https://zavodjbi.com/

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.020-1/87

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

ВЫПУСК 0-5

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

Вн. 32828 от 1/137

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.020-1/87

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

ВЫПУСК 0-5

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

РАЗРАБОТАНЫ
ЦНИИПРОИЗДАНИЯ

ГЛАВНЫЙ ИНЖЕНЕР ИНСТИТУТА В.ГРАНЕВ
НАЧАЛЬНИК ОТДЕЛА
ГЛАВНЫЙ ИНЖЕНЕР ПРОЕКТА Э.КОЛЕСНИКОВА

НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА Р.СЕРЫХ
ЗАВ.ЛАБОРАТОРИЕЙ
ЗАВ.СЕКТОРОМ Н.КОРОБОВ

ЦНИИСК ИМ.КУЧЕРЕНКО В.А.
ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА Н.ОКЛАДНЕВ

УТВЕРЖДЕНЫ
ГОССТРОЕМ СССР,
ПРОТОКОЛ ОТ
12 ДЕКАБРЯ 1990 г.
N=АЧ-15,
ВВЕДЕНЫ В
ДЕЙСТВИЕ С
1 ИЮЛЯ 1991 г.

Вх. 32828 12

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Обозначение документа	Наименование	Стр.
I.020-I/87.0-5- IПЗ	Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	3
I 020-I/87.0-5- 2ПЗ	Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	I7
I.020-I/87.0-5- 3ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных плит при поэтажном замоноличивании	I30
I.020-I/87.0-5- 4ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	I54

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Вх. 32828 л. 3

				1.020 - 1/87. 0-5		
Нач. отд.	Кодыш			Содержание	Стадия	Лист	Листов
ГИП	Марченко				Р		1
Н. контр.	Горшкова				ЦНИИПРОМЗДАНИЙ	
Техник	Скворцова					

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

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

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

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

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

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

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

Вх. 32828 л. 4

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №				I.020-I/87.0-5-ИЗ	
			Зав. отд.	Расторгуев		Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	Стадия: Р; Лист: 1; Листов: 14
			Конструктор	Селю			ЦЕЛЛЮЛОЗНЫЙ
			Гл. спец.	Аппок			

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

I.5. Под фактической нагрузкой подразумевается нагрузка от технологического или иного оборудования, материалов, напольного и подвесного транспорта, временных перегородок и др., а также нагрузка от людей, сформированная в предположении:

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

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

возможного наибольшего скопления людей на свободных от оборудования площадях;

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

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

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

Вх. 32828 л 5

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

I.7. Нагрузку от веса оборудования и напольного транспорта следует принимать в соответствии с требованиями п.3.3 главы СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

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

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

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Вх 32828 л. 6

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

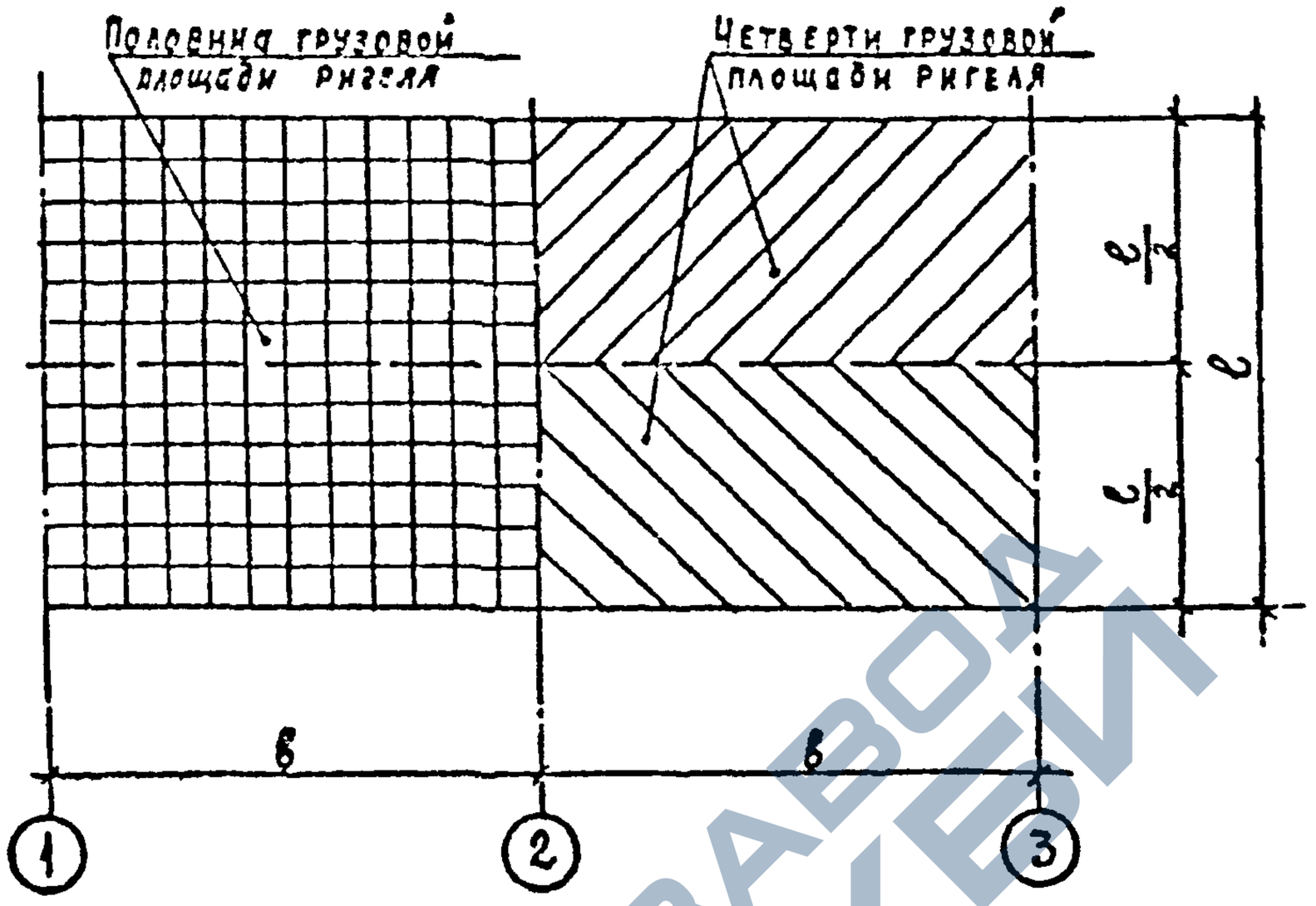


Рис. 1.1

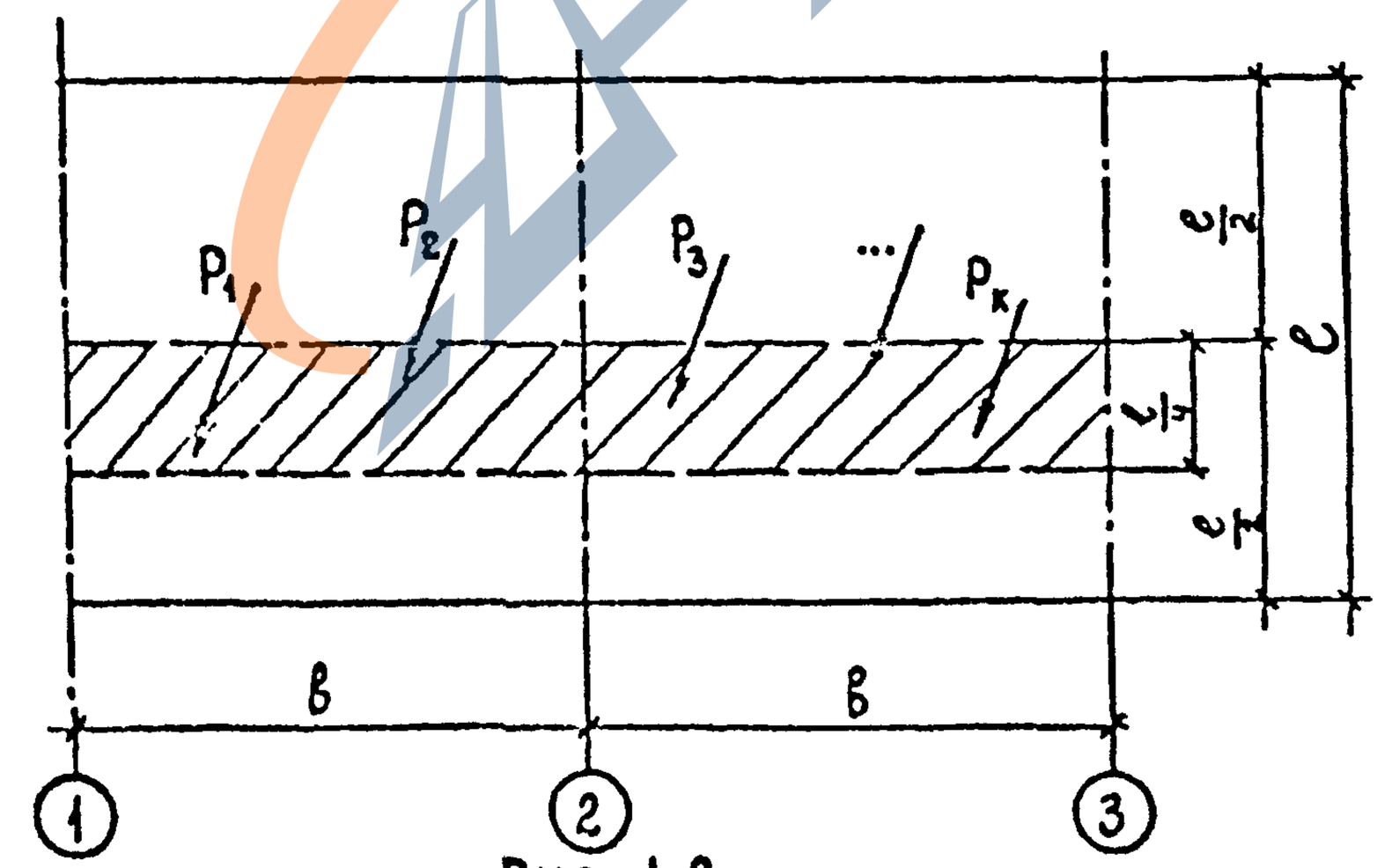


Рис. 1.2

Вх. 32828 л. 7

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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:

$$q^{M}_{i экв} = K_1 \cdot \frac{p_i}{B\,\ell} \qquad (2.1)$$

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

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

B – шаг ригелей, в м;

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

2.3. Коэффициент K_1 определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см.рис.2.1 и 2.3). Диаграммы изолиний K_1 построены для масштаба 1:100 при сетке колонн 6х6 и 9х6 м.

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

Инв. 32828 л 8

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

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

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

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

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

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

Вх. 32828 л. 9

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

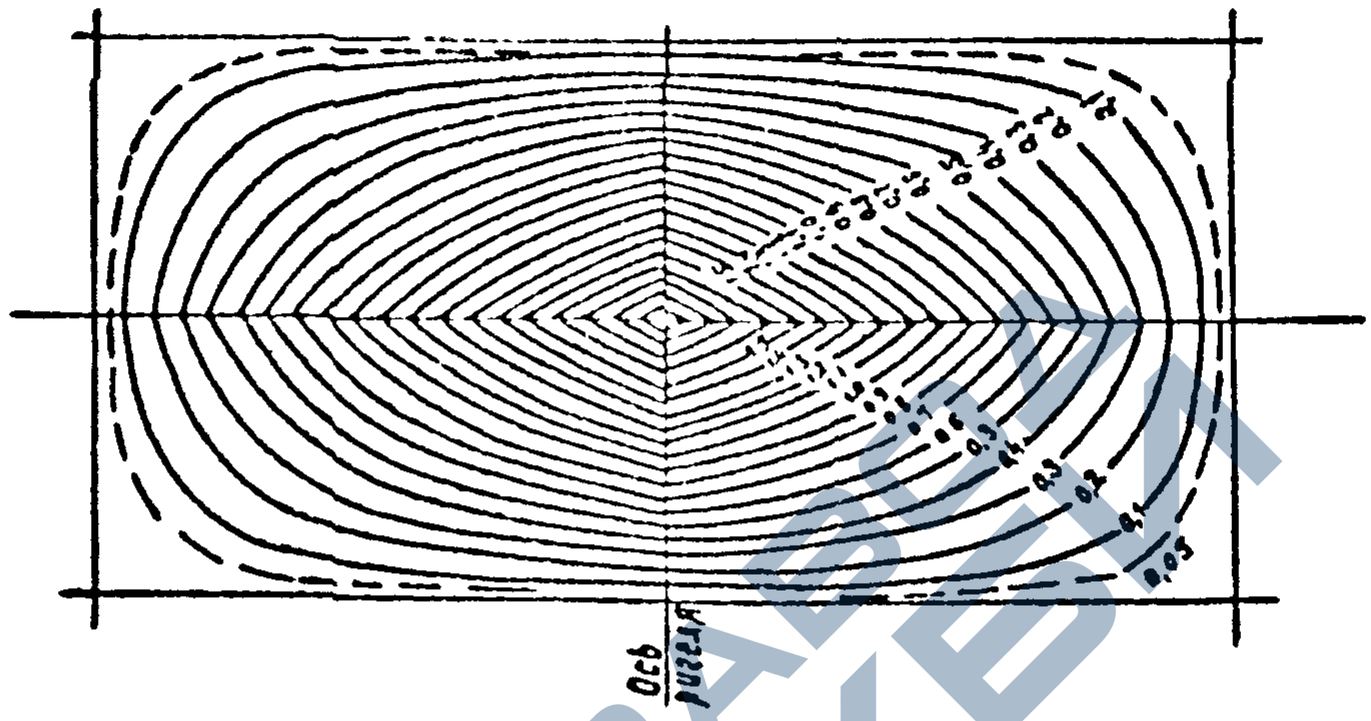


Рис. 2.1

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

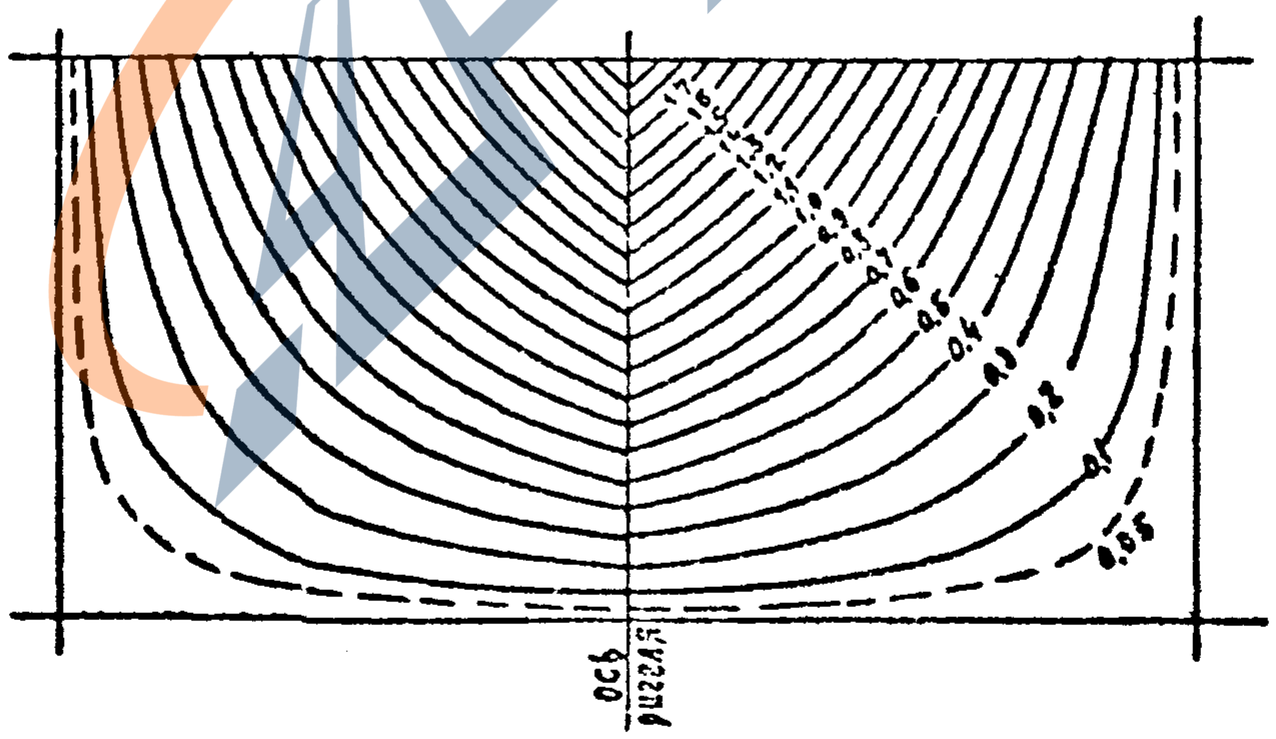


Рис. 2.2

Вх. 32828 л. 10

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

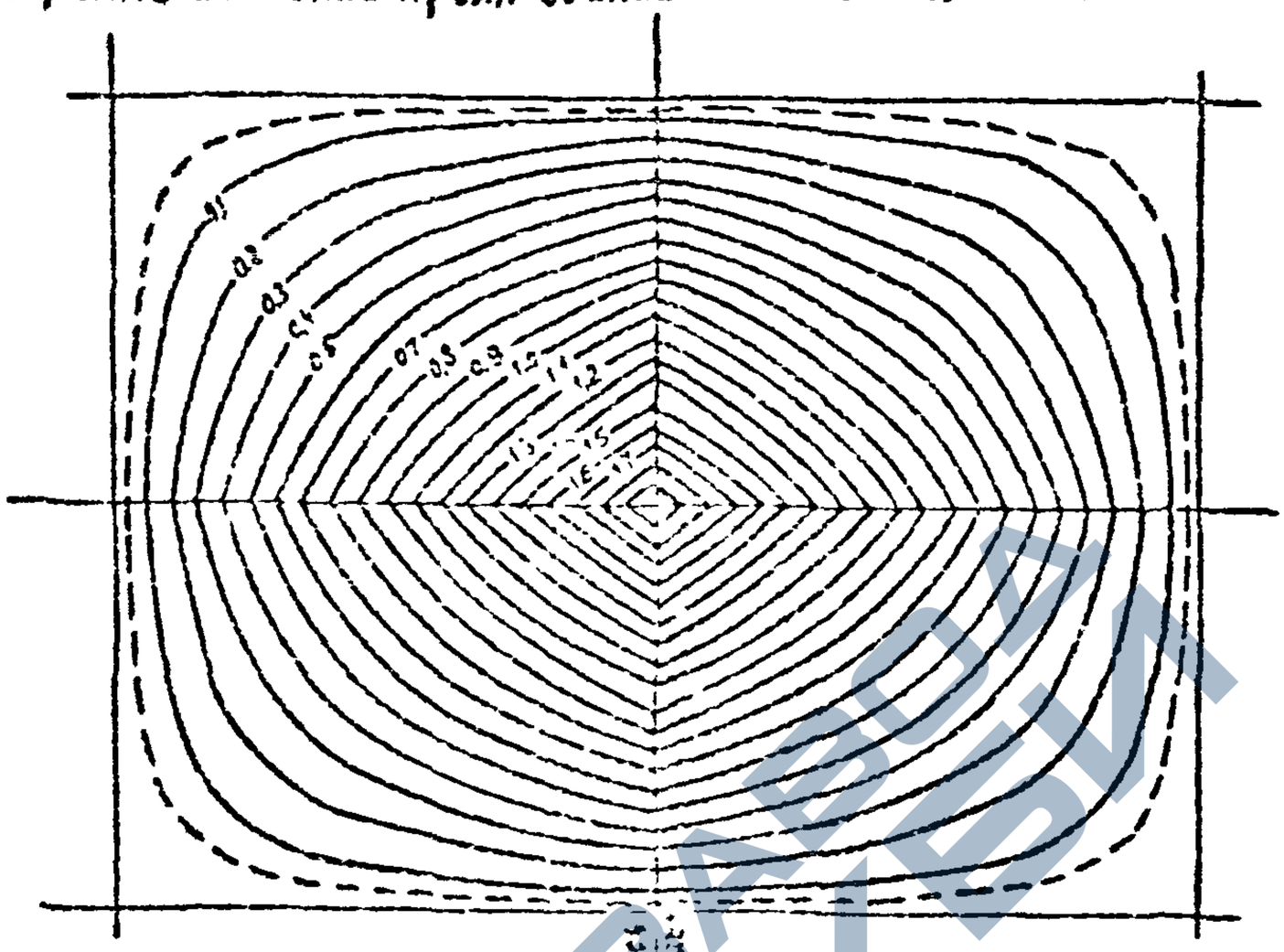


Рис. 2.3

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

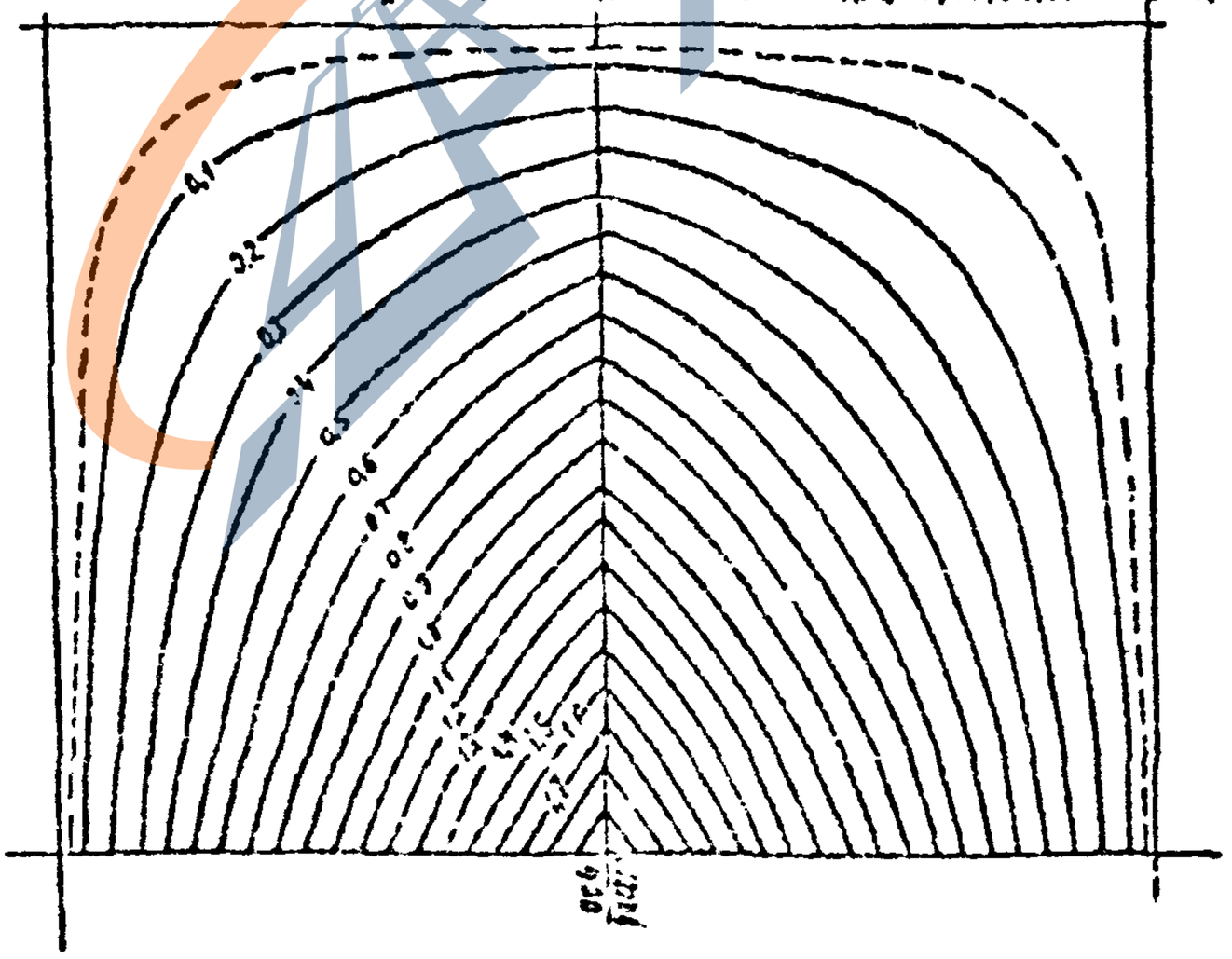


Рис. 2.4

Вх. 32828 л. 11

1.020-1/87.0-5 - 1ВЗ

Альб. 8

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

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

K_2 – коэффициент приведения сосредоточенной нагрузки к равномерно распределенной, определяемый в соответствии с п.2.6 настоящей Методики.

2.6. Коэффициент K_2 определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см.рис.2.2 и 2.4). Диаграммы изолиний K_2 построены для масштаба I:I00 при сетке колонн 6x6 и 9x6 м.

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

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

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

Вх. 32828 л. 12

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

Не допускается использовать графический метод определения нагрузок по чертежам, выполненным в масштабе менее 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.1.1) 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).

Взам. инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

Вх 32828 л. 13

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Пример расчета № I

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

По формуле (2.I)

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

P = I тс, $b = \ell$ = 6м.

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

Диаграмма изолиний K_I для сетки колонн 6х6м в масштаба I:I00, выполненная на прозрачной бумаге, накладывается на чертеж. При этом ось ригеля на диаграмме совмещается с осью анализируемого ригеля по оси "2". Точка приложения силы P находится между изолиниями K_I=0,5 и 0,6.Согласно п.2.3. Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений K_I.

$$q^{M}_{экв} = 0,6 \times \frac{I,0}{6x6} = 0,0I7 \text{ тс/м2} = I7 \text{ кгс/м2}$$

Пример расчета № 2

Нагрузка q = I тс/м2 расположена на площади 5,5х2,2м, как показано на рис.2.6. Требуется определить эквивалентную нагрузку по изгибающему моменту на ригель по оси "2".

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

P_I= 3,5 x I,5 x I,0 = 5,25 тс = 5250 кгс

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

Вх 32828 л 14

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

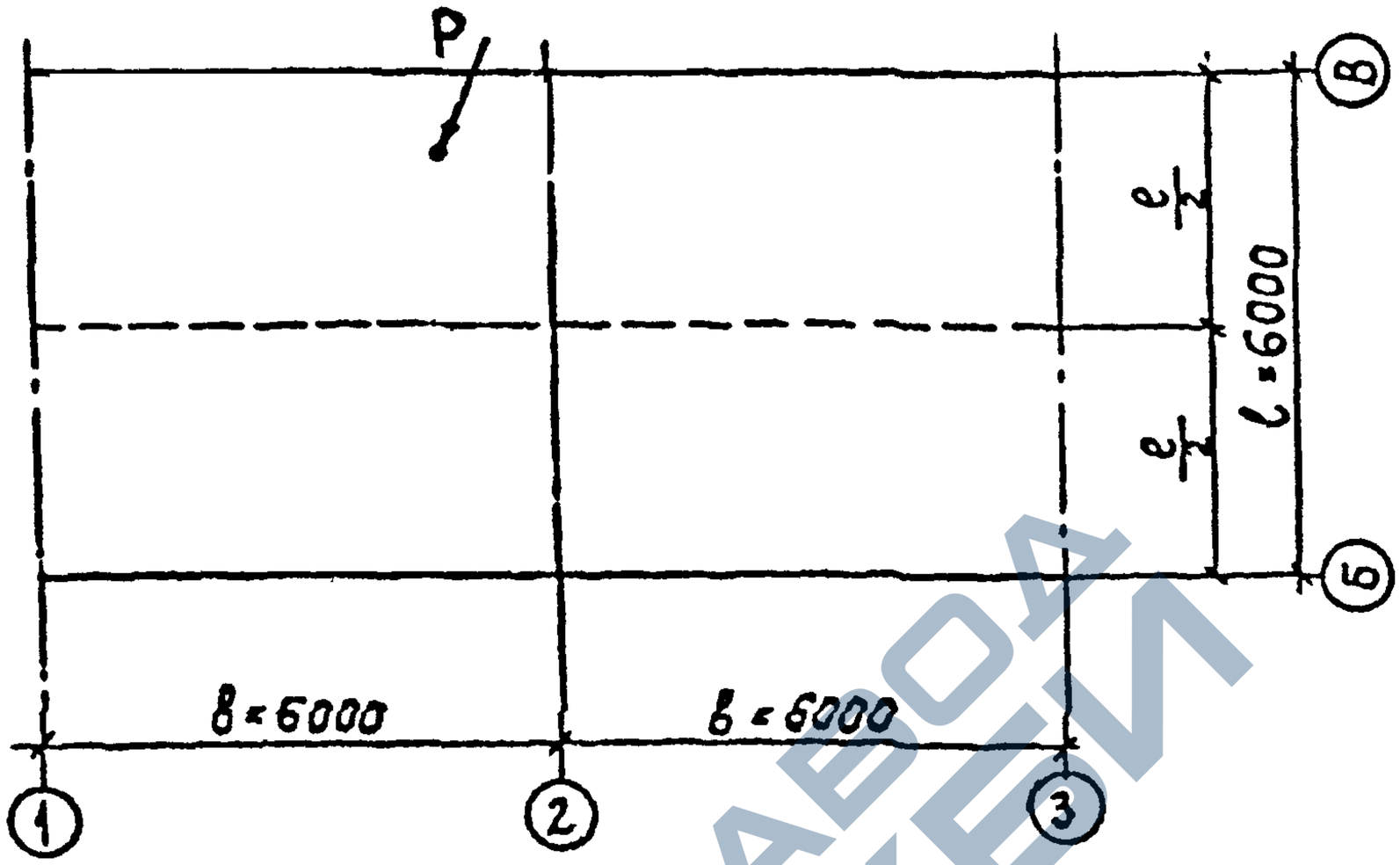


Рис.2.5

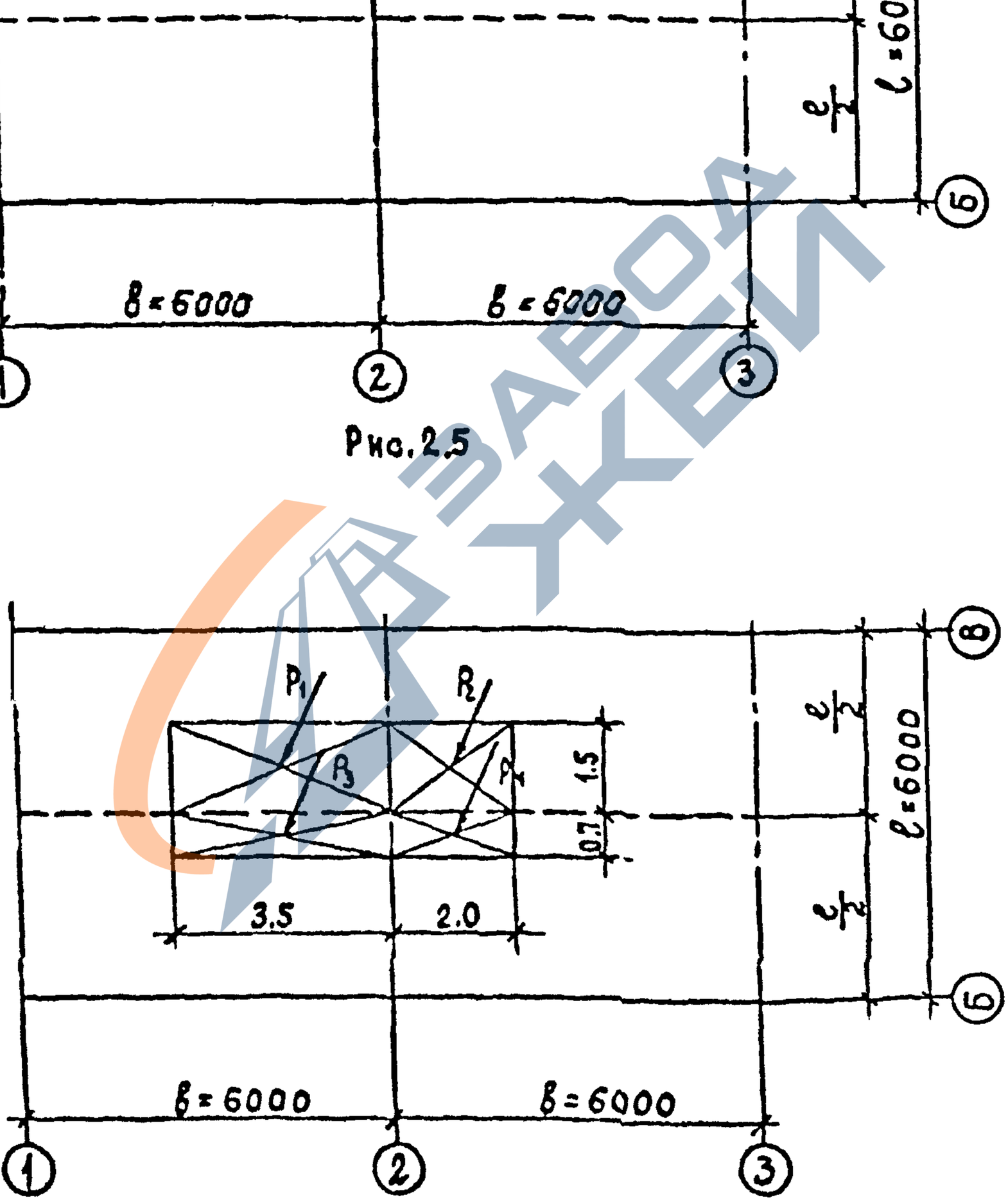


Рис.2.6

Вх. 32828 л.15

https://zavodjbi.com/

P_3 = 3,5 x 0,7 x I,0 = 2,45 тс = 2450 кгс

P_4 = 2,0 x 0,7 x I,0 = I,40 тс = I400 кгс

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенным в примере I.

$$q^{M}_{экв} = \frac{\Sigma K_i \cdot P_i}{B \cdot \ell} = \frac{I,1x5250 + I,3x3000 + I,2x2450 + I,5xI400}{6 \times 6} =$$

$$= \frac{I47I5}{36} = 409 \text{ кгс/м2}$$

Пример расчета № 3

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

По формуле (2.2)

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

P = I тс, $B = \ell$ = 6м

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

Диаграмма изолиний K_2 для сетки колонн 6x6 м и масштаба I:I00, выполненная на прозрачной бумаге, накладывается на чертеж При этом ось ригеля на диаграмме совмещается с осью анализируемого ригеля по оси "2", причем точка 0 на диаграмме совмещается с опорой "В" ригеля по оси "2", относительно которой определяется эквивалентная нагрузка. Точка приложения силы P находится между изолиниями K_2 = I,2 и I,3. Согласно п.2.6 Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений K_2.

$$q^{Q}_{экв} = I,3 \times \frac{I,0}{6x6} = 0,036 \text{ тс/м2} = 36 \text{ кгс/м2}$$

Инв.№ подл. | Подпись и дата

Вх 32828 л.16

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Пример расчета № 4

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

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

$$P_1 = 3,5 \times 2,2 \times 1,0 = 7,70 \text{ тс} = 7700 \text{ кгс}$$
$$P_2 = 2,0 \times 2,2 \times 1,0 = 4,40 \text{ тс} = 4400 \text{ кгс}$$

Дальнейшие расчеты проводятся идентично проведенным в примере № 3.

$$q_{экв} = \frac{\Sigma K_i \cdot P_i}{B \cdot l} = \frac{0,8 \times 7700 + 0,9 \times 4400}{6 \times 6} = \frac{10120}{36} = 281 \text{ кгс/м2}$$

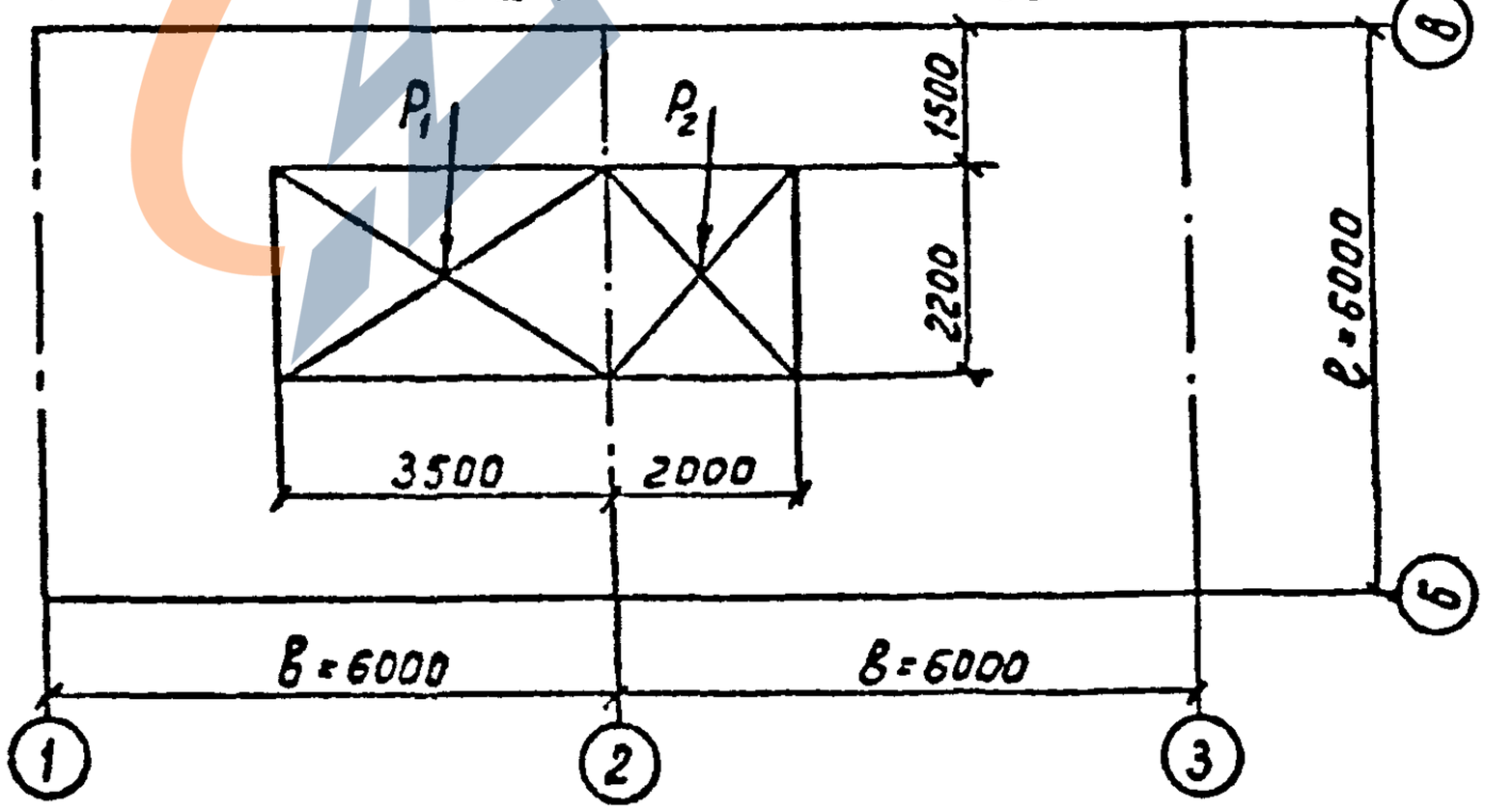


Рис. 2.7

Вх 32828 ∧ 17

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

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

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

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

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

Основные положения "Рекомендаций" использованы в методике расчета каркасов 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-

Вх. 32828 л. 18

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №			1.020-1/87.0-5- 2ПЗ	
		Нач. отд.	Колыма		Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	Стадия: Р; Лист: I; Листов: 119
		Нормоконтр.	Горюкова			ЦНИИПРОМЗДАНИЙ
		ГИП	Марченко			
		Ст. инж.	Горюкова			
		Инженер	Савичева			

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

нему ряду колонн), если это решение удовлетворяет расчету.

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

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

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

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

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

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

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

Вх. 32828 л. 19

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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 изделий.

2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ

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

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

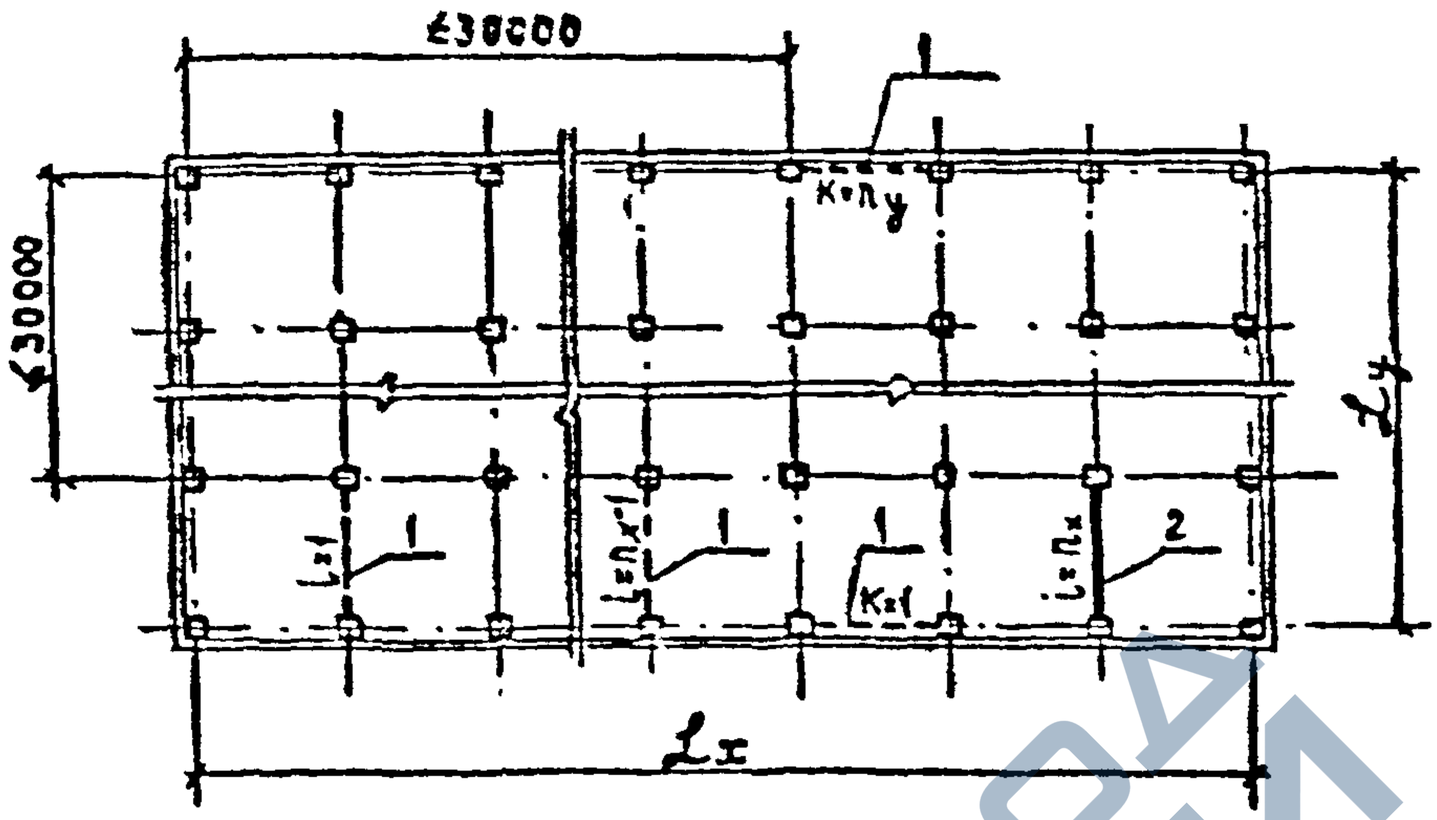
где n_x, n_y – число связевых панелей, воспринимающих усилия от действия ветра в рассматриваемом направлении;

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.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/



1–связевые панели
2–диафрагмы жесткости

Рис. 2.1

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

3. РАСЧЕТ КАРКАСА С СИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕЙ

3.1. Сбор нагрузок

3.1.1. Расчетное значение ветрового давления для III района (местность типа А) собранных с фронта 24 м даны в табл. 4. Коэффициент перехода на ветровую нагрузку для I, II и IУ района дан в табл. 3.

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

Вх. 32828 л.21

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

дую связь определяется следующим образом:

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

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

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

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

$$K_{ni} = \frac{1}{1 - K_{ii} \cdot n \cdot K_{\varphi i}} \leq K_{ni}^{max}, \tag{3.2}$$

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

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

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

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

$$K_{\varphi i} = 1 + \frac{B'_{3i}}{C_\varphi} \cdot \beta < 2 \tag{3.3}$$

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

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

Вх. 32828 л. 22

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

где $B'_{вi}$ – эквивалентная жесткость связевой панели при действии ветровых нагрузок (см.табл.I2);
$C_Ф$ – характеристика податливости основания.

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

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

Таблица I

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

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

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

Инв.№ подл. | Подпись и дата

Вх. 32828 л.23

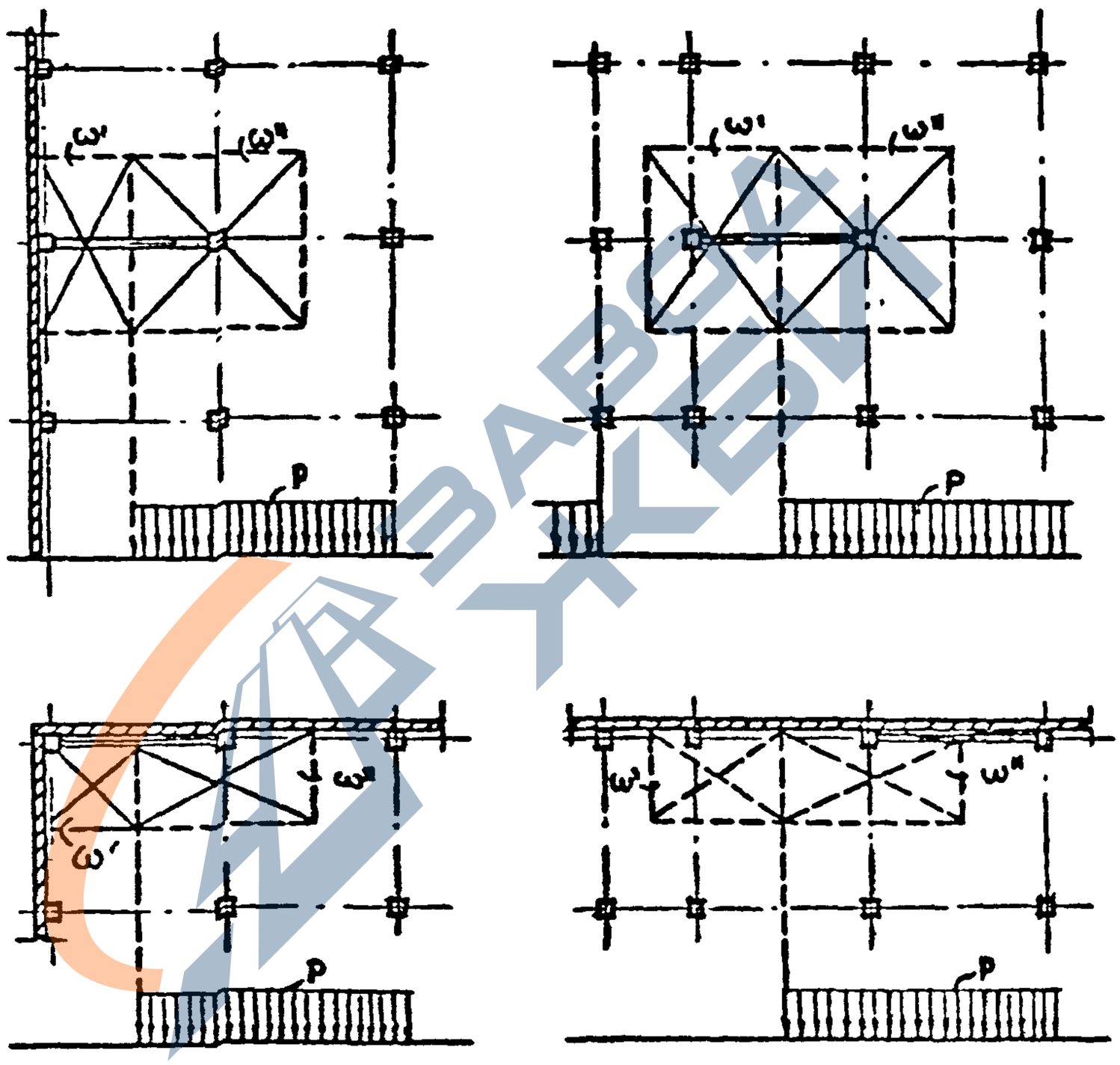
I.020-I/87.0-5-2I3

Лист 6

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗЕВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



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

Рис. 3.1

Вх 32828 л.24

https://zavodjbi.com/

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

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

ℓ_φ – длина фундамента под связевой панелью (размер в плоскости изгиба связевой панели);

k_e – коэффициент, определяемый по указаниям табл. 5 приложения 2 СНиП 2.02.01-83.

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

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

$$L'_i = L_i \cdot K_{Ai} \qquad (3.6)$$

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

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

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

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

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

Вх. 32828 л 25

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

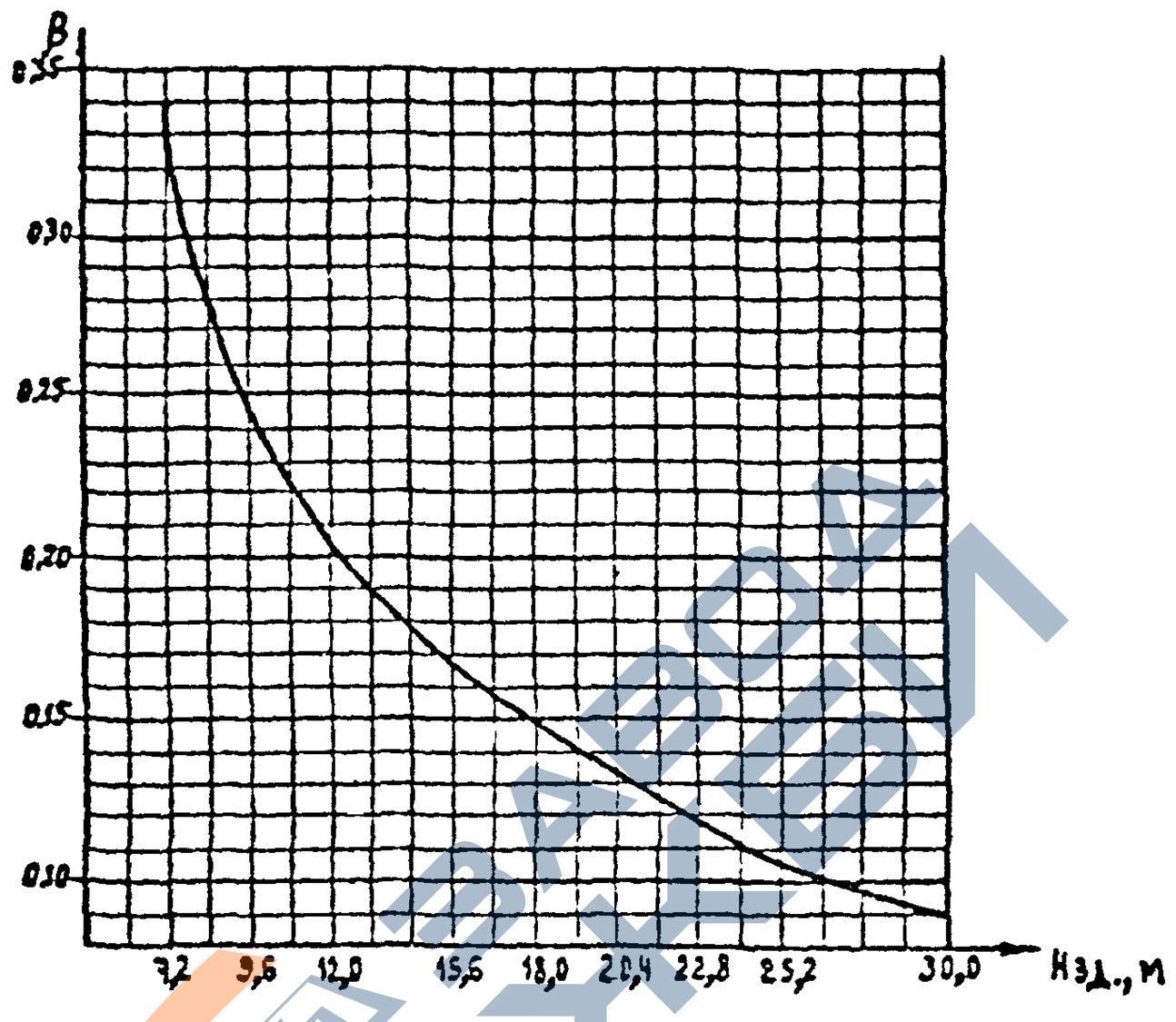


Рис. 3.2

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

m – этажность здания.

3.2. Проверка несущей способности связевой панели

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

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

Вх. 32828 л. 26

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

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

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

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

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

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

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

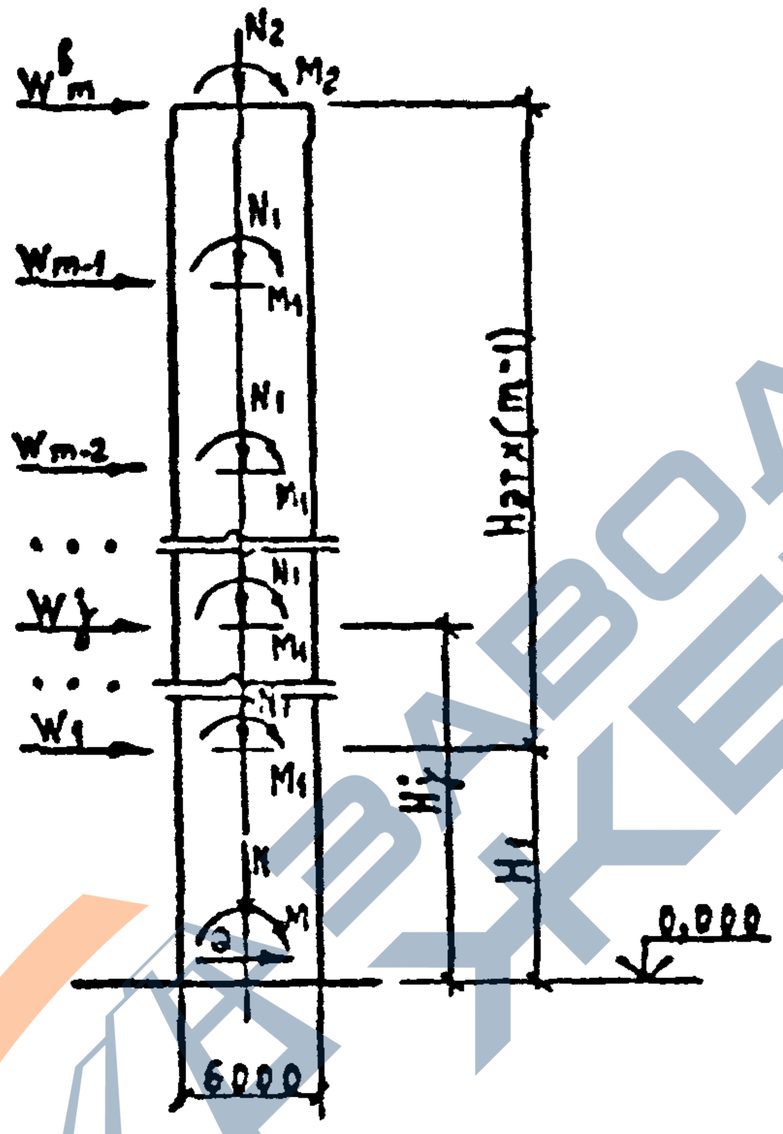
Инв.№подл. | Подпись и дата

Вх. 32828 л.27

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Схема приложения нагрузок к связевой панели



M = Mвертик. + Mветр.;

Mвертик.=$N_1(m-1)+M_2$ (в том числе и от собст.веса);

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

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

$$Q = \sum_1^{m-1} W_j + W^в_m$$

Рис. 3.3

Вх. 32828 л. 28

Инв.№подл.	Подпись и дата	Взам.инв.№

I.020-I/87.0-5 - 2ПЗ

Лист II

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

Если крен фундамента связевой панели полученный по указаниям п. 9 приложения 2 СНиП 2.02.01-83 от действия неравномерной вертикальной нагрузки не превышает значений i_{max} в табл. 16, то расчет по деформациям можно не производить.

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

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

$$\delta_c^{верт.} = \frac{M_1}{B_э''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot (H - 0.5 H_j) \qquad (3.12)$$

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

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

Вх. 32828 л 29

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

M_1 – значение максимального момента от неравномерновертикальной нагрузки в уровне перекрытия (см. рис. 3.1 и 3.3);

j – порядковый номер рассматриваемого этажа;

j_m – этажность здания;

H – высота здания;

H_1 – высота первого этажа;

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

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

$B_э', B_{эк}''$ – значения эквивалентных жесткостей связевой панели при действии соответственно ветровой и неравномерной вертикальной нагрузок, приведенные в табл. 12 и 13.

3.3. Расчет элементов каркаса

3.3.1. Расчет и конструирование сборных железобетонных элементов произведен по главе СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

3.3.2. Колонны связевых панелей.

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

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

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

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

Рабочие марки колонн связевых панелей приведены в выпуске 0-2 *„Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит.*

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

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

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

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

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

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

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

где $N^{табл.}$ – принимается по табл. 10;

Q – по указаниям п. 3.1.8;

$Q^{табл.}$ – соответствует несущей способности связевой панели и принимается по табл. 9.

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

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

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

Вх. 32828 л. 31

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

где $M_{I}^{табл.}$ – по табл. II.

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

СХЕМА РАСЧЕТА МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

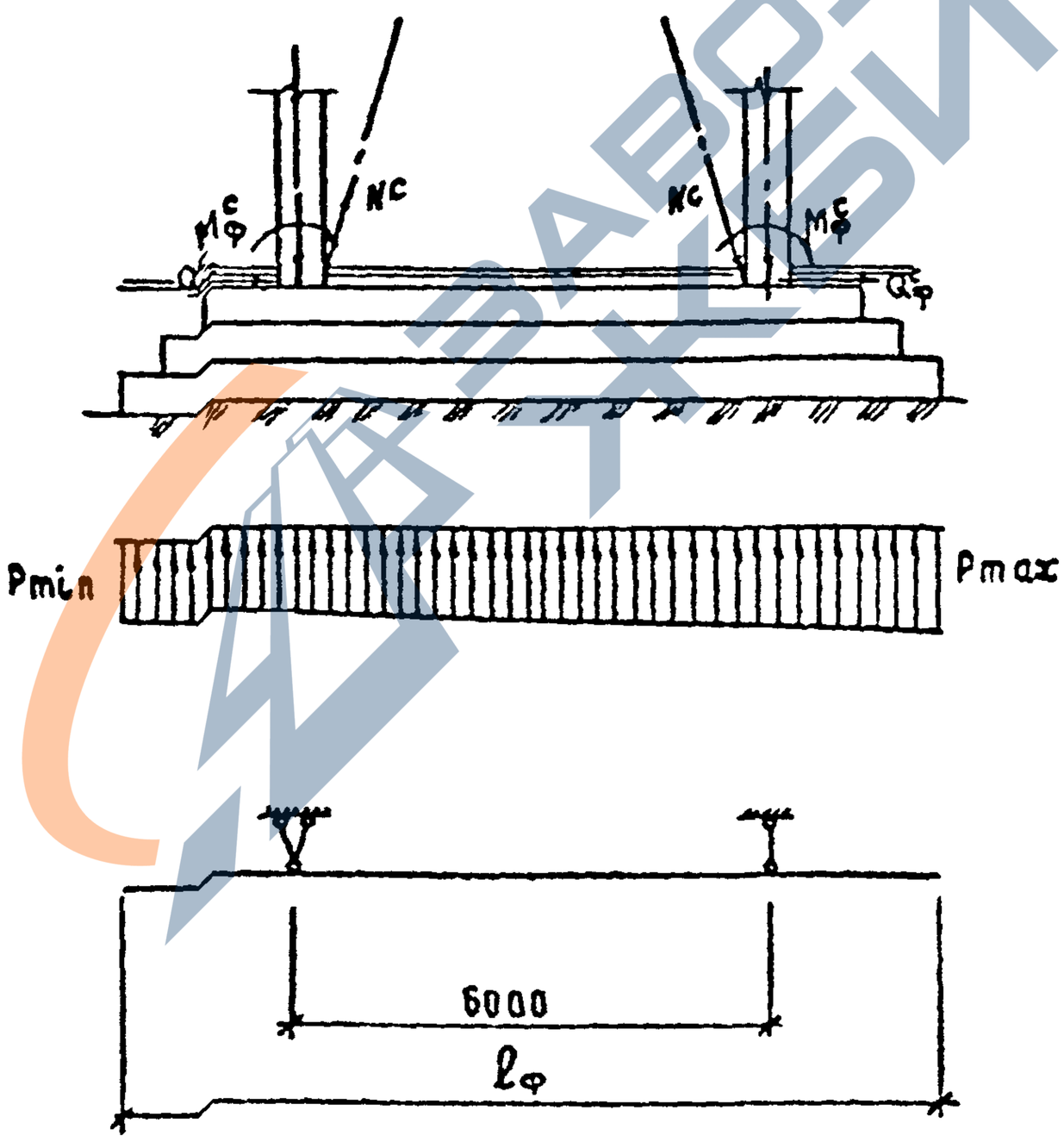


Рис.3.4

Вх. 32828 л. 32

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

$$M_{\phi}^{P} = \frac{0.85 E J_к}{H^2} \cdot \left(\alpha_1 \cdot \delta_c^{ветр.} + \alpha_2 \cdot \delta_c^{верт.}\right), \quad (3.17)$$

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

H – высота здания;

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

α_1, α_2 – см. табл. 2.

Таблица 2

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

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

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

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

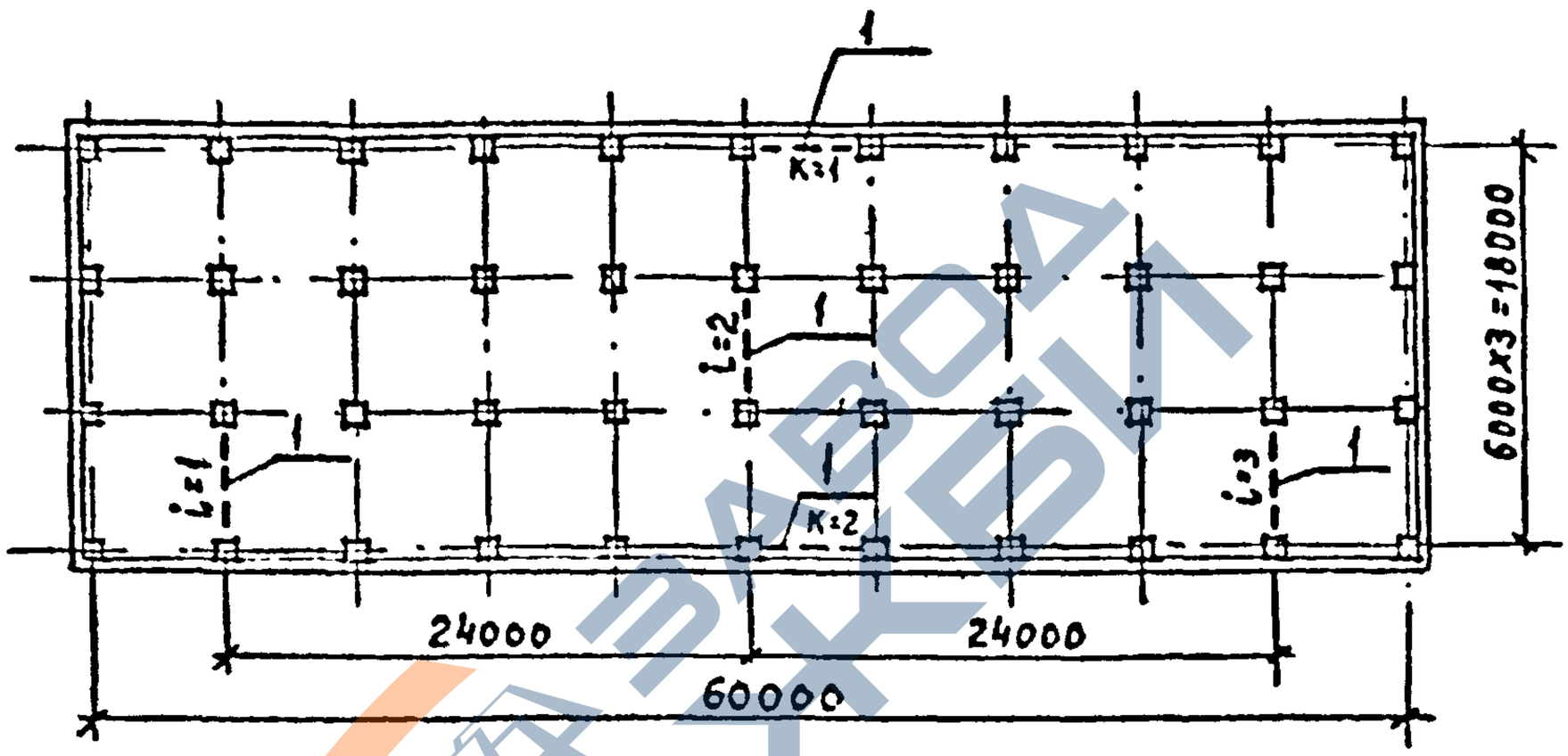
Вх. 32828 л.33

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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 - I000 кгс/м^2. Здание расположено во П ветровом районе. Тип местности (по СНиП 2.0I.07-85)-В.

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном - пятиугольные связи указанных в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит" марок сечением 2Т180х12.Стены - самонесущие.

Грунт - песок средней плотности, Егр = 4000 тс/м^2;

$\mu_{гр}$ гр. = 0,23.

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

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

Вх. 32828 л. 34

https://zavodjbi.com/

$$\mathcal{L}_i = \frac{\mathcal{L}_x}{n_x} = \frac{60}{3} = 20 \text{ м}$$

на каждую связь продольного направления:

$$\mathcal{L}_к = \frac{\mathcal{L}_y}{n_y} = \frac{18}{2} = 9 \text{ м}$$

Определяет коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

Для связей поперечного направления $i = 1$ и $i = 3$ момент в уровне перекрытия составит:

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

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

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

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

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

в уровне покрытия с учетом снеговой нагрузки:

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

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

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

в уровне покрытия

$M_{22} = 0$.

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

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

в уровне покрытия

$M_{23} = 0$.

Вх. 32828 л. 35

https://zavodjbi.com/

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

для связей $i = 1$ и $i = 3$:

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

Значения t_{mj} – по табл. 1.

для связи $i = 2$:

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

для связей К = 1 и К = 2:

$$\beta = \frac{4 \cdot 3 \cdot 50}{4,8.50(3,5 + 6 + 7,5)} = 0,147 \frac{1}{м}$$

Определяем Сф, учитывающую податливость основания. По табл. 5 приложения 2 СНиП 2.02.01-83 для фундамента с отношением сторон 3:1 находим $k_c = 1,07$.

$$C_ф = \frac{E_{гр} \cdot l_ф^3}{8 (1-\mu_{гр}^2) \cdot k_c} = \frac{4000.12^3}{8.(1-0,23^2) \quad 07} = 0,85.10^6 \text{ тс.м}$$

Значение коэффициента $K_{фi}$, учитывающего увеличение перемещения связевой панели вследствие поворота ее фундамента составит:

для связей $i = 1$ и $i = 3$:

$$K_{ф1} = 1 + \frac{B'_{31}}{C_ф} \cdot \beta = 1 + \frac{0,155.10^7 \text{ тс.м}^2}{0,85.10^6 \text{ тс.м}} .0,141 \frac{1}{м} =$$

$$= 1 + 0,26 = 1,26$$

Значения B''_{3i} принимаем по табл. 13 для связи $i = 2$.

$$K_{ф2} = 1 + \frac{0,155.10^7}{0,85.10^6} . 0,147 = 1,27$$

для связей продольного направления К = 1 и К = 2:

Вх. 32828 л. 36

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

https://zavodjbi.com/

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

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

$$K_{R1} = \frac{1}{1 - K_{II} \cdot \Pi \cdot K_{\phi 1}} = \frac{1}{1 - 10{,}2 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1{,}26} = 1{,}18$$

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

$$K_{R2} = \frac{1}{1 - 10{,}2 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1{,}27} = 1{,}18$$

для связей продольного направления:

$$K_{R3} = \frac{1}{1 - 7{,}17 \cdot 10^{-8} \cdot 20 \cdot 1{,}54} = 1{,}28$$

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

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

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

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

здесь 0,671 – коэффициент перехода от ветровой нагрузки для IIA района по скоростному напору ветра к нагрузке для IIB ветрового района, принятый по табл. 3;

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

В случае действия максимального момента от неравномерной вертикальной нагрузки

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

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

Вх 32828 л 37

https://zavodjbi.com/

при этом $N_1 = \sum_{j=1}^{m} P_j = 8(1,82.6.6+0,96.6.3,23)+$

$+ 0,98.6.6+0,98.6.3,23=307$ тс,

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

Усилия от веса стен собранных с площади $H \times b$ составит:

$P = 45$ тс

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен:

$M_{IC_T} = 45.3,35 = 150,8$ тс.м

В случае действия максимальной нагрузки по всей грузовой площади:

$M_{II} = 3.1,82.6(6-3,28) = 90,7$ тс.м,

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

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

Проверяем несущую способность связевых панелей на усилия растяжения в колоннах:

$K_2 M_I^{Ветр} = 0,06.247 = 14,8$тс,

$K_2 = 0,06$ – по табл. 8,

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

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

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

$$i_1 = \frac{M_{1max}^{ветр.} - M_{ст}}{C_ф} = \frac{471 - 150,8}{0,85.10^6} = 0,38.10^{-3},$$

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

Вх. 32828 л. 38

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

$$0{,}671 \cdot \frac{l'_1}{24} = 0{,}671 \frac{23{,}6}{24} = 0{,}66$$

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. I2

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

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

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

Значения B_3'' – по табл. I3.

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

$$= 0{,}0069 \text{ м.}$$

Прогиб от крена фундамента:

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

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_I^{ветр} + \delta_I^{верт} + \delta_I^{крен} = 0{,}0181 + 0{,}0069 + 0{,}0073 =$$

Вх 32828 л. 39

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

Находим усилия N_1 передаваемые на закладную деталь монолитного фундамента под связевую панель $i = 1$ (и $i = 8$).

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

$N^{табл.}$
$Q^{табл.}$ – принимаем по табл. 10,
– " по табл. 9

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

$$Q^{с}_{ф1} = \frac{Q}{2} = \frac{23{,}6}{2} = 11{,}8 \text{ тс},$$

$$M^{с}_{ф1} = M_1^{табл} \cdot \frac{Q}{Q^{табл}} = 16 \cdot \frac{23{,}6}{17{,}8} = 21{,}2 \text{ тс.м},$$

$M_1^{табл}$ – по табл. 11, $Q^{табл.}$ – по табл. 9.

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

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном – пятиугольные связи указанных в выпуске 0-2 марок сечением 2∟180×12

Фронт ветровой нагрузки на каждую связевую панель поперечного направления составляет

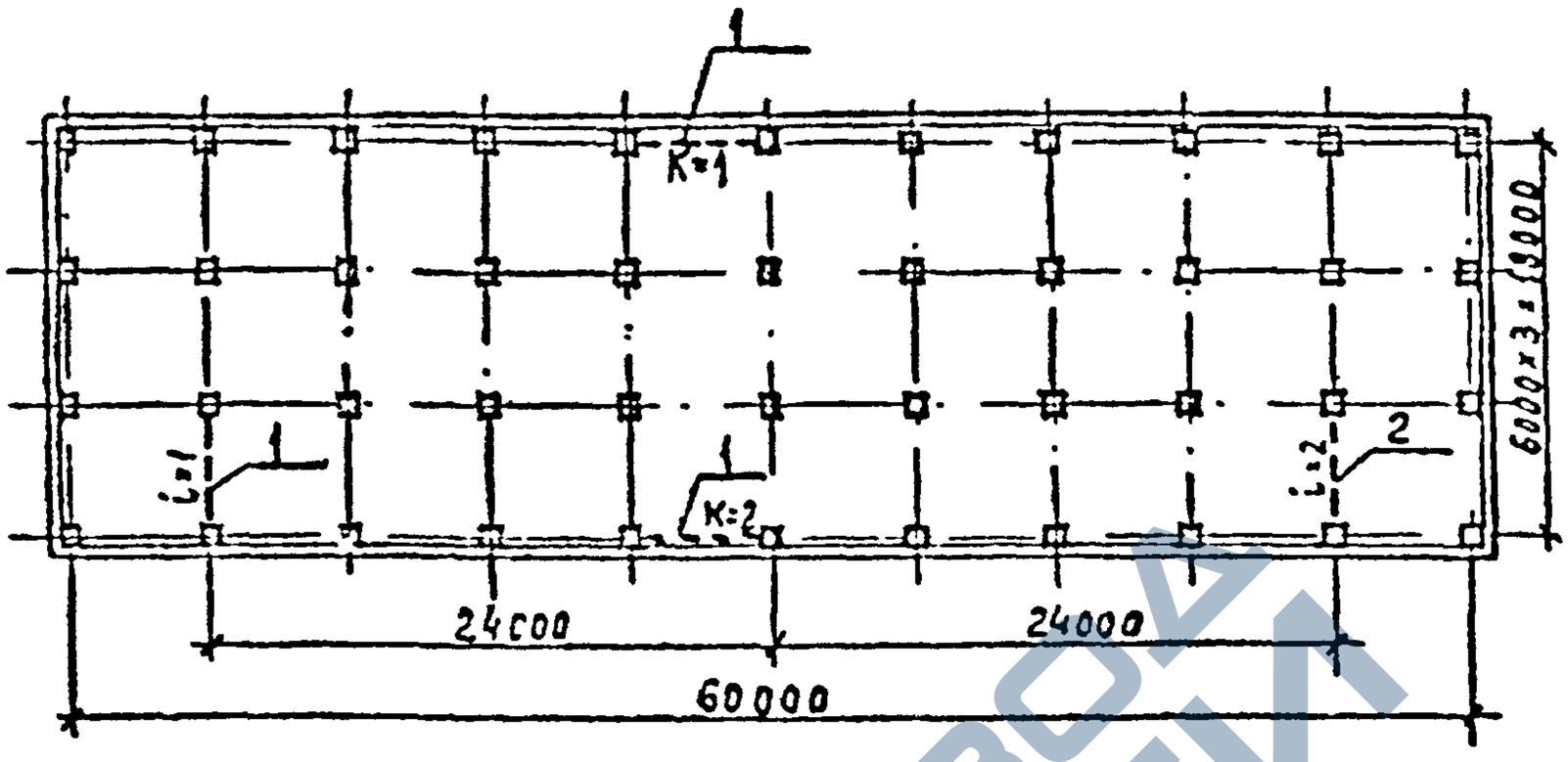
$$l_i = \frac{60}{2} = 30 \text{ м}$$

Инв № подл. | Подпись и дата

Инв 32828 л.40

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/



I - стальные связи

Рис. 3.6

Момент в уровне перекрытия 2х верхних этажей составит

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

$$\beta=\frac{m\sum_{1}^{m} M_j}{H_{3I}\sum_{1}^{m} t_{mj}\cdot M_j}=\frac{4(I40,8+2,8I,3+48,9)}{4,8/I40,8.3,5+8I,3(6+7,5)+48,8.8/}=0,I48\ \frac{I}{M}$$

Значение t_{mj} принимаем по табл. I.

$$K_{pI}=I+\frac{B'_3}{C_\varphi}\cdot\beta=I+\frac{0,I52I0^7}{0,85.I0^6}\cdot 0,I48=I,27$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме составит

$$K_{RI}\frac{1}{1-K_{11}\cdot n\cdot K_{\varphi I}}=\frac{I}{I-I02.I0^{-8}.20.I,27}=I,35$$

K_{11} - по табл. 7

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_1=K_{RI}\cdot L_1=I,35\cdot 30=40,5\ м$$

Вх. 32828 л. 41

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

$$M_{I\ на\ отм-0,150}^{ветр} = \frac{\mathcal{L}'_1}{24} \cdot 0,671 \cdot 407,0 = 461\ тс.м,$$

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

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

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

при этом $N_1 = \sum_{j}^{m} P_j = 1,82.6.6+0,96.6.3,23+2(1,27.6.6+0,96.6.3,23)+0,98.6.6+0,98.6.3,23=267,0$ тс

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

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

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

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

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

$$N_{1max}= 1,82.6(6+3,23)+2.1,27.6(6+3,23)+0,98.6.(6+3,23)=296\ тс$$

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колонне

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

K_2 - по табл. 8

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

Растяжения нет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

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

https://zavodjbi.com/

$$\delta_I^{ветр} = 0{,}617\frac{40{,}5}{24.0{,}155.10^7}\cdot\left[8{,}7\,\frac{4{,}8^2}{6}\,(3.19{,}2-4{,}8)+8{,}7\cdot\frac{9{,}6^2}{6}\,x\right.$$

$$\left.x\,(3.19{,}2-9{,}6)+9{,}7\,\frac{14{,}4^2}{6}\,(3.19{,}2-14{,}4)+8{,}4\,\frac{19}{3}\cdot2^3\right]=0{,}0285\ м,$$

от неравномерной вертикальной нагрузки:

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

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

прогиб от крена фундамента:

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

Суммерный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_1^{ветр}+\delta_1^{верт}+\delta_1^{крен}=0{,}0285+0{,}0046+0{,}0046=$$

$$=0{,}0377<\frac{H}{500}=0{,}0384\ м$$

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

4.I. Сбор нагрузок на связевую панель

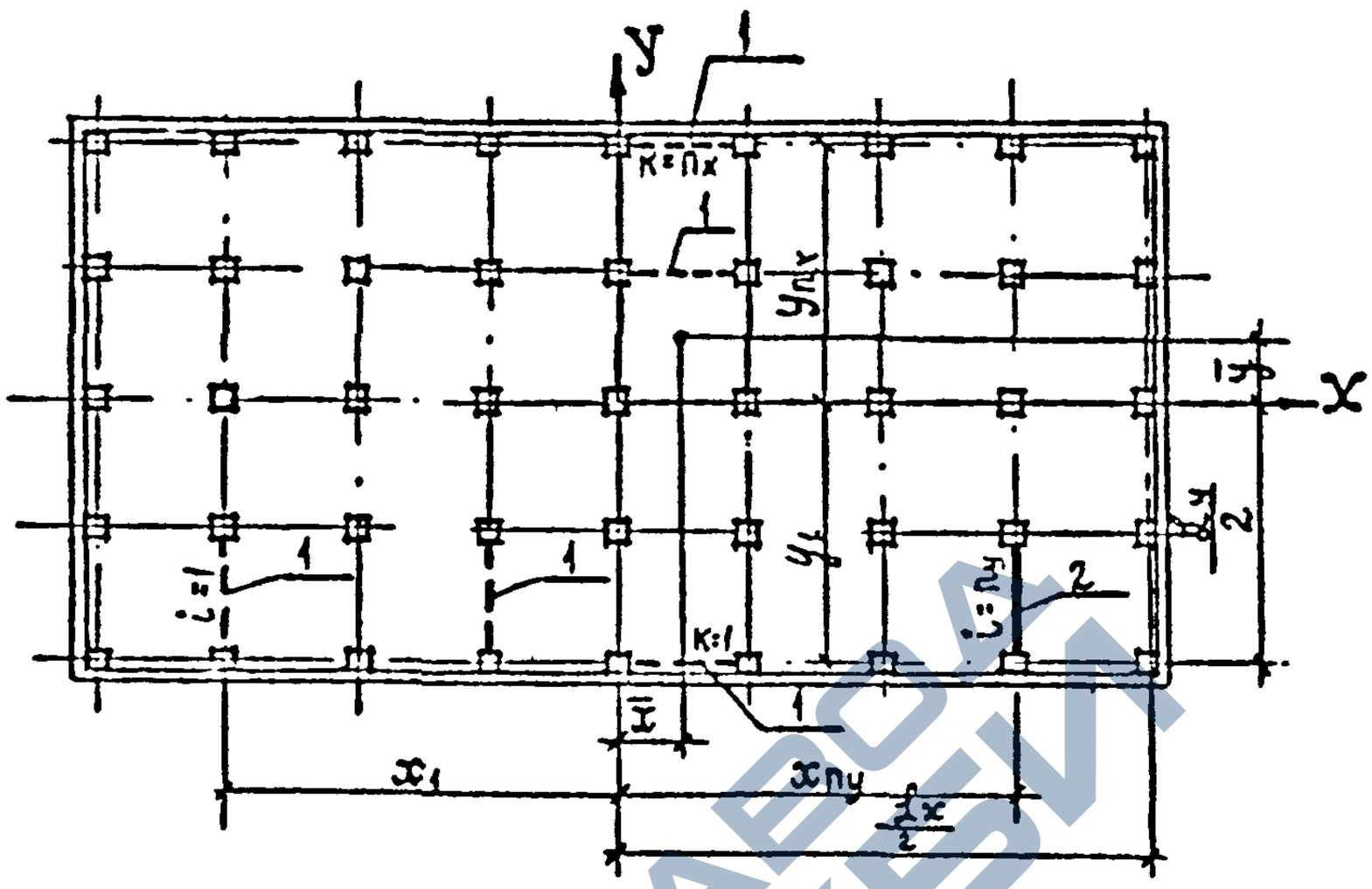
4.I.I. Для связевого каркаса наиболее неблагоприятным является случай одновременного длительного действия от неравномерного вертикального загружения связевых панелей постоянной, временной и снеговой нагрузками и кратковременного действия усилий от ветровой нагрузки.

Расчетные значения ветрового давления для III района (местность типа А) собранных с фронта 24 м даны в табл.4. Коэффициенты перехода на ветровую нагрузку для I, II и IУ районов по скоростному напору ветра даны в табл. 3.

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

Вх. 32828 л. 43

https://zavodjbi.com/



1 - стальные связи
2 - железобетонные диафрагмы

Рис. 4.1

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

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

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

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

Вх. 32828 л. 44

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.I.3. Воспринимаемые связевыми панелями вертикальные нагрузки могут быть приложены к ним не центрально и вызывать изгибающие моменты $M_{xi}^{вертик.}$ и $M_{yk}^{вертик}$ относительно осей симметрии связевых панелей.

Распределение изгибающих моментов от неравномерных вертикальных нагрузок аналогично распределению горизонтальных нагрузок с той разницей, что вместо эквивалентных жесткостей связевых панелей при действии ветровых нагрузок при определении коэффициентов $K_{qi}^{вертик.}$ и $K_{qk}^{вертик.}$ следует вводить эквивалентные жесткости при действии вертикальных нагрузок $B''_{эi}$ и $B''_{эк}$ (см.табл.I3).

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

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

Вх. 32828 л. 45

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

$$K_{Qlk}^{верт} = \alpha_{yl} \frac{(\bar{y} - y_l)(x_i - \bar{x})}{C_{кр}} \qquad (4.5)$$

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

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

4.I.4. Учет совместной работы связевых панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме осуществляется введением коэффициента K_R на значения ветровых и вертикальных нагрузок по указаниям пп. 3.I.3, 3.I.4 и 3.I.5.

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

$$L_i' = L_x \cdot K_{Qi} \cdot K_{Rl} \qquad (4.6)$$

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

4.I.6. В зависимости от района по скоростному напору ветра и типа местности по табл. 3,5 определяются значения $M_i^{ветр}$ и Q_i в уровне чистого пола и обреза фундамента для фронта ветровой

Вх. 32828 л. 46

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

нагрузки $\Sigma' i$, приходящегося на каждый вертикальный устой, полученного по указаниям п. 4.I.5.

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

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

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

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

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

4.2. Проверка несущей способности связевой панели

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

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

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

Перемещение крайней колонны здания при кручении можно определять, считая диск перекрытий абсолютно жестким.

Наибольшее возможное горизонтальное перемещение связевой панели от действия ветровой и вертикальной нагрузок определяется как для консоли (см. формулы (3.II) и (3.I2)), жесткость которой эквивалентна жесткости связевой панели.

4.3. Расчет элементов каркаса

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

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

Вх. 32828 л. 47

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

связей.

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

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

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

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

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

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

Пример 3. В здании, рассмотренном в примере I (п.3.4) одна из связевых панелей поперечного направления сечением 21200 × I4 с прямоугольной решеткой смещена на 6 м, как показано на рис.4.2.

Требуется проверить достаточность показанных на рис. 4.2 связей.

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

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки $B'_{эi}$ связевых панелей поперечного направления – $0.202.10^{7}$ тс.м^{2}; связевых панелей продольного направления – $0.3II.10^{7}$ тс.м^{2}

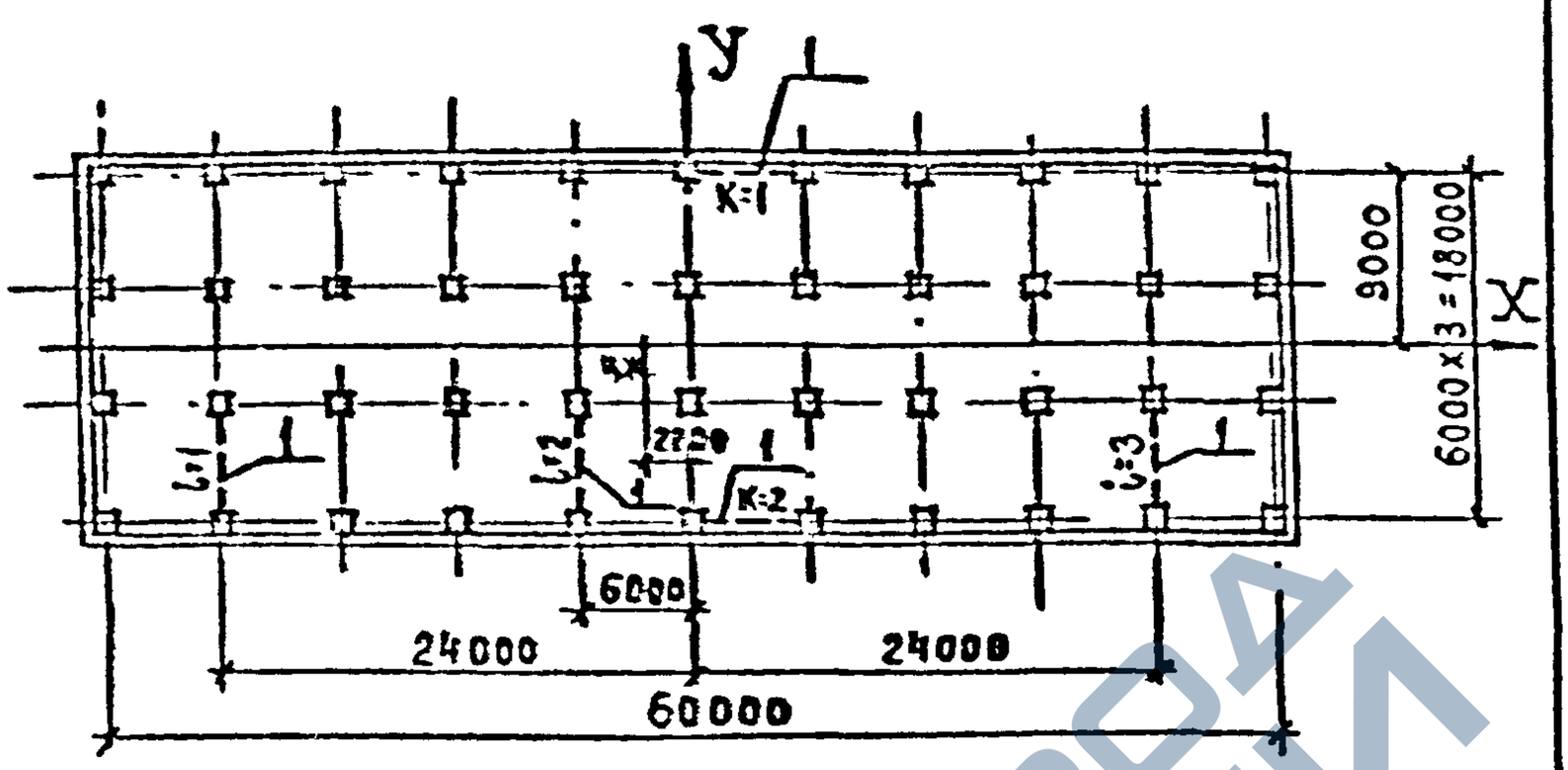
$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B'_{эi}}{B'_{эк}} = \frac{0{,}202 \cdot 10^{7}}{0{,}3II.10^{7}} = 0{,}65.;$$

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

Вх. 32828 л 48

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/



I – отметка связи

Рис. 4.2

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

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

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

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

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

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

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

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

Вх 32828 л 49

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

Эквивалентная жесткость при действии вертикальной нагрузки определяется по табл. I3 и равна для пятиугольных связей поперечного направления - $0{,}8 \cdot 10^7$ тс.м^2, для треугольных связей продольного направления - $0{,}65 \cdot 10^7$ тс.м^2

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

$$\alpha_{y1} = \alpha_{yг} - \alpha_{yэ} = \frac{B''_{эi}}{B''_{эк}} = \frac{0{,}8 \cdot 10^7}{0{,}65 \cdot 10^7} = 1{,}23,$$

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

Тогда:

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

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

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

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

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

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

$$K^{верт}_{Q_{э2}} = \frac{\alpha_{yэ}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{yэ} \cdot \frac{(\bar{x} - x_a)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} = 0{,}333 + 1{,}23 \frac{(-2+6)(-2-24)}{1608{,}5} = 0{,}253$$

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

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

Вх. 32828 л.50

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

$$K_{Q3}^{верт} = 0,333 + 1,23\frac{(-2-24)(-2-24)}{1608,5} = 0,85$$

при действии момента в плоскости связи К=1:

$$\bar{y} = 0;\ Скр = 1608,5$$

$$K_{Q1}^{верт} = \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{y} - y_0)(x_3 - \bar{x})}{C_{кр}} = 1,23\frac{-2(24+2)}{1608,5} = -0,179$$

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_3 = L_x \cdot K_{Q3}^{верт} \cdot K_{R3} = 60.0,369.1,18 = 26,1\ м$$

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

Определяем усилия действующие на связевую панель на отметке 0.000.

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_{3\ на\ отм\ 0}^{ветр} = \frac{L'_3}{24}\ 0,67 L\ M^{табл} = \frac{26,1}{24}\ 0,67 L\ 4.01 = 293\ тс.м,$$

$$Q = 0,67 l \frac{L'_3}{24}\ Q^{табл} = 0,67 l \frac{26,1}{24}\ 34,8 = 25,4\ тс$$

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

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

от собственного веса самонесущих стен:

$$M_{3CT} = 150,8\ тс.м$$

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

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

Вх. 32828 л. 51

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

$$=471(0,253+0,88)+150.2.0,179=587,3\text{тс.м}$$

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

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

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

$$K_2 M_3^{ветр}=0,06.293=17,6\text{ тс} < N_3^{min}=67,3\text{ тс}$$

Здесь N_3^{min} – см.пример I;

K_2 – по табл. 8.

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_3^{ветр}=\frac{1}{B_3'}\left\{\sum_{j=1}^{m-1} W_j\cdot\frac{j^2\cdot H_{эт}^2}{6}\left(3H-j\cdot H_{эт}\right)+\frac{W_m^s\cdot H^3}{3}\right\}$$

где W_j, W_m^s – см. табл. 3 и 4;

B_3 – см. табл. I2

$$\delta_3^{ветр}=0,671\frac{26,1}{24.0,202.10^7}\cdot\left[8,7.\frac{4,8^2}{6}(3.19,2-4,8)+8,7.\frac{9,6^2}{6}\times\right.$$

$$\left.\times(3.19,2-9,6)+9,7\frac{14,4^2}{6}(3.19,2-14,4)+8,4\frac{19,2^3}{3}\right]=0,0153\text{ м}$$

От неравномерной вертикальной нагрузки:

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

где B_3'' – см.табл. I3.

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

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

Вх. 32828 л. 52

https://zavodjbi.com/

$$\delta^{\text{верт.}}_{3} = \frac{140.8}{0,8.10^{7}} /4,8(19,2-2,4)+9,6(19,2-4,8)+14,4(3,2-$$

$-7,2)=0,0069$м,

от крена фундамента:

$$\delta_3^{крен} = H \cdot \frac{M_{3max}^{верт} - M_{зст}}{C_{кр}} = 19,2\ \frac{5875-150,5}{0,85.10^{6}} = 0,0099\ м$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_1^{ветр} + \delta^{верт} + \delta_1^{крен} = 0,0153+0,0069+0,0099=$$

$$=0,0321\ м \ < \ \frac{H}{500} = 0,0384\ м$$

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

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

Требуется проверить достаточность поставленных вертикальных элементов жесткости.

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн 6х6м. Высоты этажей - 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - 1000 кгс/м^2. Расположено здание во П районе по скоростному напору ветра. Тип местности (по СНиП 2.01.07-85)-В.

В продольном и поперечном направлении используются связи указанных в выпуске 0-2 марок. В продольном направлении - треугольные, в поперечном - пятиугольные сечением 2∟200×14.

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

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

Производим проверку связи i = I.

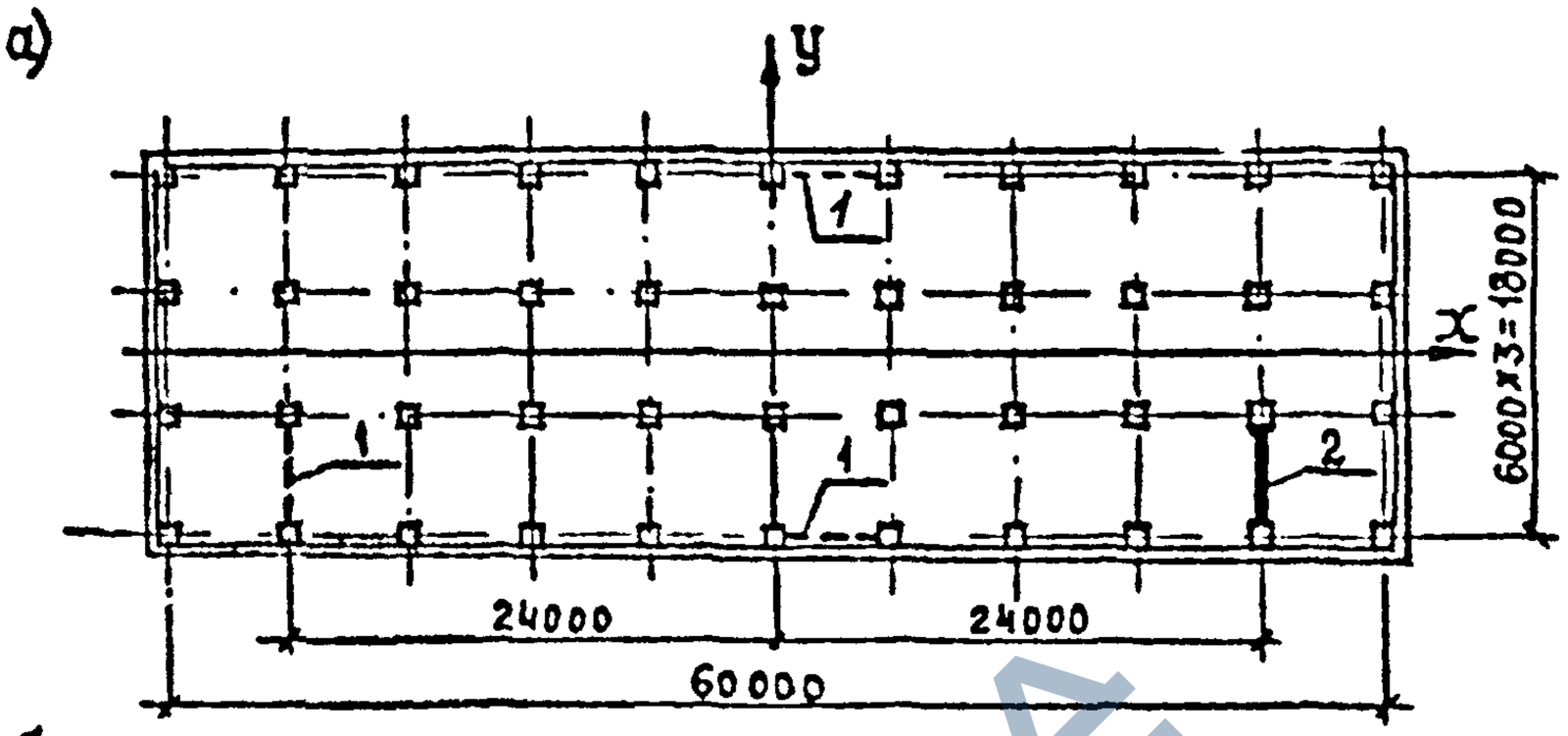
Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.1.2.

Вх 32828 л.53

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

ЗАВОДЖБИ

https://zavodjbi.com/



1-стальные связи
2-железобетонные диафрагмы

Рис.4.3

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связевой панели поперечного направления - $0,202.10^7$ тс.м^2, связевых панелей продольного направления - $0,311.10^7$ тс.м^2, изгибная жесткость диафрагмы железобетонной - $1.32.10^7$ тс.м^2.

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

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

$$\bar{x} = \frac{-24.0,153+24}{1,153} = 17,6 \text{ м};$$

$$\bar{y} = \frac{0,236 \cdot 9 - 0,236 \cdot 9}{2.0,236} = 0;$$

$$C_{кр} = 0,153(-24-17,6)^2 + (24-17,6)^2 + 2.0,236.9^2 = 344;$$

$$K_{Q1}^{ветр} = \frac{0,153}{1,153} + 0,153 \cdot \frac{17,6(17,6+24)}{344} = 0,459$$

Вх. 32828 л. 54

https://zavodjbi.com/

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

Эквивалентная жесткость связевой панели при действии вертикальной нагрузки для связевой панели поперечного направления- $0,80.10^7$ тс.м^2, для связевых панелей продольного направления - $0,65\cdot10^7$ тс.м^2.

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

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

$$\bar{y}=\frac{0,492.9-0,492.9}{2.0,492}=0;$$

$$C_{кр}=0,606(-24-5,9)^2+1(24-5,9)^2+2.0,492.9^2=949;$$

$$\mathcal{K}_{Q11}^{верт}=\frac{0,606}{1,606}+0,606.\frac{(5,9+24)(5,9+24)}{949}=0,948$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи К=2:

$$\mathcal{K}_{Q13}^{верт.}=0,606\ .\ \frac{9(-24-5,9)}{949}=-0,172,$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи К=1:

$$\mathcal{K}_{Q14}^{верт.}=0,172$$

Определяем коэффициент,учитывающий поворот фундамента.

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

По графикам принимаем:

$$\beta=0,14\ 1/м$$

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

Тогда:

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

Вх. 32828 л. 55

https://zavodjbi.com/

$$C_\varphi = \frac{4000 \cdot I2^3}{8 \cdot (I - 0{,}23^2) \cdot I{,}07} = 0{,}85 \cdot I0^6 \text{ тс.м};$$

$$K_{\varphi 1} = I + \frac{0{,}202 \cdot I0^7}{0{,}85 \cdot I0^6} \cdot 0{,}I73 = I{,}36$$

Коэффициент, учитывающий совместную работу связевых панелей и рядовых колонн:

$$K_{z1} = \frac{I}{I - 0{,}0I02 \cdot 20 \cdot I{,}36} = I{,}38$$

Условный фронт ветровой нагрузки:

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

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_{1\ \text{на отм.0}}^{\text{ветр}} = 0{,}67I \cdot 40I \cdot \frac{38{,}0}{24} = 426 \text{ тс.м};$$

$$Q = 0{,}67I \cdot 34{,}8 \cdot \frac{38{,}0}{24} = 36{,}9 \text{ тс},$$

$0,$ – 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 $i = I$:

при $N_{max} = \overset{357+}{45}$ тс, $M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт.}} = \overset{32I-}{I508}$тм.0,948 = I6I тс.м;

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

при $N_{min} = 67{,}3$ тс

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

$$M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт}} = I50 \cdot 2 \cdot 0{,}I72 = 5I{,}6 \text{ тс.м}$$

Момент передаваемый на фундамент от собственного веса стен

$$M_{1ст} = I50{,}5 \text{ тм}$$

Вх. 32828 л. 56

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

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

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

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

От действия вертикальной нагрузки:

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

Здесь M_I – момент от вертикальной нагрузки в каждом этаже.

$$\delta_1^{верт} = \frac{140,8}{0,8\ 10^7} \cdot [4,8(19,2 - 2,4) + 9,6(19,2 - 4,8) + 14,4(19,2 - 7,2)] = 0,0069 \text{ м};$$

$$\delta_1^{крен} = 19,2 \cdot \frac{(452 + 516 - 150,5)}{0,85\ 10^6} = 0,008 \text{ м}.$$

Суммарный прогиб связевой панели равен:

$$\delta_1 = 0,022 + 0,0069 + 0,008 = 0,0369 \text{ м} < \frac{1}{500} H = 0,0384 \text{ м}$$

Горизонтальное смещение диафрагмы жесткости определяется аналогично и равно:

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

Тогда прогиб крайней колонны в уровне покрытия определяется следующим образом:

$$\delta_к = 0,0156 + (0,0369 - 0,0156)\frac{54 \text{м}}{48 \text{м}} = 0,0415 \text{ м} = \frac{1}{466} \cdot H$$

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

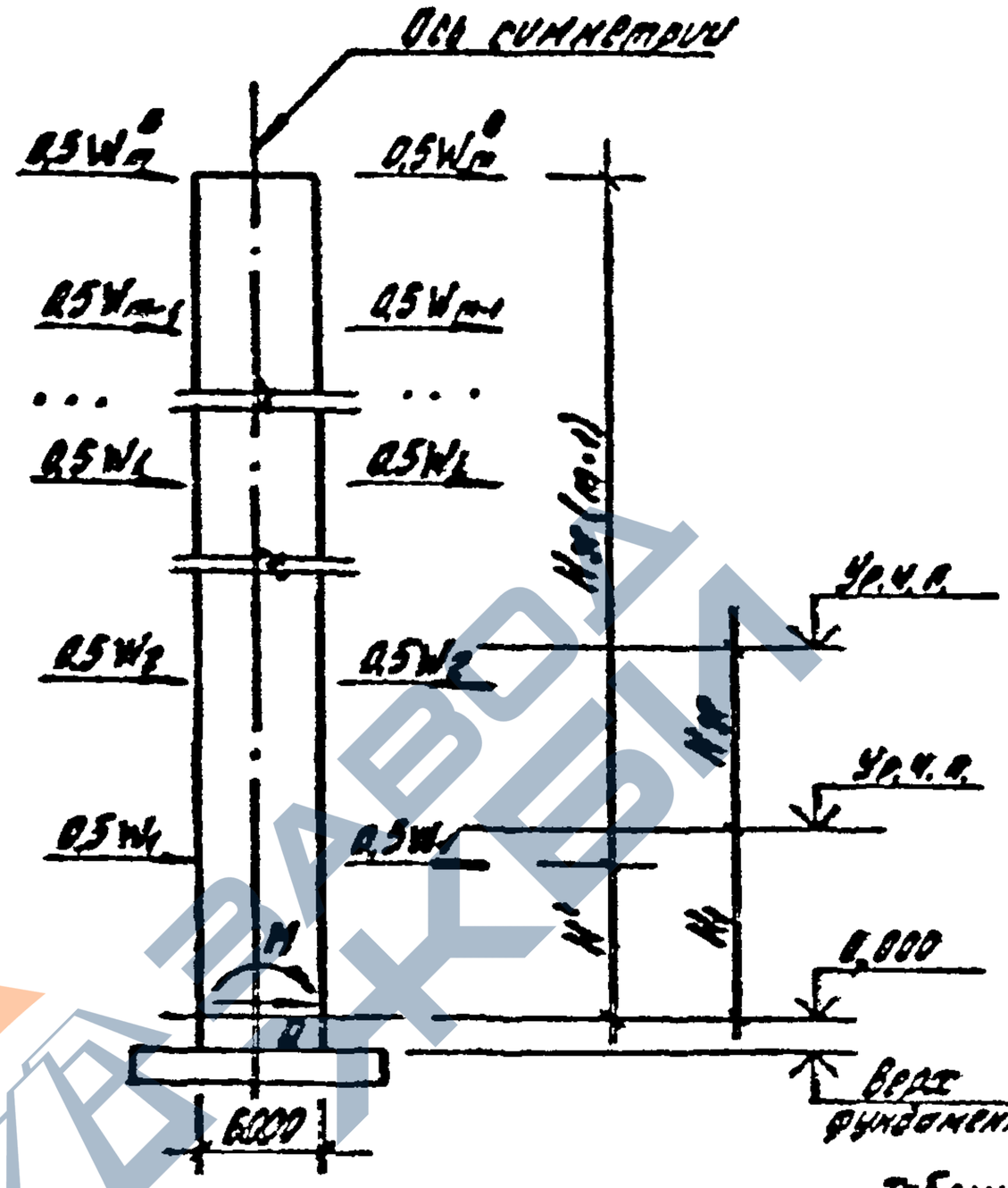


Таблица 9

Высота здания H'+Нэт(п-1) м	Значение коэффициента перехода ветровой нагрузки для района по значению давления ветра						
	I		II		III		IV
	Тип местности						
	А	В	А	В	А	В	В
до 10 м	0,500	0,393	0,778	0,593	1,000	0,65	0,821
от 10 до 20 м		0,544		0,611		0,85	1,014
от 20 до 30 м		0,590		0,770		0,975	1,232
от 30 до 40 м		0,635		0,829		1,05	1,326

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 4

Высоты этажей			Значение расчетных ветровых нагрузок для IIIА района (при фронте ветровой нагрузки L = 24м) тс									
первого		Типо-вых										
H_1	H^1	$H_{ст.}$	W_1	$W_2^в$	W_2	$W_3^в$	W_3	$W_4^в$	W_4	$W_5^в$	W_5	$W_6^в$
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг.}$ = 450мм												
3,6	3,2	3,6	6,4	5,5	6,4	5,6	6,6	6,1	7,2	6,6	7,7	7,0
4,8	4,4	3,6	7,5	-	6,4	5,8	6,8	6,3	7,3	6,8	7,9	7,1
4,2	3,8	4,2	7,5	6,1	7,5	6,4	8,0	7,1	8,8	7,6	9,5	8,0
4,8	4,4	4,8	8,6	6,6	8,7	7,3	9,5	8,0	10,5	8,6	11,2	9,0
6,0	5,6	4,8	9,7	-	8,8	7,5	9,8	8,2	10,7	8,7	11,3	9,1
6,0	5,6	6,0	10,7	7,9	11,3	9,1	12,9	9,9	13,9	10,5	14,8	11,1
7,2	6,8	6,0	11,9	-	11,6	9,3	13,1	10,0	14,1	10,6	-	-
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг.}$ = 600мм												
4,2	3,6	4,2	7,5	6,4	7,5	6,8	8,0	7,5	8,8	8,1	9,5	8,4
4,8	4,2	4,8	8,6	7,0	8,7	7,7	9,5	8,5	10,5	9,0	11,2	9,5
6,0	5,4	4,8	9,7	-	8,8	7,9	9,8	8,7	10,7	9,1	11,3	9,6
6,0	5,4	6,0	10,7	8,3	11,3	9,5	12,9	10,4	13,9	11,0	14,8	11,6
7,2	6,6	6,0	11,9	-	11,6	9,7	13,1	10,5	14,1	11,1	-	-

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

Вх 32828 л 59

1.020-1/87. 0-5 - ВОВ

Альбом 42

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение таблицы 4

Высоты этажей			Значения расчетных ветровых нагрузок для IV А района (при фронте ветровой нагрузки L=24м) тс									
первого		Средние										
H1	H'	Hп.	W_1	$W_2^в$	W_2	$W_3^в$	W_3	$W_4^в$	W_4	$W_5^в$	W_5	$W_6^в$
Продольные связи при ригеле высотой hриг. =45 и 60мм												
3,6	3,2	3,6	6,4	5,4	6,4	5,5	6,6	5,9	7,2	6,5	7,7	6,8
4,6	4,4	3,6	7,5	–	6,4	5,7	6,8	6,1	7,3	6,6	7,9	6,9
4,2	3,8	4,2	7,5	6,0	7,5	6,3	8,0	6,9	8,8	7,5	9,5	7,8
4,8	4,4	4,8	8,6	6,5	8,7	7,1	9,5	7,9	10,5	8,4	11,2	8,8
6,0	5,6	4,1	9,7	–	8,8	6,7	9,6	8,1	12,7	8,5	11,3	8,9
6,0	5,6	6,0	10,7	7,8	11,3	6,8	12,3	9,7	13,9	10,3	14,8	10,9
7,2	6,8	6,1	11,9	–	11,6	9,1	13,1	9,9	14,1	10,4	–	–

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

Вх. 32828 л. 60

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 5

Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Отметка расчетного сечения	Значения расчетных ветровых моментов M (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для IIIА района (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг}$ = 450 мм											
3,6	0,000	11,8	58	18,4	122	25,5	218	33,2	350	41,3	517
	-0,500		64		131		231		356		538
4,8+3,6	0,000	–	–	19,7	152	27,1	259	20,9	402	29,1	562
	-0,150		–		154		253		407		568
4,2	0,000	13,6	77	24,4	167	30,1	303	32,4	487	49,3	724
	-0,500		64		177		318		507		749
4,8	0,000	15,2	99	24,6	220	34,8	404	45,9	651	57,5	968
	-0,150		111		224		407		658		977
6,0+4,8	0,000	–	–	26	260	35,5	459	47,7	725	59,4	1058
	-0,150		–		254		464		732		1075
6,0	0,000	18,6	152	31,1	251	44,8	652	59,3	1057	74,7	1579
	-0,150		154		356		658		1066		1594
7,2+6,0	0,000	–	–	32,8	404	46,6	724	61,3	1152	–	–
	-0,150		–		409		731		1161		–
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг}$ = 600 мм											
4,2	0,000	13,9	78	21,8	168	30,5	365	39,9	491	49,7	727
	-0,650		87		162		324		517		759
4,8	0,000	15,6	160	25	222	35,3	415	46,3	654	58	974
	-0,300		165		229		300		658		991
6,0+4,8	0,000	–	–	26,4	262	37,0	463	48,1	727	59,9	1054
	-0,300		–		270		474		742		1082
6,0	0,000	20,0	154	31,5	354	45,3	657	59,6	1063	75,2	1585
	-0,300		159		363		670		1081		1598
7,2+6,0	0,000	–	–	33,2	407	47,1	729	61,8	1158	–	–
	-0,300		–		417		743		1177		–

Вх. 32828 л. 61

1.020-1/87. 0-5 – 2ПЗ

Альбом

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение подвали 5

Высота этажа Нэт. или Нэт	Отметка низа ригеля	Значения расчетных ветровых моментов M (тсм) и поперечных сил Q (тс) для торцевой надземной части здания (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M
Продольные связи при ригеле высотой $h_{рг}$ = 450 мм											
3,6	0,000	4,8	61	16,3	127	25,3	224	34,1	353	44,1	527
	-0,150		67		135		236		375		547
6,8÷36	0,000	—	—	19,6	157	30,8	265	34,6	410	42,8	592
	-0,150		—		160		269		415		599
42	0,000	13,5	64	21,3	172	29,9	309	39,3	498	49,1	736
	-0,150		67		183		324		518		780
48	0,000	15,1	107	23,5	225	34,7	411	45,7	662	57,3	984
	-0,150		110		229		416		663		990
60÷48	0,000	—	—	25,2	256	36,4	469	47,5	735	59,2	1072
	-0,150		—		260		474		742		1080
60	0,000	18,5	157	26,8	320	44,6	662	59,1	1074	74,5	1597
	-0,150		153		325		669		1079		1608
72÷60	0,000	—	—	32,6	411	46,5	735	61,1	1155	—	—
	-0,150		—		416		743		1175		—
Продольные связи при ригеле высотой $h_{рг}$ = 600 мм											
4,2	0,000	13,5	79	21,3	163	29,9	305	39,3	492	49,1	728
	-0,150		67		183		324		518		780
4,8	0,000	15,1	110	23,6	222	34,7	406	45,7	655	57,3	973
	-0,300		105		229		416		663		990
60÷48	0,000	—	—	25,2	252	36,4	463	47,5	728	59,2	1063
	-0,300		—		260		474		742		1061
60	0,000	18,5	154	26,8	315	44,6	632	59,1	1052	74,5	1556
	-0,300		159		325		651		1079		1668
72÷60	0,000	—	—	32,6	405	46,5	729	61,1	1157	—	—
	-0,300		—		416		743		1175		—

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

Вх. 32828 : л. 62

1.020-1/87.0-5 – 2 ПЗ

Лист 45

https://zavodjbi.com/

Таблица 6

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

2-х этажные здания

I ветровой район

Высота этажа Нэт. или Нтех. м	Крен грунтового покр. i max см. табл. 6	Сетка колонн, м			
		6×6		9×6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²			
м		1000 1500 2000	1000 1500 2000	500 1000	500 1000
Треугольные связи продольного направления					
3,6				⊠	
4,2; 4,8; 6,0	i max	30		30	
Пятиугольные связи продольного направления					
3,6	i max	30		⊠	
4,2			30		30
4,8	i = 0		30 27	30	
6,1	i max		27 24		27

⊠ - здесь и далее отсутствие значений.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки q_w в М, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане связевых панелей одинаковой жесткости

2 и 3 этажные здания

II ветровой район

Число этажей N эт или N1+N эт N	Крановые нагрузки	Сетка колонн, м			
		6×6		9×6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²			
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
36		30		30							
42 48	L_{max}										
60	$L=0$										
	L_{max}			30		27					
Пятиугольные связи продольного направления											
36	$i=0$	30		30		30					
	i_{max}					27					
42	i_{max}					30		30		30	
48	$i=0$			30		27					
	i_{max}					27	24				
60	i_{max}	24		21		24		21			

1.020-1/87. 0-5-2пз

Альб. 47

Вх. 32828 л. 64

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

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

2-х этажные здания

III ветровой район

Высота здания или участка здания, м	Крен фундамента i_{max}	Сетка колонн, м			
		6х6		9х6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная вертикальная нагрузка на перекрытие кг/м²			
		1000 1500 2000	1000 1500 2000	500 1000	500 1000
Треугольные связи продольного направления					
9,6	$i=0$	30			
	i_{max}				
4,2; 4,6; 6,0	$i=0$	30		30	
	i_{max}	30	27	24	30 27
Пятиугольные связи продольного направления					
3,6	$i=0$	30		30 27	
				24	
	i_{max}				
4,2				30 27	30
4,8	$i=0$			30 24	
	i_{max}	27		24 21	
6,0		24		20 18	24 20

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт вертикальной нагрузки $L_н$ ВМ, воспринимаемый осью колонны крайнего или симметрично расположенного в ряду здания одноэтажного промышленного назначения

2. Этажные здания

Стеновые панели

Высота этажа Н эт. или длина стеновой панели L ст. м	Крайние колонны	Средние колонны
	Сетка колонн, м	
	6×6	9×6
	Пролет совмещенной панели	
	6	9
	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м	
3,6	12	60
4,2; 4,8	18	54
6,0	18	54

Ветровая нормативная нагрузка по перекрытию, кгс/м²

3,6	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000
4,2; 4,8	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000
6,0	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000

Пространственные связи продольного направления

3,6	i=0	30	30			
	i max		30	24		
4,2; 4,8	i=0	30	30			
	i max		30	27	30	
6,0	i=0	30	30			
	i max		27	24		

Пространственные связи поперечного направления

3,6	i=0	30	30			
	i max		30	24		
4,2; 4,8	i=0	30	30			
	i max		30	27	30	
6,0	i=0	30	30			
	i max		27	21		

Вх. 32828 л. 66

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw вм, воспринимаемый рамой связевой панельной при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2х этажные здания

II ветровой район

Высота этажей Нэт. или Н1+Нэт, м	Крен фундамента i max см. табл 6	Сетка колонн, м					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м²					
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	800	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления							
3,6	i max	30					
4,2; 4,8							
6,0	i=0	30		30	27	30	
	i max			24	24		
Пятиугольные связи поперечного направления							
3,6	i=0	30		24	24	30	30
4,2; 4,8	i max						
6,0	i=0	30		24	24	30	30
	i max	24	24	21	20	24	24

Вх. 32828 л.67

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

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

2. Этажные здания

III ветровой район

Высота здания, м	Коэффициент k	Сетка колонн, м					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²					
		1000 1500 2000	1000 1500 2000	500 1000 1500	500 1000 1500	500 1000	500 1000
Пристенные связи поперечного направления							
36	i=0		30				
	i max		27				
42; 48	i=0	30	30	30		30	
	i max		27				
60	i=0	27	27	24	27		
	i max		21		27	21	
Пристенные связи поперечного направления							
36	i max	30	30	24	21		
42; 48	i=0				30	30	
	i max		27		30	27	30
60	i max	21	18	15	21	18	

Вх. 32828 л. 68

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл.6

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

3-Х этажные здания

I ветровой район

Вид колонн по типу сечения	Коли-чество панелей i_{max}	Сетка колонн, м									
		6х6						9х6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
Высота этажей H_1 или $H_{эт}$, м		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60				36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; Ч6,6	$i=0$	30						30			
	i_{max}	30						27			
4,2; 4,8; 6,6Ч3	$i=1$	30						30			
	i_{max}	30						27			
6,0; 7,2Ч6,0	$i=0$	30		21	27			20	30		27
	i_{max}	24		20	21		24	16	24		21
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; Ч6,6	$i=0$	30						24			
	i_{max}	30						27	30		
4,2	i_{max}	30			24			20	30		24
4,8; 5,4Ч4,8		30			24			20	30		24
6,0; 7,2Ч6,0		24		21	21			16	24		21

Вх. 32828-л.69

https://zavodjbi.com/

Расположение подкрановых

Максимальный функт ветровой нагрузки w кН/м² при высоте над уровнем земли связевой панели при симметричном расположении в панели здания связевых панелей относительно

3 Этажные здания

II Ветровой район

Высота здания Н, м	Тип связевой панели	Сетка колонн, м			
		6х6		9х6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная кратковременная нагрузка на перекрытие кН/м²			
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Требуемые связи продольного направления											
15; 18×6	i=0	30						27			
	i=ск							24			
42	i=0							27	30		
	i=ск							24			
48; 60×6	i=1	30			30			24	30		27
	i=ск				27					27	
60; 12×3	i=1	24		18	24		16		24		21
	i=ск	21		16	18		15		21		18
Допустимые связи продольного направления											
15; 48×5	i=ск	30			30	27	24				
42					27	24		30		27	
48; 60×6		27	24	21	24	21	16	27		24	
60; 12×3		20		18	16		15	20		18	

Вх. 32828 л. 70

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

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

3г. этажные здания

III ветровой район

Высота этажей Н эт или Н этаж м	Условная отметка см пояса	Сетка колонн, м			
		6х6		9х6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кг/м²			
		1500	2000	1500	2000	500	1000	500	1000
Трещиностойкие связи продольного направления									
3,6; 4,8÷9,6	i=0	30		24					
	i_{max}	27		21					
4,2	i=0	30		24		30		30	
	i_{max}	27						27	
4,8; 6,0÷9,6	i=0	30	27	30	27	24	30	30	
	i_{max}		24	24				24	
6,0; 7,2÷9,0	i=0	20	15,0	18		13,2	20	18	
	i_{max}	18	14,0	15		12,0	16	15	
Трещиностойкие связи продольного направления									
3,6; 4,2÷9,6	i=0	30	24	27	24	20			
4,2	i_{max}	27		21			27	24	
4,8; 6,0÷9,6		24	21	18	21	18	15	24	
6,0; 7,2÷9,0		15		15	15		13,2	16	15

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

Вх. 32828 л. 71

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

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

3-х этажные здания

I ветровой район

Высота здания	Число пролетов	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м	Сетка колонн, м					
			6х6			9х6		
			Пролет связевой панели, м					
			6			9		
Наименование или номер схемы			Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
			12	60	18	54	18	54
Число этажей	Вес 1 м² перекрытия, кгс/м²		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²					
			400	1500	2000	400 1500	2000	1500 2000
Продольные связи поперечного направления								
3,6; 4,8; 6,0	$l=0$		30			30		
	l_{max}		30			27		
4,2	$l=0$		30			27		
	l_{max}					20		
4,8; 6,0	$l=0$		30			30		
	l_{max}		30			24		
6,0	$l=0$	21		18	16	21	18	30
	l_{max}	21	20	16	14		16	
Пятиугольные связи поперечного направления								
3,6; 4,8; 6,0	l_{max}	30		30	20	30	24	30
4,2				27				
4,8; 6,0		27	24	24	18	24	20	
6,0		21	18	16	15	21	16	

Вх. 32828 л. 72

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальный уровень ветровой нагрузки w_0, кН/м², эстакадного одноэтажного однопролетного здания с мягкой кровлей при симметричном расположении в плане здания связевых панелей вертикальной жесткости

3 х эпюрные здания

II ветровой район

Вид эстакадного здания	Уклон кровли	Сетка колонн, м					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели, м					
		6				9	
		Длина здания в направлении средства ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м²					
		400	500	400	1000	1500	2000
Мягкая или из штучных материалов	i_{max} см. табл. 16	30		30		30	
	$i=0$			30	24	30	
	i_{max}			24	16	30	27
	$i=0$			30	27	30	
	i_{max}			27	24		

Требуемые связи повторного направления

Сечение - 2L160x11

3,6; 4,6; 5,0	$i=0$	30			30	27							
	i_{max}				27	24							
4,2	$i=0$	30			30	24		30					
	i_{max}				24	16		30	27				
4,8; 6,0; 7,2; 8,0	$i=0$				30	27		30					
	i_{max}				27	24							

Сечение - 2L160x12

4,2; 4,8; 6,0; 7,2; 8,0	i_{max}											30	
6,0; 7,2; 8,0	$i=0$	16			15	14		16		15			
	i_{max}				13,2	12				13,2			

Сечение 2L200x14

4,2; 4,8; 6,0; 7,2; 8,0	i_{max}											30	
6,0; 7,2; 8,0	$i=0$	16			15	13,2		16		15			
	i_{max}				14	12				14		30	27

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

3. Многоэтажные здания

а) ветровой район

Вид по этажности	Карта районирования	Сетка колонн, м					
		6×6		9×6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
Жил. или жилищ.	Климатический район по СН. и П II-А.6	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м²					
		1500	1500	1000	1000	500	500
Бесчердачные здания повышенного комфорта	I	Сечение - 2L 160×11					
		30		20	18		
3.6; 4.6; 5.6	I	30					
4.2	I	30	27	24		27	21
4.8; 6.0; 6.8	I	24	20	16	15	20	16
		Сечение - 2L 180×12					
4.2	I					27	20
4.8	I					24	18
6.0; 7.2; 8.0	I	15	15	12		16	12
		Сечение - 2L 200×14					
4.2	I					27	20
4.8; 6.0; 7.2	I					24	
8.0; 9.0	I	16	14	12		16	14

1.020-1/87. 0-5 - 2П3

1.6.62

57

Вх. 32828 л. 74

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл.6

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

3. Этажные здания

III ветровой район

Высота этажа или H эт, м	Крат. функц. элемента	Сетка колонн, м					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели, м					
		6				9	
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м					
	см. табл.	12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие					
		1000	1500	2000	1000	1500	2000
Треугольные сечения поперечного направления							
Сечение - 2L 160х11							
3,6; 4,8÷3,5	i=0	30			27	21	
	imax				24		
4,2	i=0				21	30	
	imax	30	27	21	16		24
4,8; 6,0÷4,8	i=0	30			30	27	24
	imax				24	20	30
Сечение - 2L 160х12							
4,2; 4,8; 6,0÷4,8	imax						30
6,0; 7,2÷5,0	i=0	14	13,2	12	10,8	14	12
	imax	13,2		10,8	10	13,2	10,8
Сечение - 2L 200х14							
9,2; 4,8; 6,0÷4,8	imax						30
6,0; 7,2÷5,0	i=0	14	12	13,2	12,5	14	13,2
	imax	13,2		12,5	12	13,2	12,5
						30	27
							24

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

1.020-1/87. 0-5 - 213

Лист 58

Вх. 32828 л. 75

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

3* этажные здания

II ветровой район

Высота этажа, м	Класс бетона по прочности на сж., В	Сетка колонн, м							
		6×6		9×6					
		Пролет связевой панели, м							
		6						9	
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		12	60	18	54	18	54		
		Временная кратковременная нагрузка на перекрытие кгс/м²							
		1000	1500	2000	2500	500	1000	500	1000

Пятиэтажные связи поперечного направления

Сечение – 2L 160 × 14

3,6; 4,8; 6,0; 7,2; 8,4	Linex	30	21	30	15	21	18	
4,2		27		24				
4,8; 6,0; 7,2; 8,4		18	16	15	13,2	12	16	14

Сечение – 2L 160 × 12

4,2	Linex						21	18
4,8								
6,0; 7,2; 8,4		13,2	12	10,8	10	13,2	10,8	

Сечение – 2L 200 × 14

4,2	Linex						21	16
4,8; 6,0; 7,2; 8,4		14	13,2	12	10,8	14	12	14	12

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

1.020-1/87. 0-5-2.13

Вып. 59

Зак. 32828 д. 76

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальный шаг поперечных связей L, м, воспринимающих ветровую нагрузку, при различном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4 и более этажные здания

I ветровой район

Высота здания, м	Кратность шага колонн	Сетка колонн, м			
		6х6		9х6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
Наименование		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м2			
		1000 1500 2000	1000 1500 2000	500 1000	500 1000
Железобетонные					
Каркасы с					
Каркасно-панельные					
Крупнопанельные					
Железобетонные связевые каркасы					
Каркасно-панельные					
Крупнопанельные					
Железобетонные каркасы					
Каркасно-панельные					
Крупнопанельные					

Продольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	i=0	30	27	30	21		
	lmax			27			
4,2	i=0		24	30	24	21	
	lmax		21		18	18	
4,8; 6,0+4,8	i=0		12	24	10,5	27	22,5
	lmax	24 27	10,8	20 21	9,6		
6,8; 7,2+5,0	i=0	18	8	16	7,5	18	16
	lmax	16		15	7	16	15

Поперечные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	i=0	30	27	30	21		
	lmax			27			
4,2	i=0	27	24	24	20	22,5	18
	lmax	24	21	21	18		
4,8; 6,0+4,8	i=0	21	16	18	14	18	15
	lmax			16	13,2		
6,0; 7,2+5,0	lmax	16	15		10,8	15	13,5

Вх. 32828 л. 77

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Приложение табл 6

Максимальная фактическая площадь перекрытия l_w в м, воспринимаемая одной парой поперечных стен симметричной расположенной в плане здания гибкой горизонтальной жесткости

Ч-з 3-этажное здание

II ветровой район

Высота этажа Н, м	Класс бетона по прочности на сжатие	Длина здания L, м	Шаг поперечных стен l_{max}, м	Временная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м²									
		Сетка колонн м		6×6				9×6					
		Пролет поперечных стен м		6									
		Длина здания в направлении действия горизонтальной нагрузки м		36		60		36		60			
				1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Трехэтажные здания с гибкими горизонтальными связями продольного направления													
3,5; 4,8; 6,0	i=0	30		21			30			18			
	l_{max}			20			27		24	16			
4,2	i=0			24			27			18	27		
	l_{max}	27		18			24			16			
4,8; 6,0×4,8	i=0	24		10,8			24			9	22,5		18
	l_{max}	21		16			15			8			
6,0; 7,2×6,0	i=0	14	15	6,7		13,5	14			6	14		13,2
	l_{max}	14		6			12			-			12
Трехэтажные здания с жесткими горизонтальными связями продольного направления													
3,5; 4,8; 6,0	i=0	30		24						18			
	l_{max}	27											
4,2	i=0	24		24			28			15	16		15
	l_{max}			20			18						
4,8; 6,0×4,8	i=0	18		15			16			13,2	15		13,5
	l_{max}	16					15			12			
6,0; 7,2×6,0	l_{max}	13,2		10,8						10,5	13,5		12

1.020-1/87. 0-5 – 2П3

Серия 51

Вх. 32828 л. 78

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

4 Е этажные здания

III ветровой район

Высота здания Н, м	Крен фундамента i_{max}	Сетка колонн, м			
		6×6		9×6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
	см. табл. 6	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²			
		1000 1500	2000 1000 1500	2300 500 1000	500 1000
Трехпролетные связи продольного направления					
9.6; 6.8÷3.6	$i=0$	30	20	30 27	16
	i_{max}	27	16	24	14
4.2	$i=0$				16 225
	i_{max}	24			13.2 18 15
4.8; 6.0÷4.8	$i=0$	20	9.0	18	7.7 18
	i_{max}	16 18	8.6	15	18 15
6.8; 7.2÷5.0	$i=0$	12	–	10.8	– 12 10.8
	i_{max}	10.8		10.5	10.8 10.5
Двухпролетные связи продольного направления					
3.6; 4.8÷3.5	$i=0$	24	20	24	16
	i_{max}			20	
4.2	$i=0$	18	15		15 15 13.5
	i_{max}				14 12
4.8; 6.0÷4.8	$i=0$	15	13.2		13.8 12 11.2
	i_{max}	14	13.2	12	
6.0; 7.2÷5.0	i_{max}	11.8	9.6	10	8.6 11.2 9

Вх. 32828 л. 79

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

4 ÷ этажные здания

I ветровой район

Высота здания Кп. или Нмакс N	Крен грунта Iтах см. табл 6	Сетка колонн, м					
		6×6			9×6		
		Пролет связевой панели, м					
		6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м2					
		1000 1500 2000	1000 1500 2000	500 1000 1500	500 1000 1500	500 1000 1500	500 1000 1500
Трубобетонные сваи поперечник							
Сечение 2 Ld 133 × 12							
3,6; 4,8 и 5,5	i = 0	30	30	27	27		
	i max		27	20	16		
6,2	i = 0	30	30	27	21	30	30
	i max		24	20	16	30	21
4,8; 5,0 и 4,8	i = 0	30	30	24	12		27
	i max		27	21	10,8		21
6,0	i = 0	20	16		7,5	20	16
	i max		15		7		15
Сечение – 2 L 200 × 14							
3,6; 4,8 и 5,5	i = 0	30	30	27	20		
	i max		27	20	15		
4,2	i = 0	30	30	27	20	30	30
	i max		24	20	15	30	27
4,8; 5,0 и 4,8	i = 0	30	30	24	15	27	30
	i max		27	21	13,2	24	
6,0; 7,2 и 6,0	i = 0	20	16		10,8	20	16	24
	i max		15				15	

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

1.020-1/87.0-5 – 2ПЗ

Лист 63

Вх. 32828 л. 80

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки l_w = 84, рассчитываемый между связевой панелью при симметричном расположении в плане зоны связевых панелей различной жесткости

4 Этажное здание

II ветровой район

Высота здания, м	Крен фундамента,	Сетка колонн, м					
		6×6		9×6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
Кол. ИЛИ l_{max}		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
Количество	см.	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²					
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Требуемые сборы железобетона															
Сечение - 24×60×12															
3,6; 4,8÷3,6	$i=0$	30	27	27	24	21	18	30	27	30	27	24	21	24	21
	i_{max}			24	18	15									
4,2	$i=0$			27	21	15									
	i_{max}			24	18	15									
4,8; 6,0÷4,8	$i=0$			21	24	21	14	27	21	27	21	18	15	18	15
	i_{max}	27		20		18	12	27	18						
6,0; 7,2÷5,0	$i=0$	16		13,2		6		15	13,2	15	13,2	12	9	12	9
	i_{max}			12		—			12						
Сечение - 24×60×14															
3,6; 4,8÷3,6	$i=0$	30	27	27	30	24	15	30	27	30	27	24	21	24	21
	i_{max}			24		18	14								
4,2	$i=0$			21	27	21	15	30	27	30	27	24	21	24	21
	i_{max}			20	18		14								
4,8; 6,0÷4,8	$i=0$			18	24	21	12	27	21	30	27	30	27	30	27
	i_{max}	27		16		18	10,8	24	18						
6,0; 7,2÷5,0	$i=0$	16		12	13,2		9	15	13,2	24	24	24	21	24	21
	i_{max}			10,8	12		8,5		12	24	20				

1.020-1/87. 0-5 - 203

Альб. 65

Вх. 32828 1.81

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w БН, воспринимаемой осью связевой панели при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4 Т этажные здания

Ветровой район I

Число пролетов, м	Кол-во функционирующих пролетов	Сетка колонн, м					
		6×6		9×6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
		Длина здания с расположением осей связевых панелей, м					
Кол. или интер. м	Кол-во ж.-б. подкр.	12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м²					
		1000	500	2000	1000	1500	2000

Пятиэтажные связевые каркасные здания

Сечение - 2L 160 × 12

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

Сечение - 2L 200 × 14

3,6; 4,8+3,6	i=0	30	30	27	30	21	15							
	i_{max}													
4,2	i=0	30	27	27	24	20	15	27		18		15		
	i_{max}				21					15				
4,8; 5,0+4,8	L_{max}	27		24	20			24		21	20	16		14
6,0; 7,2+6,0		15	16		120	16	10,8	16		13,2				

	1.020-1/87. 0-5-2/73	66

Вх. 32828 л. 82

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

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

43 этажные здания

III ветровой район

Высота здания, м	Коэффициент k_i	Число колонн, м											
		6x6						9x6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Нормативный		12	60	18	64	18	54						
		Расчетная нормативная нагрузка на перекрытие кг/м²											
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000
Требуемые связи поперечного направления													
Сечение - 2L 180x12													
3,5; 48+3,5	i=0	27	24	24	24	18	16						
	i_{max}	24	21	20	16		13,2						
4,2	i=0	27	24	21	24	18	16	27	24				
	i_{max}	24	21	20	16		13,2	24	16				
4,8; 60+6	i=0	21	20	14	20	15	10,5	21	20				
	i_{max}	20		13,2	16	15	9,6	20	16				
6,0; 2L+60	i=0	12	6,0		10,8	—	—	12	10,8				
	i_{max}				10,5	—	—		10,5				
Сечение - 2L 200x14													
3,6; 48+3,5	i=0	30	27	24	30	21	16						
	i_{max}		24	21	21	15	12						
4,2	i=0				24	16	10,8	27	24	30	24		
	i_{max}	27	21	20	16		10	24	18	27	21		
4,8; 60+6	i=0	24		15	21	18	12,8	21		30	24		
	i_{max}	21		14	13	15	10	20	15	27	21		
6,0; 2L+60	i=0	12	9,5		10,9	7,7	12	10,8	18	18	16		
	i_{max}				10			10					

Вх. 32828 А. 83

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальные размеры ветровой нагрузки L и B, воспринимаемой связью панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4 и 5 этажные здания

III ветровой район

Вид плиты покрытия	Кровельный ковер	Сетка колонн, м					
		6×6		9×6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
Номинальная	Число слоев рубероида	Длина здания, в которой расположена связевая панель, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²					
		1000 1500 2000	1000 1500 2000	1000 1500 2000	1000 1500 2000	500 1000 1500	500 1000 1500
Ребристая	Плоский	Пятиэтажные связи повышенного напряжения					
		Сечение – 2 L 180×12					
3,6; 4,8÷3,5	l_{max}	16	10,8				
4,2				16	10,8		
4,8; 6,2÷4,8		10,8	8,4	10,8	8,4		
6,0; 7,2÷6,0		9 8	7,7 6	9	7,7		
		Сечение – 2 L 200×14					
3,6; 4,8÷3,6	$i=0$	30	24 24	27 24	18	14	
4,2	$i=0$	27	24	24 20	16	16	15 13,2 12 10,8
4,8; 6,2÷4,8	i_{max}	21	20	16	13,2	20 18	16 21 15
6,0; 7,2÷6,0	i_{max}	12	13,2	10	9,6	13,2	10,8 14 10,8

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

1.020-1/87.0-5 – 2ПЗ

Альб. 68

Вх. 32828 л. 84

https://zavodjbi.com/

Панельные зд. 6

Максимальный скоростной ветровой напор q_w кгс/м², воспринимаемый осью связевой панели при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4 и 5 этажные здания

I ветровой район

Этажность здания	Крайняя или средняя	Сетка колонн, м					
		6×6		9×6			
		Длина здания в направлении оси ветровой нагрузки, м					
Нагрузка		6				9	
		Шаг связевых панелей, м					
		12	6	18	6	18	6
Нагрузка N		Снеговая нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²					
		1000 1500	2000 1500	1000	2000 1500	1000	2000 1500
Напряженные связи из горячекатаного профиля							
Связи - 2 L 180×12							
3,6; 4,8+3,6	i=8	30	24	24	15		
	i max		21		14		
4,2	i=0		24		15	30	24
	i max		21		14		
4,8; 5,0+4,8			16		10,8		
6,0; 7,2+5,0		14	12	10,8	9,6	14	10,8
Связи - 2 L 200×14							
3,6; 4,2+3,6	i max	30	30	24	20		
4,2	i=0		27	21	16	21	21
4,8; 6,0+4,8	i max		21				
6,0; 7,2+5,0		13	21	20	14	12	20

											18
											16
											16

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

Вх. 32828 л. 85

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки q_w кН/м², воспринимаемый одной связевой панелью при различном расположении в плане здания связевых панелей ветровой жесткости

5-ый этажные здания

I ветровой район

Высота этажей или пролетов, м	Крен или смещение i, отн. ед.	Сетка колонн, м: 6×6		9×6	
		Пролет связевой панели, м: 6			
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²			
Н		1020	1530	2040	1530	2040	500	1000	500	1000
Трехпролетные связи продольного направления										
3,6; 4,8+3,6	i=1	30		18	30	24	15			
	i_{max}	30	24	16	24	20	13,2			
4,2	i=0	27	21	20	21	18	16	225		18
	i_{max}	24	20	18	20	16	15			
4,8; 6,0+4,8	i=0	21	20	–	18	16	–	19		15
	i_{max}	20			16					
6,0; 7,2+5,1	i_{max}	12	–		10,8	–		12		10,8
Пятипролетные связи продольного направления										
3,6; 4,8+3,6	i=0	21	21	18	20	18	15			
	i_{max}		20		19	16	14			
4,2	i=0	20	16		16	13,2		18		15
	i_{max}					12				
4,8; 6,0+4,8	i=0	16	10,8	10	14	10,5	9,57	13,5		12
	i_{max}					10				
6,0; 7,2+6,0	i_{max}	12	9,2	–	10,5	10,8	–	12		10,5

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

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальный фасад ветровой нагрузки L = 6 м, воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5 ед. этажного здания

А ветровой район

Высота здания, м	Уровень фундамента	Длина здания в направлении ветровой нагрузки, м			
		6×6		9×6	
		Число связевых панелей, N			
		6			
Нат. или см.	Слой	Длина здания в направлении ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
Нат.	см. табл. 18	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²			
м		1000	1500	2000	1500	2000	500	1000	500	1000
Трехслойные стеновые панели с гибкими связями										
36; 48×36	i=0	30	24	16	24	21	13,2			
	imax	24	21	15	24	18	12			
42	i=0	21	16	14	16	15	12	18	15	
	imax			13,2			10,8			
48; 60×48	i=0	16		–	15	15	–	15	13,5	
	lmax					14				
60; 72×60		10	–		9	–		10	9	
Панельные стеновые продольного направления										
36; 48×36	i=0	18	18	16	16	15	13,2			
	imax		16	15			12			
42	i=0	16	13,2		15	10,8		15	12	
	imax				14					
48; 60×48	i=0	13,2	9	8,5	10,8	8,5	7,5	11,2	10,8	
	lmax								9	
60; 72×60		10		–	8,6	–		10	8,6	

Изм. 1

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

6 эт. здания

III ветровой район

Высота здания, м	Уклон кровли	Сетка колонн, м			
		6×6		9×6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
Нэт. для Нтип.	i max ск.	Длина здания, в направлении ветровой нагрузки, м			
		25	60	25	60
	ГОСТ 15	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м²			
Н		1000 1500 2000	1000 1500 2000	500 750	500 750
Поперечные связи продольного направления					
3,6; 4,6÷3,6	i=0	24 21 14	21 18	18	10,8
	i max	21 20 12	18 16		
4,2	i=0	18	16	10	15
	i max	16	15		
4,8; 8,0÷4,8	i=0	14 —	13,2 12	12 —	13,2 12
	i max	15 13,2 —			
6,0; 7,2÷6,0	i max	8,4 —	7,7	—	8,4 7,7
Продольные связи поперечного направления					
3,6; 4,6÷3,6	i=0	16	14	13,2	10,8
	i max	15 13,2	13,2	12	
4,2	i=0	14	12	10	12 10,8
	i max	13,2			
4,8; 6,0÷4,8	i max	10,8 7,7 7	10 7 6		9 7,7
6,0; 7,2÷6,0	i max	8,6 —	7,7 —		8,6 7,7

Вх. 32828 л. 88

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

Максимальный расход бетона надземной части К и В м, воспринимаемого связевой панелью для симметричного расположения в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

Одно этажное здание

Бетонный район

Высота этажа Н эт.	Класс бетона по прочности	Сетка колонн, м											
		6х6				9х6							
		Пролет связевой панели, м											
		6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м2											
		500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Трубчатые связи поперечного направления													
Сечение - 2L 180х12													
3,6; 4,8+3,6	i=0	30	27	24	27	24	13,2						
				21		16	12						
4,2	imax	27	24	20		18	13,2	27	20				
4,8; 6,0+4,8		24	21	10,5	18	15	7,7	24	18				
6,0; 7,2+6,0		15	12	6,5	12	10,9	6,6	15	12				
Сечение - 2L 200х14													
3,6; 4,8+3,6	i=0	30		27	20	24	15						
				24			12						
4,2	imax	27	24	20	21	18	13,2	30	24	30	27		
4,8; 6,0+4,8	i=0	24		12	18	16	7,7	24	18		24		
	imax							21					
6,0; 7,2+6,0	i=0	15		10,5	12		7,7	15	12	21	20	18	
	imax										18	16	

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

Вх. 32828 л. 89

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

Ригель сборный железобетонный тавровый сечением 0,4х0,8 м, рассчитанный как неразрезная балка с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций

Схема ригеля

Таблица усилий

Высота сечения ригеля h, м	Класс арматуры	Сетка колонн, м											
		6х6						9х6					
		Длина связевой панели, м											
		6						9					
		Длина участка в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Суммарная характеристика нагрузки на перекрытие кгс/м²											
		1200	1500	2000	1600	500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Напряженные связи поперечного направления		Сечение - 2 L 180 х 12											
3,6; 4,8÷9,6	i=0	30		27	21 20	20	15						
4,2	l_{max}	27	24	20	21	18	12	27	24				
4,8; 6,0÷4,8		24	16	9,6	20	10	7,0	24	20				
6,0; 7,2÷5,0		10,8			9			10,8	9				
		Сечение - 2 L 200 х 14											
3,6; 4,8÷9,6	i=0	30			24 21	21	16						
4,2	l_{max}	30	24	20	24	20	12	24	20	24	18		
4,8; 6,0÷4,8	i=0	27	15	12	24 21	12	8,4	16	13,2	14		11,2 10,5	
6,0; 7,2÷6,0	l_{max}	12			9,6	8,4		12	9,6	10,5	10	9,6	8,6
		1.020-1/87. 0-5- 203											1 ИОВ 13

Вх. 32828 л 90

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

Максимальный ранг ветровой нагрузки Lw в Н, воспринимаемый осью связевой панели при симметричном расположении в пазах здания связевых панелей соименной жесткости

5 ГУ Этажные здания

II Ветровой район

Высота этажа	Количество этажей	Сетка колонн N					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели N					
		6		9			
Нэт. или Нмах. N	i тех. эт.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки L					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка перекрытия кгс/м²					
		1000	1500	2000	1000	1500	2000
Требуемые связи покрытия							
Сечение - 2L 180х12							
3,6; 4,8; 6,0	i=0	30	27	20	24	24	13,2
	imax			18		15	10
4,2	imax	24	19	16	24	15	10,8
4,8; 6,0	i=0	18	16	8,4	15	12	6
	imax				13,2	10	
6,0; 7,2; 8,0	i=0	12		6,8	10		-
	imax				9,6		
Сечение - 2L 200х14							
3,6; 4,8; 6,0	i=0	30		21	24	21	15,2
	imax			20		16	10,5
4,2	imax	27	20	15	21		
4,8; 6,0; 7,2	i=0	20	20	8,4	16	15	6
	imax		18		15	13,2	
6,0; 7,2; 8,0	i=0	12			10		
	imax				9,6		

24	20	30	24	18	16	24	21	12	10	16	13	10	8	8	6	6	5	4	4
					15				9,6										
24	20	24	21	18	16	24	21	12	10	16	13	10	8	8	6	6	5	4	4
					15				9,6										
24	20	24	21	18	16	24	21	12	10	16	13	10	8	8	6	6	5	4	4
					15				9,6										
24	20	24	21	18	16	24	21	12	10	16	13	10	8	8	6	6	5	4	4
					15				9,6										
24	20	24	21	18	16	24	21	12	10	16	13	10	8	8	6	6	5	4	4
					15				9,6										
24	20	24	21	18	16	24	21	12	10	16	13	10	8	8	6	6	5	4	4
					15				9,6										
24	20	24	21	18	16	24	21	12	10	16	13	10	8	8	6	6	5	4	4
					15				9,6										
24	20	24	21	18	16	24	21	12	10	16	13	10	8	8	6	6	5	4	4
					15				9,6										

Вх. 32828 л. 91

Продолжение табл. 6

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

5 Iу этажные здания

II ветровой район

Высота здания	Кровля	Сетка колонн, м											
		6х6						9х6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
	l_{max} св. 16	12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²											
		1600	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000
Пятиугольные связи поперечного направления													
Сечение – 2L 180 х 12													
36; 48÷36	$i=0$	30	27	24	20 18	18	12						
42	l_{max}	24	20	16	18	16	10,8	24	16				
7,81 60÷45		18	16	13,5	16	10	–	12	10,8				
60; 72÷60		9	8,6		7	6		9	6				
Сечение – 2L 200 х 14													
36; 48÷36	$i=0$	30		27	21 20	20	15 15						
42	l_{max}	27	24	18	20	18	15	21	16	20	15		
48; 54÷48	$i=0$	21	19,2	12	18	10,8 10	9,6	12	10,8			9,6 9	
60; 72÷60	l_{max}	18		9,6	8		7	10	8	8,4	8	7,7	7

Вх. 32828 л. 92

Приложение п. 3.1.6

Максимальный фронт автотяговой нагрузки L м при расположении одной связевой панели или группы панелей в пределах здания связевых панелей двухконсольной жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район

Количество этажей	Коэффициент k	Длина здания, м, при которой действуют ветровые нагрузки	Сетка колонн, м					
			6х6		9х6			
			Пролет связевой панели, м					
			6		9			
Нагрузки	снеговой район		12	60	18	54	18	54
Нормативная	I		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м2					
			1250	1500	2000	1000	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1000	1500
Треугольные связи поперечного направления								
Сечение - 2L 90х12								
3,6; 4,8+3,6	i=0	27	18	12	21	15	10,8	
	imax	24	16	10,8	15	12		
4,2	imax	18	16	13,2	15	12	10	18	15
4,8; 6,0+4,8	i=0	16	15	6,8	12	10,8	—	16	12
	imax		12		10,8	10			10
6,0; 7,2+6,0	i=0	10	—		8,4	—	10	8
	imax				8			
Сечение - 2L 200х14								
3,6; 4,8+3,6	i=0	27	27	18	21	18	12				
	imax		24	15		15	10,8	20	16	24	21
4,8; 6,0+4,8	i=0	18	16	13,6	13,2	12	6	16	13,2	21	18
	imax		15		12	10,8			12		16
6,0; 7,2+6,0	i=0	10	8,4					10	8	14	13,2	13	12
	imax		8	6,8	—							12	

Вх. 32828 л. 93

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

5-ти этажные здания

III ветровой район

Высота здания, м	Тип здания	Сетка колонн, м											
		6×6						9×6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²											
		400	500	400	500	400	500	400	500	400	500	400	500
Пятиэтажные связи поперечного направления													
		Сечение - 2L 160×12											
3,6; 4,6÷7,6	imax	27	24	21	18	15	13,2						
4,2		18	16	14	16	14	10	16	13,2				
4,8; 6,0÷9,0		16	14		13,2	7	-	10	8				
6,0; 7,2÷9,0		7		8	6		-	7	6				
		Сечение - 2L 200×14											
3,6; 12÷15	i=0	27		24	18	18	14						
	imax			21			13,2						
4,2		20	18	14	16	16	10	16	14	16	13,2		
4,8; 6,0÷9,0	i=0	18	16	8	16	15	8,5	6	10,5	9	9		7,7
	imax												
6,0; 7,2÷9,0	imax	8			6,8	6		8	6		6,8	6,7	6

Вх. 32828 л. 94

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл 6

Нормативный ураган ветровой нагрузки q_w 0Н/м², двухпролетной связевой панельной симметричной расположении в плане здания связевых панелей поперечной жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район

Высота этажей Н эт, м	Уклон кровли i или tg α	Сетка колонн, м			
		6х6		9х6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²			
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,2 и 3,6	i=0	27							
	i max			16					
4,2	i=0	24							
	i max			20					
4,8; 5,4 и 6,0	i=0	16	15	16	13,2	18		15	
	i max	16	14	13,2	10,8			13,5	
6,0	i max	10,8		9,6		10,8		9,6	
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,2 и 3,6	i=0	16		15					
	i max			14					
4,2	i=0	15				13,5		12	
	i max			12					
4,8	i=0	13,2	12	12	10,8	13,2		12	
	i max			10,8	10			10,8	
5,4 и 6,0	i=0		—	12	—			12	
	i max			10,8				10,8	

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

6-ти этажные здания

I ветровой район

Высота этажей Нэт. или Нэт.ниж. м	Коэффициент i тех см. табл. 6	Сетка колонн, м			
		6х6		9х6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м²			
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	i=0	21		20					
	imax	18		15					
4,2	i=0			16				15	
	imax	16		14		15		12	
4,8; 6,0+4,8	i=0	14	12		10,8			13,5	
	imax	13,2	10,8		10				
6,0		8,6		8		8,6		8	
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	imax	13,2		12					
4,2	i=0	12							
	imax	10,8		10,8		11,2		9	
4,8	i=0	10,8	10,0	10,0	9	10,8		9,6	
	imax			9,6	8,6				
6,0+4,8	i=0		–	10,0	–				
	imax			9,6					

Узел 11

Вх. 32828 л. 96

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

6-ти этажные здания

III ветровой район

Высота этажа H эт. или H нат м	Крен фунд. мента, i	Сетка колонн, м			
		6×6		9×6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²			
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	i=0	18		16					
	i_{max}	16							
4,2	i=0	15		13,2		12,5		12	
	i_{max}	13,2		12		12		10,8	
4,8; 6,0+4,8	i=0	10,8	10,5	10,8	9,6			11,25	
	i_{max}		10	9,6	8,6				
6,0	i_{max}	7		6		7		6	
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	i=0	10,8		10					
	i_{max}			9,6					
4,2	i=0	10,5		10		9		9	
	i_{max}			9,6				7,7	
4,8	i=0	9	8,6	8,4	7,7			8,4	
	i_{max}	8,6	8		7,2	8,6		8	
6,0+4,8	i=0	9	–	8,4	–	9		8,4	
	i_{max}	8,6		8		8,6		8	

1.020-1/87. 0-5-213

Альбом 80

Вх. 32828 л. 97

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Расположение ферм покрытия по ветровой нагрузке и в зависимости от шага колонн, привязки колонн к продольным разбивочным осям и пространственной жесткости каркаса здания

Здания с мостовыми кранами

I ветровой район

Высота здания, м	Кран грузоподъемностью, т	Шаг колонн, м											
		6х6				9х6							
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
Нет	Нет	12	60	18	54			18	54				
или	или	Расчетная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м2											
Указать	Указать	1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Без	Без	Продольные связи поперечного направления											
		Сечение 2 L 160 х 12											
3,5; 4,2; 4,8; 6,0; 7,2	i=0	30			21								
	imax	21			15								
	i=0	30			24								
	imax	24			18								
	i=0	24			15								
	imax	20		8,6	13,2	7	6,8	18	16	27	24	21	18
	imax	18								24	21	20	16
		Сечение 2 L 200 х 14											
3,5; 4,2; 4,8; 6,0; 7,2	i=0	30			24								
	imax	24			18								
	i=0	24			15								
	imax	20		8,6	13,2	7	6,8	18	16	27	24	21	18
	imax	18								24	21	20	16

Вх. 32828 л. 98

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл.6

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

6-ти этажные здания

I ветровой район

Высота этажа Нэт. или полн. Н	Крен фундамента, imax	Сетка колонн, м					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
		Длина здания в направлении ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Базисная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²					
		1000	1500	1000	1500	500	750
Вертикальные связи покрытия							
Сечение 2Д 160 х 12							
3,6; 4,8; 3,6	i=0	30		20			
	i max			18			
4,2		24		15			
Сечение 2Д 200 х 14							
3,6; 4,8; 3,6	i=0	30		21			
	i max			20			
4,2	i=0	24		16			
	i max			15			
4,8	i max	20	9	15	7,7	18	16
5,4; 4,8			—		—		

15	21	15	20	15	24	15
15						
10,5	10	9	8,6			

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

6-ти этажные здания

II ветровой район.

Высота этажа, м	Коэффициент k_i	Сетка колонн, м					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
Нетипичный этаж		12	60	18	54	18	54
Нетип.	См. табл.	Значения нормативной нагрузки на перекрытия, кгс/м²					
1		1030	1500	1000	1500	510	750	500	750	510	750	500	750

Продольные связи поперечного направления

Сечение 2L 180 х 12

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

Сечение 2L 200 х 14

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

Вх. 32828 л. 100

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки k_w кН/м², воспринимаемый осью связевой панели при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район

Высота пакета или изделия, м	Крен фундамента i max	Сетка колонн, м					
		6×6		9×6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кН/м²					
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Пятиугольные связи поперечного направления													
Сечение 2L 180×12													
3,6; 4,8+3,6	i max	24		16									
4,2		18		14									
Сечение 2L 200×14													
3,6; 4,8+3,6	i=0	27		18									
	i max			16									
4,2	i=0	21		15		16	13,2	18	13,2				
		20		14			12	16					
4,8	i max	16	7,2	12	6	15	13,2	8	7,5				
6,0+4,8			—		—								

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

Расчетная схема ветровой нагрузки L и B м, воспринимаемой диском связевыми панелями при симметричном расположении в плане здания связевых панелей сейсмостойкости

6-ти этажные здания

I ветровой район

Высота этажа	Кол-во функц. назнач.	Сетка колонн, м					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
Нагрузки	Этажи	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
Нагрузка	Собств.	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²					
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Трехсекционные обязы поперечного направления													
Сечение 2L 180×12													
3,6; 4,8+3,6	i=0	21		16									
	imax	20		13,2									
4,2	i=0	18		10,8									
	imax	19		9,6									
Сечение 2L 200×14													
3,6; 4,8+3,6	i=0	21		16									
	imax			14									
4,2	i=0	16		13,2		15		13,8		20		16	
	imax			10,8								15	
4,8; 6,0+4,8	i=0	12	—	10,5	—	12		10,8		16	15	15	13,2
	imax			9,6							15	14	12
Индекс обязов		1.020-1/87.0-5-2ПЗ											85

Вх. 32828 л. 102

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 6

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

6-ти этажные здания

II ветровой район

Высота здания Н, м	Кол-во пролетов в направлении, перпендикулярном связям	Сетка колонн, м											
		6х6				9х6							
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия $кг/м^2$											
		1600	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Пятиэтажные связи поперечного направления													
		Сечение 2 L 180 х 12											
30; 40; 45	i=1	21				15							
	i max					14							
42	i=0	16				12							
	i max	14				10,5							
		Сечение 2 L 200 х 14											
36; 40; 45	i=0	21				16							
	i max					15							
42	i=0	15				13,2							
	i max					12							
48; 54; 60	i=0	15				13,2		10,8		15		10,8	
	i max	13,2	—		—	12				6		—	

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 9

Этажность	Высоты этажей Нэт или Нгт, м	Значение $K_1 \times 10^3$			
		Тип связевых панелей			
		Треугольные пробельного направления			
		Сетка колонн, м			
		6×6		9×6	
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²
			2000 / 1000		1000 / 500
2	3,6	2L 160×11	3,5 / 1,61	2L 150×11	— / —
	4,2		3,5 / 1,99		3,39 / 3,0
	4,8		3,5 / 2,13		3,57 / 3,17
	6,0		3,52 / 2,35		4,21 / 3,94
3	4,8+3,6		7,6 / 3,38		— / —
	4,2		7,9 / 4,39		7,34 / 6,03
	6,0+4,8		10,0 / 4,37		7,39 / 6,08
	7,2+6,0	2L 180×12	6,85 / 5,17		7,16 / 5,90
4	4,8+3,6		12,9 / 5,04		— / —
	4,2		9,35 / 5,73		9,11 / 8,45
	6,0+4,8		16,5 / 7,17		9,75 / 7,61
	7,2+6,0		17,9 / 13,6		12,3 / 9,71
5	4,8+3,6	2L 180×12	18,3 / 7,5	2L 180×12	— / —
	4,2		15,35 / 8,56		15,81 / 11,7
	6,0+4,8		22,8 / 9,87		17,24 / 13,0
	7,2+6,0		20,3 / 15,4		15,2 / 11,7
6	4,8+3,6		— / 9,4		— / —
	4,2		— / 8,15		15,73 / 12,7
	6,0+4,8		— / 9,27		17,4 / 13,1
	6,0		— / 15,1		18,2 / 14,4

Взх. 32828 л. 104

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

1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Лист 87

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 7

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$, м	Значение $K_1 \times 10^3$					
		Тип связевых панелей					
		Пятиугольные прадольного направления					
		Сетка колонн, м					
		6×6			9×6		
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²	
			2000	1000		1000	500
2	3,6	2L150×11	—	3,82	2L150×11	—	—
	4,2		7,75	4,55		7,32	6,48
	4,8		7,6	4,73		7,02	6,23
	6,0	2L180×12	8,53	7,41	2L180×12	10,5	9,28
3	4,8+3,6	2L150×11	—	6,31	2L150×11	—	—
	4,2		11,9	8,52		12,5	10,3
	4,8					13,1	13,7
	6,0+4,8	2L180×12	9,83	8,02	2L180×12	14,4	11,8
	6,0		13,9	8,28			
4	4,8+3,6	2L180×12	13,0	7,2	2L180×12	—	—
	4,2		12,6	8,51		15,4	11,1
	6,0+4,8		16,94	10,1		15,49	10,8
	6,0		19,7	14,1		20,0	14,7
5	4,8+3,6	2L180×12	18,4	9,75	2L180×12	—	—
	4,2		18,6	11,4		17,57	14,8
	6,0+4,8		24,2	12,8		17,75	13,6
	6,0		25,0	18,7		24,4	18,7
6	4,8+3,6	2L180×12	—	9,69	2L180×12	—	—
	4,2		—	10,4		20,53	16,1
	6,0+4,8		—	11,49		21,3	16,0
	6,0		—	19,1		30,0	19,5

Вх. 32828 л. 105

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

1.020-1/87. 0-5 - 2ПЗ

Лист 88

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 9

Этажность	Высоты этажей, м, $H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$, ...	Значение $K_1 \times 10^3$					
		Тип связевых панелей					
		Треугольные поперечного направления					
		Сетка колонн, м					
		6×6					
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормат. нагрузка на перекрытия, кгс/м²	
			2000	1000		2000	1000
2	3,6	2L160×11	37,4	2,2	—	—	—
	4,2		—	2,2			
	4,8		—	2,3			
	6,0		4,15	2,03			
3	4,8+3,6		—	3,81			
	4,2		9,4	4,21			
	6,0+4,8		8,15	4,64			
	6,0		9,56	5,37		7,5	4,22
	7,2+6,0		—	—			
4	4,8+3,6		—	5,3	2L200×14	13,8	5,3
	4,2		16,5	6,5		14,6	5,9
	6,0+4,8		16,7	6,58		14,6	5,9
	6,0		19,8	8,66		16,4	9,15
	7,2+6,0	2L180×12	—	—			
5	4,8+3,6		—	8,11		18,7	7,34
	4,2		17,3	8,3		17,3	7,5
	6,0+4,8		24,4	9,3		24,4	8,41
	6,0		24,1	10,5		23,1	13,2
	7,2+6,0		—	—			
6	4,8+3,6		—	11,2		—	8,74
	4,2		—	9,8		—	8,92
	6,0+4,8		—	11,1		—	10,1
	6,0		—	15,7		—	13,4

Вх. 32828 л. 106

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

1.020-1/87. 0-5 – 2 ПЗ

Инв. № 83

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 9

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$, м	Значение $K_1 \times 10^3$	Тип связевых панелей	Сетка колонн, м					
		Петлеугольные поперечного направления		6×6					
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²	
			2000	1000		2000	1000
2	3,6	2L160×11	—	4,2	—	—	—
	4,2		9,0	5,1			
	4,8		7,0	4,5			
	6,0	2L180×12	9,8	7,2			
3	4,8+3,6	2L160×11	—	5,9			
	4,2		13,6	7,6			
	4,8		12,5	8,3			
	6,0+4,8	2L180×12	—	—	2L200×14	—	—
	6,0		11,1	8,8		12,2	11,7
	7,2+6,0		—	—			
4	4,8+3,6		13,8	7,0		13,4	6,8
	4,2		17,4	9,4		16,0	7,7
	6,0+4,8		18,3	10,2		16,0	8,9
	6,0		21,8	12,7		19,2	11,8
	7,2+6,0		—	—			
5	4,8+3,6		19,6	13,9		19,0	8,87
	4,2		20,6	11,5		20,6	10,1
	6,0+4,8		25,6	14,3		25,6	9,7
	6,0		26,8	15,5		26,4	16,75
	7,2+6,0		—	—			
6	4,8+3,6		—	12,9		—	10,9
	4,2		—	15,6		—	11,5
	6,0+4,8		—	12,9		—	12,6
	5,0		—	12,9		—	15,6

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 7

Значения $K_1 \times 10^3$

Тип связевых панелей

Треугольные поперечного направления

Сетка колонн – 9×6 м

Этажность	Высота этажа $H_{эт}$, или $H_1 + H_{эт}$, м	Пролет связевой панели – 6 м				Пролет связевой панели – 9 м			
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кгс/м²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кгс/м²
			1000	500		1000	500				
2	4,2	2L 160×11	3,56	3,15					4,18		4,67
	4,8		4,23	3,71					2,60		2,60
	6,0		4,90	4,35					—		2,85
3	4,2		6,84	6,53		—	—		5,68		6,28
	4,8		7,17	6,04					4,85		5,21
	6,0+4,8								—		
	6,0	2L 180×12	5,71	4,70	2L 200×14	6,73	5,54	2L 180×12	—	2L 200×14	4,84
	7,2+6,0		—	—							
4	4,2		9,16	7,18		10,9	8,54		8,42		9,08
	4,8		10,18	8,03		10,2	8,05		7,41		7,84
	6,0+4,8								—		
	6,0		11,4	9,01		11,4	9,01		—		8,28
	7,2+6,0		—	—					—		
5	4,2	2L 180×12	13,5	10,3		15,1	11,5		10,54		11,1
	4,8		13,0	9,97		13,3	10,2		10,43		10,92
	5,0+4,8								—		
	6,0		14,4	11,1		17,9	11,1		—		11,16
	7,2+5,0		—	—					—		
6	4,2		15,77	11,9		16,7	12,6		13,1		14,75
	4,8		15,6	11,8		15,6	11,8		14,0		14,64
	5,0+4,8								—		
	6,0		—	12,9		—	12,9		—		—

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

1.020-1/87. 0-5 – 2 ПЗ

Лист 91

Вх. 32828 л. 108

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 7

Значение $K_1 \times 10^3$

Тип связевых панелей

Прямоугольные поперечного направления

Сетка колонн 9×6 м

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_{эт}$, м	Пролет связевой панели – 6 м			Пролет связевой панели – 9 м				
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр., 1000 кгс/п.м	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м²
			1000	500		1000	500			
2	4,2	21 180×11	6,56	6,39	21 180×12	—	—	21 180×14	11,95	13,14
	4,8		6,48	5,66		—	—		12,5	13,74
	6,0		—	—		10,4	9,28		—	13,74
3	4,2		11,63	9,34		—	—		14,34	15,77
	4,8		12,2	9,27		—	—		14,34	15,77
	6,0		9,92	8,17		9,92	8,17		—	13,02
	7,2+6,0		—	—					—	
4	4,2	21 180×12	11,74	9,26	21 200×14	11,9	9,39	21 180×12	13,44	14,78
	4,8		11,4	9,01		12,19	8,96		13,44	14,78
	6,0+4,8								—	13,96
	6,0		16,17	12,85		15,1	12,0		—	16,72
	7,2+5,0		—	—					—	
5	4,2		15,54	12,7		16,8	12,9		16,29	17,92
	4,8		15,2	11,7		16,3	12,5		15,29	17,92
	6,0+4,8								—	17,13
	6,0		17,53	13,43		18,8	14,4		—	20,8
	7,2+6,0		—	—					—	
6	4,2		20,45	15,39		21,4	16,1		18,55	20,4
	4,8		12,55	13,95		19,4	14,6		19,05	20,96
	6,0+4,8								—	
	6,0		—	17,88		—	12,7		—	25,8

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

Вх. 32828 л. 109

1.020 – 1/87. 0-5 – 2 ПЗ

Лист 92

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 8

Коэффициент K_2 для определения растяжения в колоннах от ветровой нагрузки в $м^{-1}$

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

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

Вх. 32828 л.110

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист 93

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Этажность	Вид грунта основания	Нормативное давление R0, кгс/см²	Несущая способность (нагрузка на отм. подошвы) без учета совместной работы с ростверком колонны (без учета Nк) сборных железобетонных					
			трехпролетных продольного направления					
			сетка колонн - 6×6 м				сетка колонн - 9×6 м	
			Сечение ригеля	Расчетная нагрузка на 1 м² перекрытия, кгс/м²			Сечение ригеля	Расчетная нагрузка на 1 м² перекрытия, кгс/м²
				600		1200		
				Мгор.	Q	Мгор.	Q	Мгор.	Q
2	3,6	2Л15СХII	2Л15СХII	—	—	111	22,7	2Л12СХII	—	—
	4,2			161	23,2	147	25,8		147	25,8
	4,8			204	31,2	165	28,6		186	28,6
	6,0			257	32,6	228	35,1		228	35,1
3	3,6			—	—	251	37,8		—	—
	4,8+3,6			—	—	237	40,6		—	—
	4,2			272	47,5	272	47,5		254	32,4
	4,8			305	42,7	305	42,7		315	35,1
	6,0+4,8			455	45,2	455	45,2		375	37,2
	6,0			257	22,8	342	32,1		344	30,4
	7,2+6,0		2Л15СХII	237	24,1	393	31,7	2Л12СХII	325	31,9
4	3,6			—	—	430	48,9		—	—
	4,8+3,6			—	—	365	52,5		—	—
	4,2			263	29,5	451	44,8		423	42
	4,8			205	17,8	434	37,3		423	37
	6,0+4,8			235	18,5	495	39,1		483	38,3
	6,0			157	11,4	379	26,0		392	26,2
	7,2+6,0			125	11,9	424	27,1		427	27,4
5	3,6			—	—	438	46,2		—	—
	4,8+3,6			—	—	532	43,5		—	—
	4,2	2Л18СХII	2Л18СХII	315	25,6	504	40,6	2Л18СХII	485	35,9
	4,8			—	—	492	34,6		492	34,6
	6,0+4,8			—	—	550	35,0		550	35,0
	6,0			—	—	432	24,3		454	25,5
	7,2+6,0			—	—	475	25,1		493	25,4
6	3,6			—	—	554	44,2		—	—
	4,8+3,6			—	—	625	45,1		—	—
	4,2			—	—	518	37,2		451	31,1
	4,8			—	—	583	53,5		—	—
	6,0+4,8			—	—	624	38,1		641	34,1
	6,0			—	—	525	43,7		—	—

Сборные железобетонные конструкции

1.020-1/67.0-5 - 2П3

Серия 1.020-1/67.0-5 - 2П3

94

Вх. 32828 л. 111

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 9

Этажность	Высота этажа Hэт. или Hэт.+Hэт., м	Несущая способность (Мзагр. в тс.м на отм. 0,000 т.) без учета совместной работы с ригелями колонн (без учета Жк) связевых панелей типа							
		Пространственные продольного направления							
		Сетка колонн - 6 х 6 м					Сетка колонн - 9 х 6 м		
		Сечение связей	Нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м2				Сечение связей	Нормативная нагрузка на перекрытие - 1600 кгс/м2	
			2200		1000				
			Мзагр.	Q	Мзагр.	Q		Мзагр.	Q
2	3,6	2Ш60х11	—	—	139	28,5	2Ш60х11	—	—
	4,2		195	33,8	168	29,6		195	83,8
	4,8		187	23,6	187	28,6		232	15,9
	6,0	2Ш60х12	169	22,1	184	22,5	2Ш60х12	268	35,1
3	3,6	2Ш60х11	—	—	258	39,9	2Ш60х11	—	—
	4,6÷3,5		—	—	314	42,8		—	—
	4,2		281	35,5	281	35,5		239	31,1
	4,8		263	30,1	305	33,8		174	19,3
	6,0÷4,8	2Ш60х12	321	31,8	351	35,9	2Ш60х12	205	80,5
	6,0		287	25,4	316	27,9		315	27,9
	7,2÷6,0	2Ш60х14	331	25,1	364	29,4	2Ш60х14	364	29,4
4	3,6	2Ш60х12	—	—	313	35,9	2Ш60х12	—	—
	4,8÷3,6		—	—	374	38,9		—	—
	4,2		323	32,0	332	32,0		275	27,4
	4,8		276	23,8	318	27,3		273	23,4
	6,0÷4,8		315	24,9	362	28,6		310	24,6
	6,0		308	21,0	353	25,1		363	25,1
	7,2÷6,0	2Ш60х14	359	22,3	455	28,2	2Ш60х14	455	29,2
5	3,6	2Ш60х12	—	—	301	28,4	2Ш60х12	—	—
	4,8÷3,6		—	—	345	29,8		—	—
	4,2		336	27,2	372	30,0		315	25,6
	4,8		248	17,3	374	25,2		218	17,3
	6,0÷4,8		275	17,0	417	27,3		275	18,0
	6,0		327	19,2	472	25,1		472	26,1
	7,2÷6,0	2Ш60х14	—	—	514	27,0	2Ш60х14	—	—
6	3,6	2Ш60х12	—	—	278	22,1	2Ш60х12	—	—
	4,8÷3,6		—	—	318	23,0		—	—
	4,2		—	—	372	25,3		359	24,2
	4,8		—	—	425	25,2		353	21,1
	6,0÷4,8		—	—	469	25,1		392	21,9
	6,0		—	—	—	—		—	—

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

1.020-1/87.0-5 - 273

Альбом 95

Вх. 32828 л. 112

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 9

Этажность здания	Высота этажа Н, м	Несущая способность (Мсеч. в тс·м по отн. эпюре; Q тс) без учета совместной работы с ригелями каркаса (без учета Кв) связевых панелей типа									
		преобладающие поперечного направления									
		Сетка колонн 6×6 м									
		Сечение ригеля	Связевая железобетонная конструкция по железобетонным колоннам				Сечение ригеля	Сборная железобетонная конструкция по железобетонным колоннам			
			2300		1030			2000		1000	
			Мсеч.	Q	Мсеч.	Q		Мсеч.	Q	Мсеч.	Q
2	3,6	2Л150×11	121	24,8	111	22,1	—	—	—	—	—
	4,2		161	29,2	147	25,8					
	4,8		204	31,2	185	28,6					
	6,0		231	24,6	231	24,6					
3	3,6		210	31,73	251	38,0					
	4,8+3,6		249	34,1	237	40,8					
	4,2		271	34,9	304	38,9					
	4,8		282	42,4	289	43,2					
	6,0+4,8		452	44,9	450	45,8					
	6,0		220	18,3	220	19,3		220	19,3	220	19,3
	7,2+6,0		—	—	—	—		252	20,4	252	20,4
4	3,6		270	31,4	437	51,0		270	31,4	437	51,0
	4,8+3,6		318	33,1	515	53,7		318	33,1	515	53,7
	4,2		327	32,3	458	45,4		327	32,3	458	45,4
	4,8		276	21,7	435	37,6		285	24,5	425	37,6
	6,0+4,8		315	24,9	498	39,4		324	25,7	458	39,4
	6,0		173	11,9	379	26,0		288	19,6	379	26,0
	7,2+6,0		—	—	—	—		320	20,5	424	27,1
5	3,6	2Л180×12	327	30,3	490	45,5	2Л200×14	327	30,9	490	45,5
	4,8+3,6		375	32,3	555	48,8		375	32,3	555	48,8
	4,2		315	25,6	504	40,6		315	25,6	504	40,6
	4,8		208	14,6	492	34,5		264	18,7	492	34,5
	6,0+4,8		223	14,6	550	35,0		297	19,5	550	35,0
	6,0		251	14,0	482	25,8		327	18,2	482	25,8
	7,2+6,0		—	—	—	—		—	—	522	27,6
6	3,6		—	—	558	46,8		—	—	558	46,8
	4,8+3,6		—	—	651	48,7		—	—	651	48,7
	4,2		—	—	567	38,4		—	—	557	35,4
	4,8		—	—	348	20,5		—	—	557	32,9
	6,0+4,8		—	—	551	21,3		—	—	610	34,1
	6,0		—	—	—	—		—	—	—	—

Шифр типового проекта: 1.020-1/87.0-5 – 203

Альбом 96

Вх. 32828 л. 113

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Приложение табл. 9

Несущая способность (Нсеч в тс.м на отм. 0 и Q в тс) без учета совместной работы с крайними колоннами (без учета ЖА) связевых панелей типа 1.020-1/87.0-5-2пз

Пятиэтажные поперечного направления

Сетка колонн - 6х6 м

Этажность здания	Снеговой район	Сечение связей	Ветровая нагрузка по СНиП II-6-74 на перекрытие кгс/м2				Сечение связей	Временная нагр. на перекрытие, кгс/м2			
			2000		1000			2000		1000	
			Мсеч.	Q	Мсеч.	Q		Мсеч.	Q	Мсеч.	Q
2	3,6	2Ц60х11	—	—	130	26,5	—	—	—	—	—
	4,2		144	25,2	144	25,2					
	4,8		218	33,4	218	33,4					
	6,0	2Ц60х12	170	21,1	170	21,1					
3	3,6	2Ц160х11	237	35,7	268	43,7					
	4,6+3,5		261	39,4	343	46,9					
	4,2		196	25,1	227	28,9					
	4,8		174	19,3	187	20,8					
4	6,0+4,6		215	20,5	222	22,1		—	—	—	—
	6,0		137	17,4	205	18,4		215	19	245	19
	7,2+6,0		—	—	—	—		248	20,0	248	20
	3,6		255	28,8	431	50,2		255	28,8	431	50,2
	4,5+3,5		300	31,3	507	52,8		300	31,3	507	52,8
	4,2		243	24,3	269	26,8		314	31,1	445	44,2
	4,8		204	17,8	208	17,8		424	35,6	424	35,6
	6,0+4,8		230	18,2	235	19,6		484	38,3	484	38,3
	6,0		241	16,4	259	18,2		415	23,7	356	25,4
	7,2+6,0		—	—	—	—		468	29,9	409	26,2
5	3,6		463	43,8	379	36,8		463	43,8	379	36,8
	4,6+3,5	2Ц160х12	534	45,9	433	33,6	2Ц20х14	534	45,9	438	38,6
	4,2		335	27,2	529	44,7		335	27,2	539	44,7
	4,8		180	12,6	523	35,5		250	17,8	523	365
	6,0+4,8		201	13,2	552	37,9		279	18,5	580	37,8
	6,0		—	—	341	16,9		—	—	394	21,9
	7,2+6,0		—	—	—	—		—	—	429	22,6
6	3,6		—	—	431	34,3		—	—	438	35
	4,6+3,5		—	—	485	35,8		—	—	485	36,5
	4,2		—	—	582	33,4		—	—	582	39,4
	4,8		—	—	485	29,8		—	—	557	35,2
	6,0+4,8		—	—	581	23,8		—	—	654	36,5
	6,0		—	—	—	—		—	—	—	—

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

1.020-1/87.0-5 - 2пз

Альб. 97

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 9

Этажность	Высота этажей Нэт. или Н1+Нэт., м	Несущая способность (Мвпр. в тс на отм. 0 и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета Ж1) связевых панелей типа											
		требуемая поперечного направления											
		связ колонн - 9х6 м											
		пролет связевой панели-6м						пролет связевой панели-9м					
		21150х12			21200х14			21150х12			21200х14		
		Мверт.	Q		Мверт.	Q		Мверт.	Q		Мверт.	Q	
2	4.2	19	25.9					150	25.9		—	—	
	4.8	191	28.9					191	28.9		—	—	
	6.0	203	24.5		—	—		—	—		318	38.4	
3	4.2	253	33.0					378	47.7		378	47.7	
	4.8	254	43.2					493	64.1		493	54.1	
	6.0+7.8	453	45.2					—	—		518	56.9	
	5.3	334	42.3		334	29.8		—	—		554	48.3	
	7.2+5.0	—	—		388	31.1		—	—		644	51.4	
4	4.2	442	43.4		442	43.4		460	45.3		460	45.3	
	4.8	442	37.5		442	37.5		618	51.9		618	51.9	
	6.0+4.8	503	39.4		504	39.4		—	—		695	54.2	
	5.3	448	30.3		448	30.3		—	—		618	41.6	
	7.2+6.0	—	—		490	31.1		—	—		676	43.0	
5	4.2	600	40.8		500	40.0		631	50.5		631	50.5	
	4.8	453	33.5		493	34.8		570	39.5		594	46.4	
	6.0+4.8	553	35.1		555	35.1		—	—		774	50.3	
	6.0	457	25.7		484	26.7		—	—		665	35.2	
	7.2+5.3	—	—		525	27.6		—	—		752	39.5	
6	4.2	551	37.5		551	37.8		—	—		—	—	
	4.8	551	33.8		554	33.0		—	—		780	45.9	
	6.0+4.8	615	31.8		616	34.2		—	—		650	47.6	
	6.0	—	—		—	—		—	—		—	—	

Вх. 32828 л. 115

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 9

Этажность	Высоты этажей Нэт. или Н1+Нэт, м	Несущая способность (Мвстр. в тс·м на отм. 0 и Q в тс) без учета совместной работы с ригелями связевых панелей						Несущая способность (Мвстр. в тс·м на отм. 0 совместной работы с ригелями (без учета Ккр)					
		Пятиузловые поперечного направления											
		Сетка колонн - 9×6м											
		Пролет связевой панели - 6м						Пролет связевой панели - 9м					
		Сечение связевой панели	Мвстр.	Q	Сечение связевой панели	Мвстр.	Q	Сечение связевой панели	Мвстр.	Q	Сечение связевой панели	Мвстр.	Q
2	4,2	21160×11	182	31,2	21160×12	—	—	21160×12	103	17,8	21160×14	—	—
	4,8		224	33,8		—	—		122	18,5		—	—
	6,0		—	—		172	24,1		169	20,4		147	17,7
3	4,2		199	25,2		—	—		211	25,8		241	26,8
	4,8		178	19,5		—	—		230	25,3		230	25,3
	6,0+4,8		208	20,5		—	—		—	—		270	25,6
	6,0		202	17,5		352	31,5		—	—		201	17,5
	7,2+6,0		—	—		418	18,6		—	—		232	18,6
4	4,2		263	25,7		263	25,7		197	18,5		197	19,5
	4,8		211	17,9		387	33,9		328	33,2		437	37,1
	6,0+4,8		238	16,7		452	35,5		—	—		438	36,9
	6,0		258	17,6		426	28,6		—	—		461	30,9
	7,2+6,0		—	—		455	29,5		—	—		504	32,0
5	4,2	21130×12	444	35,6	21200×14	444	35,6	21160×12	421	33,5	21160×14	421	33,5
	4,8		325	22,6		325	22,6		—	—		256	17,9
	6,0+4,8		351	23,4		351	23,4		—	—		315	20,5
	6,0		343	18,8		425	26,7		—	—		324	18,2
	7,2+6,0		—	—		529	27,5		—	—		358	18,8
6	4,2		502	33,8		502	33,8		—	—		—	—
	4,8		554	33,0		554	33,0		—	—		289	17,1
	6,0+4,8		618	34,2		618	34,2		—	—		390	17,7
	6,0		—	—		—	—		—	—		—	—

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

Вх. 32828 л. 116

1.020-1/87.0-5 - 273

Лист 99

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Табл. 1.10

Максимально расчетные усилия N, тс, в поясе связи балочного покрытия, эксплуатируемой кровли связей панели

Этажность здания	Высота этажей Нэт. или Н1+Нэт, м	Тип связевой панели									
		Трехслойная продольного направления		Ребристая продольного направления		Трехслойная поперечного направления		Ребристая поперечного направления			
		Сетка колонн, м									
		6х6	9х6	6х6	9х6	6х6	9х6	6х6	9х6		
		Пролет связевой панели, м									
		6						9		6	9
		Расчетная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м2									
		2000	1000	2000	1000	2000	1000	2000	1000		
2	3,6	–	11	–	–	24	–	–	11	–	–	24	–	–
	4,2	39	21	21	43	31	36	31	13	21	13	51	28	34	25
	4,8	39	27	27	43	37	46	31	14	29	24	51	45	44	30
	6,0	39	42	42	43	45	10	31	28	28	31	51	49	42	34
3	3,6;4,8+3,6	–	38	–	–	54	–	–	38	–	–	–	63	–	–
	4,2	34	40	27	70	39	83	45	40	40	32	41	57	28	30
	4,8;6,0+4,8	34	31	42	70	58	35	57	52	51	47	48	61	60	51
	6,0;7,2+5,0	34	53	53	70	80	81	28	50	43	51	59	69	84	62
4	3,6;4,8+3,6	–	52	–	–	59	–	–	52	–	–	–	79	–	–
	4,2	25	40	37	46	43	34	32	40	37	35	57	67	32	80
	4,8;6,0+4,8	23	47	45	67	60	48	23	46	46	50	55	77	63	80
	6,0;7,2+6,0	29	45	45	60	80	82	29	45	43	51	82	80	51	82
5	3,6;4,8+3,6	–	48	–	–	59	–	–	51	–	–	–	68	–	–
	4,2	23	37	35	44	41	32	25	35	35	33	42	57	45	43
	4,8;6,0+4,8	24	43	42	56	32	44	27	42	41	45	31	76	46	75
	6,0;7,2+5,0	–	36	45	–	79	77	27	45	40	40	–	68	74	72
6	3,6;4,8+3,6	–	45	–	–	56	–	–	48	–	–	–	62	–	–
	4,2	–	33	33	–	38	30	–	34	33	41	–	51	42	–
	4,8;6,0+4,8	–	41	40	–	54	42	–	40	39	42	–	73	67	75
	6,0;7,2+6,0	–	34	35	–	–	–	–	33	23	–	–	–	–	–

Масса связевой панели

1.020-1/87.0-5 – 2ПЗ

Лист 100

Вх. 32828 л. 117

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 11

Узловой расчетный момент $M_{табл.}$ вкс.н. заделки колонны при нагрузке, потребующей несущей способности связевой панели.

Этажность здания	Район по весу снегового покрова	Тип связевой панели	Сетка колонн, м							
		Для восприятия продольного торможения	Для восприятия продольного торможения	Требуемая поперечного торможения		Для восприятия поперечного торможения			
		Сетка колонн, м	6х6	9х6	6х6	9х6	6х6	9х6	6х6	9х6
		Пролет связевой панели	6		9		6		9	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м2	1500	2000	1500	2000	1500	2000	1500	2000
2		3,6	—	3	—	—	13	—	—	3	—	—	—	11	—	—
		4,2	3	3	3	8	15	17	2	3	1	2	9	12	14	8
		4,8	3	4	3	8	12	14	2	3	4	2	9	13	13	11
		6,0	3	2	2	8	10	14	3	2	2	6	9	10	9	8
3		3,6; 4,8÷3,6	—	5	—	—	18	—	—	4	—	—	—	18	—	—
		4,2	2	6	3	8	18	15	6	5	5	2	7	22	12	12
		4,8; 6,0÷4,8	2	6	4	8	12	13	4	5	5	3	7	13	19	12
		6,0; 7,2÷6,0	2	2	2	8	15	14	2	5	2	5	7	16	10	8
4		3,6; 4,8÷3,6	—	2	—	—	10	—	—	3	—	—	—	15	—	—
		4,2	2	2	2	10	14	11	3	3	3	5	9	15	10	20
		4,8; 6,0÷4,8	2	2	2	10	12	12	2	3	2	6	9	15	15	15
		6,0; 7,2÷6,0	2	2	2	10	12	15	2	2	2	6	9	10	8	14
5		3,6; 4,8÷3,6	—	2	—	—	10	—	—	3	—	—	—	14	—	—
		4,2	2	2	2	9	10	11	2	2	3	4	2	15	13	12
		4,8; 6,0÷4,8	2	2	2	9	5	12	2	3	3	5	1	18	12	16
		6,0; 7,2÷6,0	—	2	2	—	13	14	—	2	2	3	—	9	10	12
6		3,6; 4,8÷3,6	—	2	—	—	10	—	—	3	—	—	—	15	—	—
		4,2	—	2	2	—	11	11	—	3	3	4	—	15	10	—
		4,8; 6,0÷4,8	—	2	2	—	12	12	—	3	2	4	—	17	12	17
		6,0	—	2	2	—	—	—	—	2	2	—	—	—	—	—

1.020-1/87. 0-5- 2.113

1.061

101

Вх. 32828 л. 118

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 12

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1 \div H_{эт}$, м	Значение жесткости 10^{-7} Вγк б тс м^2 (при возбуждении ветровой нагрузки) связевых панелей типа			
		треугольные продольные		пятиугольные продольные	
		Сетка колонн, м			
		6х6; 9х6		6х6; 9х6	
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия до 2500 кгс/м^2	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия до 2500 кгс/м^2
2	3,6	2L160х11	0,0652	2L160х11	0,023
	4,2		0,080		0,028
	4,8		0,096		0,033
	6,0		0,1302	2L180х12	0,0368
3	3,6		0,1434	2L160х11	0,045
	4,8+3,6				
	4,2		0,155		0,056
	4,8		0,190		0,078
	6,0+4,8			2L180х12	0,109
	6,0		0,22		
	7,2+6,0		0,24	2L200х12	
4	3,6		0,250	2L180х12	0,133
	4,8+3,6				
	4,2		0,290		0,1474
	4,8		0,311		0,157
	6,0+4,8				0,1877
	6,0		0,230	2L200х12	0,189
	7,2+6,0				
5	3,6	2L180х12	0,332	2L150х12	0,193
	4,8+3,6				
	4,2		0,374		0,218
	4,8		0,331		0,292
	6,0+4,8				
	6,0		0,468		0,293
	7,2+6,0			2L200х12	0,288
6	3,6		0,592	2L180х12	0,124
	4,8+3,6				
	4,2		0,461		0,295
	4,8		0,372		0,301
	6,0+4,8				
	6,0		0,615		0,411

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

Вх. 32828 л. 119

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 12

Значение эквивалентной жесткости 10^{-3} $B_{экв}$, Нс·м² (при воздействии ветровой нагрузки) связевых панелей типа

Треугольные поперечного направления

Этажность здания	Количество этажей и Нэт или H_1 + $H_{эт}$	Ветер колонн 6×6 м: Схема связей	Ветер колонн 6×6 м: Временная нормативная нагрузка на перекр. до 2500 кгс/м²	Ветер колонн 6×6 м: Схема связей	Ветер колонн 6×6 м: Временная нормативная нагрузка на перекр. до 2000 кгс/м²	Ветер колонн 9×6: Пролет сб. панели-6 м: Схема связей	Ветер колонн 9×6: Пролет сб. панели-6 м: Временная нормативная нагрузка на перекр. до 2500 кгс/м²	Ветер колонн 9×6: Пролет сб. панели-6 м: Схема связей	Ветер колонн 9×6: Пролет сб. панели-6 м: Временная нормативная нагрузка на перекр. до 1500 кгс/м²	Ветер колонн 9×6: Пролет сб. панели-9 м: Схема связей	Ветер колонн 9×6: Пролет сб. панели-9 м: Временная нормативная нагрузка на перекр. до 1500 кгс/м²	Ветер колонн 9×6: Пролет сб. панели-9 м: Схема связей	Ветер колонн 9×6: Пролет сб. панели-9 м: Временная нормативная нагрузка на перекр. до 1000 кгс/м²
2	3,6	2Д160×11	0,0783	—	—	2Д160×11	—	—	—	—	—	—	—
	4,2		0,100				0,102				0,095		0,124
	4,8		0,117				0,102				0,139		0,205
	6,0		0,146				0,138				—		0,302
3	3,6		0,1555		—		—	—	—		—		—
	4,2+3,6												
	4,2		0,180				0,144				0,241		0,309
	4,8		0,1946				0,198				0,400		0,40
	5,0+4,2										—		
	6,0		0,241		0,323		0,260		0,316		—		0,630
	7,2+6,0		—				—				—		
4	3,6	2Д180×12	0,248	2Д200×14	0,333	2Д180×12	—	2Д200×14	—	2Д180×12	—	2Д200×14	—
	4,8+3,6						—		—		—		—
	4,2		0,311		0,417		0,269		0,388		0,337		0,432
	4,8		0,30		0,397		0,275		0,372		0,352		0,658
	5,4+4,2										—		
	6,0		0,316		0,334		0,276		0,441		—		0,771
	7,2+6,0		—				—				—		
5	3,6		0,335		0,435		—		—		—		—
	4,8+3,6						—		—		—		—
	4,2		0,383		0,615		0,357		0,521		0,424		0,626
	4,8		0,429		0,572		0,350		0,581		0,535		0,827
	5,4+4,2										—		
	6,0		0,5154		0,490		0,486		0,582		—		0,979
	7,2+6,0		—				—				—		
6	3,6		0,390		0,563		—		—		—		—
	4,8+3,6						—		—		—		—
	4,2		0,540		0,724		0,445		0,695		0,654		0,791
	4,8		0,555		0,744		0,319		0,719		0,602		0,994
	5,4+4,2										—		
	6,0		0,650		0,765		0,596		0,888		—		0,965

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

Вх. 32828 л. 120

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Расположение табл. 12

Этажность	Высоты этажей Нэт или Нст, м	Значение эквивалентной жесткости 10^{-3} Вэкв·т·м² (при отсутствии ветровой нагрузки) связевых панелей типа											
		Латеральное расположение поперечного направления											
		Сетка колонн 6×6 м				Сетка колонн – 9×6 м							
		Пролет св. панели-6 м				Пролет св. панели-9 м							
		Расчетная нагрузка на 1 м² покрытия при снеговой нагрузке 0,5 кПа (50 кгс/м²)	Расчетная нагрузка на 1 м² покрытия при снеговой нагрузке 1,5 кПа (150 кгс/м²)	Расчетная нагрузка на 1 м² покрытия при снеговой нагрузке 3,0 кПа (300 кгс/м²)	Расчетная нагрузка на 1 м² покрытия при снеговой нагрузке 5,0 кПа (500 кгс/м²)	Расчетная нагрузка на 1 м² покрытия при снеговой нагрузке 0,5 кПа (50 кгс/м²)	Расчетная нагрузка на 1 м² покрытия при снеговой нагрузке 1,5 кПа (150 кгс/м²)	Расчетная нагрузка на 1 м² покрытия при снеговой нагрузке 3,0 кПа (300 кгс/м²)	Расчетная нагрузка на 1 м² покрытия при снеговой нагрузке 5,0 кПа (500 кгс/м²)				
2	3,6	21 150×11	0,0311	21 180×12	—	21 150×11	—	—	21 180×12	—	—	21 200×14	—
	4,2		0,0322		—		0,0357	—		—	0,019		0,021*
	4,8		0,0458		—		0,0507	—		—	0,023		0,0294
	6,0		—		0,0391		—	0,0401		—	—		0,0294
3	3,6		0,0662		—		—	—		—	—		—
	4,5+3,6				—		—	—		—	—		—
	4,2		0,0656		—		0,0631	—		—	0,0435		0,0557
	4,8		0,0751		—		0,0838	—		—	0,0566		0,0752
	6,0		0,105		0,1365		0,1132	0,1398		—	—		0,0654
	7,2+6,0		—				—			—	—		
4	3,6		0,127		0,1692		—	—		—	—		—
	4,8+3,6						—	—		—	—		—
	4,2		0,142		0,185		0,119	0,192		0,121	0,158		
	4,8		0,155		0,202		0,163	0,212		0,155	0,164		
	6,0+4,8									—			
	6,0		0,179		0,202		0,185	0,228		—	0,197		
	7,2+6,0		—				—			—			
5	3,6		0,193		0,253		—	—		—	—		—
	4,8+3,6						—	—		—	—		—
	4,2		0,215		0,28		0,224	0,287		0,185	0,188		
	4,8		0,257		0,334		0,248	0,331		0,112	0,260		
	6,0+4,8									—			
	6,0		0,288		0,294		0,289	0,370		—	0,309		
	7,2+6,0		—				—			—			
6	3,6		0,265		0,352		—	—		—	—		—
	4,8+3,6						—	—		—	—		—
	4,2		0,312		0,405		0,301	0,411		0,253	0,278		
	4,8		0,357		0,461		0,309	0,456		0,349	0,378		
	6,0+4,8									—			
	6,0		0,405		0,512		0,541	0,703		—	0,43		

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

Вх. 32820 л. 121

https://zavodjbi.com/

Таблица 13

Этажность здания	Высота этажа H_1, $H_{эт}$, м	Значение эквивалентной жесткости 10^{-7} $B_{экв}$ в тс·м² (при безразличной вертикальной нагрузке) связевых панелей типа							
		треугольные продольные				латиугольные продольные			
		Сетка колонн, м							
		6×6		9×6		6×8		9×6	
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²: 2000	1000	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр., кгс/м²: 2000	1000	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м²
3	3,6; 3,6+3,6	2L150×11	0,65	0,62	2L180×12	—	2L150×11	—	0,60	2L180×12	—
	4,2		0,63	0,56		0,67		1,3	0,78		1,13
	4,8		0,61	0,60	2L200×14	0,61		0,61	0,93		1,14
	6,0+4,8					0,61					1,14
	6,0		0,57	0,59		0,54		1,36	2,4	2L200×14	0,86
	7,2+5,0		0,82			0,54					0,86
4	3,6; 3,6+3,6	2L180×12	—	0,6	2L180×12	—	2L180×12	—	0,6	2L180×12	—
	4,2		0,7	0,53		0,64		1,05	0,78		0,11
	4,8; 3,6+4,8		0,65	0,44	2L200×14	0,55		0,62	0,73		0,84
	6,0		0,52	0,56		0,57		0,11	0,92	2L200×14	1,06
	7,2+5,0					0,57					1,06
5	3,6; 3,6+3,6	2L180×12	—	0,71	2L180×12	—	2L180×12	—	0,65	2L180×12	—
	4,2		0,89	0,56		0,46		0,89	0,82		0,89
	4,8; 3,6+4,8		0,8	0,56	2L200×14	0,55		0,51	0,79		1,1
	6,0		0,43	0,53		0,83		0,99	0,82	2L200×14	0,92
	7,2+5,0					0,83					0,92
6	3,6; 3,6+3,6	2L180×12	—	0,83	2L180×12	—	2L180×12	—	0,98	2L180×12	—
	4,2		—	0,92		0,85		—	1,18	2L200×14	1,04
	4,8; 3,6+4,8		—	0,92	2L200×14	0,85		—	1,16		1,07
	6,0		—	0,66		0,83		—	0,9	2L180×12	1,08

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

Вх. 32828 л. 122

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 13

Этажность	Высота этажей $H_{эт}$ или $H_{эт}$, м	Значение эквивалентной жесткости $10^{-1} B_{экв}$, в тс. м² (при воздействии вертикальной нагрузки) связевых панелей типа									
		треугольные		поперечного направления							
		Сетка колонн 6×6 м				Сетка колонн – 9×6 м					
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Сечение связей	Пролет связей – 6 м		Сечение связей	Пролет связей – 9 м	
			2000	1600		2000	1600		Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кгс/м²			Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кгс/м²	
3	3,6 (4,5+3,5)	21160×11	—	0,47	21160×11	—	—	21160×12	—	—	21160×12	—	—
	4,2		0,45			—	—		0,47	0,94		0,94	0,94
	4,8		0,46			—	—		0,52	0,7			1,03
	5,0 (4,5+0,5)		0,41			0,41				—			
	6,0		0,42	0,44		0,57		21180×12	0,53	—			0,76
	7,2 (6,0+1,2)		—	—					—	—			
4	3,6 (4,5+3,6)		—	0,54	21200×14	—	0,54		—	—		—	—
	4,2		—	0,47		—	0,47		0,55	1,17		1,14	1,14
	4,8 (6,0+4,8)		0,42			0,55			0,58	0,75		1,22	1,22
	6,0		0,44	0,47		0,64	0,47		0,49	—			0,69
	7,2 (6,0+1,2)		—	—					—	—			
5	3,6 (4,5+3,6)	21160×12	—	0,65	21200×13	—	0,64	21200×14	—	—	21200×14	—	—
	4,2		—	0,56		—	0,56		0,56	1,48		1,45	1,45
	4,8 (5,0+4,8)		0,43			0,62			0,69	0,9		1,47	1,47
	6,0		0,5	0,68		0,72	0,5		0,72	—			1,32
	7,2 (6,0+1,2)		—	—						—			
6	3,6 (4,5+3,5)		—	0,66		—	0,71		—	—		—	—
	4,2		—	0,6		—	0,79		0,73	1,25		1,44	1,44
	4,8 (5,0+4,8)		—	0,55		—	0,75		0,9	0,7		1,50	1,50
	6,0		—	0,63		—	0,6		1,19	—		1,16	1,16

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

Вх. 32828 л. 123

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 13

Значение эквивалентной жесткости 10^{-1} в·экв в тс·м^2 / при воздействии вертикальной нагрузки / связевых панелей типа

Латиугольные поперечного направления

Этажность здания	Высота этажа Нэт или Нп, м	Сетка колонн – 6×6 м				Сетка колонн – 9×6 м					
						Пролет связей 6 м		Пролет св. панели – 9 м			
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м^2		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м^2		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м^2	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м^2
			2000	1000		2000	1000				
3	3,6; 4,8÷3,6	2L 100×12	—	0,52	2L 200×14	—	—	2L 160×11	—	2L 180×12	—	2L 200×14	—
	4,2		0,83	0,48		—	—		0,51		1,30		—
	4,8		0,92	0,7		—	—		0,7		0,9		3,5
	5,0÷4,8		0,47	0,52		0,79	0,52		0,7		—		3,5
	6,0		0,73	0,87		1,12	0,87		0,79		—		2,35
	7,2÷6,0		—	—		1,19	0,87		0,79		—		2,35
4	3,6; 4,8÷3,6		—	0,6		—	0,54		—		—		—
	4,2		0,6	0,53		0,93	0,53		0,71		1,3		2,2
	4,8; 6,0÷4,8		0,5	0,8		0,97	0,8		0,8		1,26		3,5
	6,0		0,77	0,87		1,03	0,87		0,81		—		2,5
	7,2÷6,0		—	—		1,04	0,83		0,81		—		2,5
5	3,6; 4,8÷3,6		—	0,7		—	0,74		—		—		—
	4,2		0,67	0,48		0,83	0,48		0,68		1,68		2,3
	4,8 6,0÷4,8		0,51	0,91		0,93	0,91		0,98		1,3		3,3
	6,0		0,8	0,85		1,01	0,85		1,3		—		2,45
	7,2÷6,0		—	—		1,04	0,68		1,3		—		2,45
6	3,6; 4,8÷3,6		—	0,8		—	0,87		—		—		—
	4,2		—	0,96		—	0,96		0,73		1,42		2,2
	4,8 6,0÷4,8		—	1,02		—	1,02		0,91		0,97		2,6
	6,0		—	0,78		—	0,78		1,08		—		—

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

Вх. 32828 л. 124

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 14

Значения K_{Ri}^{max}

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

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

Вх. 32828 л. 125

https://zavodjbi.com/

Таблица 15

Этажность	Высота этажей Н, м	Максимальное значение $M_{верт.}$ в тс.м и N в тс (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загружения									
		На грузовой площади сетки из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у всех колонн - полезная нагрузка отсутствует (вар. 3.1)		На грузовой площади сетки из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у крайних колонн - 0,5 полезной нагрузки		Полезная нагрузка распределена равномерно	
		Сетка колонн 6 х 6 м							
		Ветровая и крановая нагрузка по перекрытию, кгс/м²							
		2000		1500		2000		1500		2000	1500
		$M_{верт.}$	N	$M_{верт.}$	N	$M_{верт.}$	N	$M_{верт.}$	N		
2	3,6	—	—	243	156	—	—	167	135	—	227
	4,2	255	182	247	161	245	203	208	176	265	232
	4,8	225	182	247	151	245	203	208	177	265	233
	6,0	255	184	247	153	246	215	208	179	257	235
3	3,6; 4,8÷3,6	—	—	436	284	—	—	283	221	—	372
	4,2	340	312	442	271	438	355	353	301	445	360
	4,8; 6,0÷4,8	340	313	442	272	438	356	353	303	445	381
	6,0; 7,2÷6,0	340	315	442	273	439	359	353	306	449	384
4	3,6; 4,8÷3,6	—	—	628	371	—	—	400	307	—	517
	4,2	783	443	637	380	631	506	518	427	625	527
	4,8; 6,0÷4,8	783	444	637	382	631	508	518	428	626	528
	6,0; 7,2÷6,0	783	449	637	384	632	512	518	433	631	533
5	3,6; 4,8÷3,6	—	—	821	479	—	—	616	503	—	662
	4,2	1027	574	832	490	824	658	673	552	805	675
	4,8; 6,0÷4,8	1027	575	832	492	824	650	673	554	807	677
	6,0; 7,2÷6,0	1029	580	832	495	825	656	673	557	812	682
6	3,6; 4,8÷3,6	—	—	1013	586	—	—	632	479	—	607
	4,2	—	—	1025	600	1017	810	828	677	985	822
	4,8; 6,2÷4,8	—	—	1025	603	1017	813	823	680	987	825
	6,0	—	—	1025	605	1017	819	823	685	992	831

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

Вх. 32828 л. 126

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 15

Этажность здания	Высота этажей Нэт, или Нэт.1, м	Максимальное значение Мвет. в тн. и Мтн (см. рис. 3.3) при следующих вариантах сооружения									
		на грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки, остальные без нагрузки		на грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у 3-х смежных колонны - 0,5 полезной нагрузки		полезная нагрузка распределена равномерно			
		Сетка колонн 6 х 6 м									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м2									
		1000		500		1000		500		1000	500
		Мверт.	N	Мверт.	N	Мверт.	N	Мверт.	N		
2	3,6	194	135	138	111	165	145	122	114	195	158
	4,2	198	140	143	116	167	147	124	119	200	163
	4,8	158	140	143	116	167	148	124	118	204	164
	6,0	153	142	143	118	168	150	124	120	207	165
3	3,5; 4,8 + 3,6	338	224	226	173	280	244	193	169	306	234
	4,2	344	228	233	180	282	244	195	175	315	241
	4,8; 6,0 + 4,8	344	230	233	182	282	245	195	174	316	242
	6,0; 7,2 + 6,0	344	233	233	184	283	246	195	177	319	245
4	3,6; 4,8 + 3,6	412	308	314	235	395	335	255	245	404	309
	4,2	450	317	323	245	397	344	257	251	430	319
	4,8; 6,0 + 4,8	490	318	323	247	397	342	257	254	432	321
	6,0; 7,2 + 6,0	490	324	323	251	398	343	257	255	435	325
5	3,5; 4,8 + 3,6	625	394	402	258	510	434	335	342	533	385
	4,2	635	405	413	310	512	434	345	347	545	399
	4,8; 6,0 + 4,8	635	403	413	312	512	436	338	348	547	399
	6,0; 7,2 + 6,0	635	415	413	317	512	436	338	353	553	405
6	3,5; 4,8 + 3,6	759	480	490	350	625	524	407	378	645	451
	4,2	782	495	503	375	627	524	410	384	661	476
	4,8; 6,0 + 4,8	782	491	503	377	627	527	413	384	663	478
	6,0	782	505	503	384	627	530	410	391	670	485

Вх. 32828 л. 127

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение табл. 15

Этажность	Углы этажей Нэт. или Н1 + Нэт., м	Максимальное значение Мверт. в тс.м и N в тс. (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загружения		
		на грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - полезная нагрузка отсутствует (см. рис. 3.1)	на грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки	полезная нагрузка распределена равномерно
		Сетка колонн 9х6 м, пролет связевой панели - 6 м		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м2		
		1000	500	1000	500	1000	500
		Мверт. / N	Мверт. / N	Мверт. / N	Мверт. / N	N	N
2	4,2	208 / 165	152 / 142	199 / 192	145 / 153	246	204
	4,8	208 / 166	152 / 142	199 / 193	145 / 154	247	205
	6,0	208 / 168	152 / 144	200 / 195	145 / 155	249	207
3	4,2	356 / 256	245 / 218	338 / 318	230 / 240	383	299
	4,8; 6,0+4,8	356 / 257	245 / 219	338 / 319	230 / 241	384	300
	6,0; 7,2+5,0	356 / 270	245 / 221	339 / 323	231 / 245	386	303
4	4,2	505 / 366	337 / 294	477 / 444	315 / 327	519	393
	4,8; 6,0+4,8	505 / 358	337 / 295	477 / 446	316 / 329	521	395
	5,0; 7,2+6,0	505 / 372	337 / 299	478 / 451	315 / 334	527	399
5	4,2	653 / 456	450 / 370	615 / 571	427 / 415	656	488
	4,8; 6,0+4,8	653 / 458	430 / 372	615 / 573	401 / 417	658	490
	6,0; 7,2+6,0	653 / 474	430 / 377	617 / 579	401 / 423	663	496
6	4,2	801 / 555	522 / 448	755 / 697	485 / 512	793	583
	4,8; 6,0+4,8	801 / 559	522 / 449	756 / 700	485 / 605	795	565
	6,0	801 / 576	522 / 455	756 / 707	483 / 512	804	592

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

1.020-1/87 Т. 0-5 - 2 ТЗ

Лист 111

Вх. 32828 л. 128

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение т.05л.15

Этажность	Высоты этажей Нэт или Н1, Нэт N	Максимальное значение Мверт. в тс м. и N в тс (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загружения: На крупной плите одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - полезная нагрузка отсутствует (см. рис. 3.1)		На крупной плите одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны 0,5 полезной нагрузки		Полезная нагрузка распределена равномерно	
		Сетка колонн 9х6, пролет связевой панели - 9м					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²					
		1000		500		1000	
		Мверт.	N	Мверт.	N	Мверт.	N
2	4.2	449	207	324	171	388	221
	4.8	449	208	324	171	388	221
	6.0	450	210	325	173	388	223
3	4.2	777	333	527	266	655	366
	4.8; 6.0+4.8	777	341	527	267	655	367
	6.0; 7.2+6.0	778	344	528	271	655	370
4	4.2	1106	472	731	362	923	512
	4.8; 6.0+4.8	1106	473	731	363	923	513
	6.0 7.2+6.0	1107	478	732	368	923	517
5	4.2	1434	604	934	457	1190	657
	4.8; 6.0+4.8	1434	605	934	458	1190	658
	6.0; 7.2+6.0	1435	611	935	465	1190	664
6	4.2	1763	736	1138	553	1457	803
	4.8; 6.0+4.8	1763	738	1138	555	1457	805
	6.0	1764	745	1139	562	1457	812

503		1610	520
Мверт.	N	N	
289	195	311	251
289	196	312	252
293	197	314	254
457	275	491	371
457	277	492	372
457	279	495	375
625	375	670	490
625	378	672	492
625	381	676	495
793	475	850	610
793	478	852	612
793	482	857	617
951	576	1030	738
951	580	1032	742
951	584	1038	738

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

1.020-1/87.0-5 - 2 ПЗ

Лист 112

Вх. 32828 л. 129

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 16

Этажность	Высота этажа Нэт. или Н1+Нэт., м	Значение i max x 10³ для типа связевых панелей							
		Торцевые связи продольного направления		Продольные связи продольного направления		Торцевые связи поперечного направления		Продольные связи поперечного направления	
		Сетка колонн в м							
		6х6	6х9	6х6	6х9	6х6	6х9	6х6	6х9
2	3,6	1	–	0,3	–	1	–	0,8	–
	4,2	1	1	0	0	1	1	0,2	0
	4,8	1	1	0,2	0	1	1	0,2	0,3
	6,0	1	1	0	0	1	1	0	0,1
3	3,6;4,8+3,6	0,8	–	0	–	0,4	–	0	–
	4,2	0,7	0,6	0	0	0,9	0,8	0	0
	4,8	0,6	0,7	0	0,2	0,5	0,5	0	0
	6,0+4,8	0,6	0,7	0	0,2	0,5	0,5	0	0
	6,0	0,7	1	0	0	0,9	0,9	0	0
	7,2+6,0	0,7	1	0	0	0,9	0,9	0	0
4	3,6;4,8+3,6	0,8	–	0,4	–	0,8	–	0,2	–
	4,2	0,8	0,8	0,5	0,3	0,9	0,8	0,3	0
	4,8;6,0+4,8	0,5	0,6	0,2	0,1	0,5	0,6	0	0
	6,0	0,4	1	0	0	0,3	1	0	0
	7,2+6,0	0,4	1	0	0	0,3	1	0	0
5	3,6;4,8+3,6	0,5	–	0,3	–	0,5	–	0,2	–
	4,2	0,5	0,2	0,3	0,4	0	0,8	0	0
	4,8;5,0+4,8	0,2	0	0,1	0,4	0,2	0,4	0,2	0,2
	6,0	0	1	0	0,2	0,2	0,5	0	0,7
	7,2+6,0	0	1	0	0,2	0,2	0,5	0	0,7
6	3,6;4,8+3,6	0,6	–	0,6	–	0,5	–	0,2	–
	4,2	0,7	0,3	0,7	0,3	0,6	0,3	0,2	0
	4,8;5,0+4,8	0,5	0	0,5	0,1	0,4	0,2	0	0
	6,0	0	–	0	–	0	–	0	–

Число пролетов здания

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

Вх. 32828 л. 130

1.020-1/87.05 – 2 ПЗ

Лист 113

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

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

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

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

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

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

Вх 32828 л. 131

				I.070-I/87.0-5- ЗПЗ			
Нач.отд.	Кодыш		25.03	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из плоскостных плит при поэтажном замоноличивании	Стадия	Лист	Листов
Гл.конст.	Карпенко		25.03		Р	I	4
ГИП	Черненко		25.03		ЦНИИПромзданий		

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

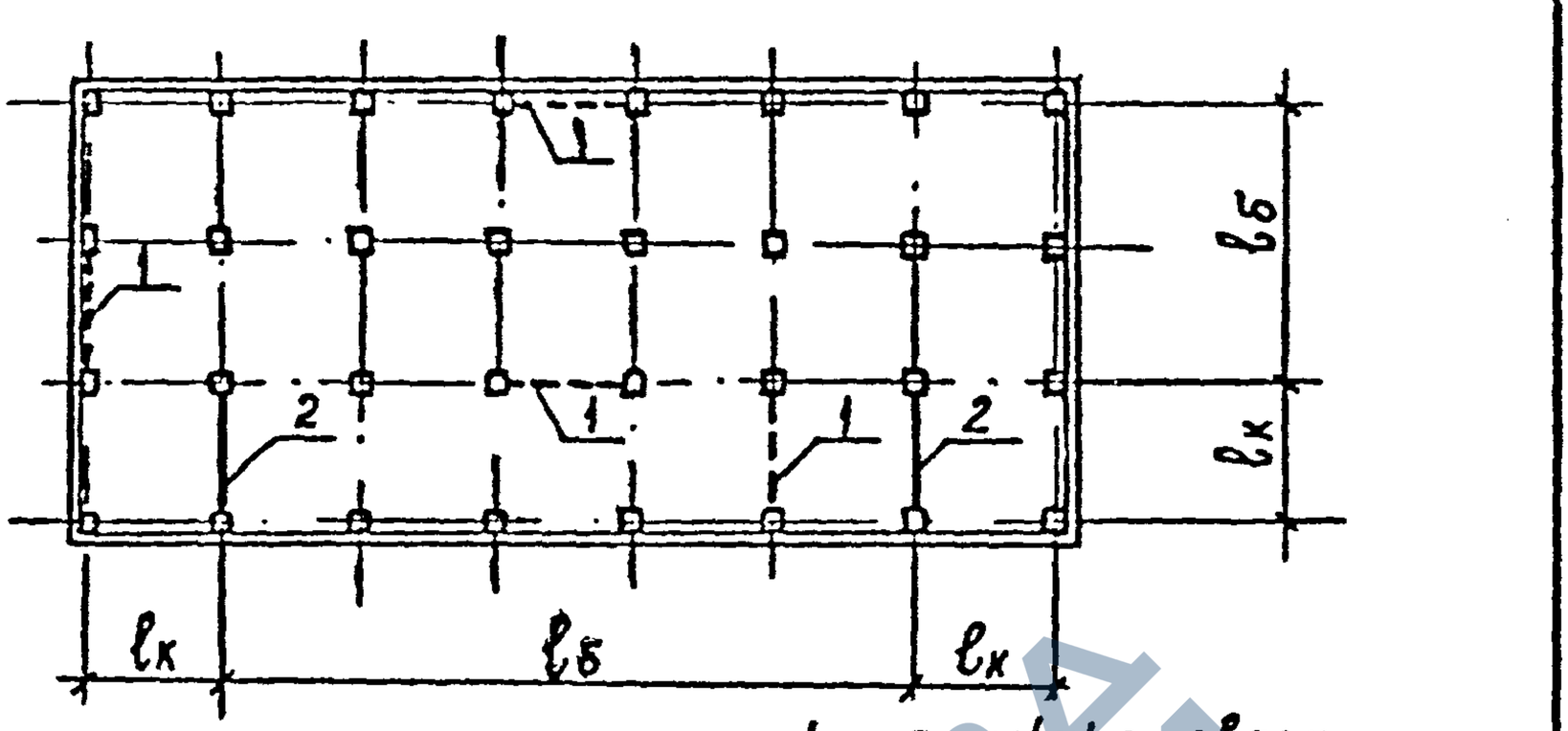


Рис. 1

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

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

Связевые плиты серии I.04I.I-2 и I.042.I-4 рассчитаны на растягивающее усилие I0 тс, стык ригеля с колонной – на усилие 8,0 тс.

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

Вх. 3282 в л. 132

I.020-I/87.0-5- ЗТ3

Лист 2

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 1

Высота верхнего этажа от 6 м.	Длина здания в осях крайних колонн, м, при максимальном расстоянии ℓ_k (см. рис. 1)	Сетка колонн 6×6 м											
		Ветровой район и тип местности по СНиП 2.01.07-85											
		I А; I Б; II Б				II А; III Б				III А			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м²											
		2000	1500	1000	500	2000	1500	1000	500	2000	1500	1000	500
3,6	12	18				18				18			
	18	24		30		24				18	24		
	24	30				30				24		30	
	30									30			
	36÷60												
4,2	12	18				18				12	18		
	18	24				24				18			
	24	30				24	30			24			
	30					30				30			
	36÷60												
4,8	12	18				18				12			
	18	24				18	24			18			
	24	30				24	30			24			
	36					30				24	30		
	42÷60									30			
6,0	12	18				12	18			12			
	18	24				18				18			
	24	24	30			24				18	24		
	30	30								24			
	36												
	42									30			
	48÷60												

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

Вх. 32828 л. 133

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Продолжение таблицы 1

Высота здания, м	Длина здания, м	Максимальное расстояние вк (см. рис. 1)								
		Сетка колонн 9×6 м								
		Ветровой район и тип местности по СНиП 2.01.07-85								
		IA; IБ; IIБ			IIA; IIIБ			IIIA		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²								
		1000	750	500	1000	750	500	1000	750	500
3,6	18	24			18			18		
	27	30						24		
	36÷60							30		
4,2	18	18	24		18			18		
	27	30			24	30		24		
	36				30			24	30	
	42÷60							30		
4,8	18	18			18			12	18	
	27	24	30		24			24		
	36	30						24		
	42÷60							30		
6,0	18	18			18			12		
	27	24	30		24			18		
	36,42	30						24		
	48,60							30		

См. примечание на листе 3

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

Вх 32828 л. 134

1.020-1/87.0-5-ЗПЗ

Альбом 4

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

В этих случаях здания сооружаются без поэтажного замоноличивания.

I. Устойчивость здания в поперечном направлении обеспечивается совместной работой связевых панелей, состоящих из колонн и вертикальных стальных связей по колоннам и межколонными плитами по крайним и средним рядам колонн, соединенными между собой и с поперечными ригелями в соответствии с серией I.020-I/87 вып. 6 - I "Монтажные узлы каркаса" (узлы 56..69).

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

Расстояние между связевыми панелями определяется из следующих условий:

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

$Z = 0,4$ м

Вх. 32828 л. 135

Инв.№ подл.	Подпись и дата	Взам.инв.№				
					I.020-I/87.0-5- 4ПЗ	
					Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	Стадия: Р; Лист: I; Листов: 3
			Нач.отд.	Козыш		ЦНИИПромзданий
			Рук.гр.	Зверев		
			ГИП	Зверев	25.03	

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Средние межколонные плиты с усилием на одно ребро 5,0 тс работают как балки с плечом внутренней пары сил Z = I,5 м.

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

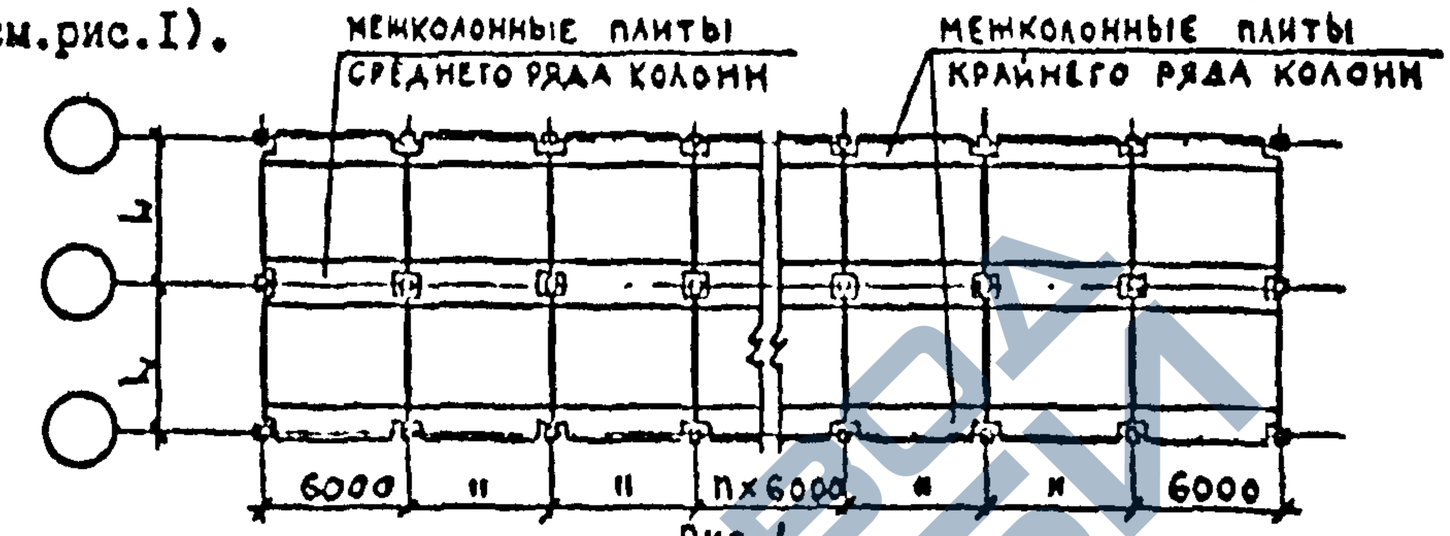


РИС.I

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

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

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

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

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

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

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

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

Вх. 32828 л. 136

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

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

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

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

$$\Sigma M \geqslant 15{,}5 \text{ тс.м}$$

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

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

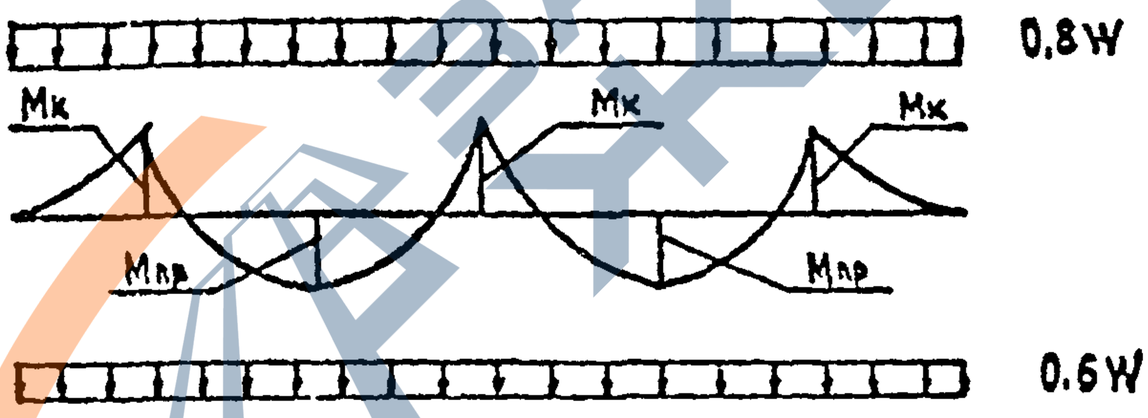


Рис.2

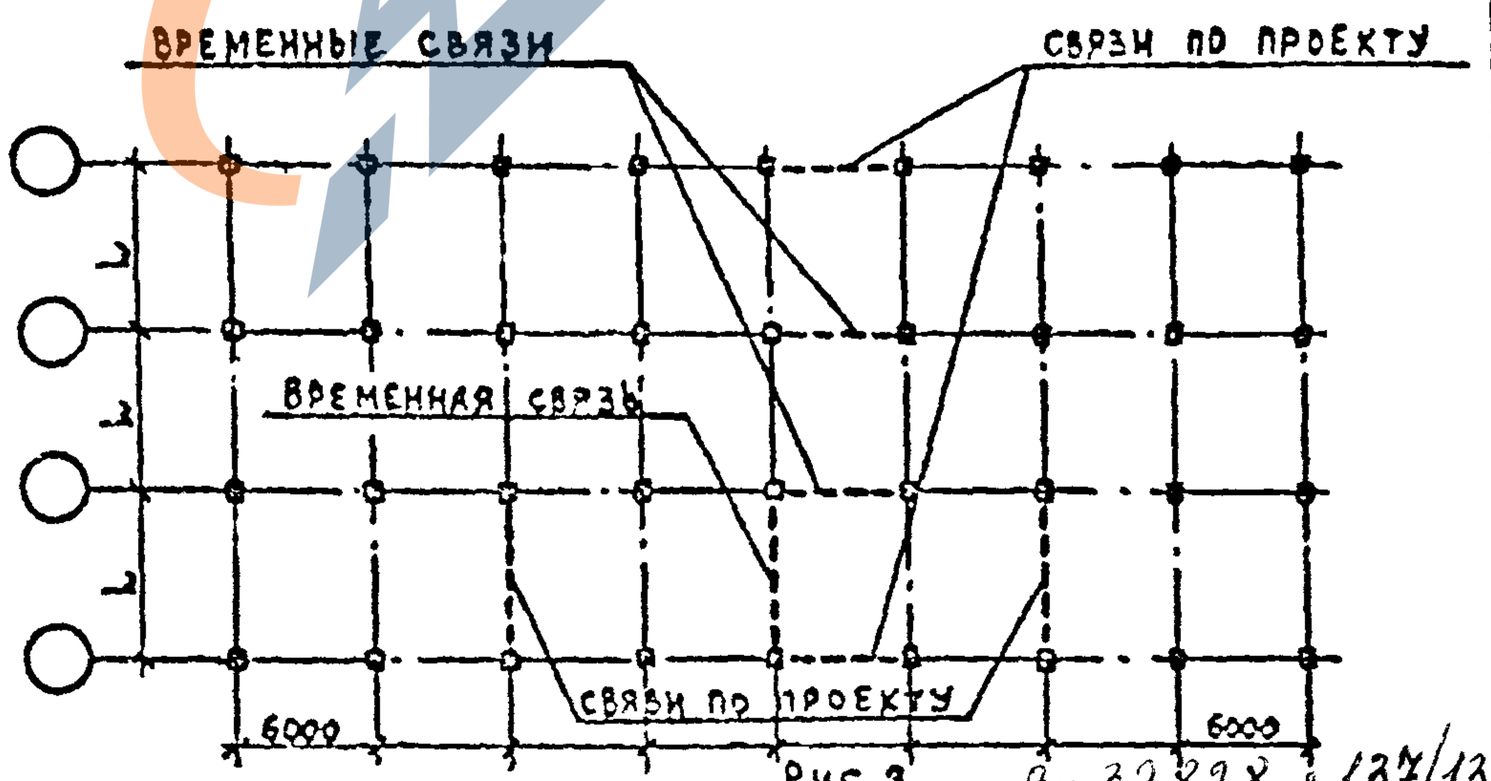


Рис.3

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

Вх. 32828 л. 137/13

I.020-I/87.0-5- 4ПЗ

Лист 3

https://zavodjbi.com/