

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ  
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И ОБОРУДОВАНИЙ

# 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

8617.0-5

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 ЧАСТЫ 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,  
ЧАСТОЙЧИВОСТИ 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. Вольинский

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

МИСИ им. Куйбышева УТВЕРЖДЕНЫ,  
ПРОЕКТОР С. Чхов И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ  
ЗАВ. КАФЕДРОЙ В. Байков С 01.09.1984 г.  
ПРОФЕССОР Н. Складчев ПОСТАНОВЛЕНИЕ ГОССТРОЯ СССР  
от 13.07.1984 г. № 112

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

№ подп.	Подпись и дата	Взам. инд.	№

I.020 - I/83. 0-5 00

## Содержание

Нач. отд. Кодыш Ж.А.  
 Наркоматр Лапшин А.А.  
 ГИП Марченко С.С.  
 Редактор Лебедина Т.А.

Страница	Лист	Листов
р	1	
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		

## I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.1. Методикой следует пользоваться при обосновании величин эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели, заменяющих фактические нагрузки (см. п. I.5 настоящей Методики) от оборудования, 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 площасти ригеля (см. п. I.4. настоящей Методики) и вызываемая в этом ригеле те же усилия, что и фактическая нагрузка, т.е.

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

Члены комиссии	
Фамилия	Должность и звание
Зав. отд. Радинович	Старшина
Нормоконтр. Селюк	Старшина
Гл. спец. Гаплык	Зав. цехом

I.020-I/83.0-5 ОИПЗ

Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	Стадия	Лист	Листов
	P	I	14

Мэкв,  $Q_{экв}$  - момент и поперечная сила в ригеле от эквивалентной временной равномерно распределенной нагрузки;  
 И 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 плиты 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  $200 \text{ кгс}/\text{м}^2$  следует принимать  $200 \text{ кгс}/\text{м}^2$ .

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

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

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

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

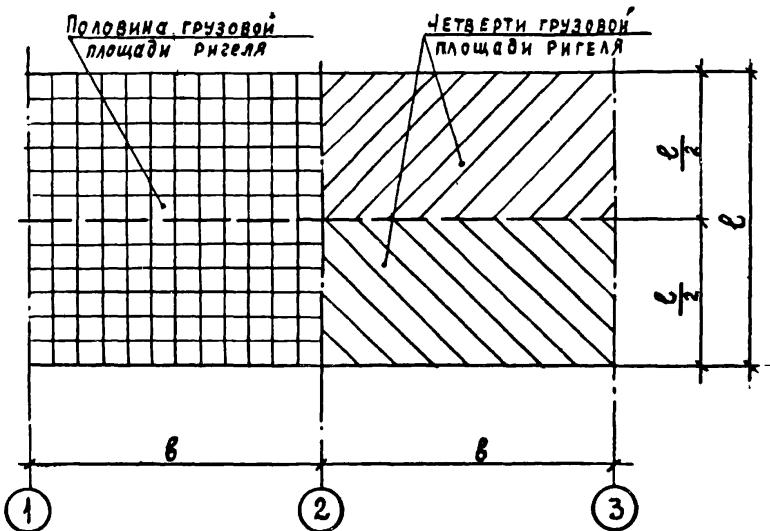


Рис. 1.1

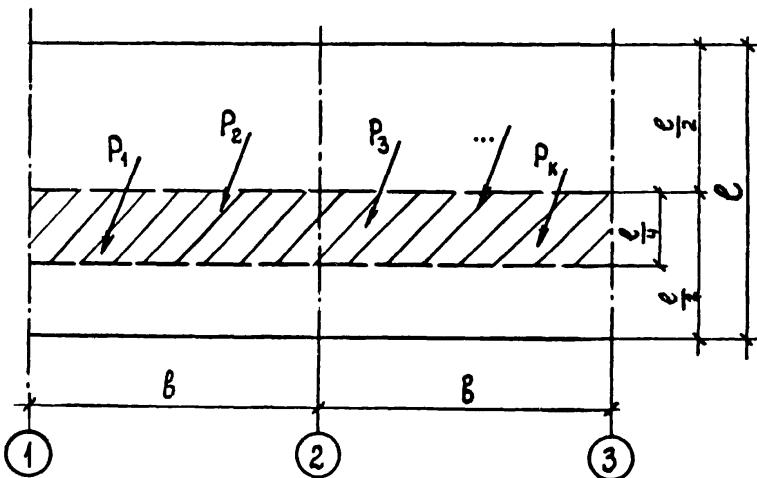


Рис. 1.2

## 2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКВИВАЛЕНТНЫХ НАГРУЗОК

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

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

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

$$q_{izkh}^M = K_1 \cdot \frac{\rho_i}{\beta \ell} \quad (2.1)$$

где  $\rho_i$  - 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;

$\beta$  - шаг ригелей, в м;

$\ell$  - пролет ригеля, измеренный в осях колонн, в м.

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

Диаграммы изолиний  $K_I$  построены для четверти грузовой пло-  
щади ригеля (см.рис. I.I). Для удобства вычислений диаграммы на  
рис. 2.1 и 2.3 приведены для всей грузовой площади. Для проведе-  
ния расчетов диаграммы изолиний  $K_I$  выполняются на прозрачной бу-  
маге.

Коэффициент  $K_I$  изменяется от 0 до 2. На диаграммах изоли-  
ний  $K_I$  приведены с интервалом 0,1, что должно без интерполяции  
обеспечить точность оценки нагрузок  $\pm 5\%$ .

При определении коэффициента  $K_I$  диаграмма изолиний накла-  
дывается на рассчитываемый участок перекрытия, причем ось риге-  
ля 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, наз-  
начение  $K_I$  производится по большему из двух возможных значений  
без интерполяции.

После определения  $K_I$  по формуле (2.1) может быть определено  
значение эквивалентной нагрузки  $q_{i\text{экв}}^M$  от силы  $P_i$  (см. пример  
расчета № I).

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

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

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

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

Индекс	Годность и достоинство

ДИАГРАММА ИЗОЛИНИЙ  $K_1$  ДЛЯ ЗДАНИЙ  
С СЕПТКОЙ КОЛОНН  $6 \times 6$  М. М 1:100

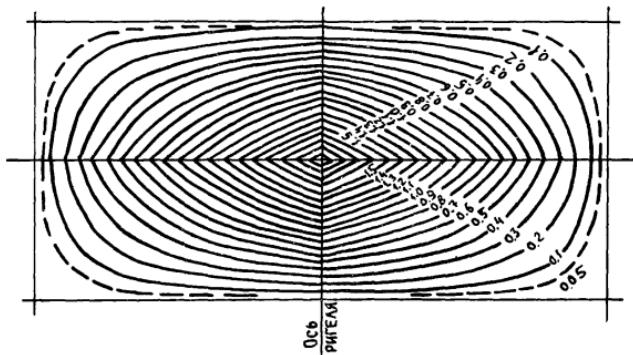


Рис. 2.1

ДИАГРАММА ИЗОЛИНИЙ  $K_2$  ДЛЯ ЗДАНИЙ  
С СЕПТКОЙ КОЛОНН  $6 \times 6$  М. М 1:100

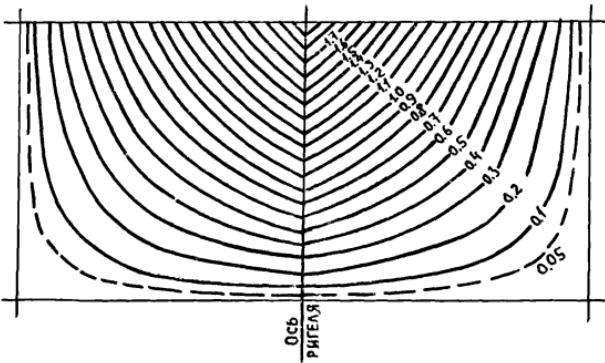


Рис. 2.2

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

1.020-1/83.0-5 ОПЗ

Лист  
7

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

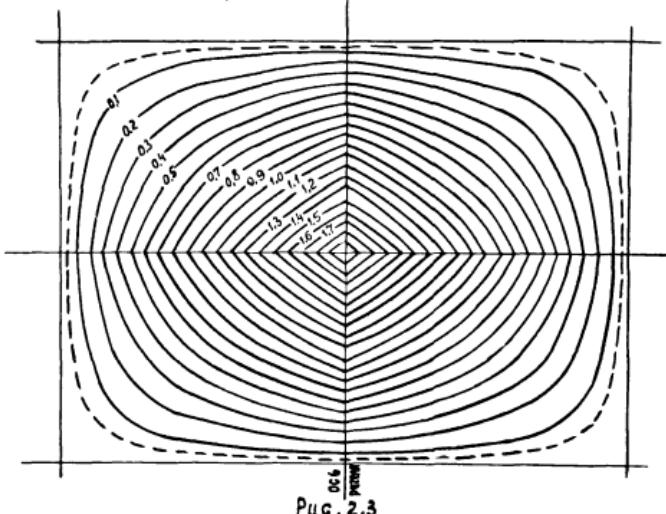


Рис. 2.3

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

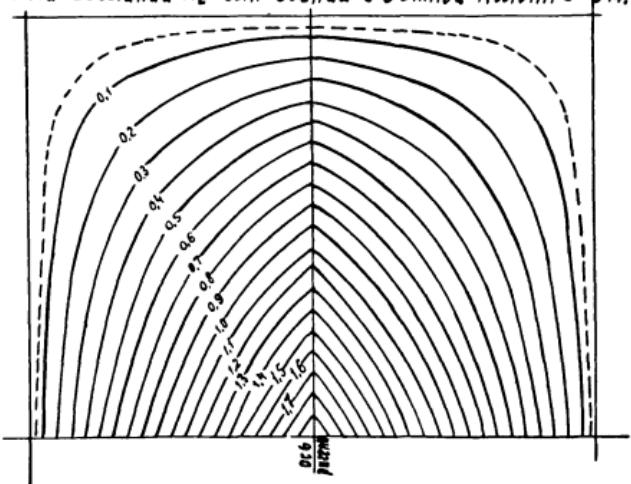


Рис. 2.4

Инв. № листа	Подпись и дата выдачи инв. №

1.020-1/83. 0-5 01п3

Лист  
8

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

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

$$\rho_{i\text{экв}}^Q = K_2 \frac{\rho_i}{\beta c} \quad (2.2)$$

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

2.6. Коэффициент  $K_2$  определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см.рис.2.2 и 2.4). Диаграммы изолиний  $K_2$  построены для масштаба 1:100 при сетке колонн 6x6 и 9x6 м.

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

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

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

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

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

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

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

### Пример расчета № 1

Сила  $P = 1$  тс произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн 6х6 м (рис.2.5). Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по изгибающему моменту

По формуле (2.1)

$$q_{экв}^M = K_1 \cdot \frac{P}{\delta \cdot c};$$

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

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

Диаграмма изолиний  $K_1$  для сетки колонн 6х6м и масштаба 1:100, выполненная на прозрачной бумаге, накладывается на чертеж. При этом ось ригеля на диаграмме совмещается с осью анализируемого ригеля по оси "2". Точка приложения силы  $P$  находится между изолиниями  $K_1=0,5$  и  $0,6$ . Согласно п.2.3. Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений  $K_1$ .

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

### Пример расчета № 2

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

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

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

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

Инв. № 10201	Подпись и дата	Ф.И.О.

1.020-1/83.0-5 ОИЗ

Лист

11

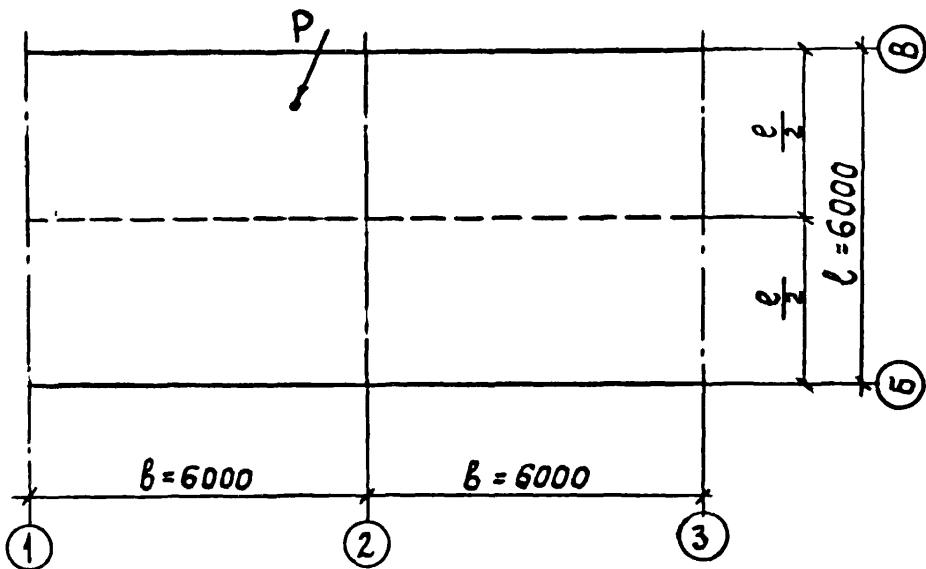


Рис. 2.5

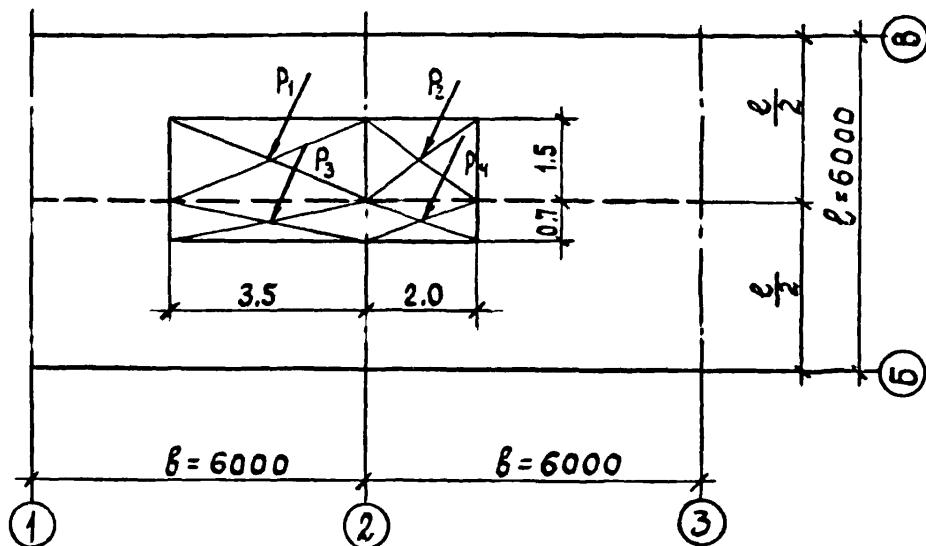


Рис. 2.6

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

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

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенные в примере I.

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

### Пример расчета № 3

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

По формуле (2.2)

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

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

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

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

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

Инд. №	Помещение в детали	Физико-технические

## Пример расчета № 4

Нагрузка  $q = 1 \text{ тс}/\text{м}^2$  расположена на площади  $5,5 \times 2,2 \text{ м}$ , как показано на рис.2.7. Требуется определить эквивалентную нагрузку по поперечной силе на ригель по оси "2".

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

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

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

Дальнейшие расчеты проводятся идентично проведенным в примере № 3.

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

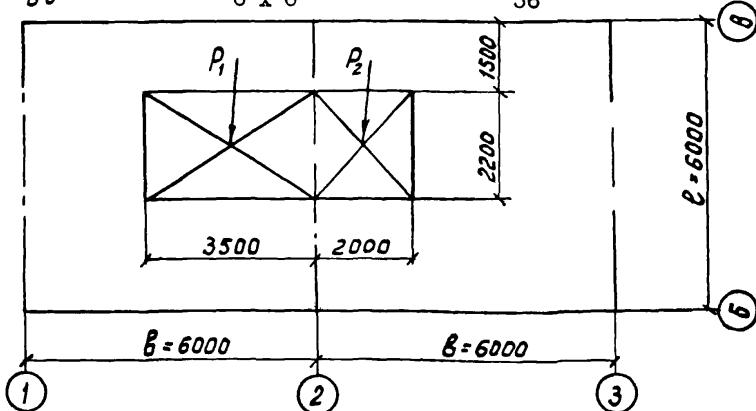


Рис. 2.7

## I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**I.1.** Конструкции узлов каркаса не рассчитаны на сопротивление горизонтальным воздействиям, поэтому устойчивость здания в обоих направлениях обеспечивается вертикальными устоями со стальными связями. Связевые колонны и связи работают совместно и образуют вертикальные устои, названные связевыми панелями. Горизонтальные нагрузки на связевые панели передаются дисками перекрытий.

**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 НИИПБом (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 скатой колонне связевой панели при действии местных моментов от перемещения связевой панели.

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

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

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

1.020-1/83.0-5 О2ПЗ

Расчет связевого каркаса  
многоэтажных производственных зданий со стальными связями

Стадия Лист № Листов

Р I 128

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Нач. отл.	Лодыши	Зар.
Черт.нок.	Марченко	100
ГИП	Марченко	100
Ст. инж.	Лопашин	100

нему ряду колонн), если это решение удовлетворяет расчету.

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

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

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

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

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

Инд. № изделия	Подпись и дата

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

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

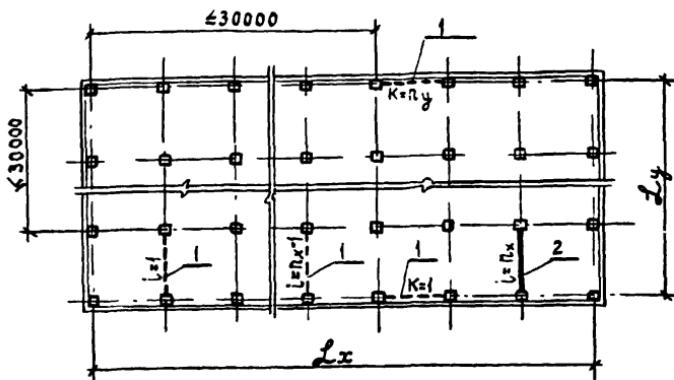
$$n_x = \frac{L_x}{L^w}, \quad n_y = \frac{L_y}{L^w}, \quad (2.1)$$

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

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

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

Исп. №	Подпись и дата	Взаменило



1-связевые панели  
2-диафрагмы жесткости

Рис. 2.1

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

### 3. РАСЧЕТ КАРКАСА С СИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕЙ

#### 3.1. Сбор нагрузок

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

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

дуга связь определяется следующим образом:

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

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  $\mathcal{K}_{ki}$  на значения ветровых нагрузок.

$$\mathcal{K}_{ki} = \frac{1}{1 - K_{ii} \cdot n \cdot \mathcal{K}_{\varphi i}} \leq \mathcal{K}_{ki}^{max}, \quad (3.2)$$

где  $K_{ii}$  - коэф., определяемый по табл. 7;

$n$  - число рядовых колонн (всех колонн здания кроме связевых);

$\mathcal{K}_{\varphi i}$  - коэф., учитывающий увеличение перемещений связевой панели вследствие поворота ее фундамента;

$\mathcal{K}_{ki}^{max}$  - максимальное значение коэффициента  $\mathcal{K}_{ki}$ , учтенное при определении несущей способности связевой панели при совместном действии ветровой и вертикальной нагрузки и приведенное в табл. 14.

$$\mathcal{K}_{\varphi i} = 1 + \frac{B''_{zi}}{C_{\varphi}} \cdot \beta, \quad (3.3)$$

Лист	Подпись и дата

I.020-I/83.0-5 02ПЗ	Лист
	5

где  $B''_{3i}$  - эквивалентная жесткость связевой панели при действии неравномерных вертикальных нагрузок (см.табл.13);  
 $C_f$  - характеристика податливости основания.

$$\beta = \frac{m \cdot \sum_{j=1}^m M_j}{H_{3T} \cdot \sum_{j=1}^m t_{mj} \cdot M_j}, \quad (3.4)$$

где  $m$  - этажность рассматриваемого здания;  
 $H_{3T}$  - высота второго и последующих этажей;  
 $M_j$  - момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки на  $j$ -ом этаже;  
 $t_{mj}$  - коэф., определяемый по табл. I.

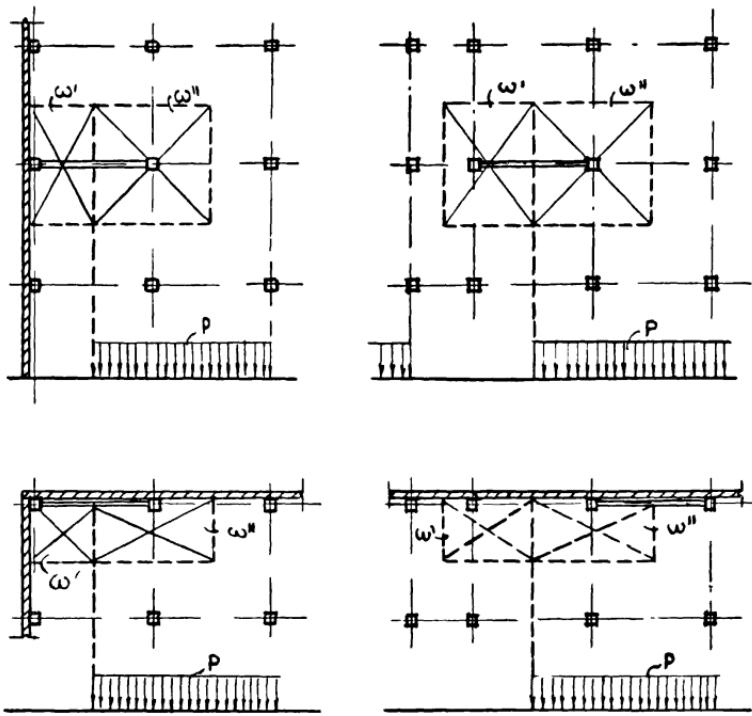
Таблица I

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

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

3.1.5. При расчетной схеме основания в виде упругого линейно деформируемого полупространства характеристика  $C_f$  вычисляется по формуле:

СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗЕВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



$\omega'$ ,  $\omega''$  - грузовая площадь на одну колонну

Рис. 3.1

$$C_{\varphi} = \frac{E_{rp} \cdot l_{\varphi}^3}{\delta \cdot (1 - M_{rp}^2) \cdot k_e}, \quad (3.5)$$

где  $E_{rp}/M_{rp}$  - соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунтового основания;

$l_{\varphi}$  - длина фундамента под связевой панелью (размер в плоскости изгиба связевой панели);

$k_e$  - коэффициент, определяемый по указаниям табл. 4 приложения З СНиП II-15-74. или  $K_{ri} \leq 0$

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

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

$$\mathcal{L}'_i = \mathcal{L}_i \cdot K_{ri} \quad (3.6)$$

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

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

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

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

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

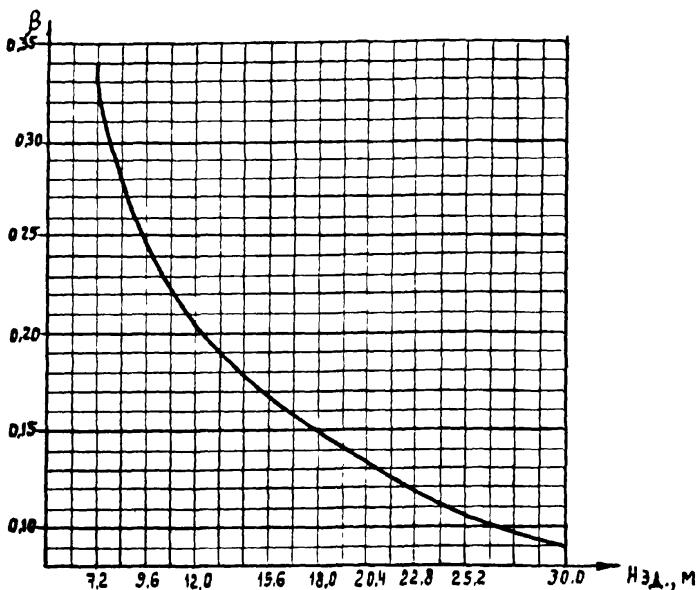


Рис. 3.2

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

### 3.2. Проверка несущей способности связевой панели

3.2.1. В том случае, если  $\delta_i$  несколько больше  $\delta^w$ , полученные по указаниям п.3.1.3, 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 внепрцентрическое сжатие, на

Число подъ.	Порядок и дата	Фамилия

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) негрузки 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:

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

где  $N_i^{\min}$  - минимальное продольное усилие в колонне в тс;

$K_2$  - коэффициент, принимаемый в табл. 8;

$M_i^{\text{вет}}$  - по п. 3.2.1 в тс.м

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

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

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

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

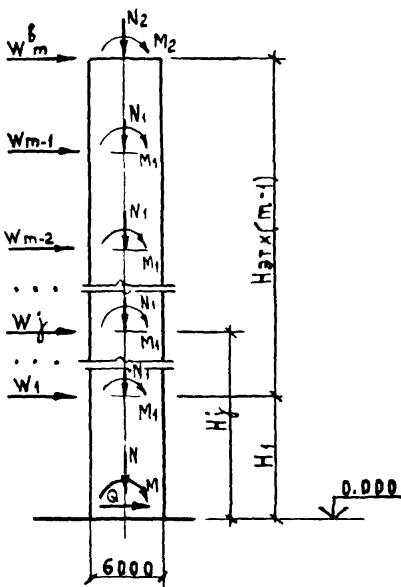
Рекомендуется принимать следующие веса элементов здания: колонны -  $0,4 \times 0,9 = 0,35$  тс/пог.м;

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

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

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

Схема приложения нагрузок к связевой панели



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

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

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

$$N = N_1(m-1) + N_2 \quad (\text{в том числе и от собственного веса});$$

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

Рис. 3.3

Лист № 1 из 2	Подпись и дата	Фамилия, И.

ригели высотой 600 мм для ребристых плит -

$$0,59 \times 0,9 = 0,53 \text{ тс/пог.м};$$

ребристые плиты перекрытий -

$$0,22 \text{ тс/м}^2 \times 0,9 = 0,2 \text{ тс/м}^2;$$

многогустотные панели перекрытий -

$$0,3 \text{ тс/м}^2 \times 0,9 = 0,27 \text{ тс/м}^2;$$

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  $\frac{1}{500}$  высоты здания.

Если края фундамента связевой панели полученный по указаниям п.II приложения З СНиП П-15-74 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

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

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

$$H_j = H_1 + H_{3r} \cdot (j - 1); \quad (3.13)$$

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

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

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

$j$  - порядковый номер рассматриваемого этажа;

$H_j$  - этажность здания;

$H_1$  - высота здания;

$H_{\text{эт}}$  - высота первого и последующих этажей;

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

$\beta_j', \beta_{3k}''$  - значения эквивалентных жесткостей связевой панели при действии соответственно ветровой и неравномерной вертикальной нагрузок, приведенные в табл. 12 и 13.

### 3.3. Расчет элементов каркаса

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

#### 3.3.2. Колонны связевых панелей.

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

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

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

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

Рабочие марки колонн связевых панелей приведены в выпуске О-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.  $P_{ml} \neq 0$ ).

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

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

где  $N$  табл. - принимается по табл. 10;

$Q$  - по указаниям п. 3.1.8;

$Q$  табл. - соответствует несущей способности связевой панели и принимается по табл. 9.

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

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

$$M_{\varphi}^c = M_1^{\text{раб}} \cdot \frac{Q}{Q^{\text{раб}}} , \quad (3.16)$$

где  $M_1^{\text{раб}}$  - по табл. II.

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

#### СХЕМА РАСЧЕТА МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

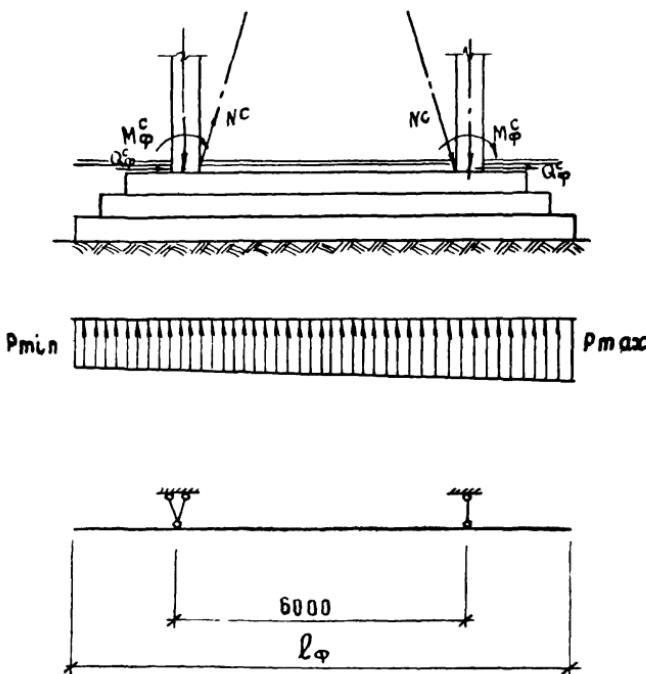


Рис.3.4

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

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

$$M_{\Phi}^P = \frac{0.85 E J_k}{H^2} \cdot (\alpha_1 \cdot \delta_c^{ветп} + \alpha_2 \cdot \delta_c^{верт}), \quad (3.17)$$

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

$H$  - высота здания;

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

$\alpha_1, \alpha_2$  - см. табл. 2.

Таблица 2

Этажность, м	$\alpha_1$	$\alpha_2$
2	1,000	0,750
3	1,778	1,000
4	2,250	1,125
5	2,560	1,200
6	2,778	1,250

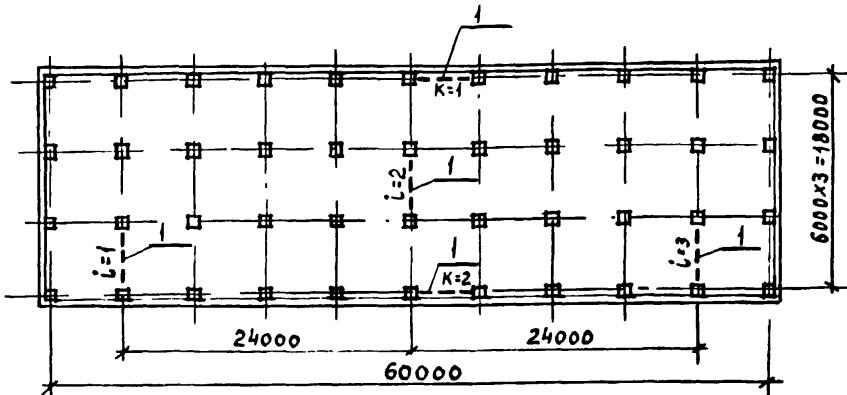
Дополнительная поперечная сила от горизонтальных (ветровых) нагрузок (по  $\Delta_e$  поперечному или продольному направлению разбивочных осей) определяется по формуле:

$$Q_{\Phi}^P = \frac{0.3 \cdot Q}{n}, \quad (3.18)$$

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

### 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 колонн 6х6м, высоты этажей 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - 1000 кгс/м<sup>2</sup>. Здание расположено во II ветровом районе. Тип местности (по СНиП II-6-74)-Б.

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

Стены - самонесущие.

Грунт - песок средней плотности, Егр = 4000 тс/м<sup>2</sup>;  
 $M_{gr\ gr.} = 0,23$ .

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

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

на каждую связь продольного направления:

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

Определяет коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

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

$$M_{II} = \frac{\ell}{2} \cdot (q_{min} \cdot \omega_1 - q_{max} \cdot \omega_2) = \\ = 3(1,82 \cdot 6,6 - 0,96 \cdot 6,3,23) = 140,8 \text{ тс.м},$$

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

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

$\omega_1$ ,  $\omega_2$  - грузовая площадь, приходящаяся на одну связевую колонну (см. рис. 3.1),

в уровне покрытия с учетом снеговой нагрузки:

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

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

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

в уровне покрытия

$$M_{22} = 0.$$

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

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

в уровне покрытия

$$M_{23} = 0.$$

Индекс	Номер и дата

Коэффициент  $\beta$  для рассмотренных выше случаев определяется по формуле (3.4):

для связей  $i = I$  и  $i = 3$ :

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

Значения  $t_{mj}$  - по табл. I.

для связи  $i = 2$ :

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

для связей  $K = I$  и  $K = 2$ :

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

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

$$C_F = \frac{E_F \cdot l_F^3}{8(l - M_{Fp}) \cdot k_e} = \frac{4000 \cdot 12^3}{8 \cdot (1 - 0,23^2) \cdot 1,07} = 0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}$$

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

для связей  $i = I$  и  $i = 3$ :

$$\mathcal{K}_{\varphi i} = 1 + \frac{B''_{3i}}{C_F} \cdot \beta = 1 + \frac{0,8 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2}{0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}} \cdot 0,141 \frac{I}{M} = \\ = 1 + 1,33 = 2,33$$

Значения  $B''_{3i}$  принимаем по табл. I3  
для связи  $i = 2$ .

$$\mathcal{K}_{\varphi 2} = 1 + \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 2,38$$

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

$$\mathcal{K}_{\varphi 3} = I + \frac{0,5 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = I,86$$

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

$$\mathcal{K}_{R1} = \frac{I}{I - K_{II} \cdot \pi \cdot \mathcal{K}_{\varphi 1}} = \frac{I}{I - 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot 12,2,32} = I,26$$

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

$$\mathcal{K}_{R2} = \frac{I}{I - 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot 12,2,38} = I,27$$

для связей продольного направления:

$$\mathcal{K}_{R3} = \frac{I}{I - 6,24 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot I,86} = I,3$$

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

$$\mathcal{L}'_1 = \mathcal{L}_1 \cdot \mathcal{K}_{R1} = 20 \cdot I,26 = 25,2 \text{ м},$$

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

$$Q_{\text{1 на отм.}-0,200} = \frac{\mathcal{L}'_1}{24} 0,56 \cdot Q_{\text{табл.}} = \frac{25,2}{24} 0,56 \cdot 35,5 = 20,9 \text{ тс.}$$

здесь 0,56 – коэффициент перехода от ветровой нагрузки для ША района по скоростному напору ветра к нагрузке для ПБ ветрового района, принятый по табл. 3;  
 $M_{\text{табл.}}, Q_{\text{табл.}}$  – значения расчетного ветрового момента и поперечной силы для ША района по скоростному напору ветра при фронте ветровой нагрузки 24 м по табл. 5.

В случае действия максимального момента от неравномерной вертикальной нагрузки

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

при этом

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

При определении крена фундамента связей поперечного направления  $i_1 = i_{av} = 3$  следует учесть момент от собственного веса самонесущих стен.

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

$$P = 45 \text{ тс}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен:

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

В случае действия максимальной нагрузки по всей грузовой площади:

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

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

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

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колоннах:

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

$$K_2 = 0,06 - \text{по табл. 8},$$

$$N_1 = \sum_{j=1}^m N_{ckj} = 0,9(3 \cdot 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23 + 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23) = 67,3 \text{ тс},$$

так как  $N_1 > K_2 M_{I\text{верт}}$  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

$$i_1 = \frac{M_{I\text{max}}^{verp} - M_{I\text{верт}}}{C_f} = \frac{471 - 150,8}{0,85 \cdot 10^6} = 0,38 \cdot 10^{-3},$$

значение  $i_1$  больше  $i_{max}$  в табл. I6, следовательно необходимо провести проверку связевых панелей по деформациям.

Избр № п/п	Годность и годность	Время изл №

I.020-I/83.0-5 ОСНЗ	Лист
	21

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

$$\delta_{I}^{втр} = \frac{1}{B_3''} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{3T}^2}{6} (3H - jH_{3T}) + \frac{W_m^6 \cdot H^3}{3} \right\}$$

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

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

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. I2

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

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

$$\delta_I^{\text{верт.}} = \frac{M_n}{B_3''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j (H - 0,5 H_j)$$

Значения  $B_3''$  - по табл. I3.

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

Прогиб от крена фундамента:

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

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

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

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

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

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

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

$N$  табл - принимаем по табл. IO,

$Q$  табл - " по табл. 9

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

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

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

$M_i$  табл - по табл. II,  $Q$  табл - по табл. 9.

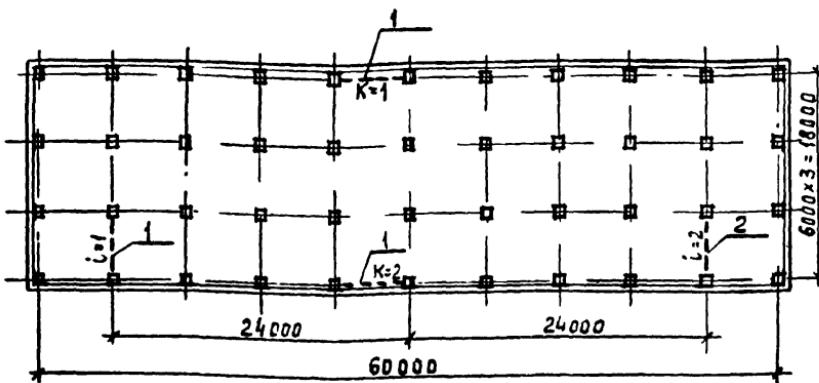
Пример 2. Рассмотрим тоже здание, что и в примере I, но с временной нормативной нагрузкой в уровне перекрытий верхних двух этажей  $500 \text{ кгс/м}^2$ . Проверяем достаточность показанных на рис. 3.6 связей поперечного направления

В продольном направлении используются треугольные, в по-перечном - пятиугольные связи указанных в выпуске 0-2 мерок.

Фронт ветровой нагрузки на каждую связевую панель поперечного направления составляет

$$L_i = \frac{60}{2} = 30 \text{ м}$$

Лист № 1 из 2	Полный и детали	Временные нагрузки



I - стальные связи

Рис. 3.6

Момент в уровне перекрытия 2х верхних этажей составит

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

$$\beta = \frac{m \sum_{j=1}^m M_j}{H_{3r} \sum_{j=1}^m t_{mj} \cdot M_j} = \frac{4(140,8 + 281,3 + 48,9)}{4,8 / 140,8 \cdot 3,5 + 81,3(6+7,5) + 48,9 \cdot 8} = 0,148 \frac{I}{M}$$

Значение  $t_{mj}$  принимаем по табл. I.

$$K_{\varphi_1} = I + \frac{B_3}{C_F} \cdot \beta = I + \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,148 = 2,39$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме составит

$$K_{R1} \frac{I}{I - K_{II} \cdot n \cdot K_{\varphi_1}} = \frac{I}{I - 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 2,39} = 1,56$$

$K_{II}$  - по табл. 7

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

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

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

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

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

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

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

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

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

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

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

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

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

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

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

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колонне

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

$K_2$  - по табл. 8

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

Растяжения нет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

Лист	
1	25

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

от неравномерной вертикальной нагрузки:

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

прогиб от крена фундамента:

$$\delta_I^{\text{крен}} = H \cdot \frac{M_{I,\text{max}} - M_{I,\text{cr}}}{C_f} = 19,2 \cdot \frac{352,3 - 150,8}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0046 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

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

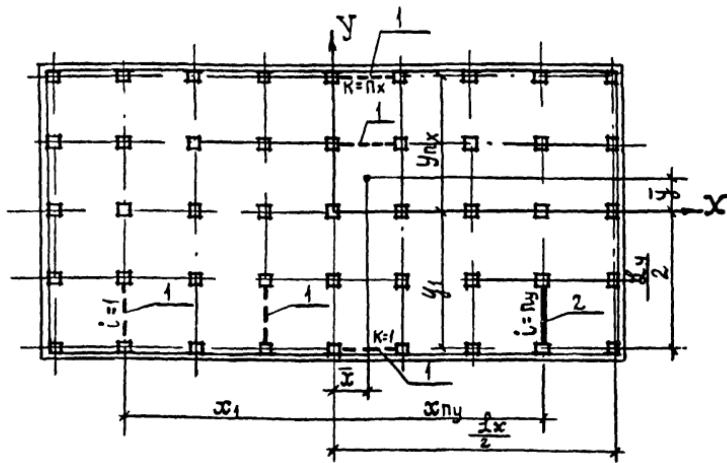
#### 4. РАСЧЕТ КАРКАСА С НЕСИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ И С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗНОЖЕСТКОСТНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УСТОЕВ

##### 4.1. Сбор нагрузок на связевую панель

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

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

Последний этаж	Заполнено №



1 - связевые панели  
2 - диафрагмы жесткости

Рис. 4.1

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

$$\mathcal{K}_{q_i}^{ветр} = \frac{d_{y_i}}{\sum_{i=1}^{n_y} d_{y_i}} + d_{y_i} \frac{\bar{x}(\bar{x} - x_i)}{C_{kp}} \quad (4.1)$$

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

$$C_{kp} = \sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{y_i} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{x_k} (y_k - \bar{y})^2 \geq 0 \quad (4.2)$$

Инв. № подл.	Подпись и дата
--------------	----------------

I.020-I/83.0-5 0213	Лист 27
---------------------	------------

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

$P_y, P_x$  - количество связевых панелей и диафрагм жесткости,  
сопротивляющихся действию нагрузки соответственно в направлении  
осей ОУ и ОХ;

$\alpha_{yi}, \alpha_{xk}$  - отношение жесткости  $i$ -той связи, сопротивляю-  
щейся действию нагрузки в направлении оси ОУ и жесткости К-той  
связи, сопротивляющейся действию нагрузки в направлении оси ОХ,  
к некоторой произвольной жесткости В<sub>о</sub>; в качестве В<sub>о</sub> рекоменду-  
ется принимать значение жесткости одной из связевых панелей.

Эквивалентные жесткости связевых панелей при действии на  
них ветровой нагрузки В'<sub>з</sub> и В'<sub>эк</sub> даны в табл. I2.

Входящие в формулы (4.1 + 4.3) величины  $\bar{x}$  и  $\bar{y}$  вычисля-  
ются по формулам:

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

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

4.1.3. Воспринимаемые связевыми панелями вертикальные  
нагрузки могут быть приложены к ним не центрально и вызывать из-  
гибающие моменты  $M_{zi}$  вертик. и  $M_{yk}$  вертик. относительно осей сим-  
метрии связевых панелей.

Распределение изгибающих моментов от неравномерных вер-  
тикальных нагрузок аналогично распределению горизонтальных нагру-  
зок с той разницей, что вместо эквивалентных жесткостей связевых  
панелей при действии ветровых нагрузок при определении коэффициен-  
тов  $J_{qi}$  вертик. и  $J_{qk}$  вертик. следует вводить эквивалентные жест-  
кости при действии вертикальных нагрузок В'з<sub>i</sub> и В'эк (см.табл.I3).

При этом значения  $J_{qi}^{верт}$  следует определять по форму-  
лем:

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

$$\mathcal{K}_{Qii}^{ver} = \frac{\alpha_{yi}}{\sum_{l=1}^{ny} \alpha_{yl}} + \alpha_{yi} \frac{(x - x_a)(x - x_i)}{C_{kp}} \quad (4.4)$$

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

$$\mathcal{K}_{Qik}^{ver} = \alpha_{yl} \frac{(\bar{y} - y_l)(x_i - \bar{x})}{C_{kp}} \quad (4.5)$$

где  $x_a$ ,  $y_l$  - координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, в которых неравномерная вертикальная нагрузка вызывает изгибающие моменты соответственно  $M_{xa}^{ver}$  или  $M_{yl}^{ver}$ .

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

4.1.4. Учет совместной работы связевых панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме осуществляется введением коэффициента  $\mathcal{K}_q$  на значения ветровых и вертикальных нагрузок по указаниям пп. 3.1.3, 3.1.4 и 3.1.5.

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

$$L' = L_x \cdot \mathcal{K}_{qi} \cdot \mathcal{K}_{ki} \quad (4.6)$$

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

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

Инв. №	Бланкование
Подпись	Согласование

нагрузки  $Z'_i$ , 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:

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

где  $K_{qj}^{\text{вет}}$  - определяется по указаниям п. 4.I.3.

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

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

#### 4.2. Проверка несущей способности связевой панели

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

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

4.2.3. Предельное перемещение каркаса, в том числе и перемещение верха крайних рядовых колонн, не должно превышать  $\frac{I}{500}$  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 (3.11) и (3.12)), жесткость которой эквивалентна жесткости связевой панели.

#### 4.3. Расчет элементов каркаса

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

связей.

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

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

$$M_F^P = \frac{0,85 E J_K}{H^2} \cdot (\alpha_1 \cdot \delta_K^{BETR} + \alpha_2 \cdot \delta_K^{BERT}) \quad (4.9)$$

где  $E, J_K, H, \alpha_1, \alpha_2$  - принимать по указаниям п. 3.3.4.

$\delta_K^{BETR}$ ;  $\delta_K^{BERT}$  - максимальное смещение верха колонны от действия соответственно ветровой и вертикальной нагрузок при смещении связевых панелей ( $\delta_c^{BETR}$ ;  $\delta_c^{BERT}$ ) полученных по указаниям п.4.2.3.

#### 4.4. Примеры расчета каркаса зданий с несимметричным положением связевых панелей и с разнонесткостными вертикальными усторами

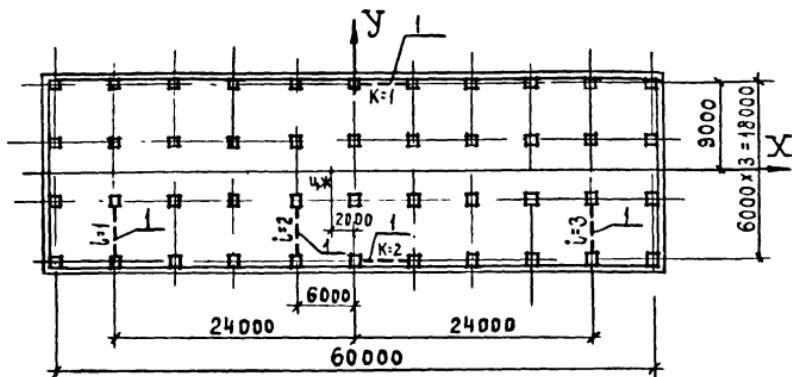
Пример 3. В здании, рассмотренном в примере I (п.3.4) одна из связевых панелей поперечного направления с пятиугольной решеткой смешена на 6 м, как показано на рис.4.2.

Требуется проверить достаточность показанных на рис. 4.2 связей.

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

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связей связевых панелей поперечного направления -  $0,186 \cdot 10^7$  тс.м $^2$ ; связевых панелей продольного направления -  $0,410 \cdot 10^7$  тс.м $^2$

$$\alpha_{y1} = \alpha_{yz} = \alpha_{y3} = \frac{\beta'_3 i}{B'_{3K}} = \frac{0,186 \cdot 10^7}{0,410 \cdot 10^7} = 0,454;$$



I - стальные связи

Рис. 4.2

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

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{x_k} \cdot y_k}{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{x_k}} = \frac{I_0(9-9)}{2 \cdot I} = 0,$$

$$C_{kp} = \sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{y_i} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{x_k} (y_k - \bar{y})^2 = \\ = 0,454 [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + I_0 [(-9+0)^2 + (9+0)^2] = 696,$$

$$J_{Q3}^{857P} = \frac{\alpha_{y_3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{y_i}} + \alpha_{y_3} \cdot \frac{\bar{x}(\bar{x} - x_3)}{C_{kp}} = \\ = \frac{0,454}{0,454 \cdot 3} + 0,454 \cdot \frac{-2(-2-24)}{696} = 0,333 + 0,033 = 0,366$$

Инв. №	Получатель	Фамилия, Имя

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

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

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

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

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

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

Тогда:

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

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

$$= \frac{K_{Qz1}^{vert} \alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_4)(\bar{x} - x_3)}{C_{kp}} = \frac{1,6}{3 \cdot 1,6} + 1,6 \frac{(-2+24)(-2-24)}{2044} = 0,333 - 0,446 = -0,113,$$

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

$$K_{Qz2}^{vert} \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_4)(\bar{x} - x_3)}{C_{kp}} = 0,333 + 1,6 \frac{(-2+6)(-2-24)}{2044} = 0,252$$

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

ИЧВ. №	Номер	Время испыт.

$$\mathcal{K}_{Q33}^{вспт} = 0,333 + 1,6 \frac{(-2-24)(-2-24)}{2044} = 0,86$$

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

$$\bar{y} = 0; C_{kp} = 2044,$$

$$\mathcal{K}_{Q34}^{вспт} = \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{y} - y_4)(x_3 - \bar{x})}{C_{kp}} = 1,6 \cdot \frac{-9(24+2)}{2044} = -0,18$$

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_3 = L_x \cdot \mathcal{K}_{Q3}^{вспт} \cdot \mathcal{K}_{R3} = 60 \cdot 0,366 \cdot 1,26 = 27,7 \text{ м}$$

Определение величины  $\mathcal{K}_{R3} = \mathcal{K}_R$ , дано в примере I раздела 3.4.

Определяем усилия действующие на связевую панель на отметке 0,000.

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_{3 \text{ из отм } 0}^{ветр} = \frac{L'_3}{24} 0,56 \cdot M \text{ табл} = \frac{27,7}{24} \cdot 0,56 \cdot 412 = 266 \text{ тс.м},$$

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

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

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

от собственного веса самонесущих стен:

$$M_{3ст} = 150,8 \text{ тс.м}$$

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

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

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

$$= 474(0,252+0,86) + 150 \cdot 2 \cdot 0,18 = 582 \text{ тс.м}$$

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

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

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

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

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

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_3^{ветр} = \frac{1}{B_3'} \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{3T}^2}{6} (3H - j \cdot H_{3T}) + \frac{W_m^6 \cdot H^3}{3} \right\}$$

где  $W_j$ ,  $W_m^6$  - см. табл. 3 и 4;  
 $B_3'$  - см. табл. 12

$$\delta_3^{ветр} = 0,56 \frac{27,7}{24 \cdot 0,186 \cdot 10^7} \cdot [8,7 \cdot \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{9,6^2}{6} \times \\ \times (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \frac{10,2^2}{3}] = 0,0148 \text{ м}$$

От неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_3^{н.н.} = \frac{M_{3I}}{B_3''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j (H - 0,5 H_j)$$

где  $B_3''$  - см. табл. 13.

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

Инв.№	Номер	Подпись и дата	Взаменяется

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

от крена фундамента:

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

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_1^{\text{верт}} + \delta_3^{\text{верт}} + \delta_1^{\text{крен}} = 0,0148 + 0,0069 + 0,0098 = \\ = 0,0315 \text{ м} < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

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 в 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<sup>2</sup>. Расположено здание во II районе по скоростному напору ветра. Тип местности (по СНиП II-6-74)-Б.

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

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

Грунт - песок средней плотности, Егр. = 4000 тс/м<sup>2</sup>,

$M_{\text{гр}} = 0,23$ .

Производим проверку связи  $i = I$ .

Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.1.2.

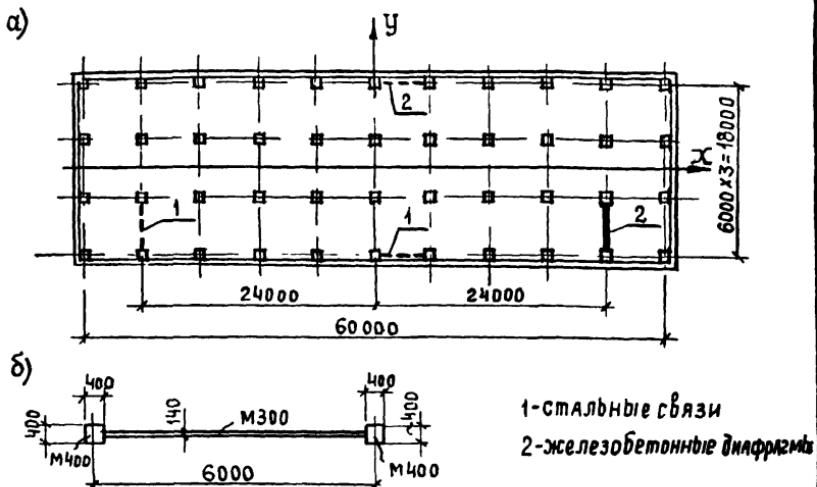


Рис.4.3

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связевой панели поперечного направления -  $0,186 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2$ , связевых панелей продольного направления -  $0,410 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2$ , изгибная жесткость диафрагмы железобетонной -  $1,32 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2$ .

$$\alpha_{y1} = \frac{0,186}{1,32} = 0,140; \quad \alpha_{y2} = 1;$$

$$\alpha_{x1} = \frac{0,410}{1,32} = 0,311 = \alpha_{x2};$$

$$\bar{x} = \frac{-24,0 \cdot 140 + 24}{1,140} = 18,1 \text{ м};$$

$$\bar{y} = \frac{0,311 \cdot 9 - 0,311 \cdot 9}{2 \cdot 0,311} = 0;$$

$$C_{kp} = 0,14 \cdot (-24 - 18,1)^2 + (24 - 18,1)^2 + 2 \cdot 0,311 \cdot 9^2 = 333;$$

$$\zeta_{QI}^{\text{ветр}} = \frac{0,14}{1,14} + 0,14 \cdot \frac{18,1(18,1+24)}{333} = 0,443$$

ЧИСЛОМЕРІ	Відповідальній
ПІДПІСЬ СУДОВОГО	

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

Эквивалентная жесткость связевой панели при действии вертикальной нагрузки для связевой панели поперечного направления  $-0,80 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2$ , для связевых панелей продольного направления  $-0,5 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2$ .

$$\alpha_{y_1} = \frac{0,8}{1,32} = 0,606; \quad \alpha_{y_2} = 1; \quad \alpha_{x_1} = \alpha_{x_2} = \frac{0,5}{1,32} = 0,379;$$

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

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

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

$$\mathcal{H}_{Q14}^{\text{верт.}} = \frac{0,606}{1,606} + 0,606 \cdot \frac{(5,9+24)(5,9+24)}{931} = 0,959$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи К=2:

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

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи К=1:

$$\mathcal{H}_{Q14}^{\text{верт.}} = 0,175$$

Определяем коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

По графикам принимаем:

$$\beta = 0,14 \%$$

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

Тогда:

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

$$\mathcal{K}_{\text{спр}} = 1 + \frac{0,30 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,14 = 2,31$$

Коэффициент, учитывающий совместную работу связевых панелей и рядовых колонн:

$$\mathcal{K}_{\text{спр}} = \frac{I}{I - 0,0075 \cdot 20 \cdot 2,31} = 1,53$$

Условный фронт ветровой нагрузки:

$$d_1' = 60 \cdot 0,443 \cdot 1,53 = 40,7 \text{ м}$$

Усилия от ветровой нагрузки:

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

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

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

Усилия от вертикальной нагрузки, действующей на связевую панель  $\zeta = I$ :

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

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

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

Усилия от неравномерной вертикальной нагрузки, приложенной к связевым панелям  $K=1$  и  $K=2$  передаваемые на связевую панель  $\zeta = I$ :

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

Момент передаваемый на фундамент от собственного веса стен

$$M_{\text{ст}} = 150,5 \text{ тм}$$

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_1^{\text{вет}} = \frac{1}{B_3} \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot h^2}{6} (3H - j \cdot h) + \frac{W_m^8 \cdot H}{3} \right\} = \\ = 0,56 \frac{I}{0,186 \cdot 10^7} \cdot \frac{40,7}{24} \left\{ 8,7 \frac{8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \frac{9,6^2}{6} \times \right. \\ \left. x (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^3}{3} \right\} = 0,0217 \text{ м}$$

От действия вертикальной нагрузки:

$$\delta_1^{\text{верт}} = \frac{M_1}{B_3} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot (H - 0,5H_j)$$

Здесь  $M_1$  — момент от вертикальной нагрузки в каждом этаже.

$$\delta_1^{\text{верт}} = \frac{440,8}{0,8 \cdot 10^7} \cdot [4,8(19,2-2,4) + 9,6(19,2-4,8) + 14,4(19,2-7,2)] = 0,0069 \text{ м};$$

$$\delta_1^{\text{крен}} = 19,2 \cdot \frac{(456+98-150,5)}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0091 \text{ м.}$$

Суммарный прогиб связевой панели равен:

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

Горизонтальное смещение диафрагмы жесткости определяется аналогично и равно:

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

Тогда прогиб крайней колонны в уровне покрытия определяется следующим образом:

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

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

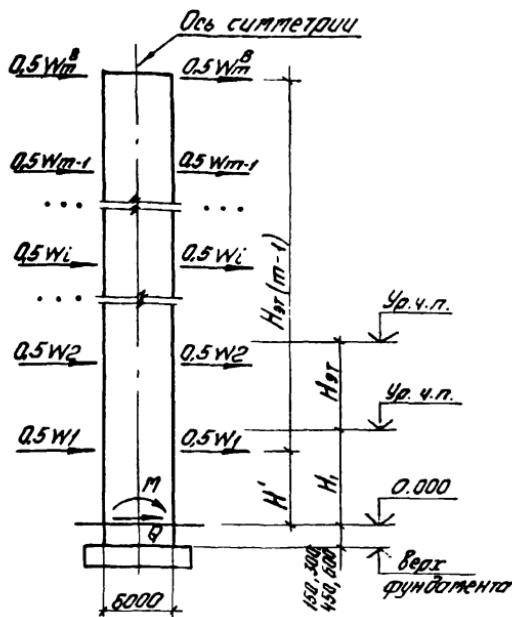


Таблица 3

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

1.020-1/83.0-5 02173

Лист

41

Таблица 4

Высоты этажей		Значение верхних надрывок для III-A района (при фронте верхней надрывки $L=24\text{м}$ ) тс									
Первого	Последующих	Н1	Н1	Н2	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7
Продольные и поперечные связи при расстоянии $h_{рас}=450\text{мм}$ продольные связи при расстоянии $h_{рас}=600\text{мм}$											
3.6	3.2	3.6	6.6	5.8	6.6	5.8	6.7	6.5	7.3	7.0	7.9
4.8	4.4	3.6	7.7	—	6.6	6.1	6.9	6.6	7.5	7.2	8.1
4.2	3.8	4.2	7.7	6.4	7.7	6.8	8.2	7.5	8.9	8.1	9.6
4.8	4.4	4.8	8.7	6.9	8.7	7.7	9.7	8.4	10.7	9.0	11.4
6.0	5.6	4.8	9.8	—	8.9	7.9	9.9	8.6	11.0	9.1	11.6
6.0	5.6	6.0	10.9	8.3	11.4	9.4	13.1	10.2	14.2	11.2	15.2
7.2	6.8	6.0	12.0	—	11.8	9.6	13.3	10.5	14.5	11.2	—

Поперечные связи при расстоянии  $h_{рас}=600\text{мм}$

4.2	3.6	4.2	7.5	6.7	7.7	7.1	8.0	7.8	8.8	8.4	9.6
4.8	4.2	4.8	8.5	7.3	8.7	8.1	9.6	8.9	10.7	9.5	11.4
6.0	5.4	4.8	9.6	—	8.8	8.2	9.9	9.1	10.9	9.6	11.6
6.0	5.4	6.0	10.6	8.6	11.3	9.9	13.0	11.3	14.1	11.6	15.1
7.2	6.6	6.0	12.0	—	11.6	10.2	13.2	11.0	14.3	11.7	—

1.020-1/83.0-5 02173

19828

Лист 1 из 1

Таблица 5

Значения расчетных берцовых моментов  $M$  (Tс.м)  
и поперечных сил  $Q$  (тс) для III вида опорно-  
фрикционной бетоновой нагрузки  $L = 24$  м)

при этажности

Высота этажей Нэт или $H_1 + H_2$ , $m$	Отметка на уровне земли $h$	2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M

СВЯЗИ продольного и поперечного напряжения  
при раскрытии высотой 450 мм

3.6	0.000	12.4	60.56	19.0	128.32	25.4	226.68	34.2	361.08	42.5	533.80
	-0.450		66.14		135.12		238.80		370.71		533.15
4.8+3.6	0.000	-	-	20.4	148.52	27.8	257.04	35.9	416.08	44.3	601.00
	-0.450				168.61		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	228.12	35.5	412.04	46.8	657.68	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	50.8	1089.76
	-0.150				271.50		475.49		750.89		1098.87
6.0	0.000	19.2	151.32	31.4	358.12	45.6	664.56	70.8	1094.48	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		1196.55		-

СВЯЗИ продольного напряжения при раскрытии высотой 600 мм (значения  $Q$  и  $M$  на отм. 0.000 - как при раскрытии высотой 450 мм)

4.2	4.600	14.1	88.8	22.2	187.04	31.1	332.46	40.6	527.98	50.5	773.1
4.8		15.6	106.44	25.1	233.05	35.5	422.7	48.8	681.12	58.7	1044.73
6.0+4.8		-	-	26.6	275.5	37.2	480.95	48.7	758.2	60.8	1107.89
6.0	-0.300	19.2	163.08	31.4	368.1	45.6	678.18	50.8	1108.6	76.7	1655.5
7.2+6.0		-	-	33.4	423.05	47	757.28	62.8	1202.9	-	-

1.020-1/83. 0-5 02173

19828

60

19828

43

## Продолжение таблицы 5

Высота этажей Нр и/or Нр+Нр, назад n	Отметка установки 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
<i>Связь</i> поперечного натяжения при разрыве волокон 600 мм											
4,2	0,000	82,1		118,72		310	315,62	404	505,26	504	748,02
	-0,300	14,2	87,78	22,3	185,5		327,94	521,14			768,10
4,8	0,000	104,56		230,84		357	419,16	470	577,2		1000,04
	-0,300	15,8	106,1	25,3	233,37		422,73	681,9		589	104,93
8,0 + 4,8	0,000	—	—	265	269,92	314	417,76	488	751,84		1103,36
	-0,300	—	—		272,58		481,50		756,83	808	1108,37
6,0	0,000	159,12		364,58			687,08	605	1096,52		1644,23
	-0,300	19,2	161,04	31,8	357,86	462	690,54		1101,43	76,5	1040,05
7,2 + 8,0	0,000	—	—	33,8	421,84		751,04	628	1193,24		—
	-0,300	—	—		425,22	478	755,82		1199,52		—

1020-1/83. 0-5 02.11.3

1020  
44

## Таблица б

Максимальный фронт ветровой нагрузки 1,8 м  
воспринимаемый одной свесовой панелью при симметричном  
расположении в плане здания свесовых панелей  
одинаковой жесткости

2± этажного здания

I ветровой район, тип местности б

Волнаст. этажей	Крен рунда- ментов, i тах- им и + Нар. табл. 10	Секция колонны, м		
		6x6	9x6	
Пролет свесовой панели, м		6		
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м		36		
36	60	36	60	
Временная нормотивная нагрузка на перекрытия, кН/м <sup>2</sup>				
500	1000	2000	500	
1000	2000	3000	1000	
2000	3000	500	1000	
500	1000	500	1000	

Гравитационные связи продолжительного направления

3,6; 4,2; 4,8; 6,0	0-i так	30	27
-----------------------------	------------	----	----

Приусадебные связи продолжительного направления

	3,6; 4,2; 4,8	0-i так	30			27
	6,0	0	30			27
		i <sub>max</sub>	27	24		
			1020-1/83. 0-5		02 173	45

### Продолжение табл. 5

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{WBM}$   
вспомогательной обшивкой занесен при симметричном  
расположении в плаще зондения обшивочных панелей  
одинаковой жесткости

*2-е заседание здания*

## I ветровой район, тип местности А

## СЕРТИФИКАТЫ КОДОВЫХ М

		Всего колонн, м								
Высота этажей	Крен рундо- вания	6x6		9x6						
		Пролет связевой панели, м								
Нет менее или в так же	Нет стен	6								
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м								
Нет стен	См. табл. 16	36	60	36	60					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кН/м <sup>2</sup>								
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000

### Треугольные связи продольного направления

36			
42			
48			
60			
	0.6mm	30	27

Пятиугольные связи проходного напротяжения

36; 42; 48	0- $i_{max}$	30				
	0				27	
60	$i_{max}$	27	24	21	27	18
			1.020-1/83. 0-5			02/13
						1007 46

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w$  в м  
воспринимаемый единицей поверхности при симметричном  
расположении в плане здания симметрической панели  
одинаковой жесткости

## 2-х этажные здания

## II Ветровой район, тип местности б

Высота этажей и этажей на крыше и на макс им и на крыше и на крыше	Крен фунд ментов и т.п. ст.н. табл.10	Светлое калони, м							
		6x6	9x6						
Пролет симметрической панели, м									
б									
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м		36	60						
36		60	36						
60		60	60						
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, $\text{кН}/\text{м}^2$		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

## Треугольное обложение продольного направления

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

## Пятиугольное обложение продольного направления

Номер здан ия и номер помещ ения	3,6; 4,2; 4,8	0-4 м	30					27
			30	27	24	21	27	
0,0	0	30	27	24	21	27	21	
			1.020-1/83. 0-5      02.113					47

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L = 8 \text{ м}$   
 воспринимаемый одной обвязкой рамы при симметричном  
 расположении в плане здания обвязок подвески  
 одинаковой жесткости

## 2-й этажные здания

## II ветровой район, тип местности А

Высота этажа от земли, м	Крен рамы, град.	Сетка колонн, м			
		$b \times b$		$g \times b$	
Пролет обвязкой панели, м					
0					
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
36		60		36	60
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, $\text{Н} / \text{м}^2$					
500	1000	2000	500	1000	2000
500	1000	2000	500	1000	2000

## Треугольные связи продольного направления

36; 42; 48	$0-i_{\max}$	30				27
		0				
60	$i_{\max}$	30	27	30	27	

## Пятычагонные связи продольного направления

36; 42; 48	$0-i_{\max}$	30				27
		0				
		60	24	21	20	
60	$i_{\max}$					18

1.020-1/83. 0-5 02.11.3

100

48

### Дополнение задачи

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_0 = 8\text{ м}$   
Воспринимаемый единицей солдатской погребальной при симметричном  
расположении в плане зонами солдатских поневесов  
одинаковой жесткости

## 2 X эпопионов зодчих

### II Петровій район, тип местності б

Высота этажей Нэт или Нэт+Нэт	Крен фунд- мента 1-го этажа табл.15 M	Сетка колонн, м	
		6x6	
		9x6	
		Пролет стяжки по цене, м	
		6	
		Длина зоната в направлении действия вертикальной нагрузки, м	
		30	60
		30	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кН/м <sup>2</sup>	
		500 1000 2000 500 1000 2000 500 1000 500 1000	
Требуемое сечение профилей на 2000		нагрузка	
3,5; 4,2; 4,8	0-4-так	30	
60	0	30	
		27	30
60	1-так	27	
		30	27
		27	

## Платигородские связи продолженного напротяжения

## Продолжение табл.б

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и в.m  
воспринимаемый одной обвязкой панели при симметричном  
расположении в плане задания обвязочных панелей  
одинаковой жесткости

## 2x этажное здание

## III ветровой район, тип местности А

Высота здания, м	Крен фундамента, град.	Сетка колонн, м							
		6x6	9x6						
Пролет обвязкой панели, м		6							
Нэт. высота здания в направлении действия ветровой нагрузки, м	6	36	60						
Исп. высота здания в направлении действия ветровой нагрузки, м	6	36	60						
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кН/м <sup>2</sup>		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

## Треугольные срезы продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0- <i>i</i> танк	30				
	0					27
6,0	<i>i</i> танк	30	24	30	24	

## Прямоугольные срезы продольного направления

3,6; 4,2	0- <i>i</i> танк	30		30	27	
4,8	0	30		30	27	
	<i>i</i> танк			27		27
6,0	0	20		18	16	
	<i>i</i> танк				21	18
		1.020-1/83. 0-5 02.11.3				пост 50

## Продолжение табл.6

Максимальный фронт взрывной нагрузки L и W при  
вспрингинговой однофазной взрывной нагрузке при симметричном  
расположении в плане здания симметричных панелей  
одинаковой жесткости

## 2x этапное здание

## I Взрывной район, тип местности б

Высота этажей и этажей на уровне наземли и т.п. и т.д. табл. 16	Коэф. функции меньш и т.п. ст.	Сепка колонн, м						
		6x6			9x9			
		Пролет симметричной панели, м						
		6			9			
		Длина здания в направлении действия взрывной нагрузки, м						
		12	60	18	54	18	54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, $\text{ТН}^2/\text{м}^2$						
		500	1000	2000	500	1000	2000	
		500	1000	2000	500	1000	2000	
		500	1000	2000	500	1000	2000	

## Треугольные сбрасывания поперечного напряжения

3.6; 4.2; 4.8; 6.0	0.1 мма	30	30
-----------------------------	---------	----	----

## Парусообразные сбрасывания поперечного напряжения

3.6; 4.2; 4.8	0.1 мма	30	30
0.0		27	30

1.020-1/83.0-5 02/13

1007  
51

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт верхней нагрузки Lw 8 M  
воспринимаемый одной сваяющей панелью при симметричном  
расположении в плане здания сваяющих панелей  
одинаковой жесткости

## 2<sup>х</sup> ЭМОЖНОСТЬ ЗОДНИЯ

*I ветровой рабочей зоне, тут местности я*

Высота	Крен	СЕТЬ КОЛОНН, м												
		8x8				9x6								
Этажи	Размеж.	Пролет сводовой панели, м												
Нэт	Мента						6	9						
или	Смакс	Длина залонки в направлении действия												
или Нэт	Типа.10	Ветровой нагрузки, м												
Н		12	60	18	54	18	54							
		Временная нормотивная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>												
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
		Графические схемы							Поперечного		направления			

$35;$	$0 \div i_{max}$			
$42$			$30$	
$48$	$0$			
	$i_{max}$	$30$	$27$	$30$
$60$	$0$		$30$	
	$i_{max}$		$27$	

Пятиугольные связи поперечного направления

## Продолжение табл. б

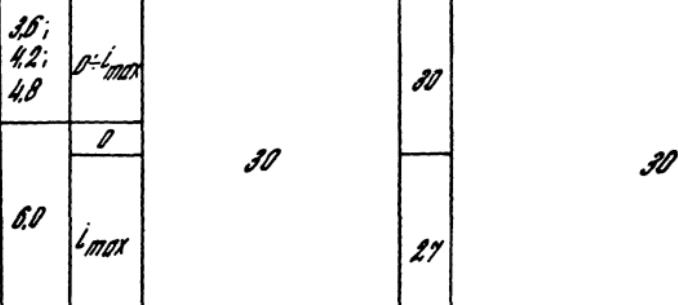
Максимальный фронт бетонной насыпи 1 и 8 м  
Вспомогательный один бетонной панели при симметричном  
расположении в плане здания симметричных панелей  
одинаковой жесткости

## 2x этажные здания

## II бетонной район, тип местности б

Высота этажей	Крен фунд	Середина колонн, м					
		6x6		9x6		Площадь симметричной панели, м <sup>2</sup>	
		б					
Нэт. или и тох Нэт. и тох	Менто см. табл.б	12	60	18	54	18	54
		Длина здания в направлении действия бетонной насыпи, м					
		500	1000	2000	500	1000	2000
		500	1000	2000	500	1000	2000
		500	1000	500	1000	500	1000
		500	1000	500	1000	500	1000

## Треугольные связи поперечного направления



## Пятиугольные связи поперечного направления

План здания и место установки измерительного прибора	Место установки измерительного прибора	План здания и место установки измерительного прибора	30						30							
			30		27				30		27					
			30		27	24	30	21	30		27					
			1020-1/83. 0-5						02.11.83							

Лист  
53

### Продолжение табл 6

Максимальный фронт взрывной нагрузки L и в M воспринимаемый одной связкой прокладки при симметричном расположении в пачке здания связок из пакетов одинаковой жесткости

## 2-е заседание здания

### I ветровой район, тут местности А

## Треугольные связи поперечного направления

3,6	$0 \div i_{max}$	30	30						
4,2	0		27						
4,8	$i_{max}$		24						
6,0	0		27	30	30				
6,0	$i_{max}$		21		24				
<i>Платформенные связи поперечного направления</i>									
3,6	$0 \div i_{max}$	30	27						
4,2	$0 \div i_{max}$	30	27	30		21			
4,8	$i_{max}$		24	30		24	21		
6,0	$i_{max}$	30	21	18	30	20	21		
			1.020-1/83		0-5	02.11.3			

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{\text{и ВМ}}$   
воспринимаемый одной сваевной пачкой при симметричном  
расположении в плане здания сваеводок пакетов  
одинаковой жесткости

## 2 X ЭТОЖНОГО ЗДАНИЯ

### III Ветровой район, тип местности 5

## Платформальные связи по перечинам на прямолиния

		Информационное занятие по изучению направления							
		30		30					
		30		27		30		24	
		30		24		30		27	
		30		21		30		24	
		30		21		20		20	
				1020-1/83. 0-5		02.11.3		Success	

## Продолжение табл. 6

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

2<sup>х</sup> этажное здания

## III ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен функции- мента,	Сетка колонн, м					
		6x6		9x6			
Нэт. или или	i <sub>max</sub>	Пролет связевой панели, м					
				6		9	
Нэт. Нэт.	i <sub>max</sub>	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
11	см. табл. 16	12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>					
		500	1000	2000	500	1000	2000
		500	1000	2000	500	1000	2000
		500	1000	2000	500	1000	2000

## Треугольные связи по поперечному направлению

3,6	0	30	27	24	X			
	i <sub>max</sub>							
4,2;	0		24	30	27	30	27	30
	i <sub>max</sub>							
4,8	0	27	24	24	21	21	21	30
	i <sub>max</sub>							
6,0	0	27	24	24	21	21	21	30
	i <sub>max</sub>							

## Пятиугольные связи по поперечному направлению

3,6	0	30	27	30	20	X							
	i <sub>max</sub>												
4,2	0	30	27	30	20	30	24	18	X				
	i <sub>max</sub>												
4,8	0	27	24	24	20	18	30	24	18				
	i <sub>max</sub>												
6,0	0	24	18	16	24	10	18	16	X				
	i <sub>max</sub>												
1020-1/83. 0-5				02173				1020					
								56					

## Продолжение табл. 6

Магнитогорский фронт, Ветровой каскады № 1 и 0.М.  
Востриковские одиночные боковые панели при симметрич-  
ном расположении в плане здания образуют  
панель одиночной жесткости

## 3<sup>х</sup> этажные здания

*I ветровой погоды, т.ч. местности б*

		Велика колонн. м									
Висота этажей	Красн фундам.	б x б		9 x 8							
		Пролет с вязерной панели, м									
Нет или Нет+Нет, н	Менто и т.п. с.н. табл.16	Длина зоны действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

**Треугольные связи продольного направления**

$3.6; 4.8+26$	$0; i_{MAX}$	$30$			$30$	<del>30</del>	
$4.2$	$0$				$27$	$27$	$27$
	$i_{MAX}$						
$4.8; 6.0+4.8$	$0; i_{MAX}$	$30$	$27$	$30$	$24$	$27$	$27$
$6.0; 7.2+6.0$	$0; i_{MAX}$		$24$				
			$27$		$21$		
		$30$	$21$		$18$		

Пятиугольные связи продольного направления

Приложение б  
 Максимальный фронт листа при нагружении в м  
 воспринимаемом единой плоскостью панелей при симметричном  
 расположении фланцев зеркально симметричных панелей  
 одинаковой жесткости.

## ЗА ЭТОЖНОЕ ЗОДНИЯ

## I ветровой район, тип местности Я

Треугольные связи продольного направления

$3.6;$	$0$	$30$			$30$	$\times \times$	
$4.8+3.6$	$i_{MAX}$				$27$		
$4.2$	$0$	$30$			$24$	$27$	$27$
	$i_{MAX}$				$21$		
$4.8;$	$0$	$30$			$18$	$27$	$24$
$20+4.8$	$i_{MAX}$				$15$		
$8.0;$	$0$	$30$	$27$	$21$	$18$		
$7.2+6.0$	$i_{MAX}$			$18$	$15$		

Пятиугольные связи продолженного напротяжения

## Продолжение таблицы 6

Максимальный фронт Петровой наступации в М. Восточном сопоставлен с одной из ее позиций при симметричном расположении по линии зонния с ее позиций одинаковой жесткости

## 3-го этажного здания

#### I ветровой зоной, тип местности 5

*Треугольные связи промежуточного напряжения*

$3,0;$	0	30			30	$\times \times \times$	
$48+30$	$i_{MAX}$				27		
$4,2$	0	27			24	27	
$6,2$	$i_{MAX}$				21		
$4,8;$	0	30			18	27	24
$0,0+40$	$i_{MAX}$				15		
$8,0;$	0	27			18		24
$7,2+80$	$i_{MAX}$				15		

Пятиугольные связи предполагают направления

### Продолжение табл. 6

Моржанлонский фронт берет на себя L и в M  
координатном пространстве при симметричном  
расположении в плоскости симметрии

### 3-х этажные здания

## II ветровой зоной, тип местности А

Высота этажей	Крен фундаментов	СЕТЬ КАПОНИ, м						
		6x6		9x6				
		Проект сводовой помехи, м						
		6						
шахт	i трак	Длина здания в направлении действия бетонной помехи, м						
Н+Н.т.	ст.м. трубопровод	36	60	36	60			
M	Временная нормативная нагрузка на перегородки, кг/м <sup>2</sup>							
		500	1000	1000	500			

### Треугольные связи приборного направления

$3.8;$	0	30	30	30				
$4.8+30$	$i_{MAX}$			24				
$4.2$	0			20	27	24	27	20
$4.2$	$i_{MAX}$			18		24	27	20
$4.8;$	0			16				
$8.0+40$	$i_{MAX}$			13.5				
$6.0;$	0	24	21	16	24	21	22.5	18
$7.2+60$	$i_{MAX}$							

## Пятиугольные связи продолженного напротяжения

## Продолжение табл.6

Максимальный фрагмент бетонной насыпки L= 8 м  
беспринимаемый единой сваевой панелью при симметричном  
расположении в зоне задания сваевых панелей  
одинаковой жесткости

## 3x этажные здания

## III Бетонный район тип местности 5

## Серия колонн, м

Высота этажа, м	Крен здания, градусы	Нет ширины, м	Номер этажа, м	6x6		9x9					
				Пролет сваевой панели, м							
				6							
				Длина здания в направлении действия бетонной насыпки, м							
				36	60	90	60				
				500	1000	2000	500				
				1000	2000	500	1000				
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кПа/м <sup>2</sup>											
500 1000 2000 500 1000 2000 500 1000 500 1000											

## Треугольные связи продольного направления

36; 48-36	i <sub>max</sub>	30	30	30		30		24	24
				27		24			
				21		16			
				24		18			
				15					
60;	0	30	18	24	21	16	27	22,5	22,5
72+60	i <sub>max</sub>			16	24	21	14		

## Пятиугольные связи продольного направления

36; 48-36	i <sub>max</sub>	30	30		27		22,5	18	15
			27		30	24			
			24		27	18			
			18		21	15			
			24	18	21	15			
			16	24	21	14			
60;	0	30	18	24	21	15	22,5	18	15
72+60	i <sub>max</sub>			16	24	21	14		
1.020-1/83 0-5				02/73				100%	61

## Продолжение табл.6

Максимальный фронт бетонной нагрузки  $f_{w, B}$   
беспринимаемой одной связью при симметричном  
расположении в плане здания связей при  
однотипной жесткости

## 3-й этажные здания

## III Бетонный район, тип местности А

## Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен	$6 \times 6$		$9 \times 6$						
		Пролет связей при $\mu = 1$		$b$						
Нэт	Максим.	Длина здания в направлении действия бетонной нагрузки, м		$b$						
и $i_{max}$	$i_{max}$	36	60	36	60					
Нэт+Нэт	ГР. табл.16	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000
$N$		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000

## Треугольные связи продольного направления

$3.6; 0$	$0$	$i_{max}$	$30$	$i_{max}$	$30$	$27$	$21$	$24$	$16$	$18$	$18$
$4.8+3.6$	$i_{max}$		$27$		$21$	$27$	$21$	$27$	$27$	$27$	$27$
$4.2$	$0$	$i_{max}$	$21$	$i_{max}$	$21$	$18$	$15$	$15$	$12$	$27$	$22.5$
$4.8$	$0$		$24$		$16$	$18$	$15$	$15$	$12$	$27$	$22.5$
$4.8+4.8$	$0$	$i_{max}$	$18$	$i_{max}$	$15$	$21$	$14$	$14$	$12$	$27$	$22.5$
$6.0; 0$	$0$		$14$		$12$	$18$	$15$	$15$	$12$	$18$	$18$
$7.2+6.0$	$i_{max}$	$18$	$12$	$18$	$10.5$						

## Пятыугольные связи продольного направления

$3.6; 0$	$0$	$i_{max}$	$30$	$i_{max}$	$27$	$27$	$21$	$21$	$22.5$	$18$
$4.8+3.6$	$i_{max}$		$27$		$24$					
$4.2$	$0$	$i_{max}$	$24$	$i_{max}$	$21$	$18$	$15$	$15$	$18$	$18$
$4.8; 0$	$i_{max}$		$27$		$18$	$24$	$14$	$14$	$18$	$12$
$6.0; 0$	$0$	$i_{max}$	$20$	$i_{max}$	$18$	$14$	$18$	$12$	$15$	$15$
$7.2+6.0$	$i_{max}$		$18$		$16$	$16$	$12$	$12$	$15$	$12$

1.020-1/83. 0-5

02.11.3

документ

62

19828

79

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт детройтской нарезки L = 8 м  
достижимый одной сваеводкой панелю при симметричном  
расположении в плане зония сваеводок панели  
одинаковой жесткости

## 3-й этажные здания

#### I ветровой район, тип местности 5

## Треугольные связи поперечного направления

Пятиугольные связи полирезинового наполнения

		ПЯТИУГОЛЬНЫЕ СВЯЗИ ПО ПОДРЕЧНОГО НАПРАВЛЕНИЯ									
		30			30			30		30	
		30		24		30		21		30	
		30	24	30	21	30	21	30	18	30	24
		0	24	21	18	0	21	24	16	0	24
		0	24	21	18	0	21	24	16	0	24
		30			30			30		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21		30	
		30		24		30		21			

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_1$  в м.  
воспринимаемый одной струйкой потока при симметричном  
расположении в плане здания струйками потоков  
одного ветра жесткости.

## З - этические задачи

*I ветровой район, тип местности я*

Висота станка	Крін	Сетка колони, м							
		6x6						9x6	
Пролет свізової панелі, м									
Довжина здінця в напрямлених ділянок									
Ніт чи Ніт+Ніт, труб.16	Матча і тах сн.	Довжина здінця в напрямлених ділянок бетробудівські носорозки, м	12	60	18	54	18	54	
Временна нормативна носорозка на переграті, кг/м <sup>2</sup>		500	1000	2000	500	1000	2000	500	
		1000	2000	500	1000	2000	500	1000	

## Треугольные связи полотрёхного направления

Пятиугольные связи попречного направления

1.020-1/83.0-5 02173

Продолжение табл. 5

Марсападанай фронт береговай насыпью ли в м  
воспринимаемый единой связкой понёдно при симметричном  
расположении в зоне зоны связок понёдно  
одинаковой жесткости

*Этот раздел*

#### II ветровой район, тип местности б

Высота этажей	Крен румп. менты и т.д.	Септо колонн, м									
		бхб	9х6								
Пролет съезжей погони, м											
		6				9					
Длина здания в направлении действия съезжей нагрузки, м		12	60	18	54	18	54				
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кН/м <sup>2</sup>		500	1000	2000	500	1000	2000				

### Треугольные связи поперечного направления

$3.6;$	0	30										
$4.8+3.6$	$i_{max}$	30			24							
$4.2$	0											
	$i_{max}$	30	27	30	24	30	16	30	13.5	30	20	18
					15					18	30	16
$4.8;$	0				18							
$4.0+4.8$	$i_{max}$		24	15	90							
$6.0;$	0				15							
$7.2+6.0$	$i_{max}$	24	21	20	15	30	27	30				

Пятиугольные связи поперечного направления

Продолжение табл. 6

Максимальной фронтальной нагрузки LwM, воспринимаемой  
одной сваезевой парой при симметричном расположении  
в поясне зонций сваезовых панелей  
одинаковой жесткости

## Задолженное зодчим

## II ветровой район, тип местности А

Греческие связи поперечного направления

$38;$	$0$	$30$												
$48+30$	$i_{MAX}$	$30$												
$42$	$0$													
$42$	$i_{MAX}$	$30$	$24$			$21$	$30$	$10,5$	$30$	$9$	$30$	$13,5$	$30$	$12$
$48;$	$0$	$30$	$21$	$30$	$15$		$30$							
$50+48$	$i_{MAX}$		$18$		$13,5$									
$60;$	$0$					$13,5$								
$72+60$	$i_{MAX}$	$18$	$16$	$15$	$12$		$24$	$21$					$30$	

### Пятиугольные связи поперечного напряжения

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт лобовой нагрузки  $L_0 = 8M$ ,  
воспринимаемый одной сваревой панелью при симметричном  
расположении в плане здания сваревых панелей  
одинаковой жесткости

## 3<sup>х</sup>- ЭПОХАЛЬНАЯ ЗДОРОВЬЯ

### III Береговий район, тут мешкає б

Балласт	Брун	Септик колонн, м							
		6х6			9х6				
стакан	Фундамент	Пролет свесовой панели, м							
						6			
Нет	Монти								
или	в так	Длина зоны в направлении действия							
		действия землетрясения, м							
Нет+Нет	стм.	12	60	18	54	18	54		
n	табл. 10	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>							
		500	1000	2000	500	1000	2000		

### Треугольные связи повторяются неподвижно

$3,6;$	$\frac{0}{i_{MAX}}$	30										
$4,8+3,6$	$\frac{0}{i_{MAX}}$	30										
$4,2$	$0$		$21$		$24$							
	$i_{MAX}$				$21$							
$4,8;$	$0$	$30$	$24$	$30$	$21$	$30$	$12$	$30$	$10$	$30$	$15$	$30$
$6,0+4,8$	$i_{MAX}$		$21$		$15$							
$8,0;$	$0$		$18$		$15$							
$7,2+6,0$	$i_{MAX}$	$18$	$15$	$15$	$12$	$27$	$24$	$21$	$30$			

ПАЧУГОЛОНОЕ СОЯЗ ПОЛЕРЕЧНОГО НАПРАВЛЕНИЯ

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки 1,4 в м.  
распределенный по одному связям панели при симметричном  
расположении в подле здания связей панелей  
единичной жесткости

## 3-х этажные здания

## III Ветровой район, тип местности Я

Диспл	Крон	Фунд	Секция колонн, м									
			б x б	9 x 6								
Наг	Мент	Планет	Пролет связевой панели, м									
или	i тах		6				9					
Ин-Нзт	СМ.	Табл. 6	Длина здания в направлении действия		Ветровой нагрузки, м							
М			12	60	18	34	18	54	12	60	18	34
			Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>									
			500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
			500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
			Гидравлическая связь попечинного направления									
3,6;	0	Г-так	30		24							
4,8+5,0	0	Г-так	30	27	30	21						
4,2	0		24		18		30	9	30	8	30	10,5
	i тах		21		30	18					30	10
4,8;	0		30				30	9	30	8	30	10,5
5,0+6,0	i тах		18		27	13,5			30	27	30	
			16		12	12						
8,0;	0		13,5		12	10,5			20	18	30	27
7,2+8,0	i тах		12		10	10						
							20	18	30	27		
			Поперечное связь попечинного направления									
3,6;	0		30	24	30	21						
4,8+5,0	0		30	27	30	21						
4,2	0-i min		30	21	30	27	16		30	27	21	
4,8;			27	16	21	20	13,5		24	21	20	16
5,0+6,0												
6,0;	0		13,5		12	10,5			21	18	16	13,5
7,2+8,0	i тах		14		12	10						
							21	18	16	13,5		
			1.020-1/83. 0-5		02.11.3		0007		68			

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт берцовой нагрузки Lw 8 м  
вспомогательный одновременный сваевой пакет при симметричном  
расположении в плане здания сваевого пакета  
одинаковой жесткости

## 4-й этажное здание

## I берцовый район, тип местности б

Высота этажей	Береч фундаментов	Середина колонн, м					
		6x6	9x6	6	6		
Нэт или Нэт+Нэт, м		Пролет сваевой панели, м					
36		60	36	60	60		
500 1000 2000 500 1000 2000 500 1000 500 1000		Длина здания в направлении действия берцовой нагрузки, м					

Треугольные связи продольного направления							
3,6;	0	30	30	30	24	16	
4,8+3,6	0 i max	24					
4,2	0 i max	30	21	30	18 15		27
4,8; 6,0+4,8	0 i max	30	18	30	16 13,5	27	22,5
6,0; 7,2+6,0	0 i max	24	21	15	13,5 12	22,5	18

Пятыческие связи продольного направления							
3,6;	0	30	30	21	24	16	
4,8+3,6	0 i max						
4,2	0 i max	30	21	30	24	18	27
4,8; 6,0+4,8	0 i max	30	27	21	24	14	22,5
6,0; 7,2+6,0	0 i max	24	21	15	20	12	18
				1.020-1/83. 0-5 02173			
				Лист 69			

### Продолжение табл. 6

Максимальный фронт первоначальной нагрузки  $L_1$  в М  
воспринимаемый единой связью при поглощении при симметричном  
растяжении в пределах зондирования связей  
единичной жесткости

4-37744018 ЗОДНЯЯ

## I Ветровий район, тип місцевості Я

Балеста	Ключ	Сетка паланки, м									
		$6 \times 6$					$9 \times 6$				
штангей ручной	Пролёт стальной тоннели, м										
	$6$					$6$					
Нэт менты											Длина звонца в направлении действия ветровой нагрузки, м
	$36$					$60$					
Нэт табло											Временная нормативная нагрузка на перекрытия, $\text{кН}/\text{м}^2$
	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	

### Треугольные связи продольного направления

*ПАТИЧЕСКОИЕ СВЯЗИ ПРОДАЮЩЕГО НАПРАВЛЕНИЯ*

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт верхней нагрузки L и в M  
вспомогательной обной связью панели при симметричном  
расположении в плане здания связей панелей  
единичной жесткости

## 4-й этажные здания

## II береговой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен ручной	Сетка колонн, м									
		6x6		9x6		Плиты связей панели, м		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м		Временная нормотивная нагрузка на перекрытия, кН/м <sup>2</sup>	
Нет или и max	см. табл.	36	60	36	60	36	60	36	60	36	60
M		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

## Графиковые связи продольного направления

3,6;	0	30	30	30	21	27	27	27	27	27	27
48+36	i max				15						
4,2	0	30	21	30	18	27	27	27	27	27	27
	i max		10		15						
4,8;	0	30	18	30	15	27	27	27	27	27	27
60+48	i max		15		18						
6,0;	0	20	18	12	12	18	18	18	18	18	18
72+60	i max		10		10						

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	30	27	27	27	27	27	27	27	27
48+36	i max				21						
4,2	0	30	21	27	24	27	27	27	27	27	27
	i max		15		21						
4,8;	0	24	21	14	21	12	12	12	12	12	12
60+48	i max		21		14						
6,0;	0-i max	18	18	12	12	10	10	10	10	10	10
72+60			10		10						

1.020-1/83. 0-5

02.11.3

Исп

74

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L на M  
взаимном расположении обеих связей при симметричном  
расположении в подаче зондия связей при пониженной  
одинаковой жесткости

## 4-х этажное здание

## II ветровой район, тип местности Я

Высота здания, м	Крем рундо- мент	Середина колонн, м		
		6x6	9x6	
		Пролет связей при пониженной жесткости, м		
		6		
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м				
36		60	36	
И+Нет.	0-имax	60	60	
Н+Нет.	табд.			
10				
500	1000	2000	500	
1000	2000	2000	1000	
2000			500	
			1000	
			500	
			1000	

## Треугольные связи продолженного напряжения

36;	0	30	24	30	18	15		
48+36	i max		18		16			
42	0	16	30	27	16	13,5		
48;	0		12		10,5			
50+48	i max	27	24	24	21	10	22,5	
60;	0	13,5	12,5	14	9,6	15		
72+60	i max		10		8,6		13,5	12

## Платформенные связи продолженного напряжения

36;	0	24	24	27	24	18		
48+36	i max		21		21			
42	0- <i>i</i> max	24	21	16	21	18	18	
48;	0- <i>i</i> max	18	14	16	10,5		15	
60+48		15	10,5	14	13,5	9,6		
60;	0		10		14		15	12
72+60	i max							

1.020-1/83. 0-5 02.11.83

0007

72

## Продолжение табл.б

Максимальный фронт бетонной нагрузки  $L = 8\text{ м}$   
беспринимаемой обной связью равен при симметричном  
расположении в плане зонам связей подвески  
одинаковой жесткости

## 4-х этажное здание

## III Бетонный район, тип местности б

Высота этажей	Крен фундаментов	Всего колонн, м										
		$6 \times 6$						$9 \times 6$				
Нэт или и.так		Пролет связей подвески, м										
		$6$										
Длина здания в направлении действия бетонной нагрузки, м												
36		60		36		60						
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000			
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000			

## Треугольные связи продольного направления

3.6;	0	30	24	30	18				
4.8+3.6	i.так				15				
4.2	0		18						
4.2	i.так		16	27	16		27	22.5	22.5
4.8i;	0		13.5						
60+40	i.так		24	12					
60;	0	16	15	10.5	15	10	15	12	12
72+60	i.так		10		9				

## Пятиугольные связи продольного направления

3.6;	0	30	24	30	24	18				
4.8+3.6	i.так				27					
4.2	0		21	18	21	20		22.5	15	
4.8;	0-i.так	20	18	12	18	16				
60+40	0-i.так					10	15	15	15	
60;	0		16	15	10.5	14				
72+60	i.так									
1.020-1/83. 0-5										
19828								02.11.3	Лист 73	

### Продолжение табл. 6

Максимальный фронт бердовой нагрузки Lw в M  
беспринципиальный однородной слоевкой панелью при симметричном  
расположении в плане здания слоевок панелей  
единой жесткости

## 4-х этажные здания

### III ветровой район, тип местности Я

Высота стакана	Крен рундо- ментов	Сетка колонн, м				
		6x6		9x6		
		Пролет сводовой панели, м				
		6				
Нет	Мента и тах ии	Длина зония в направлении действия вертикальных нагрузок, м				
	6м.	36	60	36	60	
Нет/Нет, табл.15		Временная нормотивная нагрузка на перекрытия, $\text{кН}/\text{м}^2$				
		500	1000	2000	500	

### Треугольные связи продолженного напряжения

$3,6;$	$0$	$30$	$18$	$30$	$16$		
$4,8+3,6$	$i_{\max}$		$10$		$13,5$		
$4,2$	$0$	$27$	$13,5$	$24$	$10,5$		
	$i_{\max}$		$12$		$10$	$22,5$	
$4,8;$	$0$	$20$	$10,5$	$20$	$9,5$		
$5,8+4,8$	$i_{\max}$		$10$		$8,5$	$18$	
$4,0;$	$0$	$12$	$8,5$	$10,5$	$8$		
$7,2+6,0$	$i_{\max}$				$7,5$	$12$	$10,8$

Пятиугольные связи продольного направления

### Продолжение табл. 8

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L = 0.8$ .  
Воспринимаемый единой связкой поперечной при симметричном  
расположении в подне зондца связей поперечной  
единичной жесткости

4<sup>х</sup> ЭТАЖНОЕ ЗОДІЧІЯ

I ветровой район, тип местности 5

## Семко Борис Н. М.

		Септо колонн, м					
Высота этажей	Крон- штаки и пла- тформы	б х б			9 х 6		
		Пролет сводовой панели, м					
Нет	б	б			9		
		Длина зонтич. в направлении действия ветровой нагрузки, м					
Нет	бм	12	60	18	54	18	54
Нет	табл. 10	Временная нормативная нагрузка на перегородку, кгс/м <sup>2</sup>					
		500	1000	2000	500	1000	2000

### Треугольные связи поперечного напряжения

Пятичленові звязи поперечного напруження

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L = 0$  при  
воспринимающей единице вязкостью, получаемый при симметричном  
расположении в плане зонания обтекателя под углом  
одинаковой жесткости

4 x ЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ

*I. Вестроубръ розърни туйт местносту я*

		Сетка ячейки, м											
высота этажей	ширина- межд- уэтаж-	6x8			9x6								
		Пролет 28,32000 панели, м											
Нет шахт	1 пол сн.	6			9								
		Длина здания в неподвижном состоянии ветровой нагрузки, м											
Нет шахт	трубчат	12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перегородки, бтс/м <sup>2</sup>											
500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000

## Треугольные связи полотречного направления

$3.6;$	$0$	$30$			$21$				
$4.8+3.6$	$i_{max}$				$15$				
$4.2$	$0$	$30$	$21$	$30$	$18$	$30$			
	$i_{max}$		$24$		$15$				
	$0$		$21$	$30$	$13.5$	$30$	$27$	$30$	
	$i_{max}$		$18$		$12$				
$0.0;$		$21$	$15$	$18$	$15$	$10.5$	$21$	$20$	$18$
$32+6.0$	$i_{max}$						$30$	$24$	

## Пятиугольные связи параллельного направления

### Продолжение табл. 6

Нагруженный фронт второго назначения L в 8 м  
воспринимаемый одной связкой панелей при симметричном  
расположении в поясах зонания связей панелей  
одинаковой жесткости

## 4x зможніє зодиця

## I ветровой район, тип местности б

## Треугольные связи попечечного направления

$38;$	$0$	$30$			$21$	$\diagdown$						
$48+35$	$i_{MAX}$				$16$							
$42$	$0$	$30$	$24$	$30$	$21$	$30$			$30$			
$i_{MAX}$			$21$		$13.5$							
$48;$	$0$	$30$	$18$	$30$	$27$	$30$	$27$	$30$				
$60+48$	$i_{MAX}$		$18$	$30$	$27$	$30$	$27$					
$60;$	$0$	$21$	$15$	$18$	$15$	$12$	$21$					
$72+60$	$i_{MAX}$		$15$	$18$	$15$	$10.5$						
							$20$	$18$	$30$	$24$		

Пятицегольные Святыи Патроприческо Чистоглавия

## Продолжение табл. б

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{W.M}$   
воспринимаемый одновременно пологами при симметричном  
расположении в плане здания связей пологов  
однотипной жесткости

4x этажные здания

## II Ветровой район, тип местности А

Весост.	Крон. фунда- менты, Наг. или и т.п. Мн. Наг. м	Сетка колонн, м					
		6x6		9x6		9	
		Пролет связей пологов, м					
			6			9	
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки М					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормотивная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>					
		500	1000	2000	500	1000	2000
		500	1000	2000	500	1000	2000
		500	1000	2000	500	1000	2000

## Треугольные связи поперечного направления

3.6;	0	30	30	18				
4.8+3.6	i max		27	15				
	0	30	18	16				
4.2	i max		16	13.5	30	27		
4.8;	0	30	15	12				
6.0+4.8	i max		24	21	10.5	27	24	21
6.0;	0	30	27	12				
7.2+6.0	i max		13.5	9.0				
				9	18	16	15	24
								21

## Пятиугольные связи поперечного направления

3.6;	0: i max	30	21	30	16				
4.8+3.6		30	21	27	21	13.5	30	8	24
4.2	0: i max	30	21	27	21	13.5	30	8	24
4.8;		27	18	21	13.5	24	21	20	27
6.0;	0: i max	27	18	21	13.5	24	21	20	20
6.0+4.8		18	16	15	13.5	16	13.5	13.5	18
6.0;	0: i max	18	16	15	13.5	16	13.5	13.5	18
7.2+6.0		18	16	15	13.5	16	13.5	13.5	18

1.020-1/83.0-5

02.113

1007

78

### Продолжение табл. 6

Максимальный фронт зеркальной симметрии в  
воспринимаемой одной глазевой полемой при симметричном  
расположении в плоскости зоря глазовых полей  
однократной жесткости

## Часть I Задания

### III Ветровой район. Тип местности б

## Септъ бодони. м

		Сетка головных						
Балласт	Крен	6x6			9x6			
		Пролет съязвовой панели, м						
Нэт или Нэт+Нэт	Момент, i тон см. типа 16	6			9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м						
		12	60	18	54	18	54	
<i>Н</i>		Временная нормативная нагрузка на перегородки, кгс/м <sup>2</sup>						
		500	1000	2000	500	1000	2000	

## Треугольные связи поперечного напряжения

<del>30;</del>	<del>0</del>	<del>30</del>	<del>30</del>	<del>30</del>		<del>18</del>				
<del>48+36</del>	<del>i<sub>MAX</sub></del>		<del>27</del>	<del>15</del>						
<del>4.2</del>	<del>0</del>	<del>30</del>	<del>18</del>	<del>27</del>	<del>24</del>	<del>16</del>	<del>30</del>		<del>27</del>	<del>30</del>
<del>4.8;</del>	<del>0</del>					<del>13,5</del>				
<del>60+48</del>	<del>i<sub>MAX</sub></del>	<del>27</del>	<del>15</del>	<del>21</del>		<del>13</del>	<del>27</del>	<del>24</del>	<del>21</del>	
<del>6.0:</del>	<del>0</del>	<del>18</del>	<del>12</del>	<del>15</del>	<del>14</del>	<del>10</del>	<del>18</del>		<del>16</del>	<del>24</del>
<del>72+60</del>	<del>i<sub>MAX</sub></del>					<del>9</del>			<del>21</del>	

Платицеголовое связи поперечного напряжения

Продолжение табл. 5

Максимальный фронт бетонной насыпи L = 8 м  
всепроницаемой обной связевой панели при симметричном  
расположении в плане зоны связевой панели  
одинаковой жесткости

4x этажное здания

## III бетонной район, толщина A

Сечение колонн, м

Высота этажей фундамента, Нэт или ст. Нет-Нэт тавров и	Крен фундо- мента, i <sub>max</sub> ст. тавров и	6x6		9x9	
		Пролет связевой панели, м			
		6		9	
		Длина здания в направлении действия бетонной насыпи, м			
12	60	18	54	18	54
500	1000	2000	500	1000	2000
500	1000	2000	500	1000	2000
500	1000	2000	500	1000	2000

## Треугольные связи поперечного направления

36;	0	30	24	30	16							
48+36	i <sub>max</sub>		24		12							
4.2	0		16	24	12							
	i <sub>max</sub>	24	13.5	24	10.5	27	21					
4.8;	0		12		9.5							
60+48	i <sub>max</sub>		10.5	18	9	21	18					
6.0;	0	12	12	9.5	8							
72+60	i <sub>max</sub>		9.5		7.5	14	12					
			10.5									

## Пятыческие связи поперечного направления

36;	0	30	18	30	16							
48+36	i <sub>max</sub>		24		12							
4.2	0		21	18	12							
	i <sub>max</sub>	21	14	18	15	10.5	20	16	21	16		
4.8;	0		14	18	15	10.5	20	16	21	16		
60+48	i <sub>max</sub>		12	12	10.5	9	13.5	12	10.8	14	12	
6.0;	0	14	13.5	12	12	10.5	9	13.5	12	10.8	14	12
72+60	i <sub>max</sub>		12	12	10.5	9	13.5	12	10.8	14	12	
			10.5									

1.020-1/83. 0-5 02.11.3

Лист  
80

## Продолжение табл. б

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw в M  
всепринимающей единице связевой панели при симметричном  
расположении в плане зония связевых панелей  
одинаковой жесткости

## 5-ти этажное здание

## I ветровой район, тип местности б

## Середина головы, м

Высота этажей	Коэф. функции меньш. i-так см. табл. 16	6 x 6		9 x 6						
		Пролет связевой панели, м								
Нэт		6		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м						
или		36		60						
Нэт+Нэт		36	60	36	60					
M		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кПа/m <sup>2</sup>								

## Треугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	24	30	18	27	22,5
4,8+3,6	i-так		18		15		
4,2			12,5	30	27		
4,8;	0-и-так	30	27	10,8	24	21	10
6,0+4,8						24	22,5
6,0;	0-и-так	14	-	13,5	12	-	13,5
7,2+6,0						13,5	13,5
						13,5	11,25

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	24	30	27	18	22,5	18	13,5
4,8+3,6	i-так		21						
4,2	0	27	24	14	24	21	13,5	22,5	18
6,0									
4,8;	0-и-так	21	10,8	20	18	10	18		
6,0+4,8									
6,0;	0-и-так	14	13,5	-	12	-	12		
7,2+6,0									
							12		11,25
								02.11.3	11.2
									Исп.

1.020-1/83. 0-5

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки 8 м  
воздушного зонта из одной связевой решетки при симметричном  
расположении в плане здания связевых понтонах  
одинаковой жесткости

## 5-ти этажное здание

## I ветровой район, тип местности Я

Высота этажей	Крен фундаментов	Середина головы, м							
		б х б		9 х 6		Прилет связевой понтона, м		б	
Нэт и т.п. и т.п. Нет т.п. в	менты, см.	Длина здания в напряжении действия ветровой нагрузки, м							
36		36		60		36		60	
500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

## Треугольные связи продольного направления

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

## Пятыческие связи продольного направления

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

1.020-1/83 0-5 02.11.3

Лист

82

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $1,1 \text{ кН/m}$   
всепринимаемый одной связью панели при симметричном  
расположении в плане задней связью панели  
одинаковой жесткости

## БЧИ этажные здания

## II Ветровой район, тип местности б

Высота этажей	Коэффициент усиления, $i_{\text{max}}$	Сетка колонн, м									
		б х б		0 х б		Пролет связевой панели, м					
Нэт	и тих	б									
штк	стм.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Нэт+штк	табл. 10	30	60	30	60	30	60				
		500	1000	2000	500	1000	2000				
		500	1000	2000	500	1000	2000				

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м<sup>2</sup>

3,6;	0	30		18	30		16		
4,8-3,6	$i_{\text{max}}$			10			13,5		
4,2		30	27	12	27	24	10,5	27	22,5
4,8;									18
6,0-4,8	$i_{\text{max}}$	24	21	10	21	20	9	22,5	18
6,0;									13,5
7,2-6,0		10,5	-	10,5	-	12		11,2	9

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0	30		21	27		24	16		
4,8-3,6	$i_{\text{max}}$			18				15		
4,2	0									
	$i_{\text{max}}$	21		14						
				12,5						
4,8;										
6,0-4,8	$i_{\text{max}}$	18	10	10,8	16	15	10		13,5	12
6,0;										
7,2-6,0	$i_{\text{max}}$	12	10,5	-	10,5	10	-		10,8	9

1.020-1/83.0-5 02.13

Лист 33

## Продолжение табл. 5

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw 8 м.  
воспринимаемый одновременно с обеими панелями при симметричном  
расположении в плане здания связей панелей  
одинаковой жесткости

## 5-ти этажные здания

## II Ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен	Сечение колонн, м		
		6x6	9x6	
этажей		Пролет связей панели m		
этажей		б		
Нэт.	Число,	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м		
или	i max	36	60	
Нэт+Нэт.	см.	36	60	
табл. 10		временняя нормотивная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>		
M		500 1000 2000 500 1000 2000 500 1000 500 1000		

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	16			14			
			15	21	24	12			
4,2		24	21	10,5	21	20	10	22,5	18
4,8; 0,0+4,8	0- <i>i</i> max	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		
							13,5		
4,2	0	18	16	10,5	10	15	10,5		
	<i>i</i> max						10	13,5	12
4,8; 0,0+4,8	0								
	<i>i</i> max	14	13,5	9	13,5	12	8,6	10,8	9
	0- <i>i</i> max	10,5	-	10	9,6	-	7,7		

1.020 - 1 / 83. 0-5 02.13

Лист  
84

### Продолжение табл. 5

Максимальный фронт детройской нагрузки  $L_1 = 8$  м  
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
расположении в плане задний связевой панели  
одинаковой жесткости

5714 372144612 3027H1A

### III Ветровой район, тип местности 5

### Треугольные связи подводного напряжения

### Пятичленное обвязи продольного направления

ПАЦИЕНТОВ СОЗЫИ ПРОДОЛЖЕНИЯ НАПРАВЛЕНИЯ									
	30; 48+30	0	24	18	21	15			
		i <sub>max</sub>		16		14			
	4.2	0	i <sub>max</sub>	18	16	10,5	16	15	10,5
		i <sub>max</sub>		10	10	13,5	13,5	12	12
	4,8; 80+4,8	0	i <sub>max</sub>	15	13,5	10	13,5	12	9
		i <sub>max</sub>		8,6	8,6	8,6	8,6	7,7	11,2
	6,0; 72+6,0	0-i <sub>max</sub>	0-i <sub>max</sub>	9,6	0	-	8,6	8,4	10,8
		0-i <sub>max</sub>		10,2	10,2	10,2	10,2	10,2	10,2
1.020-1/83.0-5 02173					19828	102	дисп		

## Продолжение табл. б

Максимальный фронт квадратной нагрузки  $C_{\max}$  при  
воспринимаемом одинаковым связевым панелям при симметричном  
расположении в плане здания связевых панелей  
одинаковой жесткости

## 5ти этажные здания

## III береговой район, тип местности Я

Высота этажей	Крен рунда- мента, или стяж- ки табл. 10	Сетка колонн, м											
		6х6	9х6	Продол. связевой панели, м									
Нэт.		б		Длина здания в направлении действия береговой нагрузки, м									
или		36	60	36									
Нэт. Нэт		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>											
		36;	48+36	i max	0	24	14	24	21	12			
							12			10,8			
		42				20	18	10	18	16	9	18	12,5
		48;	60+48	i max	0-i max	13,5	8,6	13,5	7,5			13,5	12
		60;	72+60	i max	0	8,6	-	8,4	8	-	9		7,7
		Пятиугольные связи продольного направления											
		36;	48+36	i max	0	20	18	15	18	16	12		
		42			0	15	14	10	13,5	12	9	12	11,2
		48;	60+48	i max	0	10,5	8	10,5	10,5			9	9
		60;	72+60	i max	0	9	8,6	-	8,6	8	-	9	7,7

Пятиугольные связи продольного направления					
36;	48+36	i max	0	20	18
				15	14
		42	0	10	13,5
		48;	60+48	12	11,2
		60;	72+60	10,5	9
				8	8,6
				10,5	10,5
				7,5	
				9	
					7,7

1.020-1/83. 0-5 02173

19828

103

Лист  
86

### ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_1$  в м  
вспомогательной обвязке при симметричном  
расположении в плане зония обвязок панелей  
одинаковой жесткости

## 5-ти этажные здания

## I ветрової району тут міститься 5

Высота	Крон	Серпко головни, м									
		6x6		9x6							
шансо	фундамент,	Пролет связевой почепом									
Н-т	ненап.										
ширина	1 прах	б		9							
Н-+Н-т	стм	Длина зония в направлении действия									
	табло	12	60	18	54	18	54				
M		Временная нормотивная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>									
		500	1000	2000	500	1000	2000				

## Треугольные связи поперечного напряжения

Пятиугольные связи попреречного натяжения

## Продолжение табл. 6

Магнитомоторный фронт ветровой нагрузки Lw 8.4  
воспринимаемый однородной сваевой панелью при симметричном  
расположении в плане зондия сваевых панелей  
одинаковой жесткости

## 5-ти этажные здания

## I ветровой район, тип местности A.

Высота этажа, м	Крен	Сетка колонн, м					
		6x6	9x9	Пролет сваевой панели, м			
Нет	менее,					6	9
или	i <sub>max</sub>					Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м	
N	E.M. T.O.P.D.	12	60	18	54	18	54
Временная нормативная нагрузка на перегородки, кгс/м <sup>2</sup>		500	1000	2000	500	1000	2000
		500	1000	2000	500	1000	2000
		500	1000	2000	500	1000	2000

## Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30	27	30	18							
4,8+3,6	i <sub>max</sub>		24	30	12							
4,2	0	30										
	i <sub>max</sub>		13,5	27	24	10,5	30	24	21	30	27	
4,8;	0	30	27	24	12	21	20	9	24	21	20	
	i <sub>max</sub>		27	24	12	21	20	9	24	21	18	30
5,0;	0	30	27	24	12	21	20	9	24	21	18	24
	i <sub>max</sub>		16	-	13,5	12	-	16	15	14	13,5	21
Пятиугольные связи поперечного направления												

3,6;	0	30			18							
4,8+3,6	i <sub>max</sub>				27							
4,2	0	30	27	24	21	12	27	24	21	20	27	
	i <sub>max</sub>		27	12	21	18	10	21	16	18	13,5	24
4,8;	0	30	27	24	21	12	27	24	21	20	27	20
	i <sub>max</sub>		27	12	21	18	10	21	16	18	13,5	18
5,0;	0	30	27	24	21	12	27	24	21	20	27	
	i <sub>max</sub>		27	12	21	18	10	21	16	18	13,5	24
5,2;	0	30	27	24	21	12	27	24	21	20	27	
	i <sub>max</sub>		27	12	21	18	10	21	16	18	13,5	24
1.020-1/83.0-5 02.113												

## Продолжение табл. 6

Максимальной фронт ветровой нагрузки  $L_1$  в  $M$   
воспринимаемый одной стяжевой панелью при симметричном  
расположении в плане здания стяжевых панелей  
одинаковой жесткости

570 этажные здания

## ІІ ветровий район, тут міститься 5

Балла занесен в МЭТ или ИИИЗ и т.д. на табл. 16	Крен фундамента, мм	Сетка калюн, м						
		$6 \times 6$		$9 \times 6$				
		Пролет сводовой панели, м						
		6			9			
		Длина здания в напоминении действия вспомогательных нагрузок, м						
		12	60	18	54	18	54	
Примечание к нормативной нагрузке на перекрытия, кс/м <sup>2</sup>								
500		1000	2000	500	1000	2000	500	
500		1000	2000	500	1000	2000	500	

Треугольные обвязы поперечного напопротяжения

Пятиугольные связи поперечного наполнения

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w$  в м вспомогательной зоне сваеводской панели при симметричном расположении в плане зонца сваеводских панелей одинаковой жесткости

## 5 ТУ ЭТАЖНОЕ ЗДАНИЕ

## I ветровой район, тип местности A

		Сетка колонн, м					
Высота этажа	Красн фундаменты,	6×6			9×6		
		Пролет обвязовой панели, м					
Нет или в таб сп.	табл.10	6			9		
		Длина зонтия в неподвижном действии ветровой нагрузки, м					
Число п	12	60	18	54	18	54	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>					
	500 1000 2000 500 1000 2000 500 1000 500 1000 500 1000 500 1000						
	Треугольные обвязы подперечного напротивления						

Горючее сырье попеччено на подборки

$3.8;$	$0$					$13.5$					
$4.8+3.6$	$i_{MAX}$	$30$	$21$	$27$	$24$	$12$					
$4.2$	$0$					$10.5$					
	$i_{MAX}$	$27$	$12$	$21$	$10$		$24$	$18$	$30$	$27$	$24$
$4.8;$	$0$										
$6.0+4.8$	$i_{MAX}$	$21$	$10$	$16$	$8.6$	$20$	$18$	$16$	$27$		
$6.0;$	$0$								$24$		
$9.2+6.0$	$i_{MAX}$	$12$	$-$	$10.5$	$-$	$12$	$10.8$	$16$	$15$		

#### Пятиугольные связь по перечного направления

### Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_0$  в  $8\text{ м}$   
воспринимаемый одной связкой панелей при симметричном  
расположении в плане здания связок панелей  
однократной жесткости

## 5 ТУ ЭТОЖНОВО ЗДАНИЯ

### III Ветровой район, тип местности 5

Высота	Крен	Семьи колонн, м							
		6 x 6		9 x 6					
этажей	фундамента,	Прямоугольной панели, м							
Нэт.	имах	6		9					
штук	см.	Длина заложения в направлении действия вертикальной нагрузки, м							
Нэт+Нэт	ттвса.16	12	60	18	54	18	54		
М		времененная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>							
		500	1000	2000	500	1000	2000		

## Треугольные связи поперечного напряжения

#### ПАТИЧЕСКИЕ СВЯЗИ ПОПЕРЕЧНОГО НАГРЯВЛЕНИЯ

		30		24		24		16					
		30	27	14	21	20	12	21	18	24	21	18	16
4.2													
4.8;	D <sub>L</sub> max												
6.0+4.8		21	12	18	18	9	18	13.5	16	10.8	20	18	
0.0,													
7.2+6.0		9	8.6	-	7.7	7.5	-	10	9	8.6	10	9	

1.020-1/83.0-5 02/73

### Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  и в  $M$  воспринимаемый одной связью при симметричном расположении в плане здания связей панелей одинаковой жесткости

## 5-ТУ ЭПОЖНЫЕ ЗДАНИЯ

### III Ветровой район, тип местности Я

Досота	Красн запад Меню,	Сетка колонн, м								
		8x6		9x6						
Пролет обвязовой панели, м										
Нэт				6		9				
или		Длина здания в направлении действия вертикальной нагрузки, м								
Нэт+Нэт табл.10	12	60		18		54				
		18		54		54				
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>										
500		1000		2000		500				
500		1000		2000		500				
500		1000		2000		500				
500		1000		2000		500				
500		1000		2000		500				

## Треугольные связи поперечного направления

$36;$	$0$	30	27	18	24	21	12						
$48+36$	$i_{max}$			10			10,5						
$4,2$	$0$		21	10	18	16	9	20	16	27	24	21	20
$48;$	$0$			16	9	14	15	16	15	14	13,5	21	18
$60+48$	$i_{max}$												
$80;$	$0$												
$72+60$	$i_{max}$		10	-	9	8,5	-	8,5	9	8,5	13,5	12	

## Пятиугольные связи поперечного направления

1020-1/83. 0-5 02/73

## Продолжение табл. б

Максимальный фронт береговой нагрузки  $l_{\text{ш}} = 8 \text{ м}$   
 воспринимаемый одной сваевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания сваевых панелей  
 одинаковой жесткости

## б-ти этажные здания

## I береговой район, тип местности б

Серия калонн. м

Высота этажей	Края фундамента	бхб		9х6			
		Пролет сваевой панели, м					
Н-эт	менты,	б					
или	стах	Длина здания, в направлении действия береговой нагрузки, м					
Н+Н-эт	стн	36	60	36	60		
Н	табло	500	1000	500	1000		
		500	750	500	750		
		500	750	500	750		

## Греугольные связи продольного направления

3.6;		30	27				
4.8+3.6	0-импах						
4.2		30	27	21	22.5		18
4.8;	0						
60+4.8	0-импах	24	21	20	22.5	18	15
6.0				18			
7.2+6.0	0-импах	12	10.5	13.5	—	12	—
				—		—	

## Пятиугольные связи продольного направления

3.6;		30	27	24			
4.8+3.6							
4.2	0-импах	21	20	20	18	15	13.5
4.8;							
60+4.8		18	16	15	15	13.5	12
1.020-1/83. 0-5 02.173							

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L = 8 \text{ м}$   
Воспринимаемую единицей связевой панели при симметричном  
расположении в плане здания связевых панелей  
однолопастной жесткости

## БТИ этажные здания

## I Ветровой район, тип местности Я

## Сертификация М

Высота этажей	Крен фрикционный стоп см. под. под.	6x6		9x9	
		Пролет связевой панели, м			
Нэт.	6		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м		
штц	36		60		36
Нэт+штц	60		60		60
M	500 1000 500 1000 500 750 500 750		временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>		

## Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-1 стоп	30	27	24			
4,2		21		18	18 15		
4,8; 6,0+4,8		18	16	16	15 13,5		
6,0					12	—	11,2 —
7,2+6,0		12	10,5		—	—	—

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-1 стоп	24	21	20			
4,2		18	16	15	15	13,5	12
4,8; 6,0+4,8		13,5	12	12,5	12	11,2	10,8
							9
		1.020-1/83. 0-5 02.11.3					
							Лист 94

### Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw в м  
воспринимаемый одной связкой ранцев при симметричном  
расположении в плане здания связей двух параллельных  
однокоробовых жесткости

## БЫЛ ЭТОЖНОЕ ЗОДИАК

I ветровой зоной, тут местности б

## Треугольные связи поперечного направления

## Платчевые связи поперечного направления

### Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{\max}$   
воспринимаемый одной связкой панелей при симметричном  
расположении в проекции здания связей панелей  
одинаковой жесткости

*БТИ ЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ*

## II ветровой район, тип местности б

Высота этажей	Крен фундаментов	Серпоколонн. м		
		6x6	9x6	
Прямоугольной конфигурации, м		6		
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м				
Нэт.	менее, или см	36	60	
Нэт+Нэт. табл. 15		36	60	
M		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>		
		500	1000	
		500	1000	
		500	750	
		500	750	

Треугольные связи продольного напряжения

$3.6;$ $4.0+3.5$	30	27	24				
4.2	21	20	21	20	18		15
$4.8;$ $6.0+4.8$	18	16	18				
6.0					10.8	-	9
$7.2+6.0$	10	9.6	9				

## Пятиугольные связи продолженного напротяжения

Пятиугольные связи продольного направления								
	3,6; 4,8+3,6	0°-имax	24	21	20			
	4,2	0 имax	18	16	15	15	13,5 12	12
	4,8; 60+48	0°-имax	14	13,5	12	12	11,2	9
			1.020-1/83 0-5 02/13					

### Продолжение табл. 5

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_0$  в  $m$   
воспринимаемый одной ветровой панелью при симметричном  
расположении в зоне действия ветровых панелей  
одинаковой жесткости

## БЫЛ ЭПОХАЮЩИЙ ЗОДЧИЙ

## II Ветровой зоной, тут престигтизм

1020-1/83 0-5 0273

19828

114

97

## Продолжение табл.6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{\max}$  и  
воспринимаемый одной связью панели при симметричном  
расположении в плане зонания связей панели  
одинаковой жесткости:

## б) ч. этажные здания

## III Ветровой район, тип местности б

Высота этажей и этажей фундамента, м	Крен изгиба связей - см. табл. 16	Сетка колонн, м			
		6 x 6	9 x 6	Пролет связей панели, м	
6		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		500	1000	500	1000
		500	750	500	750
		500	750	500	750

## Треугольные связи продольного направления

36; 4,8+3,6	0-6 этаж	24	21				
		20	18	16	18	15	
		14	14	13,5	15	13,5	12
		8,4	8	7,7	7,5	7,7	-
					-	-	-
					-	-	-

## Пятыгранные связи продольного направления

36; 4,8+3,6	0-6 этаж	21	20	18	16			
		15	14	12	12	11,2		9
		12	10,5	10,5	9			
			1020-1/83. 0-5 02 173					1027 98

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{\max}$  воспринимаемый одной обвязкой поперек при симметричном расположении в плане здания обвязок поперечной одинаковой жесткости

## **БЫТЬ ЭПОХНЫЕ ЗОДНИЯ**

### III Ветровой район, тип местности А

Высота этажей Н эт. или Н+Н эт м	Крен фундамента, в тах см. табл.16	Сетка баллонн. м		
		бхб	9х6	
Пролет сваеводной панели, м		б		
Длина зондия в направлении действия ветровой нагрузки, м		36	60	
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>		500	1000	
		500	1000	
		500	750	
		500	750	

### Треугольные связи продольного направления

$3,6;$	0	21						
$4,8+3,6$	6 max	20	18	18	18			
$4,2$		15	14	14	13,5	15	13,5	11,25
$4,8;$								
$6,0+4,8$		12		10,5		11,2	10,8	9
$6,0$	0-1 max					7,7	-	7,7
$7,2+6,0$		8	7,7	7,5	7		-	-

ПАТУЧЕГОЛОВНЫЕ СВАДЫ ПРОДОЛЖАЮТСЯ НАПРЯМЛЕНИЯ

ПРИЧЕМСТВЕННЫЕ СОСТАВЫ ПРОДОЛЖАЮЩЕГО НАПРАВЛЕНИЯ							
	3,6; 4,8+3,6	0	16				
		i <sub>max</sub>	15	15	14		
	4,2	0 <i>i<sub>max</sub></i>	12	10,5	10,5	9	7,7
	4,8; 6,0+4,8		9	8,6	8,4	7,4	7,2
							0,8
			1.020-1/83. 0-5 02 113				Мас 99

## Продолжение табл. 5

Максимальный фрагмент бетровой насыпи с 6 м  
воспринимаемый одной сваевной панелью при симметричном  
расположении в плане заданной сваевной панели  
одинаковой жесткости

## б-ти этажные здания

## I Бетровой район, тип местности А

Весло колонн, кН

Высота этажей фундо- мента, м	Крен и час см. табл. 16 n	6 x 6		9 x 6	
		Пролет сваевной панели, м			
Нэт или норм нагрузки кН/кН		Длина здания в напротяжении действия бетровой насыпи, м			
		12	60	18	54
		500	1000	500	1000
		500	750	500	750
		500	750	500	750
		500	750	500	750

## Трехугольные связи попечечного напряжения

3,6; 4,8+3,6	0-1-так	30			27	21						
		0	27	24	21	20	24	21	20	18	24	21
4,2	1-так					18					21	21
		0	27	24	21	20	24	21	20	18	24	21
4,8; 6,0+4,8	0-1-так	20	16	15	18	16	15	21	20	18	18	18
		0	13,5	-	10,5	-	9,6	-	8,6	-	-	-

## Пятиугольные связи попечечного напряжения

3,6; 4,8+3,6	0-1-так	30			24	21						
		0				18	21	20	16	15	24	21
4,2	1-так	27	24	20	22	18					18	15
		0	27	24	20	22	21	20	16	15	24	21
4,8; 6,0+4,8	0-1-так	21	16	15	20	18	16	14	20	18	16	15
		0										

1.020-1/83.0-5 02.113

Лист  
100

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_0 = 8 \text{ м}$   
воспринимаемый одной связкой панелей при симметричном  
расположении в плане здания связей панелей  
одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

## II ветровой район, тип местности Б

Высота этажного участка, мэт или и этаж см. Нет и нет табл. 16 м	Крен функции мента, i <sub>max</sub>	Сетко-балочн. м									
		6x6			9x6						
		Пролет связей панели, м									
					6					9	
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750

## Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0- <i>i<sub>max</sub></i>	30	27	21							
		27	21	18	24	20	18	24	21	21	20
4,2											
4,8;	0										
6,0+4,8	<i>i<sub>max</sub></i>	21	20	18	20	18	16	18	24	21	20
6,0	0- <i>i<sub>max</sub></i>	10,5	-	9,6	-	8	-	7,2	-	-	-

## Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0- <i>i<sub>max</sub></i>	30	24	21							
		27	20	18	21						
4,2											
4,8;	0										
6,0+4,8	<i>i<sub>max</sub></i>	21	16	15	21	18	16	15	21	20	18

1.020-1/82 0-5 02.12.9

Лист

101

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки для мостоподъемных связей при симметричном расположении в плане здания связей панелей одинаковой жесткости

бти этажные здания

II Ветровой район, тип местности Я

Высота этажей	Крен рундо- мента	Середина колонн, м					
		6 x 6		9 x 6		Пролет связей	
Нэт или Нэт+Нэт	Изм. стм. табл. 16	6		9		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м	
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>					
		500	1000	500	1000	500	750
		500	1000	500	750	500	750
		500	1000	500	750	500	750

## Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-1-100	27	21	20						
4,2		21	18	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	0-1-100	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

1020-1/83.0-5 02.11.3

102  
102

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L = 8\text{ м}$   
воспринимаемый единой связкой пояса при симметричном  
расположении в плане зонания связок поясов  
одинаковой жесткости

## БЫЛ ЭТАЖНОЙ ЗОЛУНЯ

### III Ветровой район тут неустойчив

		СЕМЬ КОЛОНН М						
Высота стяжки	Крон- штамп- мента,	6x6		9x9				
		Пролет сводчатой панели, м						
Нэт или см.	6 тон см. Нэт+Нэт 1200/16	6				9		
		Длина здания в натянутом состоянии всего один наружный м						
		12	60	18	54	18	54	
		временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>						
		500	1000	500	1000	500	750	

Треугольные связи попречного неподрессорения

$3.6;$ $4.8+3.6$	$0-i_{\max}$	30	27	20								
$4.2$	$0$	21	18	16	20	16	15	24	21	18	16	
	$i_{\max}$											
$4.8;$ $6.0+4.8$	$0-i_{\max}$	16	14	12	16	15	14	12	20	18	16	15
$6.0$	$0-i_{\max}$	9	-	7.7	-	6	-	-	-	-	-	-

Пятыческие связи поперечного направления

$3.6;$ $4.8+2.5$	$0-i_{MAX}$	30	27	21	20							
$4.2$	$i_{MAX}$					16						
	$i_{MAX}$	21	18		15	18	16	14	13.5	20	18	15
$4.8;$ $6.0+4.8$	$0-i_{MAX}$	16	14	13.5	16	15	14	12	18	16	13.5	

1020-1830-5 02113

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w$  при воспринимаемой одной связью поочередно при симметричном расположении в плоскости здания связей поочередной одинаковой жесткости

## **674 ЭДИЖНОЕ ЗООНИЯ**

### III Ветровой район тун местности А

Высота этапной фунда- ментов,	Крон	Сетка колонн, м											
		6x6		9x6		Пролет свесовой панели, м							
Нет	6												
или	10ах см.												
Нет+Нет	таблица 16	12	60	18	54	18	54						
M		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750

*Треугольные связи поперечного напряжения*

## ПАЧУКОЛОНОВ СВЯЗИ ПОПЕРЕЧНОГО НАПРАВЛЕНИЯ

Таблица 7

Значения  $K_1 \times 10^3$ 

## Тип связей из панелей

Грузоподъемность, т $\frac{G}{G+G_{\text{наг}} + G_{\text{вн}}}$	Диаметр колонн, м	Грузоподъемность, т				Грузоподъемность, т				Грузоподъемность, т			
		Грушевидные продольного направления	Платформенные продольного направления	Грушевидное поперечного направления	Платформенные поперечного направления	Грушевидные продольного направления	Платформенные продольного направления	Грушевидное поперечного направления	Платформенные поперечного направления	Грушевидные продольного направления	Платформенные продольного направления	Грушевидное поперечного направления	Платформенные поперечного направления

Сетка колонн 6x6 м

Временная нормативная нагрузка на перекрытия,  $TG^2/\text{м}^2$ 

		2000	1000	500	2000	1000	500	2000	1000	500	2000	1000	500	
3,6	2	3,15	1,82	1,61	6,20	3,82	3,38	4,77	2,16	1,91	6,59	4,12	3,84	
	3	7,21	3,38	2,77	10,11	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	
	4,8+3,6	16,81	8,25	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	—	1,91	1,75	—	4,56	4,03	—	2,16	1,91	—	4,94	4,37	
4,8	2	—	4,39	3,60	—	8,52	6,98	—	4,13	3,38	—	8,11	6,64	
	3	—	5,61	4,41	—	9,6	7,54	—	5,43	4,27	—	9,04	6,31	
	4	—	8,26	6,32	—	10,1	7,72	—	7,50	5,73	—	10,1	7,72	
	5	—	8,43	6,32	—	10,5	7,89	—	8,98	6,73	—	11,5	8,68	
	6	—	2,13	1,89	—	4,73	4,10	—	2,28	2,02	—	4,41	3,91	
	7	—	4,46	3,67	—	7,02	5,77	—	4,33	3,56	—	7,54	6,19	
4,8+4,8	2	—	8,24	4,92	—	8,82	6,79	—	5,98	4,71	—	11,50	5,90	
	3	—	8,22	6,30	—	10,7	8,21	—	7,06	5,87	—	9,73	7,45	
	4	—	8,79	6,61	—	10,8	8,18	—	9,41	7,07	—	11,59	8,12	
	5	—	3,65	3,10	2,78	14,41	7,31	6,51	4,54	2,88	2,56	10,15	7,12	6,34
	6	—	8,84	4,10	3,38	12,90	7,84	6,47	8,89	4,22	3,48	11,33	7,66	6,32
	7,2+6	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
6,0	5	21,19	8,85	6,82	28,25	14,4	11,1	21,08	10,1	7,80	24,41	12,9	9,91	
	6	—	14,2	10,8	—	19,1	14,4	—	14,5	11,0	—	17,4	13,1	

1.020-1/83.0-2 02/13

19828

122

0007  
105

## Продолжение таблицы 7

		Значения $K_1 \times 10^3$															
		Тип связей в консольных панелях															
		Треугольные продольного напряжения		Пятиугольные продольного напряжения		Треугольные поперечного напряжения		Пятиугольные поперечного напряжения									
		Сербка колонн 9x6 м															
		Пролет связей в консольных панелях, м															
		б		б		9		б		9							
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м <sup>2</sup>															
		1000		500		1000		500		1000							
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	8,28	7,96	8,53	18,47	11,6	9,54						
	4	10,7	8,45	14,1	11,1	9,08	10,9	8,54	18,97	11,9	9,39						
	5	15,3	11,7	19,3	14,8	14,10	15,1	11,5	19,83	10,8	12,9						
	6	16,9	12,7	21,4	18,1	13,1	16,7	12,8	20,4	11,4	16,1						
	4.8	2	3,57	3,14	7,02	6,23	2,00	4,18	3,71	8,20	6,38						
4.8; 6.0+4.8	3	7,39	6,08	13,1	10,7	5,21	7,35	8,04	15,77	11,3	9,21						
	4	9,65	7,67	13,7	10,8	7,84	10,2	8,05	14,38	11,4	9,01						
	5	10,9	13,0	17,7	13,6	10,92	13,3	10,2	17,92	15,2	11,7						
	6	17,4	12,1	21,3	16,0	14,0	15,6	11,8	20,98	13,4	14,6						
	6.0	2	4,21	3,74	10,5	9,28	2,85	4,90	4,35	13,74	10,4						
	3	7,16	5,90	14,4	11,8	5,21	6,79	5,54	13,02	9,92	8,11						
7.2+4.8	4	12,3	9,71	18,6	14,1	8,69	11,4	9,01	17,55	13,1	12,0						
	5	15,2	11,1	24,4	18,7	11,52	14,4	11,1	21,46	18,8	14,4						
	6	18,2	14,4	30,0	19,5	14,4	-	12,9	25,8	-	18,7						

Таблица 8

Коэффициент  $K_2$  для определения растяжения в колоннах от ветровой нагрузки  
 $8 \text{ кН/м}$

этаж- ность	Высоты, $H_3$ или $H_1 + H_2$ $\text{в м}$	Тип связей		этаж- ность	Высоты, $H_3$ или $H_1 + H_2$ $\text{в м}$	Тип связей	
		треугольные, продольные и поперечные	трапециевидные, продольные и поперечные			треугольные, продольные и поперечные	трапециевидные, продольные и поперечные
<b>Сетка колонн <math>6 \times 6</math> и <math>9 \times 6 \text{ м}</math></b>						<b>Сетка колонн <math>6 \times 6</math> и <math>9 \times 6 \text{ м}</math></b>	
2	3,6	0,07	0,01	4	6,0	0,135	0,04
	4,2, 4,8	0,065	0,015		7,2+6,0	0,120	0,035
3	6,0	0,06	0,005	5	3,6	0,125	0,075
	3,6	0,10	0,035		4,8+3,6	0,105	0,06
	4,8+3,6	0,08	0,025		4,2, 4,8	0,12	0,08
	4,2, 4,8	0,09	0,04		6,0+4,8	0,11	0,055
	6,0+4,8	0,08	0,01		6,0	0,145	0,07
	6,0	0,115	0,12		7,2+6,0	0,13	0,065
	7,2+6,0	0,105	0,105		3,6	0,13	0,09
4	3,6	0,115	0,055	6	4,8+3,6	0,115	0,075
	4,8+3,6	0,095	0,045		4,2	0,125	0,095
	4,2	0,11	0,06		4,8	0,125	0,095
	4,8	0,105	0,06		6,0+4,8	0,117	0,07
	6,0+4,8	0,095	0,03		6,0	0,125	0,085

Лист № 1 из 2. Проверено и подписано инженером

1.020-1/83. 0-5 02/173

Лист  
107

Таблица 9

Тип связей	Максимальная нагрузка на один из рядов столбов	Несущая способность столовых панелей (Мветр в тс/м на отрыв 0,8 тс) без учета сдвиговой работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. КА) при высоте этажей 3 м.					
		3,6		4,2			
		Сетка колонн 6x6 м					
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м <sup>2</sup>		1000		1000		2000	
M ветро	Q	M ветро.	Q	M ветро.	Q	M ветро.	Q
Треугольные связи поперечного направления	2	110	227	147	258	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	—	—
	2	138,7	28,4	167	29,3	199	34,4
Пятиугольные связи поперечного направления	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	—	—
	2	111	22,7	147	26,0	164,2	28,4
	3	250	37,6	370	40,6	376,4	47,5
Треугольные связи поперечного направления	4	435	50,7	456	45,1	320,2	32,2
	5	488	46,2	504	41,0	313,1	25,0
	6	555	44,2	565	38,4	—	—
	2	129	26,4	178	31,2	181,4	31,4
	3	289	42,5	386	49,3	337,5	42,6
	4	430,7	50,2	446	43,4	445,0	43,4
Пятиугольные связи поперечного направления	5	491,1	46,5	539	43,7	343,9	25,7
	6	565,8	45,1	580	39,4	—	—

1.020-1/83. 0-5 02.173

100

108

Продолжение таблицы 9

*Несущая способность сваевидных панелей (МногоВтсм  
но отк. и в.в.т.) без учета совместной работы с  
рабочими колоннами (без учета коэф. кр.)  
при высоте этажей в м.*

Тип связи	Материал конструкции	4.8								8.0							
		СЕРЫЕ КОЛОННЫ 6x6 М								Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м <sup>2</sup>							
		1000				2000				1000				2000			
		MногоВтсм	Q	MногоВтсм	Q	MногоВтсм	Q	MногоВтсм	Q	MногоВтсм	Q	MногоВтсм	Q	MногоВтсм	Q	MногоВтсм	Q
Треугольные связи противоречивого направления	2	186	28,5	209,1	31,6	288	35,1	270,4	32,5								
	3	384	42,7	392,4	43,0	340,8	30,1	258,9	22,6								
	4	433	37,3	209,6	17,8	318,8	28,0	296,1	19,8								
	5	487	34,2	277,7	19,2	425	23,4	308,9	16,4								
	6	556,7	32,9	—	—	600	28,9	—	—								
Пятиугольные связи противоречивого направления	2	186	28,5	191,8	28,9	288	30,1	181,4	21,9								
	3	305	33,9	267,8	29,34	362	39,0	275,7	25,4								
	4	317	27,3	322,8	27,3	405	27,8	329,8	22,7								
	5	374	28,2	338,6	23,4	409	28,1	328,9	18,24								
	6	414,5	24,7	—	—	—	—	—	—								
Треугольные связи противоречивого 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	319	20,0	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	27,5	—	—								
Пятиугольные связи противоречивого направления	2	217	33,2	222,7	33,7	184	22,5	186,2	22,5								
	3	287	31,9	293,2	32,1	210	19,3	222,4	19,4								
	4	420	30,2	421,5	36,4	412	28,3	425,9	28,6								
	5	521	30,5	252,3	16,9	393	21,9	396,5	21,8								
	6	596,5	35,2	—	—	—	—	—	—								

1020-1/83.0-5 02.113

## Продолжение таблицы 9

Несущая способность свайных понтонаў (м ветр 8 ГС  
дБГц) без учета совместной работы с рядовыми колоннами  
(без учета коэффициента  $K_A$ ) при волшете этажей в м

Тип связей	Материалы и конструкции	4,8 + 3,6		6,0 + 4,8		7,2 + 6,0			
		Сертификация							
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м <sup>2</sup>		1000		2000		1000	
		Метр	Q	Метр	Q	Метр	Q	Метр	Q
Треугольные связи продольного направления	2	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	296,0	404	156,0	45,2	458,9	45,2	392,5	31,7
	4	505,0	52,5	493,0	39,1	238,9	18,7	424,0	27,2
	5	502,0	48,4	543,0	35,6	308,3	20,0	463,0	24,5
	6	619,0	45,6	610,3	34,0	-	-	-	-
	7	-	-	-	-	-	-	-	-
Платформенные связи продольного направления	2	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	305,0	41,6	352,0	35,8	313,1	30,9	417,0	33,4
	4	366,0	38,1	362,0	28,5	361,9	28,8	454,0	29,1
	5	397,5	33,9	416,0	27,2	375,9	24,4	511,0	27,1
	6	480,0	35,4	458,0	25,5	-	-	-	-
	7	-	-	-	-	-	-	-	-
Треугольные связи поперечного направления	2	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	296,0	404	460,0	45,8	464,3	45,8	252,0	20,4
	4	513,0	53,4	493,4	39,1	329,7	25,8	423,0	27,1
	5	502,0	48,5	543,0	35,6	292,2	19,0	522,0	27,6
	6	625,0	46,1	610,0	34,1	-	-	-	-
	7	-	-	-	-	-	-	-	-
Платформенные связи поперечного направления	2	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	342,0	46,6	340,0	33,8	342,8	33,8	252,0	20,4
	4	506,0	52,8	479,3	38,0	487,3	38,1	461,0	29,5
	5	506,0	48,8	580,0	38,0	278	18,1	427,4	22,6
	6	637,1	47,0	654,0	36,5	-	-	-	-
	7	-	-	-	-	-	-	-	-

1020-1/83 0-5 02.11.3

документ

110

## Приложение таблица 4

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей панелей (Метр.д.м и кв.м) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета козф.ка) при боковом этаже вм					
		4,2		4,8		6,0	
		Метр.	кв.м	Метр.	кв.м	Метр.	кв.м
Грузоголовое связи поперечного 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
	2	199	34,4	237,4	36,0	291	35,1
Платформенные связи поперечного направления	3	242	30,6	177,7	19,5	308,3	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	—	—
	2	150	26,0	191	29,0	202,1	24,4
	3	376,4	47,5	392,4	43,0	332	28,9
Грузоголовое связи поперечного направления	4	442	43,4	440,1	37,5	446,6	30,0
	5	520	40,0	494,4	34,3	482,5	26,7
	6	—	—	563,4	33,0	417	19,5
	2	181,4	31,3	222,7	33,4	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
Платформенные связи поперечного направления	5	439,4	35,1	325,1	40,9	482,5	26,7
	6	—	—	563,4	33,0	—	—

1.020-1/83.0-5 02 113

Метр

111

## Продолжение таблицы 6

Тип связей	Номер элемента	Несущая способность свайных панелей (максимально на отрыв и в втс) без учета совместной работы с разобщенными колоннами (без учета коэф. Кп) при высоте этажей 8 м.			
		6,0+4,8		7,2+6,0	
		Серия колонн 9х6м (пролет свайной панели 8м)			
		M ветр	Q	M 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	—	—
	7	—	—	—	—
Пятачевые связи продольного направления	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	391,2	21,0	—	—
	7	—	—	—	—
	8	—	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	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	—	—
	7	—	—	—	—
	8	—	—	—	—
Пятачевые связи поперечного направления	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	614,9	34,0	—	—
	7	—	—	—	—
	8	—	—	—	—
1.020-1/83. 0-5 02.11.83					
19828 129					
100 112					

## Продолжение табл.9

Тип связей	Метод расчета	Несущая способность связей по панели (Метр 87 и 78 гс) без учета совместной работы с радиальными колоннами (без учета козф.к) при высоте этажей в 8 м					
		4.2	4.8	6.0		6.0	
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связей панели 8-9м)					
Грузоделовые связи поперечного направления	Метр	Q	Метр	Q	Метр	Q	Метр
	2	150.2	26	191	28.9	318.2	38.4
	3	316.4	47.5	491.4	53.9	550.7	48.0
	4	577.6	58.4	804.8	51.8	618.4	41.6
	5	702.0	58.2	690.7	47.9	619.8	39.6
	6	—	—	774.7	49.4	—	—
Платформенные 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	Метод расчета	Несущая способность связей по панели (Метр 87 и 78 гс) без учета совместной работы с радиальными колоннами (без учета козф.к) при высоте этажей в 8 м					
		6.0 + 4.8	7.2 + 6.0	6.0 + 4.8		7.2 + 6.0	
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связей панели 8-9м)					
Грузоделовые связи поперечного направления	Метр	Q	Метр	Q	Метр	Q	Метр
	2	—	—	—	—	—	—
	3	574.9	58.7	637	51.0	51.0	51.0
	4	692.8	54.2	675.9	43.0	43.0	43.0
	5	766.9	49.8	1217.1	38.9	38.9	38.9
	6	849.6	46.8	—	—	—	—
Платформенные связи поперечного направления	2	—	—	—	—	—	—
	3	—	—	307.9	24.7	24.7	24.7
	4	528.5	41.1	510.7	32.5	32.5	32.5
	5	601.5	30.0	536.9	28.3	28.3	28.3
	6	673	34.1	—	—	—	—

1020-1/83 0-5 02/13

Лист  
113

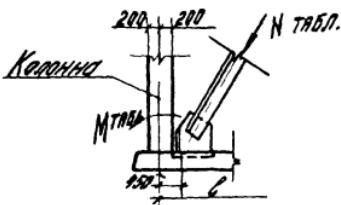


Таблица 10

Тип обвязей	Геометрическое преднагружение	Максимальное расчетное усилие на изгиб в тс, передаваемое от расхода стапон обвязи 1-го этажа на здание при условии однородного разнодименсного приложения на обвязку пояса соответствуя ее несущей способности									
		Секция колонн $b \times h$ : $t = 6\text{м}$					Секция колонн $9 \times 6,5 \times 3,5$				
При высоте этажей $H_{et}$ или $H_{et} + H_{st}$ в м											
		1000		2000		1000		2000		1000	
Треугольное обвязы поперечного нагружения	2	11	21	27	42	23	38	21	24	42	
	3	38	40	51	53	40	34	37	42	53	
	4	52	40	47	45	36	30	37	45	45	
	5	48	34	43	36	32	28	35	42	45	
	6	45	33	41	34	—	—	33	40	35	
	7	24	36	46	45	33	49	35	46	70	
Пятиугольные обвязы поперечного нагружения	3	54	39	58	99	62	79	33	35	98	
	4	59	43	60	87	68	71	34	48	82	
	5	54	41	49	70	65	—	32	44	74	
	6	55	38	54	—	—	—	30	42	—	
	7	21	13	14	28	27	35	21	28	28	
	8	38	40	52	50	42	32	37	51	63	
Треугольные обвязы поперечного нагружения	3	52	40	46	45	36	32	46	46	43	
	4	47	36	31	46	38	—	35	41	38	
	5	45	25	40	33	—	—	33	39	23	
	6	24	35	45	44	42	59	32	22	42	
	7	61	57	61	69	76	68	47	60	84	
	8	69	57	77	91	95	93	47	69	51	
Пятиугольные обвязы поперечного нагружения	3	42	57	70	68	86	—	51	46	68	
	4	70	51	73	—	—	—	42	67	—	
	5	70	51	73	—	—	—	42	67	—	
	6	70	51	73	—	—	—	42	67	—	
	7	70	51	73	—	—	—	42	67	—	
	8	70	51	73	—	—	—	42	67	—	

1020-1/83 0-5 02/13

007

114

Таблица 11

Тип связей	Максимальный напряженный коэффициент	Ноксимальный расчетный момент между втс.м, передаваемый на фундамент в узле зоны при изгибе колонны при нарезке на стяжевую панель, соответствующей ее несущей способности																								
		Сетка колонн бхбм: l = 6м						Сетка колонн бхбм			Сетка колонн бхбм															
При высоте этажей, Нэт или Нэт + Нэт бм																										
3,0; 4,2; 4,8; 6,0; 7,2; 8,0; 9,0; 10,0; 11,0; 12,0; 13,0; 14,0; 15,0; 16,0;																										
1,8+3,6; 4,2; 6,0+4,8; 7,2+6,0; 8,0+3,6; 7,2+5,0;																										
Временная нормотивная нагрузка на перекрытия, тс/м <sup>2</sup>																										
1000 2000 1000																										
Треугольные связи противодействия 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																
	7	13	18	15	10	9	10	16	14	14																
Пятиугольные связи продольного направления	3	18	18	14	15	11	12	14	12	14																
	4	9	10	10	12	13	14	10	10	15																
	5	9	9	10	13	14	14	9	10	14																
	6	9	9	10	-	-	-	9	10	-																
	7	2	3	3	2	4	4	3	3	2	3	3	3													
	8	3	4	4	2	4	4	4	4	2	4	4	4													
Треугольные связи поперечного направления	9	2	2	2	2	4	4	2	4	2	5	4	4													
	10	2	2	2	2	4	3	2	2	2	5	4	5													
	11	2	2	2	2	-	-	2	2	2	5	4	-													
	12	2	10	14	12	10	9	11	12	11	9	12	12													
	13	3	16	21	17	16	15	12	14	16	10	14	15													
	14	4	13	14	14	10	14	14	11	12	8	20	20													
Пятиугольные связи поперечного направления	15	5	12	13	14	9	14	14	11	8	10	18	20													
	16	6	13	13	14	-	-	10	12	-	20	24	23													
	17																									
	18																									
	19																									
	20																									

1.020-1/83.0-5 02.11.3

0007  
115

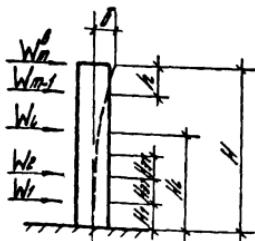


Таблица 12

Эквивалентная жесткость стальных панелей из сплошных сажей марок, укладанных в волнистое 0-2 при воз действии ветровой нагрузки  $10^{-3}$  в эк.,  $8 \text{ тс}/\text{м}^2$   
высоты колонн  $6 \times 6 \text{ м}$

Тип обвязей	Эквивалентная жесткость, $\text{тс}/\text{м}^2$	3,6			4,2		4,8	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, $\text{тс}/\text{м}^2$	1000	2000	1000	2000	1000	2000
Грушевидного сечения продольного направления	2	0,064	0,052	0,080	0,101	0,096	0,152	
	3	0,115	0,139	0,155	0,213	0,162	0,287	
	4	0,320	0,287	0,414	0,349	0,410	0,411	
	5	0,470	0,400	0,544	0,501	0,580	0,602	
	6	0,800	—	0,759	—	0,770	—	
	7	0,025	0,023	0,029	0,028	0,037	0,033	
Птицеголовные сечения продольного направления	3	0,045	0,051	0,056	0,080	0,078	0,109	
	4	0,096	0,126	0,127	0,161	0,170	0,190	
	5	0,202	0,212	0,251	0,260	0,283	0,309	
	6	0,360	—	0,443	—	0,475	—	
	7	0,020	0,020	0,101	0,108	0,118	0,148	
	8	0,142	0,143	0,193	0,222	0,200	0,302	
Грушевидного сечения поперечного направления	4	0,296	0,295	0,407	0,362	0,410	0,430	
	5	0,450	0,412	0,544	0,503	0,526	0,594	
	6	0,568	—	0,733	—	0,750	—	
	7	0,031	0,028	0,033	0,053	0,047	0,078	
	8	0,052	0,053	0,057	0,095	0,075	0,128	
	9	0,118	0,115	0,176	0,191	0,186	0,267	
Птицеголовные сечения поперечного направления	5	0,228	0,248	0,268	0,311	0,320	0,374	
	6	0,344	—	0,441	—	0,475	—	
	7	0,031	0,028	0,033	0,053	0,047	0,078	
	8	0,052	0,053	0,057	0,095	0,075	0,128	
	9	0,118	0,115	0,176	0,191	0,186	0,267	
	10	0,228	0,248	0,268	0,311	0,320	0,374	

1.020-1/83.0-5 02173

1003

116

Продолжение табл. 12

Эквивалентная жесткость связей дюбелей из стальных связей между образинами в выпуклое 0-9 при воздействии ветровой нагрузки  $10^{-3} \cdot 83k, 372N^2$  Сталь баллони бхбм.

Высоты этажей ( $H_1 + H_2 + H_3$ ) м

0.0	$4.8 + 3.6$	$6.0 + 4.8$	$7.2 + 6.0$
-----	-------------	-------------	-------------

Временная нормативная нагрузка на переднюю опору  $N_f$

1000	2000	1000	2000	1000	2000	1000	2000
------	------	------	------	------	------	------	------

Треугольное связи поперечного напряжения	2	0,164	0,152	0,064	0,062	0,096	0,152	0,164	0,152
	3	0,200	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	0,565	0,501	0,509	0,401	0,546	0,602	0,735	0,501
	6	0,803	—	0,656	—	0,850	—	—	—
	2	0,038	0,033	0,026	0,023	0,034	0,033	0,038	0,033
	3	0,104	0,109	0,056	0,051	0,098	0,109	0,117	0,109
Треугольные связи поперечного напряжения	4	0,191	0,190	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	—	0,411	—	0,548	—	—	—
	2	0,141	0,20	0,080	0,069	0,118	0,148	0,141	0,200
	3	0,200	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	0,620	0,595	0,481	0,412	0,638	0,594	0,645	0,595
Платформенные связи поперечного напряжения	6	0,810	—	0,616	—	0,814	—	—	—
	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	0,215	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	—	0,398	—	0,510	—	—	—

1.020-1/83.0-5 02773

Лист  
117

## Продолжение таблицы 12

Тип связи	Этажность, $\pi$	Эквивалентная жесткость связей поясов из стальных связей морж, уложенных в волнистое 0-2 при воздействии ветровой нагрузки $10^{-3}$ в эк, в т.м <sup>2</sup>						
		Серия колонн 9x6 м (предель связей поясов 8-5м)						
		Высоты этажей (Нэт или Н <sub>1</sub> + Н <sub>2</sub> ), м						
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0	
Треугольные связи противосдвигового 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	0,500	0,415	0,504	0,688	—	
	7	0,628	0,638	0,639	—	—	—	
Лицевые связи противосдвигового направления	2	0,058	0,062	0,090	0,060	0,072	0,104	
	3	0,144	0,156	0,171	0,137	0,185	0,189	
	4	0,222	0,266	0,266	0,186	0,295	0,288	
	5	0,342	0,395	—	0,264	0,429	—	
	6	0,404	0,103	0,143	—	—	—	
	7	0,488	0,190	0,320	0,168	0,222	0,355	
Треугольные связи поперечного направления	2	0,390	0,353	0,500	0,341	0,408	0,538	
	3	0,491	0,540	0,660	0,446	0,610	0,746	
	4	0,403	0,142	0,495	0,594	0,784	—	
	5	0,335	0,051	0,043	—	—	—	
	6	0,044	0,018	0,132	0,018	0,091	0,155	
	7	0,196	0,194	0,240	0,197	0,243	0,262	
Лицевые связи поперечного направления	2	0,303	0,326	0,372	0,281	0,349	0,410	
	3	0,418	0,472	—	0,394	0,521	—	
	4	0,035	0,051	0,043	—	—	—	
	5	0,196	0,194	0,240	0,197	0,243	0,262	
	6	0,335	0,051	0,043	—	—	—	
	7	0,418	0,472	—	0,394	0,521	—	

1020-1/83.0-5 02173

1007  
118

## Продолжение табл. 12

Тип связей	Глубина вывешивания	Эквивалентная жесткость связанных панелей из стальных связей между штампами в единицах $\theta \cdot S$ при воздействии вертикальной нагрузки $10^{-3} \cdot 8$ Эк, $8$ Тс. м $^2$					
		Сетка колонн $9 \times 6$ м (пролет связанный панели $\theta = 9$ м)					
		Высоты этажей ( $H_{эт}$ или $H_1 + H_2$ ), м					
		4,2	4,8	6,0	$4,8+3,6$	$6,0+4,8$	$7,2+6,0$
Грифельного типа 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	0,553	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
	2	0,017	0,015	0,031	0,017	0,015	0,031
Грифельного типа поперечного направления	3	0,040	0,055	0,101	0,025	0,055	0,101
	4	0,149	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

Модуль упругости	112000	Коэффициент	0,2070
Модуль упругости	112000	Коэффициент	0,2070

1.020-1/83.0-5 02/73

Лист

119

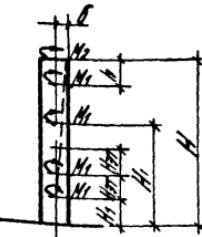


Таблица 13

Тип объектов	Глубина моря, м	Эквивалентная жесткость обвязок при нагрузках от волнения солной морской, усиленных в 10 раз, при воздействии неравномерной волнистой волны на крен 10° в 0-1 при глубине моря 10 м					
		Сетка 100x100 5x5 м			Высоты этажей (Нет или Н1+Нет), м		
		3,6	4,2	4,8			
		1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольного связи	2	1,01	0,54	1,03	0,61	1,00	0,68
Прямоугольного направления	3	0,62	0,34	0,56	0,33	0,60	0,34
	4	0,60	0,30	0,53	0,30	0,50	0,30
	5	0,59	0,29	0,56	0,27	0,57	0,29
	6	0,82	—	0,92	—	0,92	—
Пятиугольного связи	2	3,55	1,93	2,41	1,97	0,63	2,00
Прямоугольного направления	3	0,20	1,23	0,99	1,33	0,61	1,44
	4	0,84	1,09	0,88	1,10	0,69	1,11
	5	0,89	1,10	1,03	1,11	0,83	1,11
	6	1,04	—	1,17	—	1,19	—
Треугольного связи	2	0,35	0,33	0,41	0,39	0,45	0,36
Прямоугольного направления	3	0,46	0,52	0,46	0,52	0,48	1,44
	4	0,51	0,63	0,53	0,64	0,49	0,64
	5	0,57	0,74	0,63	0,75	0,62	0,74
	6	0,71	—	0,80	—	0,82	—
Пятиугольного связи	2	0,32	0,46	0,37	0,59	0,50	0,42
Прямоугольного направления	3	0,52	0,73	0,48	0,83	0,70	0,92
	4	0,64	0,91	0,63	0,93	0,80	0,97
	5	0,74	0,98	0,91	0,99	0,85	1,01
	6	0,87	—	0,96	—	1,02	—
		1.020-1/83.0-5 02.11.3					

## Продолжение табл. 1.3

Тип связи	Номер параметра	Эквивалентная жесткость связей, показанная из стальных связей модок, указанных в блокете 0-1 при действии наружной горизонтальной нагрузки $10^3 \cdot 10^3 \text{ кг/м}^2$ , т.н.								
		Бетон кирпич бxб м								
Высоты этажей (Н <sub>1</sub> или Н <sub>1</sub> +Н <sub>2</sub> ), м										
		0.0		4.8 + 3.6		6.0 + 4.8		7.2 + 6.0		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, $\text{т/м}^2$								
		1000	2000	1000	2000	1000	2000	1000	2000	
Треугольные связи противогравитационные	2	0.59	0.82	1.01	0.61	1.00	0.75	0.59	0.88	
	3	0.59	0.83	0.82	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	0.57	0.85	0.57	0.78	
	6	0.66	—	0.82	—	0.82	—	—	—	
	2	3.28	2.08	3.55	1.94	0.63	2.04	3.28	2.11	
Птицеголовые связи противогравитационные направленные	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	0.83	1.4	0.75	1.13	
	6	0.87	—	1.04	—	1.19	—	—	—	
	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	
Треугольные связи перегородочного направления	4	0.51	0.64	0.51	0.63	0.49	0.64	0.51	0.65	
	5	0.48	0.74	0.54	0.74	0.62	0.74	0.48	0.74	
	6	0.61	—	0.71	—	0.82	—	—	—	
	2	0.81	0.91	0.70	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	1.10	
	4	0.83	1.03	0.64	0.92	0.80	1.00	0.83	1.04	
Птицеголовые связи перегородочного направления	5	0.68	1.04	0.74	0.98	0.85	1.02	0.68	1.05	
	6	0.78	—	0.87	—	1.02	—	—	—	

1.020-1/83.0-5 02.11.3

дата  
12.1

## Продолжение табл. 13

Тип связей	Номер столбца	Заданная жесткость связей панелей из стальных рамных якорей, углованных в болтушке 0-1 при воздушном нагружении вертикальной нагрузкой $10^{-3} \text{ кН/m}^2$					
		Серия колонн 3x6 м (пролет связей панели 6-6м)	Высоты этажей (Нет или Н1+Н2)				
		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	0,89	0,81	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
	7	5,02	4,38	13,05	5,02	4,38	13,05
Платформенные связи продольного направления	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
	7	0,41	0,41	0,36	0,41	0,41	0,36
	8	0,38	0,43	0,53	0,35	0,43	0,53
Треугольные связи поперечного направления	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	0,80	0,92	1,19
	7	0,86	0,49	0,85	0,65	0,49	0,85
	8	0,52	0,66	0,79	0,52	0,66	0,79
	9	0,83	0,86	0,81	0,80	0,86	0,81
Платформенные связи поперечного направления	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
	7	0,86	0,93	1,08	0,81	0,93	1,08
	8	0,66	0,86	0,93	0,61	0,86	0,93
	9	0,86	0,93	1,08	0,81	0,93	1,08
	10	0,86	0,93	1,08	0,81	0,93	1,08

1020-1/83 0-5 02173

1007

122

## Продолжение табл.13

Тип связей	Номер этажа	Эквивалентная жесткость связей панелей из стальных связей марок, указанных в таблице б-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки $10^{-7} \cdot 8'' \text{зк.}, \text{т/м}^2$					
		Сетка колонн $9 \times 6 \text{м}$ (пролет связей панели $\delta = 9 \text{м}$ )					
		Высоты этажей (Нэт или Нэт+Нэт), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Грушевидные 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
Платформенные связи поперечного направления	2	1,02	2,40	5,25	1,02	3,80	6,55
	3	1,51	5,48	8,65	0,71	5,48	10,24
	4	3,07	3,71	3,00	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

		Значения $K_{Re}^{\max}$										
		Тип связей в балках										
Высоты этажей H или H+1/H	Этажность, эт	Треугольные связи продольного направления		Пятиугольные связи продольного направления		Треугольные связи поперечного направления		Пятиугольные связи поперечного направления				
		бхб	9x6	бхб	9x6	бхб	9x6	бхб	9x6	бхб	9x6	
Временная нормотивная нагрузка на перекрытия, т/м <sup>2</sup>												
		1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	
3,6	2	1,2		1,5		1,2		1,4		1,3		
3,6; 4,8+3,6	3	1,3	1,25	1,3	1,25	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4	1,4	
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,7	1,5	1,7	1,5	1,6	1,45	
	5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8		1,4	1,8	1,7	1,8	
	6	1,8	1,75	1,8	1,8		1,85	1,8		1,8	1,75	
4,2	2	1,2		1,8		1,2		1,45		1,4		
	3	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,4	1,4	
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,8	1,7	1,75	1,7	1,6	1,85	
	5	1,8	1,75	1,8	1,75		1,5	1,8	1,7	1,85		
	6	1,8	1,7	1,8	1,7	1,85	1,8	1,85	1,5	1,7		
	7	1,2		1,8		1,2		1,45		1,4		
4,8; 6,0+4,8	2	1,2		1,65		1,2		1,4		1,3		
	3	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,3	1,8	
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,7	1,5		1,6	1,4	1,6	
	5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,55	1,4	1,65	1,5	
	6	1,7	1,4	1,7	1,4	1,85	1,48	1,5	1,45	1,5	1,55	
	7	1,2		1,5		1,5		1,4		1,5		
6,0	2	1,2		1,5		1,5		1,2		1,5		
	3	1,3		1,8		1,3		1,7		1,7		
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6		1,5	1,4	1,5	1,6	
	5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6		1,4	1,2	1,4	1,2	
	6	—	1,3	—	1,3	—		—	1,3	—	1,3	
	7	—		—		—		—		—		

Таблица 15

Максимальное значение  $M_{\text{вертик}}$  в том и  $N_{\text{ВТ}}$   
(см. рис. 33) когода

Полная полезная нагрузка из одной поглощенной единицы среднесточечного колонн- стоечного блока из связей колонн и отсечек бует у фундаментов (см. рис.)	На единицу площади одной из колонн-полная полез- ная нагрузка у блоков связей колонн и отсечек бует у фундаментов	Полезная нагрузка распределена равномерно ( $M_{\text{вертик}}=0$ )
--	---	---

## Середина колонн бхб

Временная нормативная нагрузка на перекрытия  $1000 \text{ кН}^2/\text{м}^2$

	$M_{\text{вертик}}$	$N$	$M_{\text{вертик}}$	$N$	$N$
--	---------------------	-----	---------------------	-----	-----

3,6	2	188,97	136	166,47	149	210
-----	---	--------	-----	--------	-----	-----

	3	329,97	220	284,97	245	351
3,6;	4	470,97	303	403,47	342	492
4,8+3,6	5	611,97	386	521,97	438	634
	6	752,97	470	640,47	534	775

	2	188,97	131	166,47	150	210
	3	329,97	221	284,97	245	351

4,2	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
	3	329,97	222	284,97	248	354

4,8;	4	470,97	307	403,47	345	496
6,0+4,8	5	611,97	391	521,97	443	638
	6	752,97	476	640,47	540	781

6,0	2	188,97	139	166,47	152	212
	3	329,97	224	284,97	250	355

6,0;	4	470,97	309	403,47	348	498
7,2-6,0	5	611,97	394	521,97	446	642
	6	752,97	479	640,47	544	781

1.020-1/83.0-5 02.11.3

1000

125

Продолжение табл 15  
М бертик 8 том и N 87  
2022

1.020-1183.0-5

02/03

210

19828

143

26

## Продолжение таблицы 15

Максимальное значение М бертик в том и  
N вт (см. рис. 33) когда

Полезная нагрузка состояла из двух одинаковых колонн из сталь-  
ных колонн и опоргается  
у других колонн (см. рис. 33)

На эпизодической площа-  
ди из колонн-полных  
полезная нагрузка, члененая  
колонны-об полезной  
нагрузки

Полезная  
нагрузка  
распределена  
равномерно  
(M бертик=0)

Сетка колонн 9x6 м

Пролет обвязовой панели

	6	9		6	9		6	9
--	---	---	--	---	---	--	---	---

Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кН/м<sup>2</sup>

M бертик	N	N	N						
----------	---	----------	---	----------	---	----------	---	---	---

2	244,68	174	303	197	200,73	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	487	930	582	636,21	570	820	581	647	985
---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	-----	-----

6	969,12	605	1139	940	779,37	696	1004	709	701	1180
---	--------	-----	------	-----	--------	-----	------	-----	-----	------

4,8	2	244,68	174	304	197	200,73	192	270	197	215	321
-----	---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	-----	-----

3	425,79	283	514	326	349,89	319	453	326	360	537
---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	-----	-----

4,8;	4	606,90	391	723	455	493,05	446	637	455	505	752
------	---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	-----	-----

80+68	5	788,01	500	932	583	636,21	572	821	583	649	987
-------	---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	-----	-----

6	969,12	609	1142	942	779,37	699	1004	712	794	1183
---	--------	-----	------	-----	--------	-----	------	-----	-----	------

6,0	2	244,68	175	305	199	200,73	196	266	199	216	323
-----	---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	-----	-----

3	425,79	284	515	329	349,89	321	446	329	361	539
---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	-----	-----

6,0;	4	606,90	393	724	458	493,05	446	626	458	506	755
------	---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	-----	-----

72+60	5	788,01	502	934	588	636,21	571	806	588	651	972
-------	---	--------	-----	-----	-----	--------	-----	-----	-----	-----	-----

6,0	6	969,12	611	1144	918	779,37	696	986	748	796	1188
-----	---	--------	-----	------	-----	--------	-----	-----	-----	-----	------

1.020-1/83.0-5 02 17,3

19828

144

100%

127

Таблица 16

Значение  $\delta$  в  $\text{мм} \times 10^3$ 

Вид сечения и направления нагружения, к. Н/мм <sup>2</sup>	Тип сварных пунктов	Состав колонны в м							
		6х6	9х6	6х6	9х6	6х6	9х6	6х6	9х6
3,6, 48+48	Треугольные связи продольного направления	2	1	-	0,3	-	1	-	0,8
	Платформенные связи продольного направления	3	0,8	-	0	-	0,4	-	-
	Треугольные связи поперечного направления	4	0,8	-	0,4	-	0,8	-	0
	Платформенные связи поперечного направления	5	0,5	-	0,3	-	0,6	-	0,2
		6	0,6	-	0,6	-	0,5	-	0,2
		7	1	1	0	0	1	1	0,2
4,2		8	0,4	0,6	0	0	0,9	0,8	0
		9	0,8	0,8	0,5	0,3	0,9	0	0
		10	0,5	0,2	0,3	0,4	0	0,8	0,3
		11	0,4	0,3	0,7	0,3	0,6	0,8	0
		12	1	1	0,2	0	1	1	0
		13	0,6	0,7	0	0,2	0,5	0,5	0,2
4,8 60+48		14	0,5	0,6	0,2	0,7	0,5	0,5	0
		15	0,2	0	0,1	0,4	0,2	0,6	0
		16	0,5	0	0,5	0,1	0,4	0,4	0
		17	1	1	0,2	0	1	1	0,2
		18	0,6	0,7	0	0,2	0,5	0,5	0,3
		19	0,4	0,6	0,2	0,7	0,5	0,6	0
6,0, 72+60		20	0,2	0	0,1	0,4	0,2	0,6	0
		21	0,5	0	0,5	0,1	0,4	0,4	0,2
		22	1	1	0	0	1	1	0
		23	0,4	1	0	0	0,9	0,9	0
		24	0	1	0	0,2	0,3	1	0
		25	0	0	0	0,2	0,2	0,5	0
		26	0	-	0	-	0	-	0,1
		27	0	-	0	-	0	-	0
		28	0	-	0	-	0	-	0
		29	0	-	0	-	0	-	0
		30	0	-	0	-	0	-	0
		31	0	-	0	-	0	-	0

1.020-1/83.0-5

19828

02.11.3

1. Пространственная работа каркаса обеспечивается совместно вертикальными устоями из стальных связей и горизонтальными дисками перекрытий. Растигающие 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-Г, 0-2.

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

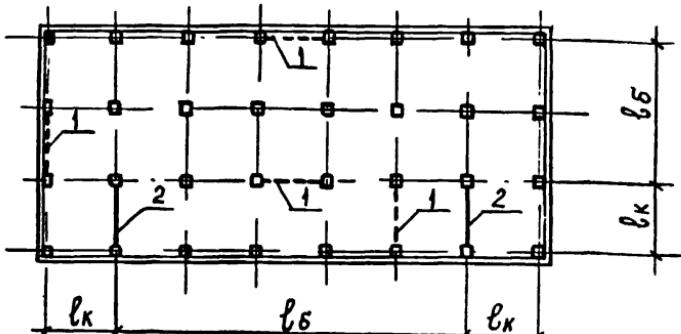
3. При назначении шага связевых панелей расстояние от края здания (или края температурного блока) до ближайшего вертикального устоя  $b_K$  (см. рисунок) не должно превышать значений, приведенных в таблице I, а расстояние между соседними элементами жесткости  $b_b$  не должно превышать значений, приведенных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

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

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

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

				I.020-1/83.0-5 ОЭЛЗ		
				Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных панелей при промежуточном замоноличивании	Стадия	Лист
Нач. отд.	Кодын	Бл. 1	25.03	P	I	4
Нормаконт	Марченко	ЧУр	25.03			
ГИП	Марченко	ЧУр	25.03			



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.

Изг. №	Подпись и дата	Взам. инд. №

Таблица 1

Высота здания, м. для зданий с одинаковой длиной, шириной и высотой		Максимальное расстояние $R_k$ (см. рис. 1)																
		Сетка колонн $6 \times 6$ м					Ветровой район 4 типа местности по СНиП II-6-74											
		I A, I B; II B			II A, III B			III A										
		2000	1500	1000	500	2000	1500	1000	500	2000	1500							
3,6	12	18			18			18										
	18	24	30		24			18	24									
	24	30			30			24										
	30	30			30			30										
	36-60	30			30			30										
4,2	12	18			18			12	18									
	18	24	24		24			18										
	24	30			24	30		24										
	30	30			30			30										
	36-60	30			30			30										
4,8	12	18			18			12										
	18	24	18		24	24		18										
	24	30			24			24	30									
	30	30			30			24										
	36-60	30			30			30										
6,0	12	18			12	18		12										
	18	24	18		24			18										
	24	24	30		24			18	24									
	30	30			30			24										
	36	30			30			24										
48-60	42	30			30			30										

В таблице данные значения  $R_k$  для зданий с одинаковым расположением ригелей при длине здания в направлении перпендикулярной плоскости ригелей не менее 36 м.

1020-1/83.0-5 03.11.3

Лист  
3

## Продолжение таблицы 1

Максимальное расстояние  $\delta_x$  (см. рис. 1)

Серия колонн 9х6м

Ветровой район и тип местности по СНиП-II-Б-74

Iя; Iб; IIб      IIя; IIIб      IIIя

Временная нормативная нагрузка на перекрытие,  $\text{кН}/\text{м}^2$ 

1000 750 500 1000 750 500 1000 750 500

Баланса вертикальных нагрузок	$\delta_x = 6m$ для вертикальной динамической нагрузки, не превышающей $1000 \text{ кН}/\text{м}^2$	18	24	18		18		
		27					24	
		$36 \div 60$		30			30	
4.2	$\delta_x = 6m$ для вертикальной динамической нагрузки, не превышающей $750 \text{ кН}/\text{м}^2$	18	18	24		18		
		27				24	30	
		$36 \div 60$		30		30		
							24	30
4.8	$\delta_x = 6m$ для вертикальной динамической нагрузки, не превышающей $500 \text{ кН}/\text{м}^2$	18	18			18		
		27	24	30		24		
		$36 \div 60$					24	
6.0	$\delta_x = 6m$ для вертикальной динамической нагрузки, не превышающей $300 \text{ кН}/\text{м}^2$	18	18			18		
		27	24	30		24		
		$36, 42$					24	
		$48, 60$		30			30	

См. примечания на листе 3

1020-1/83.0-5 03/13

4

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.020-1/83 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

$$z = 0,4 \text{ м}$$

ИМЯ, ФИО ПОДАДЕЛЫ, ПОДЛИНСКИЙ ДАТА 05.04.74

				I.020-1/83.0-5 04ЛЗ			
				Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	Стадия	Лист	Листов
НАЧ.ПТК	Кобылов	Член	25.03		P	1	3
ПРОМОКОР	ЗВЕРЕВ	Член	25.03				
ГИП	ЗВЕРЕВ	Член	25.03				

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

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

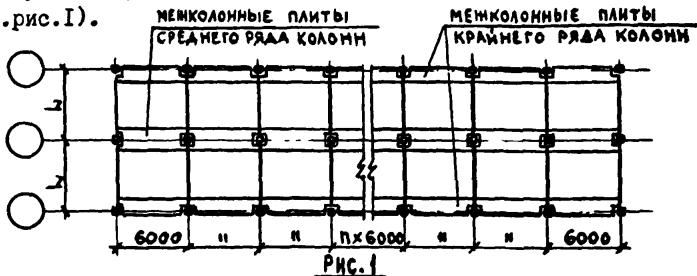


РИС.1

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

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

$\Sigma M$  – несущая способность по суммарному изгибающему моменту крайних и средних межколонных плит в плоскости диска перекрытия.

$M_{\text{пр}}$  – тоже по суммарному пролетному изгибающему моменту;  
 $M_k$  – тоже по суммарному консольному изгибающему моменту; (см.рис.2).

Таким образом  $\Sigma M = 2 M_k + M_{\text{ср.}}$ , где  $M_k$  – несущая способность по моменту в плоскости диска крайней межколонной плиты;  $M_{\text{ср.}}$  – 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  $Z = 1,0$  м., а растягивающее усилие на одно ребро равно 7,2 тс, следовательно несущая способность по изгибающему моменту равна:

1.020-1/83.0-5 04ПЗ

Лист

2

Инв. № подл.	Подпись и дата взамен № подл.

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

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

$$\Sigma M \geq 16,25 \text{ тс.м}$$

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

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

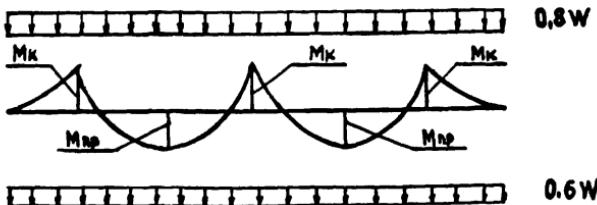


Рис. 2

ВРЕМЕННЫЕ СВЯЗИ                            СВЯЗИ ПО ПРОЕКТУ

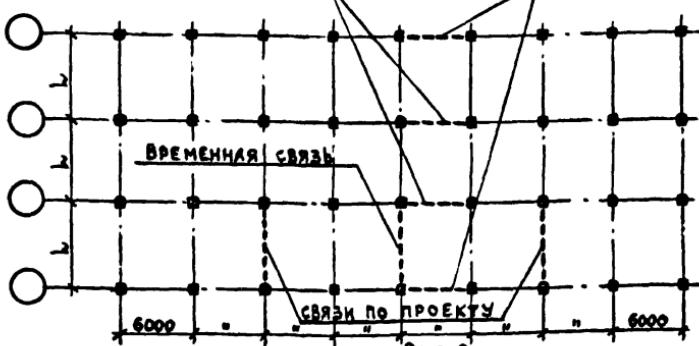


Рис. 3

I.020-I/83.0-5 04П3