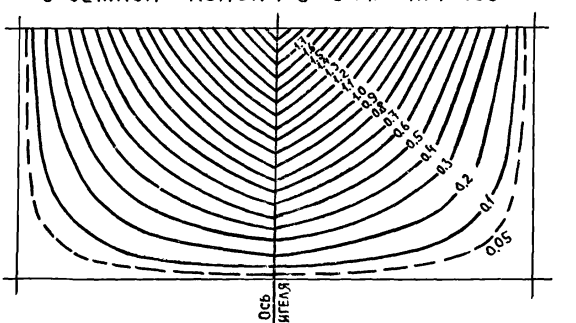


Рис. 2.2

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

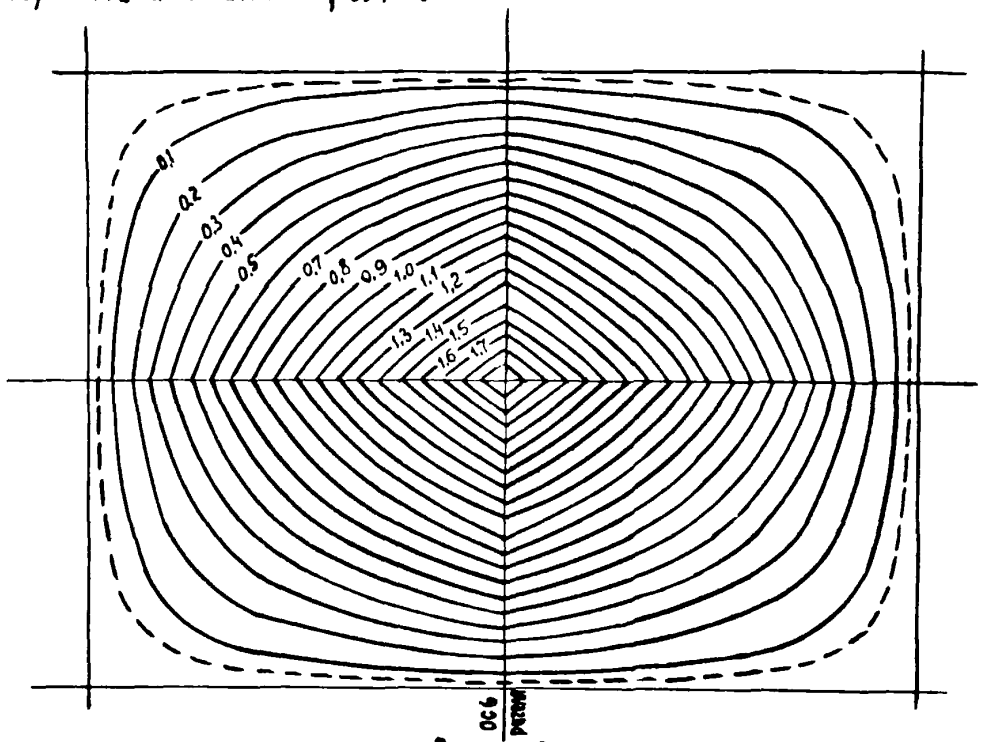


Рис. 2.3

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

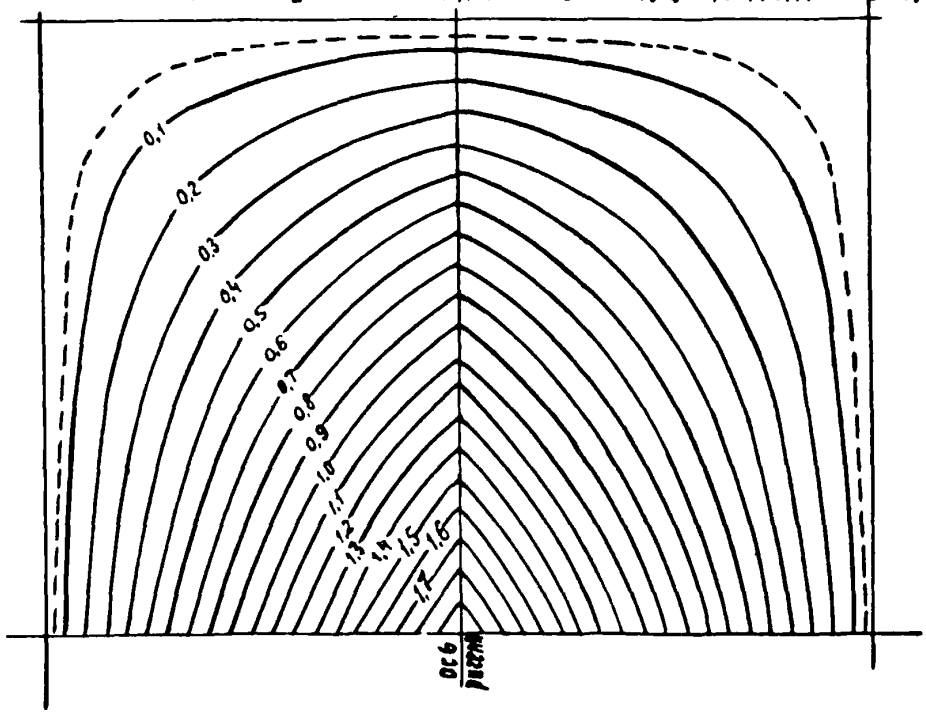


Рис.2.4

ленная нагрузка должна быть заменена одной или несколькими равнодействующими. При этом площадь под нагрузкой должна быть разделена между четвертями грузовой площади ригеля (см.рис.I.I), 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:

$$q^{Q}_{i\,экв} = K_2 \frac{p_i}{B\,\ell} \qquad (2.2)$$

где p_i, B, ℓ – те же обозначения, что и в формуле (2.I),

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 I:I00 при сетке колонн 6х6 и 9х6 м.

Диаграммы изолиний K_2 построены для половины грузовой площади ригеля (см.рис.I.I). 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,I, что позволяет без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок ± 5%.

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

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

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

Не допускается использовать графический метод определения нагрузок по чертежам, выполненным в масштабе менее I : I00.

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.I) если нагрузка расположена более чем на половине грузовой площади ригеля. Замена распределенной нагрузки сосредоточенной производится для каждой половины грузовой площади ригеля.Дальнейшие вычисления производятся согласно п.2.5 (см.пример № 4).

Пример расчета № I

Сила P = I тс произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн 6х6 м (рис.2.5). Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по изгибающему моменту

По формуле (2.I)

$$q^{M}_{экв} = K_1 \cdot \frac{P}{b \cdot \ell};$$

P = I тс, $b = \ell$ = 6м.

Чертеж на рис.2.I. выполнен в масштабе I:I00.

Диаграмма изолиний K_I для сетки колонн 6х6м и масштаба I:I00, 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.

$$q^{M}_{экв} = 0,6 \times \frac{I,0}{6х6} = 0,0I7 \text{ тс/м2} = I7 \text{ кгс/м2}$$

Пример расчета № 2

Нагрузка q = I тс/м2 расположена на площади 5,5х2,2м, 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.I.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_I= 3,5 x I,5 x I,0 = 5,25 тс = 5250 кгс

P_2= 2,0 x I,5 x I,0 = 3,00 тс = 3000 кгс

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

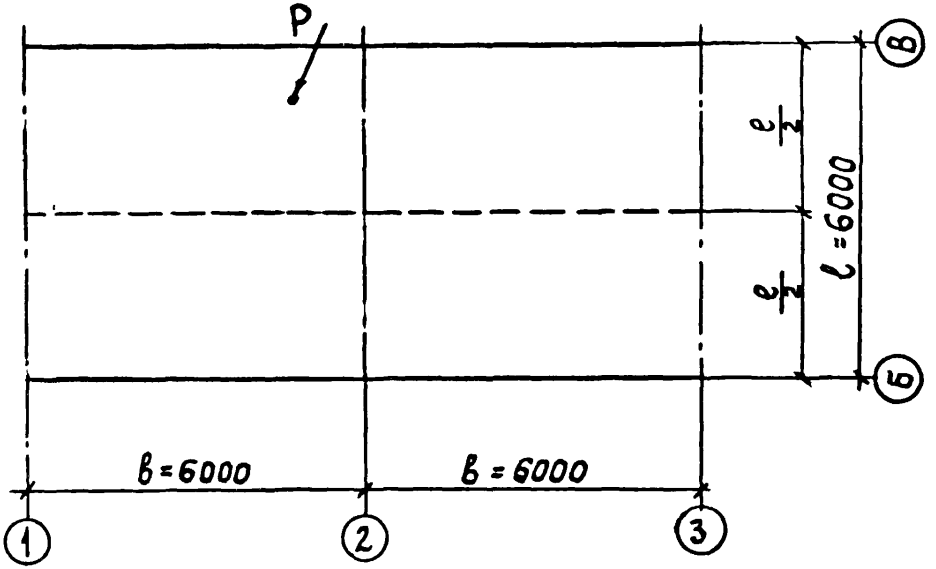

P
В
Б
l/2
l/2
l=6000
B=6000
B=6000
1
2
3

Рис.2.5

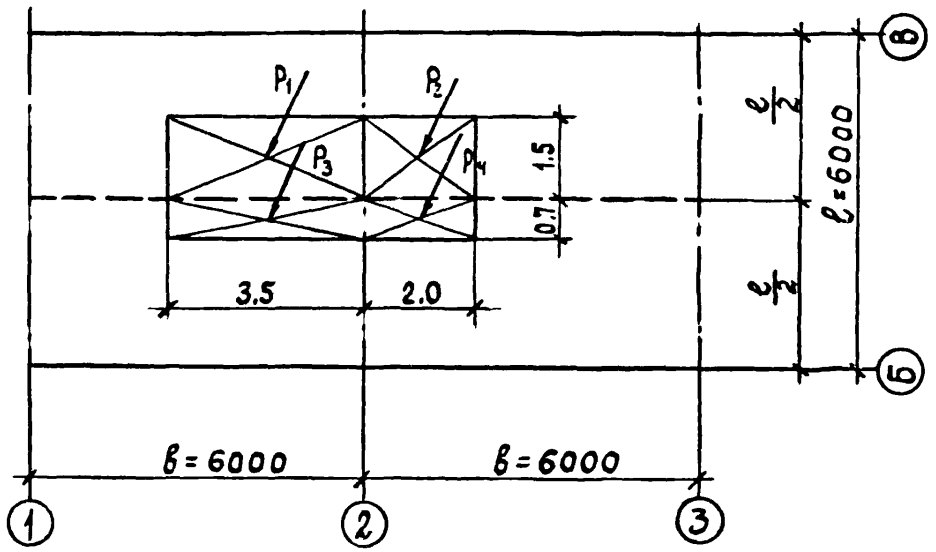

P1
P2
P3
P4
1.5
0.7
3.5
2.0
В
Б
l/2
l/2
l=6000
B=6000
B=6000
1
2
3

Рис.2.6

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

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

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенные в примере I.

$$q^{M}_{экв} = \frac{\Sigma K_i \cdot P_i}{B \cdot \ell} = \frac{1,1 \times 5250 + 1,3 \times 3000 + 1,2 \times 2450 + 1,5 \times 1400}{6 \times 6} =$$

$$= \frac{14715}{36} = 409 \text{ кгс/м2}$$

Пример расчета № 3

Сила P = I тс произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн 6 х 6 м(рис.2.5).Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по поперечной силе

По формуле (2.2)

$$q^{Q}_{экв} = K_2 \frac{P}{B \cdot \ell}$$

P = I тс, $B = \ell = 6$м

Чертеж на рис.2.2 выполнен в масштабе I:I00.

Диаграмма изолиний K_2 для сетки колонн 6х6 м и масштаба I:I00, 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 = I,2 и I,3. Согласно п.2.6 Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений K_2.

$$q^{Q}_{экв} = 1,3 \times \frac{1,0}{6 \times 6} = 0,036 \text{ тс/м2} = 36 \text{ кгс/м2}$$

Пример расчета № 4

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

Нагрузка располагается на двух половинах грузовой площади (см.рис.I.I). 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

$$P_I = 3,5 \times 2,2 \times I,0 = 7,70 \text{ тс} = 7700 \text{ кгс}$$
$$P_2 = 2,0 \times 2,2 \times I,0 = 4,40 \text{ тс} = 4400 \text{ кгс}$$

Дальнейшие расчеты проводятся идентично проведенным в примере № 3.

$$q_{экв}^{Q} = \frac{\Sigma K_{2i} \cdot P_i}{B\ell} = \frac{0,8 \times 7700 + 0,9 \times 4400}{6 \times 6} = \frac{10120}{36} = 28I \text{ кгс/м2}$$

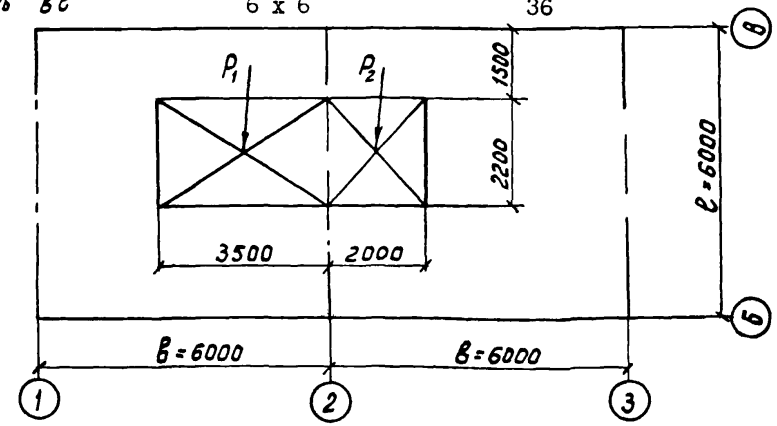


Рис. 2.7

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

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

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

I.2. Методика определения количества связевых панелей, а также статические расчеты выполнены на основе "Рекомендаций по статическому расчету связевых железобетонных каркасов многоэтажных производственных зданий со стальными связями", разработанных МИСИ им. Куйбышева совместно с ЦНИИПромзданий и НИИЖБом (г.Москва, 1978г., распространяется ЦНИИПромзданий).

Так, при определении эквивалентных жесткостей связевых панелей и других данных в табл. 6 ÷ 16, полученных в результате статического расчета, согласно "Рекомендациям" было учтено: развитие неупругих деформаций в бетоне железобетонных элементов вследствие быстронатекающей ползучести при кратковременном загружении, развитие деформаций длительной ползучести при длительном загружении, 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 загружения, 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.

I.3. Число связевых панелей какого направления должно быть не менее двух. Допускается для двухпролетных зданий в продольном направлении ограничиться одной связевой панелью (по сред-

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

			I.020-I/83.0-5 02ПЗ	
Нач. отд.	Кайцы		Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	Стадия: Р; Лист: I; Листов: 128
Начсектор	Марченко	25.05		
ГИП	Марченко	25.05		ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
Ст. инж.	Лапшин	25.05		

нему ряду колонн), если это решение удовлетворяет расчету.

I.4. В данной серии предусмотрено применение в каждой связевой панели решетки одного типа (треугольной или пятиугольной) на всю высоту здания.

Однако в температурном блоке здания могут быть использованы вертикальные устои разных типов, например, в поперечном направлении наряду со связевыми панелями со стальными связями, вертикальными устоями могут являться стенки лестничных клеток, выполненные из сборных железобетонных диафрагм. Расчет каркаса с разножесткостными устоями приведен в разделах 4.I, 4.2, 4.3.

I.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.I. При этом расстояние от связевой панели до края температурного блока должно быть не более 30 м.

I.6. При размещении связевых панелей следует стремиться к симметричному их расположению в плане здания, чтобы избежать закручивания здания и перегрузки вследствие этого отдельных связевых панелей. С этой же целью при использовании железобетонной диафрагмы у одного из торцов здания (или температурного блока) у противоположного торца также следует располагать железобетонную диафрагму с эквивалентной жесткостью близкой по значению эквивалентной жесткости первой диафрагмы. Применение разножесткостных вертикальных устоев одного направления должно быть обосновано требованиями организации производства.

I.7. Приведенные ниже значения несущей способности связевых панелей, эквивалентных жесткостей, расчетных усилий, передаваемых на фундамент и прочие цифровые показатели относятся к связевым панелях с колоннами и со связями, приведенными в выпуске О-2 "Указания по применению изделий"

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

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

I.8. В случае примыкания к колоннам связевой панели стальных связей в плоскости нормальной к плоскости связевой панели, расчет каркаса следует производить в индивидуальном порядке, так же как и подбор связевых колонн, расположение в них закладных деталей для крепления связей и тип закладных деталей.

2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ

2.I. При компановке каркаса следует предварительно определить количество связевых панелей исходя из данных табл.6 по формулам:

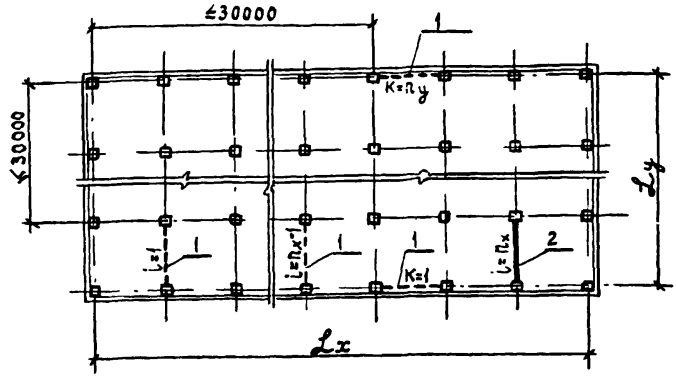
$$n_x = \frac{\mathcal{L}_x}{\mathcal{L}^w}, \quad n_y = \frac{\mathcal{L}_y}{\mathcal{L}^w}, \qquad (2.I)$$

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

$\mathcal{L}_x, \mathcal{L}_y$ – габаритный размер здания (или температурного блока) в направлении, перпендикулярном действию ветровой нагрузки;

$\mathcal{L}^w$ – максимальный фронт ветровой нагрузки, воспринимаемый данной панелью, по табл. 6.

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



I–связевые панели
2–диафрагмы жесткости

Рис. 2.I

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

3. РАСЧЕТ КАРКАСА С СИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕЙ

3.I. Сбор нагрузок

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

3.I.2. При симметричном расположении связей в плане здания, если при этом связевые панели одного направления имеют одинаковую жесткость, фронт ветровой нагрузки, действующей на как-

дую связь определяется следующим образом:

$$\mathcal{L}_i = \frac{\mathcal{L}_x}{n_x}; \qquad \mathcal{L}_k = \frac{\mathcal{L}_y}{n_y} \qquad (3.1)$$

Значения $\mathcal{L}i$, $\mathcal{L}_k$ должны быть близкими значениям максимального фронта ветровой нагрузки в табл. 6 и, как правило, не должны превышать их.

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

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

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

где K_{1i} – коэф., определяемый по табл. 7;

n – число рядовых колонн (всех колонн здания кроме связевых);

$K_{\varphi i}$ – коэф., учитывающий увеличение перемещений связевой панели вследствие поворота ее фундамента;

K_{Ri}^{max} – максимальное значение коэффициента K_{Ri}, учтенное при определении несущей способности связевой панели при совместном действии ветровой и вертикальной нагрузки и приведенное в табл. 14.

$$K_{\varphi i} = 1 + \frac{B''_{3i}}{C_\varphi} \cdot \beta, \qquad (3.3)$$

где $B''_{эi}$ – эквивалентная жесткость связевой панели при действии неравномерных вертикальных нагрузок (см.табл.I3);

Сф – характеристика податливости основания.

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

где m – этажность рассматриваемого здания;

$H_{эт}$ – высота второго и последующих этажей;

M_j – момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки на j-ом этаже;

t_{mj} – коэф.,определяемый по табл. I.

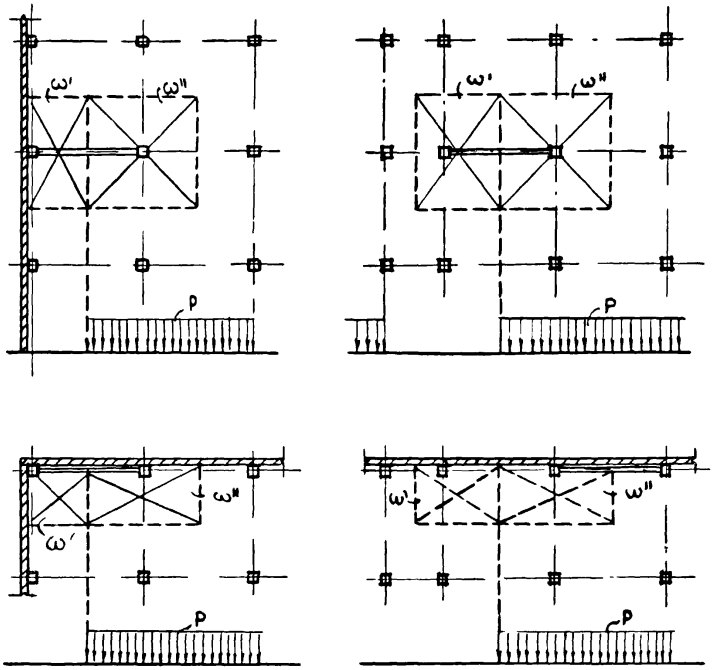
Таблица I

Этажность, m	t_{mj} при j=					
	I	2	3	4	5	6
2	I,500	2,000	–	–	–	–
3	2,500	4,000	4,500	–	–	–
4	3,500	6,000	7,500	8,000	–	–
5	4,500	8,000	I0,500	I2,000	I2,500	–
6	5,500	I0,000	I3,500	I6,000	I7,500	I8,000

3.I.4. Если рассматривается расчетный случай, когда момент от неравномерной вертикальной нагрузки в уровне перекрытия принят одинаковым по всем этажам и равным максимальному моменту от приложений всей полезной нагрузки на одну из колонн связевой панели (см.рис. 3.I), то значение коэффициента β может быть определено по графикам на рис. 3.2.

3.I.5. При расчетной схеме основания в виде упругого линейнодеформируемого полупространства характеристика Сф вычисляется по формуле:

СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗЕВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



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

Рис. 3.I

$$C_{\varphi} = \frac{E_{гр} \cdot \ell_{\varphi}^{3}}{8 \cdot (1 - \mu_{гр}^{2}) \cdot k_{e}}, \qquad (3.5)$$

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

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

k_{e} – коэффициент, определяемый по указаниям табл. 4 приложения 3 СНиП II-15-74.

3.I.6. Если условие (3.2) не соблюдается ($K_{Ri} < 0$ или $K_{Ri} > K_{Ri}^{max}$) следует изменить фундамент или увеличить количество связевых панелей.

3.I.7. Условное значение фронта ветровой нагрузки, приходящегося на каждую связевую панель определяется по формуле:

$$\mathcal{L}'_{i} = \mathcal{L}_{i} \cdot K_{Ri} \qquad (3.6)$$

3.I.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 поля, и на отметке верха фундамента для фронта ветровой нагрузки $\mathcal{L}'_{i}$ приходящегося на каждую связевую панель.

3.I.9. Момент от неравномерной вертикальной нагрузки следует принимать по формуле:

$$M_{i}^{вертик.} = \sum_{j=1}^{m} M_{j}, \qquad (3.7)$$

$$N_{i} = \sum_{j=1}^{m} P_{j}, \qquad (3.8)$$

где M_{j} – момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки в j -ом этаже;

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

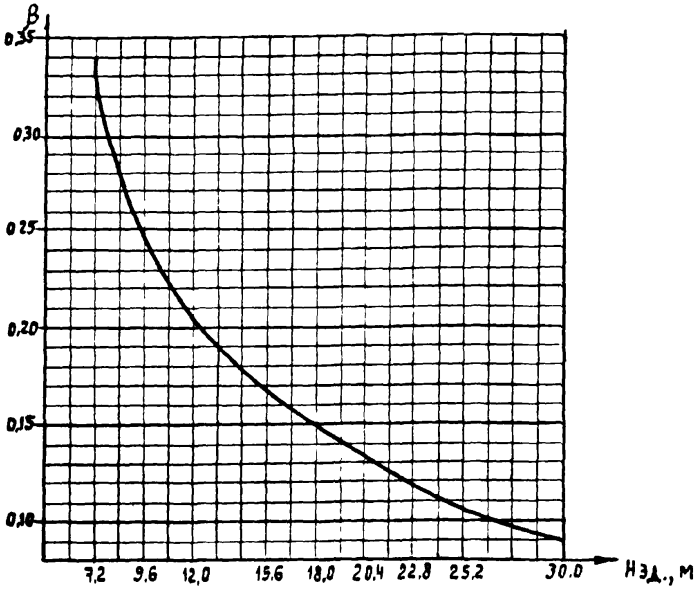


Рис. 3.2

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

m - этажность здания.

3.2. Проверка несущей способности связевой панели

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

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

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

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

где N_i^{min} – минимальное продольное усилие в колонне в тс;
K_2 – коэффициент, принимаемый в табл. 8;
$M_i^{вет.}$ – по п. 3.2.I в тс.м

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

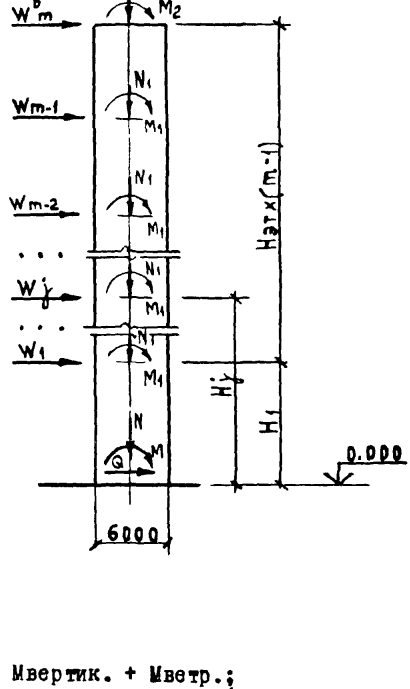
где $P_{скj}$ – суммарная вертикальная нагрузка на менее загруженную колонну связевой панели в уровне перекрытия или покрытия j -ого этажа.

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

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

Рекомендуется принимать следующие веса элементов здания:
колонны – 0,4 х 0,9 = 0,35 тс/пог.м;
ригели высотой 450 мм для многопустотных панелей перекрытий – 0,38 х 0,9 = 0,34 тс/пог.м;
ригели высотой 450 мм для ребристых плит перекрытий – 0,43 х 0,9 = 0,39 тс/пог.м;
ригели высотой 600 мм для многопустотных панелей – 0,67 х 0,9 = 0,60 тс/пог.м;

Схема приложения нагрузок к связевой панели



M = Мвертик. + Мветр.;

Мвертик.=$M_I(m-I)+M_2$ (в том числе и от собст.веса);

$$\text{Мветр.} = \sum_{1}^{m-1} W_j \cdot [H_1 + H_{эт}(j-1)] + W_m^{\delta}[H_1 + H_{эт}(m-1)];$$

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

$Q = \sum_{1}^{m-1} W_j + W_m^{\delta}$

Рис. 3.3

ригели высотой 600 мм для ребристых плит -
0,59 х 0,9 = 0,53 тс/пог.м;
ребристые плиты перекрытий -
0,22 тс/м2 х 0,9 = 0,2 тс/м2;
многопустотные панели перекрытий -
0,3 тс/м^2 Х 0,9== 0,27 тс/м^2;
наружные ограждающие конструкции - по конкретному проекту;
полы - по конкретному проекту.

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

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

Если крен фундамента связевой панели полученный по указаниям п.II приложения 3 СНиП П-I5-74 от действия неравномерной вертикальной нагрузки не превышает значений i_{max} в табл. I6, 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

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

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

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

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

W_j, W_m^6 – значения ветровых нагрузок приложенных к связевой панели соответственно в уровне перекрытия j-ого или верхнего этажей (см.рис. 3.3),которые могут быть приняты по табл.3 и 4;

M_1 – значение максимального момента от неравномерновертикальной нагрузки в уровне перекрытия (см. рис. 3.I и 3.3);

j – порядковый номер рассматриваемого этажа;

j_m – этажность здания;

H – высота здания;

H_1 – высота первого этажа;

$H_{эт}$ – высота второго и последующих этажей;

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

$B_з', B_{зк}''$ – значения эквивалентных жесткостей связевой панели при действии соответственно ветровой и неравномерной вертикальной нагрузок, приведенные в табл. I2 и I3.

3.3. Расчет элементов каркаса

3.3.I. Расчет и конструирование сборных железобетонных элементов произведен по главе СНиП П-2I-75 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

3.3.2. Колонны связевых панелей.

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

Колонны связевых панелей проверены также на растягивающее усилие, равное I5 тс при минимальных значениях вертикальных нагрузок в сочетании с моментом и поперечной силой, которые возникают при действии горизонтальных (ветровых) загружений.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$Q_ф^c = \frac{Q}{2}, \qquad (3.15)$$

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

где $M_{I}^{табл}$ – по табл. II.

3.3.4. Фундаменты рядовых колонн каркасов подбираются по материалам выпуска 0-I "Указания по применению изделий каркаса".

СХЕМА РАСЧЕТА МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

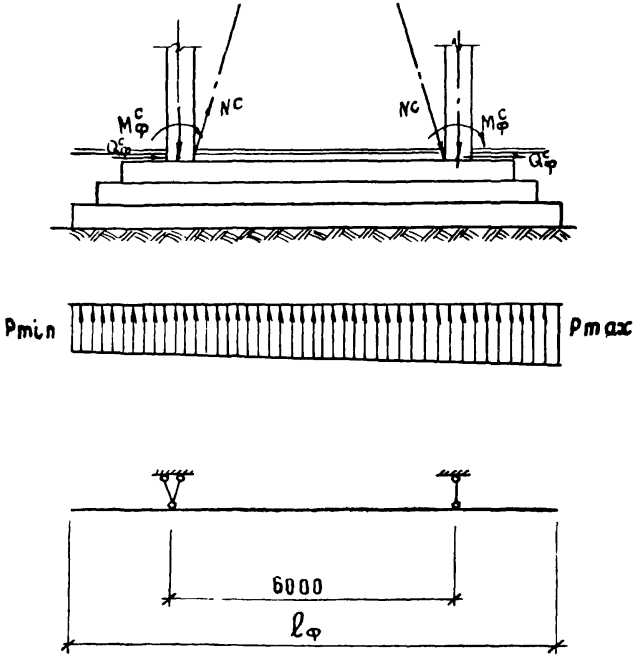


Рис.3.4

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

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

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

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

H – высота здания;

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

α_1, α_2 – см. табл. 2.

Таблица 2

Этажность, m	α_1	α_2
2	I,000	0,750
3	I.778	I,000
4	2,250	I,I25
5	2,560	I,200
6	2,778	I,250

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

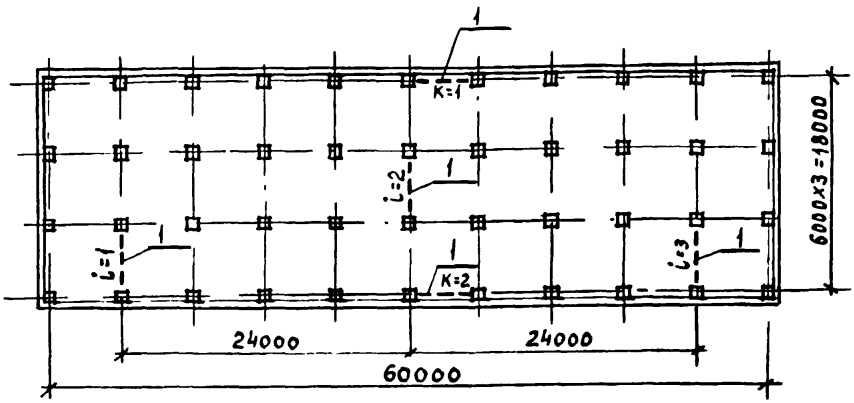
$$Q_{\phi}^{p} = \frac{0,3 \cdot Q}{n}, \quad (3.18)$$

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

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

3.4. Примеры расчета каркаса зданий с симметричным расположением связей

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



I-стальные связи

Рис. 3.5

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонны 6х6м, высоты этажей 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - I000 кгс/м^2. Здание расположеное во П ветровом районе. Тип местности (по СНиП П-6-74)-Б.

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

Стены - самонесущие.

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

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

$$\ell_i = \frac{\ell_x}{n_x} = \frac{60}{3} = 20 \text{ м}$$

на каждую связь продольного направления:

$$\ell_к = \frac{\ell_y}{n_y} = \frac{18}{2} = 9 \text{ м}$$

Определяет коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

Для связей поперечного направления $i = 1 и i = 2$ момент в уровне перекрытия составит:

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

$= 3(1,82 \cdot 6.6 - 0,96.6.3,23) = 140,8$ тс.м,

где $\ell = 6$ м - пролет связевой панели;

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

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

в уровне покрытия с учетом снеговой нагрузки:

$M_{21} = 3(0,98.6.6 - 0,98.6.3,23) = 48,9$ тс.м

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

$M_{12} = 3(1,82.6.6 - 0,96.6.6) = 92,9$ тс.м,

в уровне покрытия

$M_{22} = 0$.

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

$M_{13} = 3(1,82.3,23.6 - 0,96.3,23.6) = 50,0$ тс.м,

в уровне покрытия

$M_{23} = 0$.

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

для связей i = I и i = 3:

$$\beta = \frac{m \cdot \sum_{i=1}^{m} M_i}{H_{эт} \cdot \sum_{i=1}^{m} t_{mj} \cdot M_i} = \frac{4.(3.140,8 + 48,9)}{4,8./140,8(3,5+6+7,5)+48,9.8/} = 0,141 \frac{I}{м}$$

Значения t_{mj} - по табл. I.

для связи i = 2:

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

для связей К = I и К = 2:

$$\beta = \frac{4 \cdot 3 \cdot 50}{4,8.50(3,5 + 6 + 7,5)} = 0,147 \ \frac{I}{м}$$

Определяем Сф, учитывающую податливость основания. По табл. 4 приложения 3 СНиП П-15-74 для фундамента с отношением сторон 3:1 находим k_e = I,07.

$$C_\varphi = \frac{E_{гр} \cdot l_\varphi^3}{8 (1 - \mu_{гр}^2) \cdot k_e} = \frac{4000.12^3}{8.(1-0,23^2).1,07} = 0,85.10^6 \text{ тс.м}$$

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

для связей i = I и i = 3:

$$K_{\varphi 1} = 1 + \frac{B''_{э1}}{C_\varphi} \cdot \beta = I + \frac{0,8.10^7 \text{ тс.м}^2}{0,85.10^6 \text{ тс.м}} .0,141 \frac{I}{м} =$$

$$= I + I,33 = 2,33$$

Значения $B''_{эi}$ принимаем по табл. I3

для связи i = 2.

$$K_{\varphi 2} = I + \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,85.10^6} \cdot 0,147 = 2,38$$

для связей продольного направления К = I и К = 2:

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

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

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

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

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

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

для связей продольного направления:

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

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

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

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

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

здесь 0,56 – коэффициент перехода от ветровой нагрузки для IIA района по скоростному напору ветра к нагрузке для IIБ ветрового района, принятый по табл. 3;

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

В случае действия максимального момента от неравномерной вертикальной нагрузки

$$M^{\text{верт}}_{1\,max} = \sum_{j=1}^{m} M_{1j} = 140{,}8 \cdot 3 + 48{,}9 = 471 \text{ тс.м},$$

при этом $N_1 = \sum_{j=1}^{m} P_j = 3(1,82.6.6+0,96.6.3,23)+$

$+ 0,98.6.6+0,98.6.3,23=307$ тс,

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

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

$P = 45$ тс

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен:

$M_{ICT} = 45.3,35 = 150,8$ тс.м

В случае действия максимальной нагрузки по всей грузовой площади:

$M_{II} = 3.1,82.6(6-3,23) = 90,7$ тс.м,

$M_{I}^{верт} = 90,7 \cdot 3 + 48,9 = 321$ тс.м,

$N_{I\,max} = 3.1,82.6(6+3,23)+0,98.6(6+3,23)=357$ тс

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колоннах:

$K_2 M_I^{Ветр} = 0,06.250 = 15$ тс,

$K_2 = 0,06$ - по табл. 8,

$N_1^{min} = \sum_{j=1}^{m} P_{cкj} = 0,9(3.0,96.6.3,23 + 0,98.6.3,23)=67,3$ тс,

так как $N_1^{min} > K_2 M_1^{ветр}$ растяжение в крайних колоннах в заделке в фундамент не возникает.

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

$$i_1 = \frac{M_{1max}^{верт} - M_{1ст}}{C_\varphi} = \frac{471 - 150,8}{0,85.10^6} = 0,38.10^{-3},$$

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

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

$$\delta_1^{ветр} = \frac{1}{B_3'} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{эт}^2}{6} \left(3H - j H_{эт}\right) + \frac{W_m^в \cdot H^3}{3} \right\}$$

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

$$0{,}56 \cdot \frac{l_1'}{24} = 0{,}56 \frac{25{,}2}{24} = 0{,}588$$

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. I2

$$\delta_I^{ветр.} = \frac{0{,}588}{0{,}I86 \cdot I0^7} / 8{,}7 \cdot \frac{4{,}8^2}{6} (3 \cdot I9{,}2 - 4{,}8) + 8{,}7 \cdot \frac{9{,}6^2}{6} (3 \cdot I9{,}2 - 9{,}6) + 9{,}7 \frac{I4{,}4^2}{6} (3 \cdot I9{,}2 - I4{,}4) + 8{,}4 \cdot \frac{I9{,}2^3}{3} / =$$

$= 0{,}0I34$ м

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

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

Значения B_3'' – по табл. I3.

$$\delta_I^{верт} = \frac{I40{,}8}{0{,}8 \cdot I0^7} / 4{,}8(I9{,}2 - 2{,}4) + 9{,}6(I9{,}2 - 4{,}8) + I4{,}4(I9{,}2 - 7{,}2) / =$$

$= 0{,}0069$ м.

Прогиб от крена фундамента:

$$\delta_I^{крен} = H \cdot i = I9{,}2 \cdot 0{,}00038 = 0{,}0073 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_I^{ветр} + \delta_I^{верт} + \delta_I^{крен} = 0{,}0I34 + 0{,}0069 + 0{,}0073 =$$

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

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

Находим усилия N_1, передаваемые на закладную деталь монолитного фундамента под связевую панель $i = I$ (и $i = 3$).

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

N табл – принимаем по табл. I0,

Q табл – " по табл. 9

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

$$Q^{с}_{ф1} = \frac{Q}{2} = \frac{20{,}9}{2} = 10{,}45 \text{ тс},$$

$$M^{с}_{ф1} = M_1^{табл} \cdot \frac{Q}{Q^{табл}} = 13{,}6 \cdot \frac{20{,}9}{41{,}3} = 6{,}8 \text{ тс.м},$$

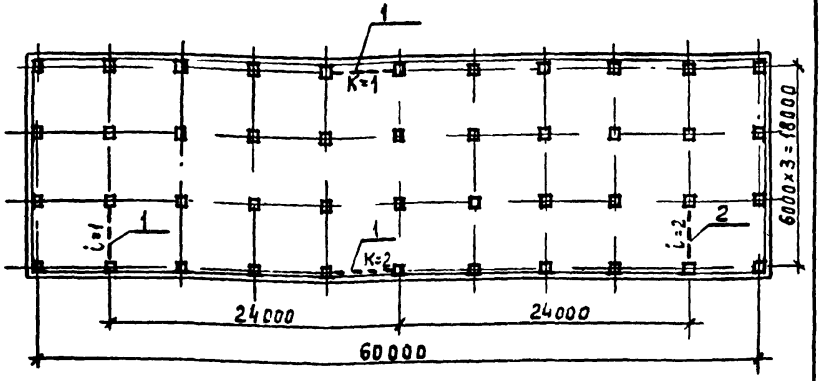
$M_1^{табл}$ – по табл. II, $Q^{табл}$ – по табл. 9.

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

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

Фронт ветровой нагрузки на каждую связевую панель поперечного направления составляет

$$\ell_i = \frac{60}{2} = 30 \text{ м}$$



I – стальные связи

Рис. 3.6

Момент в уровне перекрытия 2х верхних этажей составит

M_{3I} = 3 (I,27.6.6–0,96.6.3,23)=8I,3 тс.м, тогда

$$\beta = \frac{m\sum_{1}^{m} M_j}{H_{эт}\sum_{1}^{m} t_{mj}\cdot M_j} = \frac{4(I40,8+2.8I,3+48,9)}{4,8/I40,8.3,5+8I,3(6+7,5)+48,9.8/} = 0,I48\ \frac{I}{м}$$

Значение t_{mj} принимаем по табл. I.

$$K_{\varphi I} = I + \frac{B_э''}{C_\varphi}\cdot\beta = I + \frac{0,8.I0^7}{0,85.I0^6}\cdot 0,I48 = 2,39$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме составит

$$K_{RI}\frac{1}{1 - K_{II}\cdot n\cdot K_{\varphi I}} = \frac{I}{I-7,5.I0^{-3}.20.2,39} = I,56$$

K_{II} – по табл. 7

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L_1' = K_{RI}\cdot L_1 = I,56\ .\ 30 = 46,9\ м$$

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

$$M_{I\ \text{на отм}-0,200}^{\text{ветр}} = \frac{2'_1}{24} \cdot 0,56 \cdot 424,8 = 465 \text{ тс.м},$$

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

$$Q_{I \text{ на отм}-0,200} = \frac{2'_1}{24} \cdot 0,56 \cdot 35,5 = 38,8 \text{ тс}$$

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$M_{1max}^{верт} = \sum_{j=1}^{m} M_j = 140,8 + 81,3.2 + 48,9 = 352,3 \text{ тс.м},$$

при этом $N_1 = \sum_{j=1}^{m} P_j = 1,82.6.6+0,96.6.3,23+2(1,27.6.6+$
$+0,96.6.3,23)+0,98.6.6+0,98.6.3,23=263,0$ тс

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

$$M_{1ст} = 150,8 \text{ тс.м} \quad (\text{см. пример } 1)$$

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

$$M_{3I} = 3.1,27.6(6-3,23)=63,3 \text{ тс.м},$$

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

$$N_{1max} = 1,82.6(6+3,23)+2.1,27.6(6+3,23)+0,98.6.(6+3,23)=295 \text{ тс}$$

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колонне

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

K_2 – по табл. 8

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

Растяжения нет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

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

$$\delta_I^{ветр} = 0,56 \frac{46,9}{24.0,186.10^7} \cdot \left[8,7 \frac{4,8^2}{6} (3.19,2-4,8)+8,7 \cdot \frac{9,6^2}{6} \times \right.$$

$$\left. \times (3.19,2-9,6)+9,7 \frac{14,4^2}{6}(3.19,2-14,4)+8,4 \frac{19,2^3}{3}\right]=0,0249 \text{ м},$$

от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_I^{верт} = \frac{I}{0,8.10^7} \cdot \left\{ 140,8.4,8(19,2-2,4)+81,3\left[9,6(19,2-4,8)+14,4 \times \right.\right.$$

$$\left.\left. \times (19,2-7,2)\right]\right\}=0,0046 \text{ м},$$

прогиб от крена фундамента:

$$\delta_1^{крен} = H \cdot \frac{M_{1max}^{верт} - M_{ист}}{C_\varphi} = 19,2 \cdot \frac{352,3-150,8}{0,85.10^6} = 0,0046 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_1^{ветр} + \delta_1^{верт} + \delta_1^{крен} = 0,0249 + 0,0046 + 0,0046 =$$

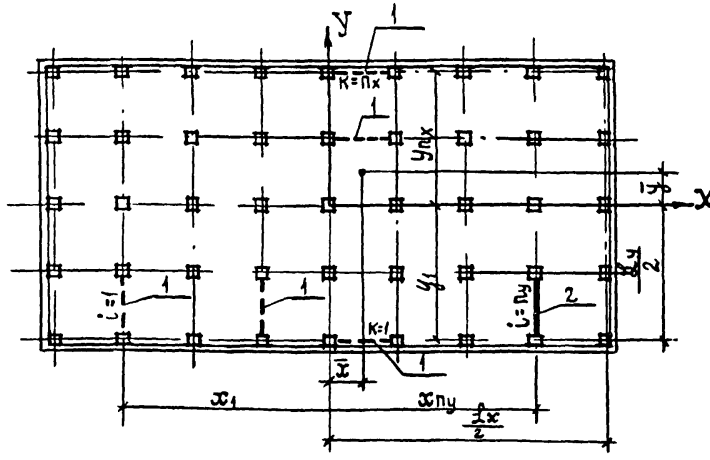
$$= 0,0341 < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

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

4.I. Сбор нагрузок на связевую панель

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

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



I – связевые панели
2 – диафрагмы жесткости

Рис. 4.I

4.I.2. В общем случае расчета, когда равнодействующая нагрузки не проходит через центр жесткости здания, следует учитывать кручение здания от ветровой нагрузки. Ширина ветрового фронта, приходящегося на каждую связевую панель определяется с учетом коэффициента $K_{qi}^{ветр}$

$$K_{qi}^{ветр} = \frac{\alpha_{yi}}{\sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi}} + \alpha_{yi} \frac{\bar{x}(\bar{x} - x_i)}{C_{кр}} \qquad (4.I)$$

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

$$C_{кр} = \sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{K=1}^{nx} \alpha_{xK} (y_K - \bar{y})^2 \neq 0 \qquad (4.2)$$

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

где $C_{кр}$ – характеристика сопротивления каркаса кручению;

$\bar{x}, \bar{y}$ – координаты центра кручения здания (см.рис.4.I);

x_i, y_i – координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, сопротивляющихся действию нагрузки соответственно в направлении осей ОУ и ОХ;

n_y, n_x – количество связевых панелей и диафрагм жесткости, сопротивляющихся действию нагрузки соответственно в направлении осей ОУ и ОХ;

$\alpha_{yi}, \alpha_{xк}$ – отношение жесткости i-той связи, сопротивляющейся действию нагрузки в направлении оси ОУ и жесткости К-той связи, сопротивляющейся действию нагрузки в направлении оси ОХ, к некоторой произвольной жесткости Во; в качестве Во рекомендуется принимать значение жесткости одной из связевых панелей.

Эквивалентные жесткости связевых панелей при действии на них ветровой нагрузки $B'_{эi}$ и $B'_{эк}$ даны в табл. I2.

Входящие в формулы (4.I ÷ 4.3) величины $\bar{x}$ и $\bar{y}$ вычисляются по формулам:

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

При выводе формулы (4.I) ÷ (4.3) положительное направление осей и направление действия внешней нагрузки принято таким, как показано на рис.4.I.

4.I.3. Воспринимаемые связевыми панелями вертикальные нагрузки могут быть приложены к ним не центрально и вызывать изгибающие моменты $M_{xi}^{\text{вертик.}}$ и $M_{yк}^{\text{вертик}}$ 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 $K_{qi}^{\text{вертик.}}$ и $K_{qк}^{\text{вертик.}}$ следует вводить эквивалентные жесткости при действии вертикальных нагрузок $B''_{эi}$ и $B''_{эк}$ (см.табл.I3).

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

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

$$K_{Qii}^{верт} = \frac{\alpha_{yi}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{yi} \frac{(x - x_a)(x - x_i)}{C_{кр}} \qquad (4.4)$$

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

$$K_{Qik}^{верт} = \alpha_{yi} \frac{(\bar{y} - y_в)(x_i - \bar{x})}{C_{кр}} \qquad (4.5)$$

где x_a , $y_в$ – координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, в которых неравномерная вертикальная нагрузка вызывает изгибающие моменты соответственно $M_{xa}^{верт.}$ или $M_{yв}^{верт.}$

При вводе формул 4.I ÷ 4.5 за положительное направление действия внешней нагрузки принято направление осей ОХ и ОУ.

4.I.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.I.3, 3.I.4 и 3.I.5.

4.I.5. Условное значение фронта ветровой нагрузки, приходящегося на каждый вертикальный устой (связевую панель со стальными связями или железобетонную диафрагму) определяется по формуле:

$$L'_i = L_x \cdot K_{Qi} \cdot K_{Ri} \qquad (4.6)$$

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

4.I.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

нагрузки $\mathcal{Q}'_i$, приходящегося на каждый вертикальный устой, полученного по указаниям п. 4.I.5.

4.I.7. Момент от неравномерной вертикальной нагрузки следует также уточнить с учетом пространственной работы каркаса:

$$M_i^{верт} = \sum_{j=1}^{m} M_j \cdot \mathcal{K}_{qi}^{верт}, \qquad (4.7)$$

где $\mathcal{K}_{qi}^{верт.}$ - определяется по указаниям п. 4.I.3.

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

где M_j, P_j, m - по указаниям п.3.I.9.

4.2. Проверка несущей способности связевой панели

4.2.I. Полученные значения усилий $M_i^{ветр.}$, Q_i и N_i не должны превышать значения соответствующие несущей способности связевой панели приведенные в табл. 9 и I5,а значение $M_i^{ветр.}$ + + $M_i^{верт}$ не должно превышать сумму соответствующих величин в табл. 9 и I5.

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 $\frac{I}{500}$ 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.II) и (3.I2)),жесткость которой эквивалентна жесткости связевой панели.

4.3. Расчет элементов каркаса

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

связей.

Однако значение Q в формулах (3.I4), (3.I5), (3.I6) и (3.I8) следует принимать по указаниям п.4.I.6.

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

$$M_{\phi}^{P} = \frac{0{,}85\,E\,J_{к}}{H^{2}} \cdot \left(\alpha_{1} \cdot \delta_{к}^{ветр.} + \alpha_{2} \cdot \delta_{к}^{верт.}\right) \qquad (4.9)$$

где $E, J_{к}, H, \alpha_{1}, \alpha_{2}$ – принимать по указаниям п. 3.3.4.

$\delta_{к}^{ветр.}$; $\delta_{к}^{верт.}$ – максимальное смещение верха колонны от действия соответственно ветровой и вертикальной нагрузок при смещении связевых панелей ($\delta_{с}^{ветр.}$; $\delta_{с}^{вертик.}$) полученном по указаниям п.4.2.3.

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

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

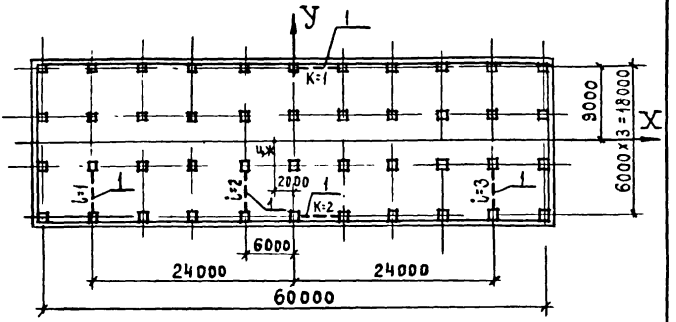
Требуется проверить достаточность показанных на рис. 4.2 связей.

Производим проверку связи i = 3. Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п.п. 4.I.2, 4.I.3, 4.I.4.

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки $B'_{эi}$ связевых панелей поперечного направления – $0.I86.I0^{7}$ тс.м^{2}; связевых панелей продольного направления – $0.4I0.I0^{7}$ тс.м^{2}

$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B'_{эi}}{B'_{эк}} = \frac{0{,}I86 \cdot I0^{7}}{0{,}4I0.I0^{7}} = 0{,}454;$$

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



I – стальные связи

Рис. 4.2

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

$$\bar{x}=\frac{\sum_{i=1}^{n_y}\alpha_{yi}\cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_y}\alpha_{yi}}=\frac{0{,}454(-24-6+24)}{3.0{,}454}=-2\text{м},$$

$$\bar{y}=\frac{\sum_{k=1}^{n_x}\alpha_{xk}\cdot y_k}{\sum_{k=1}^{n_x}\alpha_{xk}}=\frac{1.(9-9)}{2.1}=0,$$

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

$$=0{,}454\left[(-24+2)^2+(-6+2)^2+(24+2)^2\right]+1.\left[(-9+0)^2+(9+0)^2\right]=696,$$

$$K^{ветр}_{Q3}=\frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y}\alpha_{y3}}+\alpha_{y3}\cdot\frac{\bar{x}\left(\bar{x}-x_3\right)}{C_{кр}}=$$

$$=\frac{0{,}454}{0{,}454.3}+0{,}454\,\frac{-2(-2-24)}{696}=0{,}333+0{,}033=0{,}366$$

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

Определяет коэффициент $K^{верт}_{Q3}$, учитывающий перераспределение момента от неравномерной вертикальной нагрузки.

Эквивалентная жесткость при действии вертикальной нагрузки определяется по табл. I3 и равна для пятиугольных связей поперечного направления - $0{,}8 \cdot 10^7$ тс.м^2, для треугольных связей продольного направления - $0{,}5 \cdot 10^7$ тс.м^2

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

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

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

Тогда:

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

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

$$= 1{,}6 \cdot [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + 2.9^2 = 2044,$$

$$K^{верт}_{Q31} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_a)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} =$$

$$= \frac{1{,}6}{3 \cdot 1{,}6} + 1{,}6 \frac{(-2+24)(-2-24)}{2044} = 0{,}333 - 0{,}446 = -0{,}113,$$

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

$$K^{верт}_{Q32} \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_a)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} = 0{,}333 + 1{,}6 \frac{(-2+6)(-2-24)}{2044} = 0{,}252$$

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

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

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

при действии момента в плоскости связи к=I:

$$\bar{y} = 0;\ C_{кр} = 2044,$$

$$K_{Q34}^{верт} = \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{y} - y_a)(x_3 - \bar{x})}{C_{кр}} = 1,6 \cdot \frac{-9(24+2)}{2044} = -0,18$$

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$l'_3 = l_x \cdot K_{Q3}^{верт} \cdot K_{R3} = 60.0,366.1,26 = 27,7\ м$$

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

Определяем усилия действующие на связевую панель на отметке 0.000.

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_з^{ветр} \text{ на отм } 0 = \frac{l'_3}{24}\, 0,56.M^{табл} = \frac{27,7}{24}\, 0,56.412 = 266\ тс.м,$$

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

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

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

от собственного веса самонесущих стен:

$$M_{3ст} = 150,8\ тс.м$$

Определяем максимальный момент от вертикальной нагрузки в связях К = I и К = 2:

$$\sum_{j=1}^{m} M_{чj} = 3.50 = 150\ тс.м$$

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

$= 471(0,252+0,86)+150.2.0,18 = 582$ тс.м

Максимальный момент от неравномерного загружения связи $i = 1$ обратного направления и в расчете не учтен.

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

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

$K_2 M_3^{ветр} = 0,06.268 = 16,0$ тс < $N_3^{min} = 67,3$ тс

Здесь N_3^{min} - см.пример 1;

K_2 - по табл. 8.

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_3^{ветр} = \frac{1}{B_э'} \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{эт}^2}{6} \left(3H - j \cdot H_{эт} \right) + \frac{W_m^в \cdot H^3}{3} \right\}$$

где W_j, $W_m^в$ - см. табл. 3 и 4;

$B_э$ - см. табл. 12

$$\delta_3^{ветр} = 0,56 \frac{27,7}{24.0,186.10^7} \cdot \left[8,7. \frac{4,8^2}{6} (3.19,2-4,8) + 8,7. \frac{9,6^2}{6} \times \right.$$

$$\left. \times (3.19,2-9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3.19,2-14,4) + 8,4 \frac{19,2^3}{3} \right] = 0,0146 \text{ м}$$

От неравномерной вертикальной нагрузки:

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

где $B_э''$ - см.табл. 13.

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

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

$$\delta_{3}^{\text{верт.ветр}} = \frac{140,8}{0,8 \cdot 10^{7}} /4,8(19,2-2,4)+9,6(19,2-4,8)+14,4(19,2-$$

$$-7,2)=0,0069 \text{ м},$$

от крена фундамента:

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

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_{1}^{\text{ветр}} + \delta^{\text{верт}} + \delta_{1}^{\text{крен}} = 0,0148+0,0069+0,0098=$$

$$=0,0315 \text{ м} < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

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

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

Требуется проверить достаточность поставленных вертикальных элементов жесткости.

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн 6х6м. Высоты этажей - 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - 1000 кгс/м^2. Расположено здание во П районе по скоростному напору ветра. Тип местности (по СНиП П-6-74)-Б.

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

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

Грунт - песок средней плотности, Егр. = 4000 тс/м^2, μ гр = 0,23.

Производим проверку связи i = I.

Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.I.2.

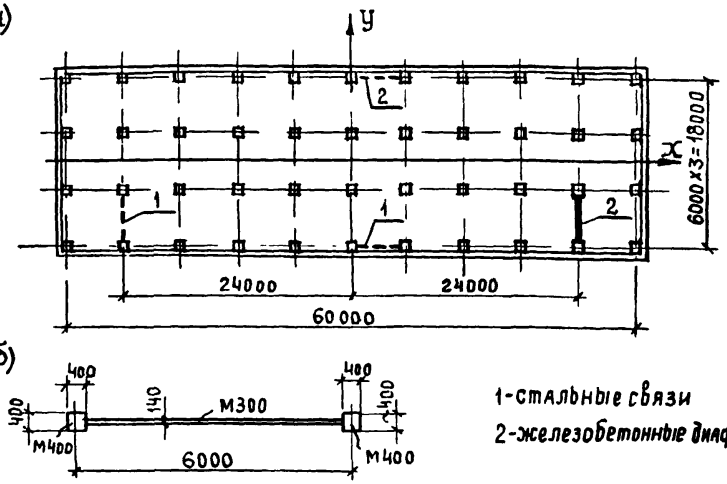


Рис.4.3

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связевой панели поперечного направления – $0,I86.I0^7$ тс.м^2, связевых панелей продольного направления – $0,4I0.I0^7$ тс.м^2, изгибная жесткость диафрагмы железобетонной – $I.32.I0^7$ тс.м^2.

$$\alpha_{y1} = \frac{0,I86}{I,32} = 0,I40; \quad \alpha_{y2} = I;$$

$$\alpha_{x1} = \frac{0,4I0}{I,32} = 0,3II = \alpha_{x2};$$

$$\overline{x} = \frac{-24,0,I40+24}{I,I40} = I8,I \text{ м};$$

$$\overline{y} = \frac{0,3II \cdot 9 - 0,3II \cdot 9}{2.0,3II} = 0;$$

$$C_{кр}=0,I4.(-24-I8,I)^2 + (24-I8,I)^2 + 2.0,3II.9^2 = 333;$$

$$K_{Q1}^{ветр} = \frac{0,I4}{I,I4} + 0,I4 \cdot \frac{I8,I(I8,I+24)}{333} = 0,443$$

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

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 - $0,80.10^7$ тс.м^2, для связевых панелей продольного направления - $0,5.10^7$ тс.м^2.

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

$$\bar{x} = \frac{-24.0,606+24.1}{1.606} = 5,9 \text{ м}$$

$$\bar{y} = \frac{0,379.9-0,379.9}{2.0,379} = 0;$$

$$C_{кр} = 0,606(-24-5,9)^2 + 1(24-5,9)^2+2.0,379.9^2 = 931;$$

$$\mathcal{K}^{верт}_{Q11} = \frac{0,606}{1,606} + 0,606.\frac{(5,9+24)(5,9+24)}{931} = 0,959$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи К=2:

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

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи К=1:

$$\mathcal{K}^{верт.}_{Q14} = 0,175$$

Определяем коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

По графикам принимаем:

$$\beta = 0,14 \ 1/м$$

По табл. 4 приложения 3 СНиП II-15-74 для фундамента с отношением сторон 12:4 = 3 находим $k_\ell = 1,07$.

Тогда:

$$C_{\varphi} = \frac{4000.12^3}{8.(1-0,23^2).1,07} = 0,85.10^6 \text{ тс.м};$$

$$K_{\varphi 1} = 1 + \frac{0,80.10^7}{0,85.10^6}.0,14 = 2,31$$

Коэффициент, учитывающий совместную работу связевых панелей и рядовых колонн:

$$K_{k1} = \frac{1}{1-0,0075.20.2,31} = 1,53$$

Условный фронт ветровой нагрузки:

$$L'_1 = 60.0,443.1,53 = 40,7 \text{ м}$$

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_1^{\text{ветр}}_{\text{на отм.0}} = 0,56.412.\frac{40,7}{24} = 392 \text{ тс.м};$$

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

0,56 – коэф.перехода от ветровой нагрузки для IIA района по скоростному напору ветра к нагрузке для IIБ района.

Усилия от вертикальной нагрузки, действующей на связевую панель $i = 1$:

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

при $N = 306$ тс, $M^{\text{верт.}}_{\text{на отм.0}} = 471.0,959 = 452$ тс.м;

при $N_{min} = 88$ тс $M^{\text{верт}}_{\text{на отм.0}} = 60.0,959 = 58$ тс.м

Усилия от неравномерной вертикальной нагрузки, приложенной к связевым панелям К=1 и К=2 передаваемые на связевую панель $i = 1$:

$$M^{\text{верт}}_{\text{на отм.0}} = 280.2.0,175 = 98 \text{ тс.м}$$

Момент передаваемый на фундамент от собственного веса стен

$$M_{1ст} = 150,5 \text{ тм}$$

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_1^{ветр} = \frac{1}{B'_3}\left\{\sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot h^2}{6}\left(3H - j \cdot h\right) + \frac{W_m^8 \cdot H}{3}\right\} =$$

$$= 0{,}56\ \frac{I}{0{,}I86 \cdot I0^7} \cdot \frac{40{,}7}{24}\left\{8{,}7\frac{4{,}8^2}{6}(3.I9{,}2-4{,}8)+8{,}7\ \frac{9{,}6^2}{6}\ x\right.$$

$$\left.x(3.I9{,}2-9{,}6)+9{,}7\ \frac{I4{,}4^2}{6}(3.I9{,}2-I4{,}4)+8{,}4.\ \frac{I9{,}2^3}{3}\right\}=0{,}02I7\ м$$

От действия вертикальной нагрузки:

$$\delta_1^{верт} = \frac{M_I}{B'_3} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot \left(H - 0{,}5H_j\right)$$

Здесь M_I – момент от вертикальной нагрузки в каждом этаже.

$$\delta_1^{верт} = \frac{140{,}8}{0{,}8\ I0^7} \cdot \left[4{,}8(I9{,}2-2{,}4)+9{,}6(I9{,}2-4{,}8)+I4{,}4(I9{,}2-\right.$$

$$\left.-7{,}2)\right] = 0{,}0069\ м;$$

$$\delta_1^{крен} = I9{,}2 \cdot \frac{(456+98-I50{,}5)}{0{,}85\ I0^6} = 0{,}009I\ м.$$

Суммарный прогиб связевой панели равен:

$$\delta_1 = 0{,}02I7 + 0{,}0069 + 0{,}009I = 0{,}0377\ м < \frac{I}{500}\ H = 0{,}0384\ м$$

Горизонтальное смещение диафрагмы жесткости определяется аналогично и равно:

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

Тогда прогиб крайней колонны в уровне покрытия определяется следующим образом:

$$\delta_K = 0{,}0I + (0{,}0377 - 0{,}0I)\ \frac{54м}{48м} = 0{,}0412\ м = \frac{I}{466} \cdot H$$

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

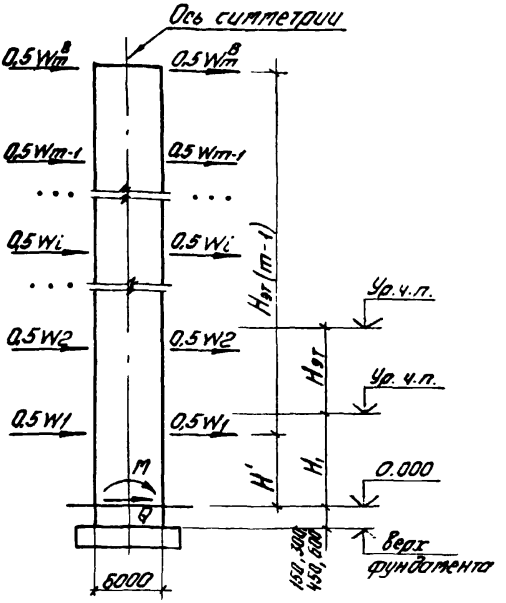


Таблица 3

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

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

Таблица 4

Высоты этажей			Значение ветровых нагрузок для III А района (при фронте ветровой нагрузки $L = 24$ м) тс									
первого		последующих										
H_1	H_1'	$H_{эт}$	W_1	W_2^0	W_2	W_3^0	W_3	W_4^0	W_4	W_5^0	W_5	W_6^0
Продольные и поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг} = 450$ мм продольные связи при ригеле высотой $h_{риг.} = 600$ мм.												
3,6	3,2	3,6	6,6	5,8	6,6	5,8	6,7	6,5	7,3	7,0	7,9	7,4
4,8	4,4	3,6	7,7	—	6,6	6,1	6,9	6,6	7,5	7,2	8,1	7,5
4,2	3,8	4,2	7,7	6,4	7,7	6,8	8,2	7,5	8,9	8,1	9,6	8,4
4,8	4,4	4,8	8,7	6,9	8,7	7,7	9,7	8,4	10,7	9,0	11,4	9,5
6,0	5,6	4,8	9,8	—	8,9	7,9	9,9	8,6	11,0	9,1	11,6	9,6
6,0	5,6	6,0	10,9	8,3	11,4	9,4	13,1	10,2	14,2	11,2	15,2	11,9
7,2	6,8	6,0	12,0	—	11,8	9,6	13,3	10,5	14,5	11,2	—	—
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг} = 600$ мм												
4,2	3,6	4,2	7,5	6,7	7,7	7,1	8,0	7,8	8,8	8,4	9,6	8,8
4,8	4,2	4,8	8,5	7,3	8,7	8,1	9,6	8,9	10,7	9,5	11,4	10,0
6,0	5,4	4,8	9,6	—	8,8	8,2	9,9	9,1	10,9	9,6	11,6	10,2
6,0	5,4	6,0	10,6	8,6	11,3	9,9	13,0	11,3	14,1	11,6	15,1	12,4
7,2	6,6	6,0	12,0	—	11,6	10,2	13,2	11,0	14,3	11,7	—	—

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

Таблица 5

Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$, м	Отметка расчетного сечения	Значения расчетных ветровых моментов M (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для III А района (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M
Связи продольного и поперечного направления при ригеле высотой 450 мм											
3,6	0,000	12,4	60,56	19,0	128,32	26,4	226,68	34,2	361,08	42,5	533,80
	-0,450		66,14		135,12		238,80		376,71		553,15
4,8+3,6	0,000	—	—	20,4	149,52	27,8	267,04	35,9	416,08	44,3	601,00
	-0,450		—		166,61		279,54		432,22		620,91
4,2	0,000	14,1	80,46	22,2	173,82	31,1	313,90	40,6	503,72	50,5	742,94
	-0,450		87,50		184,91		329,44		524,01		768,18
4,8	0,000	15,6	101,76	25,1	226,12	35,5	412,04	46,8	667,68	58,7	994,12
	-0,150		104,09		229,87		417,35		674,68		1002,9
6,0+4,8	0,000	—	—	26,6	267,52	37,2	469,92	48,7	743,6	60,8	1089,76
	-0,150		—		271,50		475,49		750,89		1098,87
6,0	0,000	19,2	157,32	31,7	358,72	45,6	664,56	60,8	1090,48	76,7	1632,52
	-0,150		160,19		363,47		671,39		1099,59		1644,01
7,2+6,0	0,000	—	—	33,4	413,12	47,6	743,08	62,8	1187,24	—	—
	-0,150		—		418,13		750,21		1196,65		—
Связи продольного направления при ригеле высотой 600 мм (значения Q и M на отм 0,000 – как при ригеле высотой 450 мм)											
4,2	-0,600	14,1	88,8	22,2	187,04	31,1	332,46	40,6	527,98	50,5	773,1
4,8	-0,300	15,6	106,44	25,1	233,65	35,5	422,7	46,8	681,72	58,7	1011,73
6,0+4,8		—	—	26,6	275,5	37,2	480,95	48,7	758,2	60,8	1107,89
6,0		19,2	163,08	31,7	368,1	45,6	678,18	60,8	1108,6	76,7	1655,5
7,2+6,0		—	—	33,4	423,06	47	757,28	62,8	1205,9	—	—

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Продолжение таблицы 5

Высоты этажей Нэт или Н1+Нэт, м	Отметки расчетного сечения	Значения расчетных ветровых моментов М (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для III А района (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M
Связи поперечного направления при ригеле высотой 600 мм											
4,2	0,000	14,2	82,1	22,3	116,72	31,0	315,62	40,4	505,06	50,4	748,02
	-0,600		87,78		185,5		327,94		521,14		768,10
4,8	0,000	15,8	104,56	25,3	230,84	35,7	419,16	47,0	677,2	58,9	1006,04
	-0,300		106,1		233,37		422,73		681,9		1011,93
6,0+4,8	0,000	—	—	26,5	269,92	37,4	477,76	48,9	751,84	60,8	1103,36
	-0,300		—		272,58		481,50		756,63		1109,37
6,0	0,000	19,2	159,12	31,8	364,68	46,2	687,08	60,6	1096,52	76,5	1641,23
	-0,300		161,04		367,86		690,54		1101,43		1648,05
7,2+6,0	0,000	—	—	33,8	421,84	47,8	751,04	62,8	1193,24	—	—
	-0,300		—		425,22		755,82		1199,52		—

Таблица 6

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

2х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт.}$ или $H_1+H_{эт.}$, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл.16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8; 6,0	$0 \div i_{max}$	30						27			
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{max}$	30						27			
6,0	0	30			27		24				
	i_{max}							27		21	

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

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

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8; 6,0	0–i_{max}	30						27			
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8	0÷i_{max}	30						27			
6,0	0	27			24		21				
	i_{max}							27		18	

Продолжение табл 6

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

2 х этажные здания

II ветровой район, тип местности 6

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8; 6,0	$0 \div i_{max}$	30						27			
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{max}$	30						27			
6,0	0	30		27	24		21				
	i_{max}							27		21	

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

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 8 м
Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2х этажные здания

II Ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фундамента i_{max} см табл. 16	Сетка колонн, м									
		6 × 6						9 × 6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{max}$	30						27			
6,0	0	30						27			
	i_{max}	30		27	30		27	27			
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{max}$	30						27			
6,0	0	24		21	20		18	27			
	i_{max}							27		18	

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

Продолжение табл. 8

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

2Х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 15	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{max}$	30						27			
6,0	0										
	i_{max}	30		27	30		27				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{max}$	30						27			
6,0	0	24			21		18				
	i_{max}							27		18	

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

Продолжение табл. 6

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

2 X этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт. или Н=Нэт. м	Коэффициенты i_{max} см. табл. 15	Сетка колонн, м: 6×6			9×6		
		Пролет связевой панели, м: 6					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м: 36	60		36	60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²: 500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{max}$	30						27			
6,0	0										
	i_{max}	30	24	30	24						
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2	$0 \div i_{max}$	30			30	27		27			
4,8	0	30			30		27				
	i_{max}				27						
6,0	0	20	18	16				21	18		
	i_{max}										

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

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

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт. или Н1+Нэт. м	Крен фундамента i max см. табл.16	Сетка колонн, м					
		6х6			9х6		
		Пролет связевой панели, м					
		6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²					
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,2; 4,8; 6,0	0÷i_{max}	30						30							
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,2; 4,8	0÷i_{max}	30						30							
6,0	0÷i_{max}	30			27			30		24		30		27	

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

Продолжение табл 6

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

2* этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_{эт}+H_{эт}$ м	Крен фундамента i_{max} см, табл 6	Сетка колонн, м					
		6×6			9×6		
		Пролет связевой панели, м					
		6			9		
		Длина здания в направлении ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²					
		500 1000	2000 500 1000	2000 500 1000	500 1000	500 1000	500 1000
Треугольные связи поперечного направления							
3,6; 4,2	$0 \div i_{max}$	30		30	30		
4,8	0			27			
	i_{max}						
6,0	0			30			
	i_{max}			27			
Пятиугольные связи поперечного направления							
3,6	$0 \div i_{max}$	30					
4,2		30		27	30		27
4,8				24			27
6,0		30	24	21	30	21	27	21

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

2х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт. или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{max}$	30					30	30							
6,0	0														
	i_{max}						27								
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6		30													
4,2; 4,8		30					27	30						27	
6,0		30			27		24	30		21		30		21	

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

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

2х этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл.16	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6	$0 \div i_{max}$	30					30								
4,2; 4,8	0	30					27	30				30			
	i_{max}						24								
6,0	0						27					24			
	i_{max}						21								
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6	$0 \div i_{max}$	30					27								
4,2		30				27	27	30						21	
4,8							24	30				24		21	
6,0		30			21		18	30		20		21		18	

Продолжение табл. 6

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

2х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Нт+Нэт м	Крен фундамента i max см. табл 6	Сетка колонн, м					
		6х6			9х6		
		Пролет связевой панели, м					
		6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²					
		500 1000	2000 5000	10000 20000	500 1000	2000 5000	10000 20000
		Треугольные связи поперечного направления					
3,6	0-i max	30		30			
4,2; 4,8	0	30		27	30	30	30
	i max						
6,0	0	30		30		27	
	i max			24			
		Пятиугольные связи поперечного направления					
3,6	0-i max	30		27	30		24
4,2		30				30	
4,8				24	30	27	24
6,0		30	21	21	30	20	24 20

Продолжение табл. 6

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

2х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт. или Н+Нэт м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 15	Сетка колонн, м					
		6×6			9×6		
		Пролет связевой панели, м					
		6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²					
		500 1000 2000	500 1000 2000	500 1000	500 1000	500 1000	500 1000
Треугольные связи поперечного направления							
3,6	0	30		27			
	i_{max}			24			
4,2; 4,8	0			27	30	27	30
	i_{max}			24			
6,0	0	27	24	24	27	21	30
	i_{max}			21			
Пятиугольные связи поперечного направления							
3,6	0	30	27 30	20			
	i_{max}						
4,2	0÷i_{max}	30	27 30	20	30	24	18
4,8				18	30	24	24 18
6,0		24	18	16	24	16	18 16

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

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

3х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6 × 6						9 × 6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	30					30				
4,2	0						27	27			
	i_{max}						24				
4,8; 6,0+4,8	0	30		27	30						
	i_{max}			24			21				
6,0; 7,2+6,0	0			27							
	i_{max}			21			18				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	30									
4,2		30					27	27			
4,8; 6,0+4,8		30		27	30		24	27			22,5
6,0; 7,2+6,0				24			18				

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

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.

3х этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента i_{max} - см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30					30				
	i_{max}						27				
4,2	0							27			
	i_{max}	30		27	30		24			27	
4,8; 6,0+4,8	0						21				
	i_{max}			24			16				
6,0; 7,2+6,0	0	30	27	21	30	27	18			24	
	i_{max}			18			15				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	30					27				
4,2		30		24	30		21	27			
4,8; 6,0+4,8				21			18	27	22,5	18	
6,0; 7,2+6,0		30	27	18	24		16				

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

Продолжение таблицы 6

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

3Х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 6	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36			60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30					30				
	i max						27				
4,2	0	30					27			27	
	i max			27			24				
4,8; 6,0+4,8	0						21				
	i max	30		24	30		18	27			
6,0; 7,2+6,0	0	27		21	27		16			24	
	i max			18							
Пятисосные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0÷i max	30					30				
4,2		30		27	30		24	27			
4,8; 6,0+4,8				24			18				
6,0; 7,2+6,0		30	27	21	27	24	16	27	22,5	18	

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

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

3х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		30	30		30				
	i_{max}						24				
4,2	0			27				27	24	27	20
	i_{max}			24			20				
4,8; 6,0+4,8	0			21			18	27			
	i_{max}			18			16				
6,0; 7,2+6,0	0	24	21	16	24	21		22,5		18	
	i_{max}						13,5				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	30			27		24				
4,2		30		24	30		20	27		22,5	
4,8; 6,0+4,8				18	27	24	18	22,5	18		15
6,0; 7,2+6,0		24	21	16	20	21	15				

Продолжение табл.6

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

3Х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Н+Нп, м	Крен фундамента i max см. табл.16	Сетка колонн, м							
		6×6				9×6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		30		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		30		30					
	i_{max}			30			24				
4,2	0			27			24	27			24
	i_{max}			21			16				
4,8; 6,0+4,8	0			24			18				27
	i_{max}			18			15				
6,0; 7,2+6,0	0	24	21		24	21	16	27	22,5	22,5	
	i_{max}			16			14				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30		30		27					
4,2				27		30	24	27			22,5
4,8; 6,0+4,8				24		27	18	22,5		18	15
6,0; 7,2+6,0		24		18		21	15				

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

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

3х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Н1+Нэт м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		30	30		27				
	i_{max}			27			21				
4,2	0						24	27	21	27	18
	i_{max}			21			16				
4,8	0			24			18		27		27
	i_{max}			16			15				
6,0+4,8	0			18			14	27			22,5
	i_{max}			15	27		12				
6,0; 7,2+6,0	0	18		14	18			18			
	i_{max}			12			10,5				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		27	27		21				
	i_{max}				24						
4,2	$0 \div i_{max}$	27		24		21	18	22,5			18
4,8; 6,0+4,8				18	24		14	18	15	18	12
6,0; 7,2+6,0		20	18	14	18	16	12			15	

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист 62

Продолжение табл. 6

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

3^{X} этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30													
	i_{max}	30					24								
4,2	0							30	20	30	16	30	24	30	21
	i_{max}						21								
4,8; 6,0+4,8	0	30		27	30			30							
	i_{max}						18								
6,0; 7,2+6,0	0						21								
	i_{max}			24			16								
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30													
4,2		30					24	30						24	
4,8; 6,0+4,8		30		27	30		21								
6,0; 7,2+6,0	0				21		18								
	i_{max}			24			16								

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

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 84 м. Воспринимаемые одной связевой панелью при симметричном расположении в торце здания связевых панелей одинаковой жесткости.

9 этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажа $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см, табл. 15	Сетка колонн, м											
		6×6						9×6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
		Треугольные связи поперечного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30											
	i_{max}	30					24						
4,2	0	30		27	30		21	30	15	30	12	30	18	30	16
	i_{max}			24			16								
4,8; 6,0+4,8	0			24			18	30							
	i_{max}						15								
6,0; 7,2+6,0	0			21			16	30		27		30			
	i_{max}	21		18	18		13,5								
		Пятиугольные связи поперечного направления											
3,6; 4,8+3,6	0 i_{max}	30											
4,2		30		27	30		24	30						21	
4,8; 6,0+4,8				24	30	27	18	30		27	30				
6,0; 7,2+6,0	0	21		21	18	16	16	30		27	24			20	
	i_{max}			18			13,5								

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

1.020-1/83.0-5 02ПЗ

Альбом 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

3х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Нт+Нэт, м	Крен фундаментов i max см. табл. 5	Сетка колонн, м					
		6х6			9х6		
		Пролет связевой панели, м					
		6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²					
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30													
	i max	30					24								
4,2	0	30		27	30		21	30	16	30	13,5	30	20	30	18
	i max						16						18		16
4,8; 6,0+4,8	0			24			18	30							
	i max						15								
6,0; 7,2+6,0	0	24		21	20		16	30		27	30				
	i max						13,5								
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0÷i max	30													
4,2		30		27	30		24	30				21			
4,8; 6,0+4,8				24	30	27	18								
6,0; 7,2+6,0	0	24	21		18		16	30		27	24		20		
	i max						15								

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

Продолжение табл. 6

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

3 х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$	Крен фундамента i_{max} см. табл. 1	Сетка колонн, м													
		6 х 6						9 х 6							
		Пролет связевой панели, м													
		6						9							
		Длина здания в направлении ветровой нагрузки, м													
		12		60		18		54		18		54			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30					24								
	i_{max}	30													
4,2	0	30		24	30		21	30	10,5	30	9	30	13,5	30	12
	i_{max}														
4,8; 6,0+4,8	0			21			16	30							
	i_{max}			18			13,5								
6,0; 7,2+6,0	0	18		16	15		13,5	24		21		30			
	i_{max}						12								
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30					27								
4,2		30		24	30		21	30				27		20	
4,8; 6,0+4,8				21	24		18	30		27	24	24		18	
6,0; 7,2+6,0	0	16		16	15	14	12	27	24	21		20		16	
	i_{max}						10,5								

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

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

3х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_4+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30													
	i_{max}														
4,2	0	30					24								
	i_{max}						21	30	12	30	10	30	15	30	13,5
4,8; 6,0+4,8	0	30		27	30		16	30							
	i_{max}			24			13,5								
6,0; 7,2+6,0	0	18		18	16		15	27		24	21	30			
	i_{max}			16			12								
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30					27								
4,2		30		24	30		21	30				27		20	
4,8; 6,0+4,8				21	27	24	16	30		27	24	24			
6,0; 7,2+6,0	0	18		18	16	15	13,5	27		24	21	21		16	
	i_{max}			16			12								

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

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

3х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 5	Сетка колонн, м					
		6×6		9×6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²					
		500 1000	2000 500 1000	2000	500 1000	500 1000	500 1000	500 1000	500 1000
		Треугольные связи поперечного направления					
3,6; 4,8+3,6	0	30		24			
	i_{max}	30	27 30	21			
4,2	0	30	24 30	18	30 9	30 8	30 10,5	30 10
	i_{max}		21	16				
4,8; 6,0+4,8	0		18 27	13,5	30	27	30	
	i_{max}		16	12				
6,0; 7,2+6,0	0	13,5	13,5 12	10,5	20	18	30	27
	i_{max}		12	10				
		Пятиугольные связи поперечного направления					
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30	24 30	21				
4,2		30	21 30 27	16	30	27	21	16
4,8; 6,0+4,8		27	16 21 20	13,5	24	21	20	
6,0; 7,2+6,0	0	14	13,5 12	10,5	21	18	16	13,5
	i_{max}			10				

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

4х этажные здания

I ветровой район, тип местности 6

Высота этажей Нэт или H_1+Нэт, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл.16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		30	30		24				
	i_{max}			24			16				
4,2	0	30		21	30		18	27			
	i_{max}						15				
4,8; 6,0+4,8	0	30		18	30		16	27		22,5	
	i_{max}						13,5				
6,0; 7,2+6,0	0	24	21	16	21		13,5	22,5		18	
	i_{max}			15			12				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30			30		21				
	i_{max}										
4,2	0	30		21	30	27	16	27		22,5	
	i_{max}					24					
4,8; 6,0+4,8	0	30	27	21	24	21	14	22,5		18	
	i_{max}										
6,0; 7,2+6,0	0	24	21	16	20	18	12	18		15	
	i_{max}			15							

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

1.020-1/83. 0-5 02ПЗ

Лист 69

Продолжение табл.6

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

4 х этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фундамента i_{max} см. табл.6	Сетка колонн, м									
		6 х 6						9 х 6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		27	30		21				
	i_{max}			21			16				
4,2	0			18			15	27			
	i_{max}			16			13,5				
4,8; 6,0+4,8	0			15	27		12	27		22,5	22,5
	i_{max}			13,5							
6,0; 9+6,0	0	18		12	18	16	10,5	18		15	
	i_{max}						10				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 8+3,6	0	30		27	27		21				
	i_{max}			24			18				
4,2	0÷i_{max}	24		16	24	21	14	22,5			18
4,8; 6,0+4,8		24	21	14	21	20	12	18			15
6,0; 12+6,0		18		12	16		10,5	18	15		

Продолжение табл. 6

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

4½ этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. тройб	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
		Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0	30		30	30		21				
	i_{max}			21			16				
4,2	0			30			18			27	
	i_{max}			16			15				
4,8; 6,0+4,8	0	30		18	30	27	16	27		27	27
	i_{max}			15			13,5				22,5
6,0; 7,2+6,0	0	20	18	13,5	18	16	10,5	18		15	
	i_{max}			12							
		Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0	30		30	27		21				
	i_{max}			27							
4,2	0	30	27	21	24		16	27	22,5		18
	i_{max}			16	24	21	14				
4,8; 6,0+4,8	0	24	21	14	21	20	12	18			15
6,0; 7,2+6,0	i_{max}	18		12	16		10,5	18		15	

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

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

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт.}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		24	30		18				
	i_{max}			18			15				
4,2	0				30	27	16	27			21
	i_{max}			16			13,5				
4,8; 6,0+4,8	0	27	24	13,5	24	21	10,5	22,5			18
	i_{max}			12			10				
6,0; 7,2+6,0	0	13,5		10,5	14		9,6	15		13,5	12
	i_{max}			10			8,6				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	27		24	27	24	18				
	i_{max}			21							
4,2	0÷i_{max}	24	21	16	21	18	14	18		15	
4,8; 6,0+4,8		18		14	16		10,5	15			
6,0; 7,2+6,0	0	15		10,5	14	13,5	9,6	15	13,5	12	
	i_{max}						9,0				

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Продолжение табл. 6

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

4 ^{X} этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		24	30		18				
	i_{max}			18			15				
4,2	0				27		16	27			22,5
	i_{max}			16			13,5				
4,8; 6,0+4,8	0	27	24	13,5	24	21	10,5	27	22,5	22,5	
	i_{max}			12							
6,0; 7,2+6,0	0	16	15	10,5	15	14	10	15		12	
	i_{max}			10			9				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		24	30	24	18				
	i_{max}				27						
4,2	$0 \div i_{max}$	21		18	21	20	14	22,5	18	15	
4,8; 6,0+4,8		20	18	12	18	16	10	15			
6,0; 7,2+6,0		16	15	10,5	14	13,5	9,6	15		13,5	12

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

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист 73

19828 90

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 $\frac{X}{-}$ этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Нт+Нэт, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетки колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		18	30		16				
	i_{max}			16			13,5				
4,2	0	27		13,5	24		10,5	22,5		18	
	i_{max}			12			10				
4,8; 6,0+4,8	0	20		10,5	20	18	9,6	18			
	i_{max}			10			8,6				
6,0; 7,2+6,0	0	12		8,6	10,5		8	12		10,8	
	i_{max}						7,5				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	24		21	21		16				
	i_{max}			18							
4,2	0÷i_{max}	20	18	16			12	15		13,5	
4,8; 6,0+4,8		16	15	12	14		10	13,5	12		
6,0; 7,2+6,0		12		9	10,5		8	12	11,2		9

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

Продолжение табл. 6

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

4-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Н1+Нэт м	Крен фундаментов, i_{max} см табл. 16	Сетка колонн, м													
		6 х 6						9 х 6							
		Пролет связевой панели, м													
		6						9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12		60		18		54		18		54			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30					24								
	i_{max}						16								
4,2	0	30		24	30		18	30							
	i_{max}						15								
4,8; 6,0+4,8	0						16								
	i_{max}			21											
6,0; 7,2+6,0	0	27		18	21		13,5	30		27	24		21	30	
	i_{max}						12								
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30		30	30		24								
4,2				27			18	30	14	30	10,5	30	18	30	14
4,8; 6,0+4,8		30		27	30		15	30		27	24	30			
6,0; 7,2+6,0		27		24	21	20	13,5	27	24	20	18	27		20	

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

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

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей Hэт или H1+Hэт м	Крен фундамента, i max см. табл. 15	Сетка колонн, м													
		6х6						9х6							
		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/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30					21								
	i max						16								
4,2	0	30		27	30		18	30				30			
	i max			24			15								
4,8; 6,0+4,8	0			21	30	27	13,5	30		27					
	i max			16			12								
6,0; 7,2+6,0	0÷i max	21		15	18	16	10,5	21		20	18	30		24	
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0÷i	30		27	30		21								
4,2		30		21	30	27	16	30	10,5	27	9	30	14	30	10,5
4,8; 6+4,8				21	27	24	14	30		24		30		24	
6,0; 7,2+6,0		21		18	18	16	12	21	20	16		21		16	

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 84 м
Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см, табл. 15	Сетка колонн, м											
		6×6						9×6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60		18	54		18	54				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	0 / i_{max}	30						21					
4,2	0 / i_{max}	30	24 / 21		30			16	30			30	
4,8; 6,0+4,8	0 / i_{max}		18		30		27	13,5	30		27		
6,0; 7,2+6,0	0 / i_{max}	21	15		18		16	12 / 10,5	21		20	18	30	24
Пятиугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	0-i_{max}	30						24					
4,2		30	24		30		27	18	30	19	18	9,6	30	15	30	12
4,8; 6,0+4,8			24		24			15	30		24		30		24	
6,0; 7,2+6,0		21	20		18		16	13,5	20		18	16	20		16	

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

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

4х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30		30	30		18								
	i_{max}			27			15								
4,2	0			18	30	27	16	30		27		30			
	i_{max}			16			13,5								
4,8; 6,0+4,8	0	30	27	15	24	21	12	27		24	21				
	i_{max}			13,5			10,5								
6,0, 7,2+6,0	0	16		12	13,5		9,6	18		16	15	24		21	
	i_{max}						9								
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30		21	30		16								
4,2		30		21	27	21	13,5	30	8	24	7	30	10	24	9
4,8; 6,0+4,8		27		18	21		13,5	24		21	20	27		20	
6,0; 7,2+6,0		18	16		15	13,5	10,5	16		13,5	13,5	18		13,5	

Продолжение табл. 6

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

4х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$, $H_0+H_{эт}$, м	Крен фундамента, i_{max}, см, табл. 6	Сетка колонн, м					
		6×6			9×6		
		Пролет связевой панели, м					
		6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²					
		500	1000 2000	500	1000 2000	500	1000 2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30	30	30		18									
	i_{max}		27			15									
4,2	0		18	27	24	16	30		27	30					
	i_{max}					13,5									
4,8; 6,0+4,8	0	27	15	21		13	27	24	21						
	i_{max}					12									
6,0; 7,2+6,0	0	18	12	15	14	10	18	16		24		21			
	i_{max}					9									
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30	24	30		18									
	i_{max}														
4,2	0÷i_{max}	30	21	27	24	16	30	8	27	7	30	10	24	9	
4,8; 6,0+4,8		27	18	21		14	24		21		27		21		
6,0; 7,2+6,0		18	16	15	14	10,5	16	14	13,5		18		15		

Продолжение табл.6

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

4х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_f+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см табл.6	Сетка колонн, м											
		6×6				9×6							
		Пролет связевой панели, м											
		6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60		18	54		18	54				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	0	30			24	30		16					
	i_{max}				21			13,5					
4,2	0				16	27	24	12		27	21	30	27
	i_{max}				13,5			10,5					
4,8; 6,0+4,8	0	24	21		12	20	18	9,6		21	18		24
	i_{max}				10,5			9					
6,0; 7,2+6,0	0	12			9,6	10,5		8		14	12	20	16
	i_{max}				9			7,5				18	
Пятиугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	0	30			18	30		16					
	i_{max}				13,5			10,5					
4,2	0÷i_{max}	30	27		18	21	20	13,5	24	7	21	6	24	9	20	8
4,8; 6,0+4,8		21			14	18	16	10,5	20		16		21		16	
6,0; 7,2+6,0		14	13,5		12	12	10,5	9	13,5	12	10,8		14		12	

Инв.№ подл. | Подп. и дата | Взам.инв.№

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 8 м
Восприимчивость одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента, i_{max}, см, табл. 6	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		24	30		18				
	i_{max}			18			15				
4,2	0-i_{max}			13,5	30	27	12	27		22,5	
4,8; 6,0+4,8		30	27	10,8	24	21	10	27	22,5		18
6,0; 7,2+6,0		14		—	13,5	12	—	13,5	13,5	13,5	11,25
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		24	30	27	16				
	i_{max}			21							
4,2	0	27	24	14	24	21	13,5	22,5	22,5	13,5	
	i_{max}								18		
4,8; 6,0+4,8	0-i_{max}	21		10,8	20	18	10	18	13,5		
6,0; 7,2+6,0		14	13,5	—	12		—	12		11,2	

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

Продолжение табл. 6

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

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Н1+Нэт м	Крен фундамента, i max см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		18	30		16				
	i max			16			13,5				
4,2	0÷i max	30	27	12	21		10,8	27	22,5		18
4,8; 6,0+4,8	0	24	21	10	21	18	9	18			13,5
	i max	21		9			8,6				
6,0; 7,2+6,0	0÷i max	14	13,5	—	12		—	13,5		12	
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30	27	18	24	21	16				
	i max						15				
4,2	0÷i max	21		13,5	20	18	12	18	13,5		
4,8; 6,0+4,8		18	16	10,5	16	15	10	13,5			12
6,0; 7,2+6,0		14	12	—	12	10,5	—	12		11,2	10,8

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

Продолжение табл. 6

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

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента, i_{max}, см. табл. 15	Сетка колонн, м									
		6×6						6×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		18	30		16				
	i_{max}			18			13,5				
4,2	0÷i_{max}	30	27	12	27	24	10,5	27	22,5	18	
4,8; 6,0+4,8		24	21	10	21	20	9	22,5	18	13,5	
6,0; 7,2+6,0		10,5		—	10,5		—	12	11,2	9	
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30	27	21	27	24	16				
	i_{max}			18			15				
4,2	0	21		14	20	18	13,5	18	18	13,5	
	i_{max}			13,5			12		13,5		
4,8; 6,0+4,8	0÷i_{max}	18	16	10,8	16	15	10	13,5		13,5	12
6,0; 7,2+6,0		12	10,5	—	10,5	10	—	10,8		9	

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

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw в м, воспринимаемый осью связевой панели при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажа Hэт. или H1+Hэт. м	Крен фундамента, i max см, табл. 16	Сетка колонн, м								
		6×6						9×6		
		Пролет связевой панели м								
		6								
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м								
		36			60			36		60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²								
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления										
3,6; 4,8+3,6	0	30		16	27	24	14			
	i max			15			12			
4,2	0÷i max	24	21	10,5	21	20	10	22,5	18	
4,8; 6,0+4,8		18		9	16		8,6	18	13,5	
6,0; 7,2+6,0		10,5		—	10,5	10	—	11,2	10,8	9
Пятиугольные связи продольного направления										
3,6; 4,8+3,6	0	24	21	16	21	20	14			
	i max						13,5			
4,2	0	18	16	10,5	16	15	10,5	13,5		12
	i max						10			
4,8; 6,0+4,8	0	14	13,5	9	13,5	12	8,6	10,8		9
	i max									
	0÷i max	10,5		—	10	9,6	—	7,7		

Продолжение табл. 6

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

5 ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	30		16	30	27	15				
	i_{max}						12				
4,2	0÷i_{max}	21		10,5	21	20	10	22,5		18	
4,8; 6,0+4,8		20	18	9	18	16	8,6	18		13,5	
6,0; 7,2+6,0		9		—	8,6		—	9		7,7	
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	24		18	21		15				
	i_{max}			16			14				
4,2	0	18	16	10,5	16	15	10,5	13,5		13,5	12
	i_{max}						10				
4,8; 6,0+4,8	0	15	13,5	10	13,5	12	9	12		11,2	11,2
	i_{max}						8,6				
6,0; 7,2+6,0	0÷i_{max}	9,6	9	—	8,6	8,4	—	7,7			10,8

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

Продолжение табл. 6

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

5 ти этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт. или Н1+Нэт м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	24		14	24	21	12				
	i_{max}			12			10,8				
4,2	0÷i_{max}	20	18	10	18	16	9	18	13,5		
4,8; 6,0+4,8		13,5		8,6	13,5		7,5	13,5		12	
6,0; 7,2+6,0		8,6		—	8,4	8	—	9	7,7		
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0	20	18	15	18	16	12				
	i_{max}										
4,2	0	15	14	10	13,5	12	9	12		11,2	10,8
	i_{max}										9
4,8; 6,0+4,8	0	10,5		8	10,5	10,5	7,5	9			7,7
	i_{max}					10					
6,0; 7,2+6,0	0÷i_{max}	9	8,6	—	8,6	8	—	7,7			

Продолжение табл. 6

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

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см табл. 16	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30		30			16								
	i_{max}						13,5								
4,2	0						12	30		30		24			
	i_{max}			14	30	27	10,8			27					
4,8; 6,0+4,8	0÷i_{max}			12	27	24	10			24		21			
6,0; 7,2+6,0		16		—	14	13,5	—	16		15		14		21	18
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30					18								
4,2		30		21	30	24	13,5	30		24		21		30	21 20
4,8; 6,0+4,8				13,5	24	21	10,5	27		21		16		30	21
6,0; 7,2+6,0		14		—	10,5		—	15		14		12		16	12

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

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 6 м
Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А.

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фундаментов i max см, табл 6	Сетка колонн, м: 6×6				9×6			
		Пролет связевой панели, м: 6				9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		12	60		18	54		18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

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

Пятиугольные связи поперечного направления

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

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

Продолжение табл. 6

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

5 ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Н1+Нэт, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30		27	30		16								
	i_{max}			24			13,5								
4,2				13,5	27	24	10,5	30		24	21	30			30 / 27
4,8; 6,0+4,8	$0 \div i_{max}$	27		12	21	20	9	24		21	20	30		24	
6,0; 7,2+6,0		13,5		–	10,5		–	13,5	12		10,5	18		16	
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	30				27	18								
4,2		30		21	24	21	12	27		21	20	30	24	20	18
4,8; 6,0+4,8		27		12	21	20	10	24	16	20	14	24		18	
6,0; 7,2+6,0		10,5		–	9,6	9	–	12		10,8		12		10,5	

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

1020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист 89

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 8 м
Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5 ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажа $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м					
		6×6				9×6	
		Пролет связевой панели, м					
		6				9	
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²					
		500 / 1000	500 / 1000	500 / 1000	500 / 1000	500 / 1000	500 / 1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8÷7,2	0	30	21	27	24	13,5									
	i_{max}					12									
4,2	0	27	12	21		10,5	24		18		30		27	24	
	i_{max}					10							24		
4,8; 6,0÷4,8	0	21	10	16		8,6	20	18	16		27		21		
	i_{max}										24				
6,0; 7,2÷6,0	0	12	—	10,5		—	12		10,8		16		15		
	i_{max}														

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8÷7,2	0÷i_{max}	30	27	27	24	16									
4,2		27	12	21	18	10	21		18		24	20	16		
4,8; 6,0÷4,8		21	10,5	16		9	18	15 / 12	16	12 / 10,8	20		16		
6,0; 7,2÷6,0		10,5	—	9	8,6	—	12		10,5	10	12		10		

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

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки 1 м в м

Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5 ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт. или Н1+Нэт м	Крен фундамента, i max см. табл. 16	Сетка колонн, м											
		6 х 6				9 х 6							
		Пролет связевой панели, м											
		6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000
	Треугольные связи поперечного направления												
3,6; 4,8+3,6	0	30		21	30	27	13,5						
	i max						12						
4,2	0	27		12	21		10,5	24		21	20	30	27	24
	i max						10				18			
4,8; 6,0+4,8	0	21		10	18	16	8,6	21	20	18	16	27	21	
	i max							20		16				
6,0; 7,2+6,0	0	10,5	14,5	—	9,6	9	—	10,5	10	9,6	9	14	12	
	i max													
	Пятиугольные связи поперечного направления												
3,6; 4,8+3,6	0÷i max	30			27	24	16						
4,2		30	27	14	21	20	12	21		18		24	21	18	16
4,8; 6,0+4,8		21		12	18	16	9	18	13,5	16	10,8	20		16	
6,0; 7,2+6,0		9	8,6	—	7,7	7,5	—	10		9	8,6	10		9	

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

Продолжение табл. 6

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

5-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Нг+Нэт м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м											
		6×6						9×6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18	54		18		54		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	30	27	18	24	21	12								
	i_{max}			16			10,5								
4,2	0	21		10	18	16	9	20		16		27	24	21	20
	i_{max}														
4,8; 6,0+4,8	0	16		9	14		7,5	16	15	14	13,5	21		18	
	i_{max}														
6,0; 7,2+6,0	0	10		–	9	8,6	–	9,6		9	8,6	13,5		12	
	i_{max}														
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0	21		24	21		15								
	i_{max}						13,5								
4,2	0-i_{max}	21		10,5	18	16	9	18	16	15	14	20	16	15	13,5
4,8; 6,0+4,8		16		9	14	13,5	7,5	15	12 / 10,5	12	10,8 / 9	16		13,5	
6,0; 7,2+6,0		8,4	8	–	7,5	7	–	9,6		8,6	8,4	10		8,4	

Продолжение табл. 6

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

6-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_т+H_{эт}$, м	Крен фундамента, i_{max}, см. табл 6	Сетка колонн, м							
		6×6				9×6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0	30			27				
	i_{max}								
4,2	0	30	27		21	22,5			18
	i_{max}								
4,8; 6,0+4,8	0	24	21		20	22,5	18		15
	i_{max}				18				
6,0	0	12		10,5		13,5	—	12	—
	i_{max}					—		—	
7,2+6,0									
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0	30	27		24				
	i_{max}								
4,2	0	21	20	20	16	18	15		13,5
	i_{max}								
4,8; 6,0+4,8	0	18	16		15	15	13,5	12	
	i_{max}								

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

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

6ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт.}$ или $H_1+H_{эт.}$, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м							
		6 x 6				9 x 6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30	27		24				
4,2		21			18	18		15	
4,8; 6,0+4,8		18	16	16		15			13,5
6,0		12	10,5			12	—	11,2	—
7,2+6,0						—	—	—	—
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	24	21		20				
4,2		18	16		15	15	13,5	12	
4,8; 6,0+4,8		13,5	12	13,5	12	12	11,2	10,8	9

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 84 м
Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт. или Н+Нэт. м	Краны фундаменты, i max см. табл. 16	Сетка колонн, м											
		6×6				9×6							
		Пролет связевой панели, м											
		6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		94	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750
		Треугольные связи поперечного направления											
3,6; 4,8+3,6	0÷i max	30			27								
4,2		30		24	21	30	27	24	21	30	27	24	21
4,8; 6,0+4,8	0	27	24	21	18	24		20	18	27	24	21	20
	i max			20									
6,0	0÷i max	14	—	10,5	—	10	—	9	-	—	—	—	—
		Пятиугольные связи поперечного направления											
3,6; 4,8+3,6	0÷i max	30			24								
4,2		30		24	21	27	24	20	18	27	24	21	20
4,8; 6,0+4,8		27		20	18	24	21		16	24	21	20	18

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

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw 8 м
Воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6 ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Hэт. или Hн+Hэт. м	Крен фундамента, i max - см табл 15	Сетка колонн, м: 6×6				9×6			
		Пролет связевой панели, м: 6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м: 36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0÷i max	30		27		24			
4,2		21	20	21	20	18		15	
4,8; 6,0+4,8		18		16		18		15	
6,0		10		9,6	9	10,8	—	9	—
7,2+6,0						—			
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0÷i max	24		21	20				
4,2	0	18		16	15	15	13,5	13,5	12
	i max							12	
4,8; 6,0+4,8	0÷i max	14		13,5	12	12	11,2		9

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

Продолжение табл. 6

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

6-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_n+H_{эт}$, м	Крен фундаментов, i_{max} - см. табл. 16	Сетка колонн, м							
		6×6				9×6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	24	21	21	20				
4,2		18		16		18	15		13,5
4,8; 6,0+4,8	0	15	14		13,5	13,5		12	
	i_{max}				12				
6,0	$0 \div i_{max}$	10	9,6	9	8,6	9	—	9	—
7,2+6,0						—	—	—	—
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	20	18		16				
4,2		15	13,5	13,5	12	12	11,2		9
4,8; 6,0+4,8		12	10,5		10	9		7,7	

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

Продолжение табл.6

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

6 ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Hэт или H1+Hэт м	Крен фундамента, i_{max} - см. табл.16	Сетка колонн, м							
		6 x 6				9 x 6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	24		21					
4,2		20	18		16	18	15		
4,8; 6,0+4,8		14		14	13,5	15	13,5	12	
6,0		8,4	8	7,7	7,5	7,7	—	7,7	—
7,2+6,0						—	—	—	—
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	21	20	18	16				
4,2		15	14		12	12		11,2	9
4,8; 6,0+4,8		12	10,5		10,5	9		7,7	

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

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 8 м
Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6 ти этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_n+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см. табл 16	Сетка колонн, м							
		6х6				9х6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8÷3,6	0	21	18	18	16				
	i_{max}	20							
4,2	0-i_{max}	15	14	14	13,5	15	13,5	11,25	
4,8; 6,0÷4,8		12	10,5			11,2		10,8	9
6,0		8	7,7	7,5	7	7,7	—	7,7	—
7,2÷6,0						—	—	—	—
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8÷3,6	0	16	16	15	14				
	i_{max}		15						
4,2	0-i_{max}	12	10,5		10,5	9		7,7	
4,8; 6,0÷4,8		9		8,6	8,4	7,7		7,2	6,8

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

Продолжение табл.6

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

6-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фундамента, i_{max} см. табл.15	Сетка колонн, м: 6×6				9×6					
		Пролет связевой панели, м: 6				9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м: 12		60		18		54		18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²: 500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750
Трехэтажные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30		27	21								
4,2	0	27	24	21	20	24	21	20	18	24	21	21	20
	i_{max}				18								
4,8; 6,0+4,8	0÷i_{max}	20		16	15	18		16	15	21	20	18	18
6,0	0÷i_{max}	13,5	—	10,5	—	9,6	—	8,6	—	—	—	—	—
Пятиэтажные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	0÷i_{max}	30		24	21								
4,2	0	27	24	20	18	21	20	16	15	24	21	18	16
	i_{max}				16								
4,8; 6,0+4,8	0÷i_{max}	21		16	15	20	18	16	14	20	18	16	15

Продолжение табл 6

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

6-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см. табл 6	Сетка колонн, м											
		6×6						9×6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750
Треугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	$0 - i_{max}$	30		27	21								
4,2		27		21	18	24		20	18	24		21	20
4,8; 6,0+4,8	0	21	20	16		20	18	16	18	24	21	20	18
	i_{max}								15				
6,0	$0 - i_{max}$	10,5	–	9,6	–	8	–	7,2	–	–	–	–	–
Пятиугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	$0 - i_{max}$	30		24	21								
4,2		27		20	18	21		16	15	21	20	18	16
4,8; 6,0+4,8		21		16	15	21	18		14	20	18	16	15

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

Продолжение табл 6

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

6 ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Нг+Нэт м	Крен фундамента i_{max} см. табл 6	Сетка колонн, м											
		6 х 6				9 х 6							
		Пролет связевой панели, м											
		6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750
Треугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	27		21	20								
4,2		21		16		18		16	15	24	21	18	16
4,8; 6,0+4,8		16		13,5	12	15		13,5	12	18		16	15
6,0		10,5	—	9	—	7,5	—	7	—	—	—	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	27		20	18								
4,2		21		16	15	16		14	13,5	20	18	15	14
4,8; 6,0+4,8		16		14	12	15	14	13,5	12	16	15	13,5	12

Продолжение табл. 6

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

6 ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м											
		6×6				9×6							
		Пролет связевой панели, м											
		6								9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750
Треугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	30	27	20									
4,2	0	21		18	16	20		16	16	24	21	18	16
	i_{max}								15				
4,8; 6,0+4,8	$0 \div i_{max}$	16		14	12	16	15	14	12	20	18	16	15
6,0		9	–	7,7	–	6	–			–	–	–	–
Пятиугольные связи поперечного направления													
3,6; 4,8+3,6	$0 \div i_{max}$	30	27	21	20								
4,2	0	21		16	16	18	16	14	13,5	20	18	15	14
	i_{max}				15								
4,8; 6,0+4,8	$0 \div i_{max}$	16		14	13,5	16	15	14	12	18	16	13,5	

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

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 8 м
Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6 ти этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_т+H_{эт}$, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл 9	Сетка колонн, м									
		6×6			9×6						
		Пролет связевой панели, м									
		6			9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750
		Трехшарнирные связи поперечного направления									
3,6; 4,8+3,6	$0 \cdot i_{max}$	21		18	16						
4,2		16		14	13,5	16	15	14	12	20	18	16	16
4,8; 6,0+4,8		12		10,5		12		10,8	10	16	15	14	13,5
6,0		8,4	—	7,2	—	—		—	—	—	—	—	—
		Пятишарнирные связи поперечного направления									
3,6; 4,8+3,6	$0 \cdot i_{max}$	21		18	16						
4,2		16		14	12	14	13,5	12	10,8	15	14	14	12
4,8; 6,0+4,8		13,5	12	10,5		12		10,8	10	14	12	10,8	10

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

Таблица 7

Значения $K_1 \times 10^3$

Высоты этажей Нэт или Н+Нэт 5 м	Этажность, м	Тип связевых панелей: Треугольные продольного направления	Пятиугольные продольного направления	Треугольные поперечного направления	Пятиугольные поперечного направления
		Сетка колонн 6×6 м			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²			
		2000 / 1000 / 500	2000 / 1000 / 500	2000 / 1000 / 500	2000 / 1000 / 500
3,6	2	3,76 / 1,82 / 1,61	6,20 / 3,82 / 3,38	4,77 / 2,16 / 1,91	6,59 / 4,12 / 3,64
3,6; 4,8+3,6	3	7,21 / 3,38 / 2,77	10,71 / 6,34 / 5,19	8,28 / 3,47 / 2,84	10,23 / 5,98 / 4,90
	4	12,04 / 4,45 / 3,49	13,11 / 7,48 / 5,87	12,45 / 4,78 / 3,75	12,45 / 6,99 / 5,48
	5	16,81 / 6,95 / 5,31	18,40 / 8,31 / 6,34	17,22 / 6,95 / 5,31	17,49 / 8,21 / 6,76
	6	— / 8,02 / 6,01	— / 9,12 / 6,83	— / 8,74 / 6,55	— / 10,0 / 7,51
4,2	2	— / 1,97 / 1,75	— / 4,56 / 4,03	— / 2,16 / 1,91	— / 4,94 / 4,37
	3	— / 4,39 / 3,60	— / 8,52 / 6,98	— / 4,13 / 3,38	— / 8,11 / 6,64
	4	— / 5,61 / 4,41	— / 9,6 / 7,54	— / 5,43 / 4,27	— / 9,04 / 6,31
	5	— / 8,26 / 6,32	— / 10,1 / 7,72	— / 7,50 / 5,73	— / 10,1 / 7,72
	6	— / 8,43 / 6,32	— / 10,5 / 7,89	— / 8,98 / 6,73	— / 11,5 / 8,66
4,8	2	— / 2,13 / 1,89	— / 4,73 / 4,19	— / 2,28 / 2,02	— / 4,41 / 3,91
4,8; 6,0+4,8	3	— / 4,46 / 3,67	— / 7,32 / 5,77	— / 4,33 / 3,56	— / 7,54 / 6,19
	4	— / 6,24 / 4,92	— / 8,62 / 6,79	— / 5,98 / 4,71	— / 7,50 / 5,90
	5	— / 8,22 / 6,30	— / 10,7 / 8,21	— / 7,66 / 5,87	— / 9,73 / 7,46
	6	— / 8,79 / 6,61	— / 10,8 / 8,18	— / 9,41 / 7,07	— / 11,59 / 8,72
6,0	2	3,65 / 3,10 / 2,76	11,41 / 7,31 / 6,51	4,54 / 2,88 / 2,56	10,19 / 7,12 / 6,34
6,0; 7,2+6	3	8,64 / 4,10 / 3,38	12,90 / 7,84 / 6,47	8,89 / 4,22 / 3,48	11,33 / 7,65 / 6,32
	4	14,76 / 6,98 / 5,52	19,65 / 10,8 / 8,52	14,82 / 7,10 / 5,62	17,32 / 9,02 / 7,14
	5	21,19 / 8,85 / 6,82	26,25 / 14,4 / 11,1	21,06 / 10,1 / 7,80	23,47 / 12,9 / 9,91
	6	— / 14,2 / 10,8	— / 19,1 / 14,4	— / 14,5 / 11,0	— / 17,4 / 13,1

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

Продолжение таблицы 7

Значения $K1 \times 10^3$

Высоты этажей Нэт или Нэт+Нэт б/м	Этажность, м	Тип связевых панелей: Треугольные продольного направления	Пятиугольные продольного направления	Треугольные поперечного направления	Пятиугольные поперечного направления
		Сетка колонн 9×6 м			
		Пролет связевой панели, м			
		6	6	9 6	9 6
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²			
		1000	500	1000	500	1000	1000	500	1000	1000	500
4,2	2	3,39	3,00	7,32	6,48	4,67	3,56	3,15	13,14	7,21	6,39
	3	7,34	6,03	12,5	10,3	6,28	7,96	6,53	18,47	11,6	9,54
	4	10,7	8,45	14,1	11,1	9,08	10,9	8,54	18,97	11,9	9,39
	5	13,3	11,7	19,3	14,8	11,10	13,1	11,5	19,85	16,8	12,9
	6	16,9	12,7	21,4	16,1	13,1	16,7	12,6	20,4	21,4	16,1
4,8	2	3,57	3,17	7,02	6,23	2,60	4,18	3,71	8,20	6,38	5,66
	3	7,39	6,08	13,1	10,7	5,21	7,35	6,04	15,77	11,3	9,27
4,8; 6,0+4,8	4	9,65	7,61	13,7	10,8	7,84	10,2	8,05	14,78	11,4	9,01
	5	16,9	13,0	17,7	13,6	10,92	13,3	10,2	17,92	15,2	11,7
	6	17,4	13,1	21,3	16,0	14,0	15,6	11,8	20,98	19,4	14,6
6,0	2	4,21	3,74	10,5	9,28	2,85	4,90	4,35	13,74	10,4	9,28
	3	7,16	5,90	14,4	11,8	5,21	6,73	5,54	13,02	9,92	8,17
6,0 7,2+6	4	12,3	9,71	18,6	14,7	8,69	11,4	9,01	17,55	15,1	12,0
	5	15,2	11,7	24,4	18,7	11,52	14,4	11,1	21,45	18,8	14,4
6,0	6	18,2	14,4	30,2	19,5	14,4	—	12,9	25,8	—	18,7

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

Таблица 8

Коэффициент K_2 для определения растяжения в колоннах от ветровой нагрузки в V

Этажность	Высоты этажей H_3 или $H_1+H_{3т}$ в м	Тип связей: треугольные, продольные и поперечные	Тип связей: пятиугольные продольные и поперечные
Сетка колонн 6×6 и 9×6 м			
2	3,6	0,07	0,01
	4,2, 4,8	0,065	0,015
	6,0	0,06	0,065
3	3,6	0,10	0,035
	4,8+3,6	0,08	0,025
	4,2, 4,8	0,09	0,04
	6,0+4,8	0,08	0,01
	6,0	0,115	0,12
	7,2+6,0	0,105	0,105
4	3,6	0,115	0,055
	4,8+3,6	0,095	0,045
	4,2	0,11	0,06
	4,8	0,105	0,06
	6,0+4,8	0,095	0,03
4	6,0	0,135	0,04
	7,2+6,0	0,120	0,035
5	3,6	0,125	0,075
	4,8+3,6	0,105	0,06
	4,2; 4,8	0,12	0,08
	6,0+4,8	0,11	0,055
	6,0	0,145	0,07
	7,2+6,0	0,13	0,065
6	3,6	0,13	0,09
	4,8+3,6	0,115	0,075
	4,2	0,125	0,095
	4,8	0,125	0,095
	6,0+4,8	0,117	0,07
	6,0	0,125	0,085

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

Таблица 9

Тип связей	Этажность, N	Несущая способность связевых панелей (M ветр. в тс.м на отм. 0 и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. Кя) при высоте этажей 6 м.					
		3,6		4,2			
		Сетка колонн 6×6 м					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²					
		1000		1000		2000	
		M ветр.	Q	M ветр.	Q	M ветр.	Q
Треугольные связи продольного направления	2	110	22,7	147	25,8	164,2	28,4
	3	250	37,6	370,2	47,3	376,4	47,5
	4	428	49,8	450	44,5	287,2	28,2
	5	487,5	46,2	504	40,6	313,1	25,2
	6	549,8	43,8	542	37,0	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	138,7	28,4	167	29,3	199	34,4
	3	257,7	38,8	284,5	36,0	301,1	35,7
	4	311	36,2	320	32,2	321,9	32,0
	5	358	33,9	368	30,1	368,7	29,2
	6	427	34,0	416	28,3		
Треугольные связи поперечного направления	2	111	22,7	147	26,0	164,2	28,4
	3	250	37,6	370	46,6	376,4	47,5
	4	435	50,7	456	45,1	328,2	32,2
	5	488	46,2	504	41,0	313,1	25,0
	6	555	44,2	565	38,4		
Пятиугольные связи поперечного направления	2	129	26,4	178	31,2	181,4	31,4
	3	289	43,5	386	49,3	337,5	42,6
	4	430,7	50,2	446	43,4	445,0	43,7
	5	491,1	46,5	539	43,7	343,9	26,7
	6	565,8	45,1	580	39,4	—	—

Продолжение таблицы 9

Тип связи	Этажность, м	Несущая способность связевых панелей (М ветр. в тс м на отм 0 и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. Кя) при высоте этажей в м.							
		4,8				6,0			
		Сетка колонн 6×6 м							
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²							
		1000		2000		1000		2000	
		М ветр.	Q	М ветр.	Q	М ветр.	Q	М ветр.	Q
Треугольные связи продольного направления	2	186	28,5	209,1	31,6	288	35,1	270,4	32,6
	3	384	42,7	392,4	43,0	340,8	30,1	258,9	22,6
	4	433	37,3	209,6	17,8	378,8	28,0	296,1	19,8
	5	487	34,2	277,7	19,2	425	23,7	305,9	16,4
	6	556,7	32,9	—	—	600	28,2	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	186	28,5	191,8	28,9	288	35,1	181,4	21,9
	3	305	33,9	267,8	29,34	362	32,0	275,7	25,4
	4	317	27,3	322,8	27,3	405	27,8	329,8	22,7
	5	374	26,2	338,6	23,4	469	28,1	328,9	18,24
	6	417,5	24,7	—	—	—	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	187	28,5	209,2	31,6	200	24,4	202,1	24,4
	3	389	43,2	397,0	43,5	219	19,3	222,4	19,1
	4	432,6	37,3	289,2	24,6	379	26,0	295,4	19,8
	5	487,4	34,2	264,1	18,3	480	26,8	328,9	18,18
	6	557	33,0	—	—	588	27,6	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	217	33,2	222,7	33,7	184	22,5	186,2	22,5
	3	287	31,9	293,2	32,1	219	19,3	222,4	19,4
	4	420	36,2	427,5	36,4	412	28,3	425,9	28,6
	5	521	36,5	252,3	16,9	393	21,9	396,5	21,8
	6	596,5	35,2	—	—	—	—	—	—

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

Продолжение таблицы 9

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связевых панелей (М ветр в тсм Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэффициента K_R) при высоте этажей в м									
		4,8+3,6		6,0+4,8				7,2+6,0			
		Сетка колонн 6×6									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²									
		1000		1000		2000		1000		2000	
		М ветр.	Q	М ветр.	Q	М ветр.	Q	М ветр.	Q	М ветр.	Q
Треугольные связи продольного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	296,0	40,4	456,0	45,2	458,9	45,2	392,5	31,7	299,5	24
	4	505,0	52,5	493,0	39,1	238,9	18,7	424,0	27,2	322,9	20,6
	5	562,0	48,4	543,0	35,6	308,3	20,0	463,0	24,5	—	—
	6	619,0	45,6	610,3	34,0	—	—	—	—	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	305,0	41,6	362,0	35,8	313,1	30,9	417,0	33,7	337,5	27,0
	4	366,0	38,1	362,0	28,5	367,9	28,8	454,0	29,1	360,5	22,9
	5	357,5	33,9	416,0	27,2	375,9	24,4	511,0	27,1	—	—
	6	480,0	35,4	458,0	25,5	—	—	—	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	296,0	40,4	460,0	45,8	464,3	45,8	252,0	20,4	257,3	20,6
	4	513,0	53,4	493,4	39,1	329,7	25,8	423,6	27,1	32,29	10,6
	5	562,0	48,5	543,0	35,6	293,2	19,03	522,0	27,6	—	—
	6	625,0	46,1	610,0	34,1	—	—	—	—	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	342,0	46,6	340,0	33,8	342,8	33,8	252,0	20,4	257,3	20,6
	4	506,0	52,8	479,3	38,0	487,3	38,1	461,0	29,5	465,6	29,6
	5	566,0	48,8	580,0	38,0	278	18,1	427,4	22,6	—	—
	6	637,1	47,0	654,0	36,5	—	—	—	—	—	—

Продолжение таблицы 9

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связевых панелей (М ветр. в тс·м и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. Ка) при высоте этажей в м					
		4,2		4,8		6,0	
		Сетка колонн 9×6 м (пролет связевой панели l=6м)					
		М ветр	Q	М ветр	Q	М ветр.	Q
Треугольные связи продольного направления	2	150,2	26,0	191	29,0	291	35,1
	3	256,2	32,3	321	35,2	346,4	30,2
	4	423	41,5	431,7	36,8	391,6	26,3
	5	485	38,8	494	38,8	449,6	24,8
	6	546	37,3	563,4	33,0	632	29,7
Пятиугольные связи продольного направления	2	199	34,4	237,4	36,0	291	35,1
	3	242	30,6	177,7	19,5	368,3	32,1
	4	275	26,9	276,6	23,6	419	28,2
	5	313	25,0	318,3	22,1	471,5	26,1
	6	359,0	24,2	363,2	21,2	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	150	26,0	191	29,0	202,1	24,4
	3	376,4	47,5	392,4	43,0	332	28,9
	4	442	43,4	440,1	37,5	446,6	30,0
	5	500	40,0	494,4	34,3	482,5	26,7
	6	—	—	563,4	33,0	417	19,5
Пятиугольные связи поперечного направления	2	181,4	31,3	222,7	33,7	186,2	22,5
	3	336	42,4	293,2	32,1	361,0	31,5
	4	262	25,7	394,0	33,6	419	28,2
	5	439,4	35,1	325,1	40,9	482,5	26,7
	6	—	—	563,4	33,0	—	—

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

Продолжение таблицы 9

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

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

Продолжение табл. 9

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

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

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

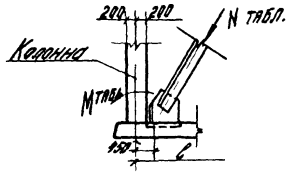


Таблица 10

Тип связей	Этажность, м	Максимальные расчетные усилия N табл. в тс, передаваемые от раскоса стальн связи 1-го этажа на закладную в монолитном фундаменте при нагрузке на связевую панель соответствующей ее несущей способности											
		Сетка колонн 6×6 м; l=6 м						Сетка колонн 9×6; l=6 м			Сетка колонн 9×6; l=9 м		
		При высоте этажей Hэт или H1+Hэт в м											
		3,6; 4,8+3,6	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0	3,6; 4,8+3,6	6,0; 7,2+6,0	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²											
		1000				2000		1000					
Треугольные связи продольного направления	2	17	21	27	42	23	38	21	27	42			
	3	38	40	51	53	40	34	37	42	53			
	4	52	40	47	45	36	30	37	45	45			
	5	48	37	43	36	32	28	35	42	45			
	6	45	33	41	34	—	—	33	40	35			
Пятиугольные связи продольного направления	2	24	36	46	45	33	49	36	46	70			
	3	54	39	58	99	62	79	33	35	98			
	4	59	43	60	87	68	71	34	48	82			
	5	54	41	49	79	65	—	32	44	77			
	6	55	38	54	—	—	—	30	42	—			
Треугольные связи поперечного направления	2	11	13	14	28	27	35	21	29	28	22	26	28
	3	38	40	52	50	42	32	37	51	43	35	50	50
	4	52	40	46	45	36	32	46	46	43	43	48	43
	5	47	36	31	46	36	—	35	41	38	43	45	40
	6	45	25	40	33	—	—	33	39	23	41	42	86
Пятиугольные связи поперечного направления	2	24	35	45	44	42	59	32	22	42	42	48	43
	3	61	57	61	69	76	68	47	60	84	38	61	72
	4	79	57	77	91	95	93	47	69	51		102	98
	5	72	57	76	68	86	—	51	46	68	65	94	91
	6	70	51	73	—	—	—	42	67	—	64	97	—

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

Таблица 11

Тип связей	№ эскиза	Максимальный расчетный момент M_{max}, тс.м, передаваемый на фундамент в узле заделки колонны при нагрузке на связевую панель, соответствующей ее несущей способности												
		Сетка колонн 6×6 м: ℓ = 6 м							Сетка колонн 6×6; 6×9 м			Сетка колонн 9×6; 9×9 м		
		При высоте этажей, $H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$, м												
		3,6; 4,8+3,6	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0	3,6; 4,8+3,6	4,2 ÷ 7,2+6,0		4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0	4,2	4,8; 6,0+4,8	6,0; 7,2+6,0
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²												
		1000				2000			1000					
Треугольные связи продольного направления	2	3	3	4	2	2	3		3	3	2			
	3	5	5	6	2	2	2		4	4	2			
	4	2	2	2	2	2	2		2	2	2			
	5	2	2	2	2	2	2		2	2	2			
	6	2	2	2	2	—	—		2	2	2			
Пятиугольные связи продольного направления	2	13	18	15	10	9	10		16	14	14			
	3	18	18	11	15	11	12		14	12	14			
	4	9	10	10	12	13	14		10	10	15			
	5	9	9	10	13	14	14		9	10	14			
	6	9	9	10	—	—	—		9	10	—			
Треугольные связи поперечного направления	2	3	3	3	2	4	4		3	3	2	3	3	3
	3	4	4	4	2	4	4		4	4	2	4	4	4
	4	2	2	2	2	4	4		2	4	2	5	4	4
	5	2	2	2	2	4	3		2	2	2	5	4	5
	6	2	2	2	2	—	—		2	2	2	5	4	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	10	14	12	10	9	11		12	11	9	12	12	10
	3	16	21	17	16	15	12		17	16	10	14	15	12
	4	13	14	14	10	14	14		11	12	8	20	20	17
	5	12	13	14	9	14	14		11	8	10	18	20	21
	6	13	13	14	—	—	—		10	12	—	20	24	23

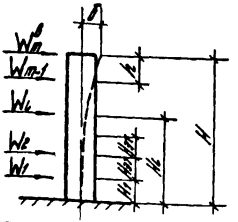


Таблица 12

Тип связей	Этажность, n	Эквивалентная жесткость связевых панелей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-3, при воздействии ветровой нагрузки 10^{-7} в эк., в тс·м²					
		Сетка колонн 6×6 м					
		Высоты этажей (Hэт или Hгт+Hэт), м					
		3,6		4,2		4,8	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²					
		1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи продольного направления	2	0,064	0,052	0,080	0,107	0,096	0,152
	3	0,115	0,139	0,155	0,213	0,152	0,287
	4	0,320	0,287	0,414	0,349	0,410	0,411
	5	0,470	0,400	0,544	0,581	0,550	0,602
	6	0,600	—	0,750	—	0,770	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	0,025	0,023	0,029	0,028	0,037	0,033
	3	0,045	0,051	0,056	0,080	0,078	0,109
	4	0,096	0,125	0,127	0,161	0,170	0,196
	5	0,202	0212	0,251	0,260	0,283	0,309
	6	0,350	—	0,443	—	0,475	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,080	0,069	0,101	0,108	0,118	0,148
	3	0,142	0,143	0,192	0,222	0,220	0,302
	4	0,296	0,295	0,407	0,362	0,410	0,430
	5	0,450	0,412	0,544	0,503	0,586	0,594
	6	0,568	—	0,733	—	0,750	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,031	0,028	0,033	0,053	0,047	0,078
	3	0,052	0,063	0,067	0,095	0,075	0,128
	4	0,118	0,115	0,146	0,191	0,185	0,257
	5	0,228	0,248	0,268	0,311	0,320	0,374
	6	0,344	—	0,411	—	0,475	—

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

Продолжение табл. 12

Тип связи	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связевых панелей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-2 при воздействии ветровой нагрузки 10^{-1} в эк, вт/см² Сетка колонн 6×6 м.							
		Высоты этажей (Нэт или H_1+Нэт), м							
		6,0		4,8 + 3,6		6,0 + 4,8		7,2 + 6,0	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²							
		1000	2000	1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи продольного направления	2	0,164	0,152	0,064	0,062	0,096	0,152	0,164	0,152
	3	0,280	0,287	0,148	0,140	0,186	0,287	0,309	0,287
	4	0,415	0,411	0,388	0,288	0,413	0,411	0,436	0,411
	5	0,566	0,601	0,509	0,401	0,546	0,602	0,735	0,601
	6	0,803	—	0,656	—	0,860	—	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	0,038	0,033	0,026	0,023	0,037	0,033	0,038	0,033
	3	0,104	0,109	0,056	0,051	0,098	0,109	0,117	0,109
	4	0,191	0,196	0,127	0,126	0,203	0,196	0,212	0,196
	5	0,307	0,309	0,249	0,213	0,316	0,309	0,331	0,309
	6	0,457	—	0,417	—	0,548	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,141	0,20	0,080	0,069	0,118	0,148	0,141	0,200
	3	0,280	0,302	0,169	0,144	0,210	0,302	0,312	0,302
	4	0,423	0,430	0,365	0,295	0,436	0,430	0,441	0,430
	5	0,628	0,595	0,481	0,412	0,638	0,594	0,645	0,595
	6	0,810	—	0,616	—	0,814	—	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,041	0,04	0,031	0,028	0,047	0,078	0,041	0,040
	3	0,108	0,117	0,068	0,063	0,083	0,128	0,123	0,117
	4	0,235	0,245	0,150	0,154	0,224	0,267	0,269	0,245
	5	0,361	0,372	0,269	0,248	0,353	0,374	0,390	0,372
	6	0,532	—	0,388	—	0,510	—	—	—

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

Продолжение таблицы 12

Тип связи	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связевых панелей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-2 при воздействии ветровой нагрузки 10^{-7} в эк., в тс.м²					
		Сетка колонн 9×6 м (пролет связевой панели l=6 м)					
		Высоты этажей ($H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи продольного направления	2	0,076	0,093	0,152	—	—	—
	3	0,142	0,155	0,260	0,132	0,181	0,290
	4	0,330	0,350	0,400	0,289	0,388	0,432
	5	0,437	0,420	0,594	0,371	0,452	0,634
	6	0,599	0,600	0,415	0,504	0,688	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	0,028	0,038	0,039	—	—	—
	3	0,058	0,062	0,090	0,060	0,072	0,104
	4	0,144	0,156	0,171	0,137	0,185	0,189
	5	0,222	0,266	0,266	0,186	0,295	0,288
	6	0,342	0,395	—	0,264	0,429	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,101	0,103	0,143	—	—	—
	3	0,188	0,190	0,320	0,168	0,222	0,355
	4	0,390	0,353	0,500	0,341	0,408	0,538
	5	0,491	0,540	0,660	0,446	0,610	0,746
	6	0,703	0,742	0,495	0,594	0,784	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,035	0,051	0,043	—	—	—
	3	0,074	0,078	0,132	0,078	0,091	0,155
	4	0,196	0,194	0,240	0,197	0,243	0,262
	5	0,303	0,326	0,372	0,281	0,349	0,410
	6	0,418	0,472	—	0,394	0,521	—

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

Продолжение табл. 12

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связевых панелей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-2 при воздействии ветровой нагрузки 10^{-7} в эк, в тс. м²					
		Сетка колонн 9×6 м (пролет связевой панели l=9 м)					
		Высоты этажей ($H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи поперечного направления	2	0,087	0,200	0,282	0,087	0,200	0,282
	3	0,251	0,413	0,608	0,089	0,413	0,608
	4	0,405	0,653	0,744	0,157	0,653	0,744
	5	0,600	0,798	1,049	0,402	0,798	1,049
	6	0,790	0,950	1,265	0,630	0,950	1,265
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,017	0,015	0,031	0,017	0,015	0,031
	3	0,040	0,055	0,101	0,025	0,055	0,101
	4	0,148	0,148	0,187	0,148	0,148	0,187
	5	0,180	0,250	0,309	0,110	0,250	0,309
	6	0,230	0,360	0,430	0,063	0,36	0,430

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

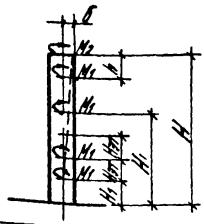


Таблица 13

Тип связей	№ высотных зон	Эквивалентная жесткость связевых панелей из отдельных связей марок, указанных в выпуске 0-1 при возбуждении неравномерной вертикальной нагрузки 10⁻⁷ 8" эк. тс. м Сетка колонн 6×6 м Высоты этажей (Нэт или H_1+Нэт), м 3.6		4.2		4.8	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²					
		1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи продольного направления	2	1,01	0,54	1,03	0,61	1,00	0,68
	3	0,62	0,64	0,56	0,63	0,60	0,64
	4	0,60	0,70	0,53	0,70	0,50	0,69
	5	0,59	0,89	0,56	0,87	0,67	0,84
	6	0,82	—	0,92	—	0,92	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	3,55	1,93	2,41	1,97	0,63	2,00
	3	0,90	1,23	0,95	1,33	0,61	1,44
	4	0,84	1,09	0,88	1,10	0,69	1,17
	5	0,89	1,10	1,03	1,11	0,83	1,11
	6	1,04	—	1,17	—	1,19	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,35	0,33	0,41	0,39	0,45	0,96
	3	0,46	0,52	0,46	0,52	0,48	1,44
	4	0,51	0,63	0,53	0,64	0,49	0,64
	5	0,57	0,74	0,63	0,75	0,52	0,74
	6	0,71	—	0,80	—	0,82	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,32	0,46	0,37	0,59	0,50	0,72
	3	0,52	0,73	0,48	0,83	0,70	0,92
	4	0,64	0,91	0,63	0,93	0,80	0,97
	5	0,74	0,98	0,91	0,99	0,85	1,01
	6	0,87	—	0,96	—	1,02	—

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

Продолжение табл. 13

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связевых панелей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки 10^{-1} $в^{п}$ эк., тс.м							
		Сетка колонн 6×6 м							
		Высоты этажей (Нэт или $Н_1$+Нэт), м							
		6,0		4,8+3,6		6,0+4,8		7,2+6,0	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²							
		1000	2000	1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи продольного направления	2	0,59	0,82	1,01	0,61	1,00	0,75	0,59	0,88
	3	0,59	0,63	0,62	0,65	0,60	0,64	0,59	0,63
	4	0,58	0,69	0,60	0,70	0,50	0,69	0,58	0,69
	5	0,57	0,78	0,59	0,88	0,67	0,85	0,57	0,78
	6	0,66	—	0,82	—	0,92	—	—	—
Пятиугольные связи продольные направления	2	3,28	2,08	3,55	1,97	0,63	2,04	3,28	2,11
	3	1,70	1,67	0,90	1,30	0,61	1,52	1,70	1,74
	4	1,01	1,17	0,84	1,08	0,69	1,12	1,01	1,17
	5	0,75	1,13	0,89	1,10	0,93	1,4	0,75	1,13
	6	0,87	—	1,04	—	1,19	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,40	0,57	0,35	0,39	0,45	0,50	0,52	0,62
	3	0,50	0,55	0,46	0,52	0,48	0,53	0,50	0,56
	4	0,51	0,64	0,51	0,63	0,49	0,64	0,51	0,65
	5	0,48	0,74	0,57	0,74	0,62	0,74	0,48	0,74
	6	0,61	—	0,71	—	0,82	—	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,81	0,97	0,32	0,59	0,50	0,84	0,81	1,11
	3	0,87	1,12	0,52	0,79	0,70	0,99	0,87	1,19
	4	0,83	1,03	0,64	0,92	0,80	1,00	0,83	1,04
	5	0,68	1,04	0,74	0,98	0,85	1,02	0,68	1,05
	6	0,78	—	0,87	—	1,02	—	—	—

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

Продолжение табл. 13

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связевых панелей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки 10^{-7} в" эк, тс·м²					
		Сетка колонн 9×6 м (пролет связевой панели l=6 м)					
		Высоты этажей (Нэт или Н1+Нэт)					
		4,2	4,8	6,0	4,8 + 3,6	6,0 + 4,8	7,2 + 6,0
Треугольные связи продольного направления	2	0,97	0,97	0,53	0,97	0,97	0,53
	3	0,67	0,61	0,54	0,69	0,61	0,54
	4	0,56	0,52	0,57	0,52	0,52	0,57
	5	0,61	0,57	0,83	0,55	0,57	0,83
	6	0,87	0,87	0,83	0,71	0,87	0,83
Пятиугольные связи продольного направления	2	5,02	4,38	13,05	5,02	4,38	13,05
	3	1,13	1,14	0,86	1,21	1,14	0,86
	4	0,89	0,94	1,06	0,82	0,94	1,06
	5	0,81	0,97	0,92	0,71	0,97	0,92
	6	1,07	1,09	1,08	0,86	1,09	1,08
Треугольные связи поперечного направления	2	0,41	0,41	0,36	0,41	0,41	0,36
	3	0,38	0,43	0,53	0,35	0,43	0,53
	4	0,46	0,54	0,49	0,52	0,54	0,49
	5	0,55	0,66	0,72	0,59	0,66	0,72
	6	0,75	0,92	1,19	0,60	0,92	1,19
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,66	0,49	0,65	0,65	0,49	0,65
	3	0,52	0,66	0,79	0,52	0,66	0,79
	4	0,63	0,86	0,81	0,60	0,86	0,81
	5	0,66	0,95	1,03	0,61	0,95	1,03
	6	0,76	0,93	1,08	0,71	0,93	1,08

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Продолжение табл.13

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связевых панелей из стальных связей марок, указанных в выпуске 0-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки 10^{-7} в" эк., тс·м²					
		Сетка колонн 9×6 м (пролет связевой панели l=9 м)					
		Высоты этажей ($H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи поперечного направления	2	0,70	0,89	1,27	0,70	1,08	1,46
	3	1,09	1,09	1,22	1,07	1,20	1,25
	4	1,32	1,36	1,45	1,30	1,41	1,47
	5	1,70	1,71	1,73	1,69	1,71	1,73
	6	2,08	2,04	2,00	2,07	2,04	2,02
Пятиугольные связи поперечного направления	2	1,02	2,40	5,25	1,02	3,80	6,65
	3	1,51	5,48	8,65	0,71	5,48	10,24
	4	3,07	3,71	5,00	2,75	4,04	5,32
	5	2,68	3,28	4,47	2,32	3,52	4,71
	6	2,34	2,86	3,94	1,90	3,04	4,14

Таблица 14

Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ в м	Этажность, m	Значения $K_{R_i}^{max}$															
		Тип связевых панелей															
		Треугольные связи продольного направления				пятиугольные связи продольного направления				треугольные связи поперечного направления				пятиугольные связи поперечного направления			
		Сетка колонн в м															
		6×6		9×6		6×6		9×6		6×6		9×6		6×6		9×6	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²															
		1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
3,6	2	1,2				1,5				1,2				1,4	1,3	1,4	1,3
3,6; 4,8+3,6	3	1,3	1,25	1,3	1,25	1,6	1,5	1,6	1,5	1,3				1,5	1,4	1,5	1,4
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,7	1,5	1,7	1,5	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6	1,45	1,6	1,45
	5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8			1,4	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,75	1,8	1,75
	6	1,8	1,75	1,8		1,8			1,65	1,8				1,8	1,75	1,8	1,75
4,2	2	1,2				1,8				1,2				1,45	1,4	1,45	1,4
	3	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,4	1,3	1,4	1,3	1,45	1,4	1,8	1,6
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,8	1,7	1,75	1,7	1,6	1,4	1,6	1,4	1,85	1,6	1,85	1,6
	5	1,8	1,75	1,8		1,75	1,5	1,75	1,5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,85			1,7
	6	1,8	1,7	1,8	1,7	1,65	1,6	1,65	1,5	1,65				1,85			1,7
4,8	2	1,2				1,65				1,2				1,4	1,3	1,4	1,3
4,8; 6,0+4,8	3	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,6	1,8	1,6
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,7	1,5			1,6	1,4	1,6	1,4	1,85	1,7	1,85	1,7
	5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,55	1,4	1,65	1,5	1,65	1,5	1,7	1,6	1,7	1,5
	6	1,7	1,4	1,7	1,4	1,65	1,45	1,5	1,45	1,5	1,4	1,5	1,4	1,7	1,55	1,7	1,55
6,0	2	1,2				1,6	1,5	1,6	1,5	1,2				1,5			
6,0; 7,2+6,0	3	1,3				1,8				1,3				1,7			
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6				1,5	1,4	1,5	1,4	1,6			
	5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6				1,4	1,2	1,4	1,2	1,6			
6,0	6	—	1,3	—	1,3	—				—	1,3	—	1,3	—			

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

Таблица 15

Высоты этажей Нэт или Н1 + Нэт в м	Этажность	Максимальное значение М вертик. в тсм и N в т (см. рис. 33) когда				
		Полная полезная нагрузка сосредоточена на грузовой площади одной из связевых колонн и отсутствует у другой колонны (см. рис. 2)		На грузовой площади одной из колонн — полная полезная нагрузка, у другой колонны — 0,5 полезной нагрузки		Полезная нагрузка распределена равномерно (М вертик = 0)
		Сетка колонн 6×6				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кг/м²				
		М верт	N	М верт.	N	N
3,6	2	188,97	136	166,47	149	210
3,6; 4,8+3,6	3	329,97	220	284,97	245	351
	4	470,97	303	403,47	342	492
	5	611,97	386	521,97	438	634
	6	752,97	470	640,47	534	775
4,2	2	188,97	137	166,47	150	210
	3	329,97	221	284,97	246	351
	4	470,97	304	403,47	343	492
	5	611,97	388	521,97	440	634
	6	752,97	472	640,47	536	775
4,8	2	188,97	137	166,47	150	211
4,8; 6,0+4,8	3	329,97	222	284,97	248	354
	4	470,97	307	403,47	345	496
	5	611,97	391	521,97	443	638
	6	752,97	476	640,47	540	781
6,0	2	188,97	139	166,47	152	212
6,0; 7,2+6,0	3	329,97	224	284,97	250	355
	4	470,97	309	403,47	348	498
	5	611,97	394	521,97	446	642
6,0	6	752,97	479	640,47	544	781

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

Продолжение табл 15

Максимальное значение M верт, т см и N т (см. рис. 33) когда

Высота этажей Н от оси 1 до оси 2 м	Этажность	Полная полезная нагрузка сосредоточена на грузовой площади одной из соседних колонн и отсутствует у другой колонны (см. рис 2)		На грузовой площади одной из колонн полная полезная нагрузка, у другой колонны 0,5 полезной нагрузки		Полезная нагрузка распределена равномерно (M верт = 0)	
		Сетка колонн 6×6 м					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²					
		2000		1500		2000	
		M верт.	N	M верт.	N	M верт.	N
3,6	2	297	177	248	155	249	204
3,6; 4,8+3,6	3	528	308	434	264	443	358
	4	761	439	620	373	636	511
	5	994	570	805	482	830	665
	6	1226	700	991	591	1023	818
4,2	2	295	178	248	156	249	205
	3	527	309	433	265	442	359
	4	760	440	619	375	635	513
	5	992	572	804	484	828	667
	6	1225	703	989	593	1022	821
4,8	2	295	178	248	157	249	205
4,8; 6,0+4,8	3	528	310	434	266	442	360
	4	760	442	619	376	635	514
	5	993	574	804	486	829	669
	6	1225	705	990	595	1022	823
6,0	2	295	180	248	158	249	205
6,0; 7,2+6,0	3	528	312	434	269	443	362
	4	761	445	620	380	636	477
	5	994	578	805	490	830	633
6,0	6	1226	711	991	601	1023	788

2000		1500		2000	1500
M верт.	N	M верт.	N	N	N
211	177	248	155	298	257
367	304	526	443		
523	430	754	629		
678	557	982	815		
834	683	1210	1001		
211	178	299	257		
365	305	527	443		
520	432	755	630		
675	559	983	815		
830	686	1211	1001		
211	178	300	258		
366	305	529	445		
521	432	758	631		
676	559	987	818		
831	686	1216	1005		
211	179	301	259		
367	308	531	447		
523	436	761	635		
678	565	991	823		
834	694	1221	1011		

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

Продолжение таблицы 15

Высоты этажей Нэт или Н1+Нэт в м	Этажность	Максимальное значение М вертик в тсм и N вт (см. рис. 33) когда									
		Полная полезная нагрузка сосредоточена на грузовой площади одной из связевых колонн и отсутствует у другой колонны (см. рис. 2)				На грузовой площади одной из колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки				Полезная нагрузка распределена равномерно (М вертик = 0)	
		Сетка колонн 9×6 м									
		Пролет связевой панели									
		6		9		6		9		6	9
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кг/м²									
		М верт.	N	М верт	N	М верт	N	М верт	N	N	N
4,2	2	244,68	174	303	197	206,73	192	270	197	215	321
	3	425,79	282	512	325	349,89	318	453	325	359	536
	4	606,90	390	721	453	493,05	444	637	453	503	750
	5	788,01	497	930	582	636,21	570	820	581	647	965
	6	969,12	606	1139	710	779,37	696	1004	709	791	1180
4,8	2	244,68	174	304	197	206,73	192	270	197	215	321
4,8; 6,0+4,8	3	425,79	283	514	326	349,89	319	453	326	360	537
	4	606,90	391	723	455	493,05	446	637	455	505	752
	5	788,01	500	932	583	636,21	572	821	583	649	967
	6	969,12	609	1142	712	779,37	699	1004	712	794	1183
6,0	2	244,68	175	305	199	206,73	196	266	199	216	323
6,0; 7,2+6,0	3	425,79	284	515	329	349,89	321	446	329	361	539
	4	606,90	393	724	458	493,05	446	626	458	506	755
	5	788,01	502	934	588	636,21	571	806	588	651	972
6,0	6	969,12	611	1144	718	779,37	696	986	718	796	1188

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

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

Лист 127

Таблица 16

Значение $C_{max} \times 10^3$

Высота этажа, м	Число этажей	Тип связевых панелей: Треугольные связи продольного направления, Сетка колонн 6×6 м	Треугольные связи продольного направления, Сетка колонн 9×6 м	Пятиугольные связи продольного направления, Сетка колонн 6×6 м	Пятиугольные связи продольного направления, Сетка колонн 9×6 м	Треугольные связи поперечного направления, Сетка колонн 6×6 м	Треугольные связи поперечного направления, Сетка колонн 9×6 м	Пятиугольные связи поперечного направления, Сетка колонн 6×6 м	Пятиугольные связи поперечного направления, Сетка колонн 9×6 м
3,6; 4,8; 3,6	2	1	—	0,3	—	1	—	0,8	—
	3	0,8	—	0	—	0,4	—	0	—
	4	0,8	—	0,4	—	0,8	—	0,2	—
	5	0,5	—	0,3	—	0,6	—	0,2	—
	6	0,6	—	0,6	—	0,5	—	0,2	—
4,2	2	1	1	0	0	1	1	0,2	—
	3	0,7	0,6	0	0	0,9	0,8	0,2	0
	4	0,8	0,8	0,5	0,3	0,9	0,8	0	0
	5	0,5	0,2	0,3	0,4	0	0,8	0,3	0
	6	0,7	0,3	0,7	0,3	0,6	0,3	0	0
4,8 6,0+4,8	2	1	1	0,2	0	1	1	0,2	0
	3	0,6	0,7	0	0,2	0,5	0,5	0,2	0,3
	4	0,5	0,6	0,2	0,7	0,5	0,6	0	0
	5	0,2	0	0,1	0,4	0,2	0,4	0	0
	6	0,5	0	0,5	0,1	0,4	0,2	0,2	0,2
6,0; 7,2+6,0	2	1	1	0	0	1	1	0	0
	3	0,7	1	0	0	0,9	0,9	0	0,1
	4	0,4	1	0	0	0,3	1	0	0
	5	0	1	0	0,2	0,2	0,5	0	0
	6	0	—	0	—	0	—	0	0,7
								0	—

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

I. 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.

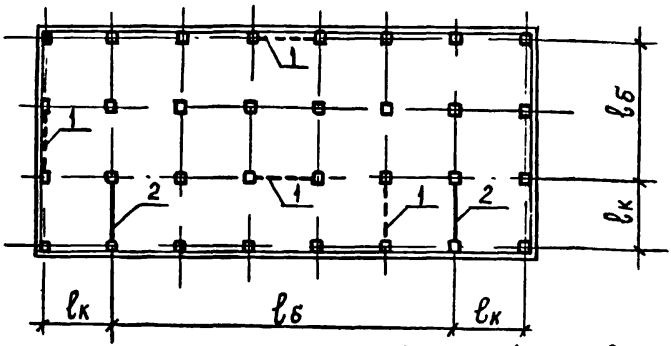
2. Отверстия в перекрытиях не должны превышать 20% площади перекрытий.

3. При назначении шага связевых панелей расстояние от края здания (или края температурного блока) до ближайшего вертикального устоя $\ell_к$ (см.рисунок) не должно превышать значений, приведенных в таблице I, а расстояние между соседними элементами жесткости $\ell_б$ 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 монтажем каркаса (поэтажное замоноличивание).



1 – стальные связи
2 – железобетонные диафрагмы

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

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

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

Таблица 1

Высота верхнего этажа, м	Длина здания в направлении, перпендикулярном ветровой нагрузке	Максимальное расстояние $\ell_к$ (см. рис. 1)											
		Сетка колонн 6×6 м											
		Ветровой район и тип местности по СНиП II-6-74											
		I А; I Б; II Б				II А; III Б				III А			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м²											
		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								24		30	
	30												
	36÷60												
4,2	12	18				18				12		18	
	18	24				24				18			
	24	30				24		30		24			
	30												
	36÷60												
4,8	12	18				18				12			
	18	24				18		24		18			
	24	30				24		30		24			
	30									24		30	
	36												
	42÷60												
6,0	12	18				12		18		12			
	18	24				18				18			
	24	24		30		24				18		24	
	30									24			
	36												
	42												
	48÷60												

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

Продолжение таблицы 1

Высота верхних этажей h в м	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки	Максимальное расстояние $l_к$ (см. рис.1)								
		Сетка колонн 9×6 м								
		Ветровой район и тип местности по СНИП-II-6-74								
		IA; IБ; IIБ			IIA; IIIБ			IIIA		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м²								
		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		
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

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

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

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

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

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

Расстояние между связевыми панелями определяется из следующих условий:

а) В промышленных зданиях, выполняемых в варианте с многопустотными панелями перекрытий, в крайней межколонной плите по крайнему ребру плиты, примыкающей к наружной стене, устанавливается дополнительный каркас с нижним стержнем, работающим на растягивающее усилие, равное 10тс; таким образом крайние межколонные плиты работают как балки с плечом внутренней пары сил $z = 0,4$ м

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

				I.020-I/83.0-5 04ПЗ	
				Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	Стадия: Р; Лист: I; Листов: 3
Нач.ГТД.	Кобыш		25.03		ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
Нормокон.	ЗВЕРЕВ		25.03		
ГИП	ЗВЕРЕВ		25.03		

Средние межколонные плиты с усилием на одно ребро 5,5 тс работают как балки с плечом внутренней пары сил $\mathcal{Z}$ = I,5 м.

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

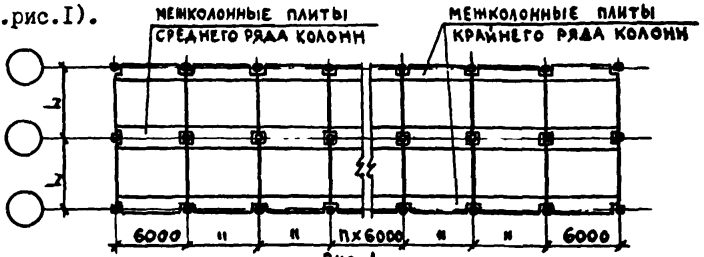


РИС.1

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

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

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

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

$M_к$ - тоже по суммарному консольному изгибающему моменту; (см.рис.2).

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

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

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

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

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

$$\Sigma M \geqslant 16{,}25\ тс.м$$

а при ребристых плитах, если $\Sigma M \geqslant 22{,}65$ 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)

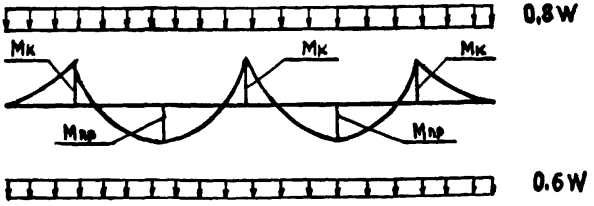


Рис.2

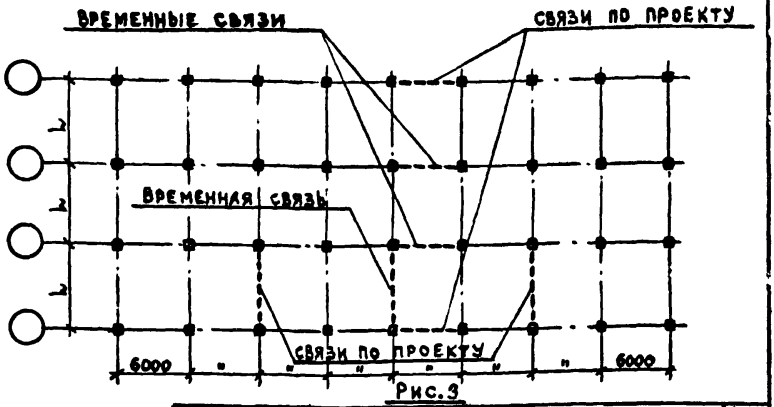


Рис.3

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

gost.e-ecolog.ru