

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

**ИИ-04**

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Серия ИИ-04-0

**УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ**

ВЫПУСК 6

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО  
КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×6; 6×4,5 и 6×3 м  
РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

Тиражировано Свердловским филиалом ЦНИИ

610002 г.Славяновск-62 ул.Ренегальская, С-А

Заказ 2250 Тираж 1000 Цена 1=65

Изд. № 12522 1974 г.

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

**ИИ-04**

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ ИИ-04-0

**УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ**

ВЫПУСК 6

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО  
КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×6; 6×4,5 и 6×3 м

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

РАЗРАБОТАНЫ  
ЦНИИЭП  
торгово - бытовых  
зданий и туристских  
комплексов совместно  
с НИИЖБ Госстроя СССР

УТВЕРЖДЕНЫ И ВВЕДЕНЫ  
В ДЕЙСТВИЕ с 1/Х-1973 г  
ГОСУДАРСТВЕННЫМ КОМИТЕТОМ  
ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР  
Приказ № 173 от 13/ХІІІ - 1973 г

Содержание выпуска	лист	стр.
Перечень серий и выпусков	2	
Прямоугольная заплата	3-4	
1. Общая часть	1	5
2. Область применения изделий серии	1-2	5-6
3. Характеристика изделий серии	2-5	6-9
4. Компоновка здания и подбор элементов каркаса	5-8	9-12
5. Указания по подбору и расчету диафрагм жесткости	8-15	12-19
Пример расчета №1	15-20	19-24
Пример расчета №2	20-24	24-28
6. Указания по проектированию и расчету диска перекрытия	24-26	28-30
7. Проектирование малоэтажных зданий без диафрагм жесткости в плоскости рам	27	31
Таблица для подбора колонн в малоэтажных зданиях при отсутствии диафрагм в плоскости рам	28	32
Ветровые нагрузки Основные положения	29	33
Таблица ветровых нагрузок для зданий длиной 60м	30	34
Подбор диафрагм жесткости в зданиях до 4 <sup>х</sup> этажей с подвалом	31	35
Таблицы для подбора диафрагм жесткости в зданиях до 4 <sup>х</sup> этажей с подвалом	32	36
Графики несущей способности колонн	33	37
Примеры компоновочных схем каркаса	34	38
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости в плоскости рам	35	39
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости перпендикулярно плоскости рам	36	40
Монтажные схемы диафрагм жесткости с проемами	37	41

Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6*6*6м с лестницей вдоль рамы в крайнем пролете	38	42
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6*6*6м с лестницей вдоль рамы в среднем пролете	39	43
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6*6*6м с лестницей поперек рамы	40	44
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6*3*6м	41	45
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 3*4,5*4,5м	42	46
Примеры решения деформационных швов	43	47
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3,3м	44	48
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3,6м	45	49
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 4,2м	46	50
Примеры расположения дополнительных закладных деталей в ригелях для крепления стальных плит перекрытия	47	51
Показатели расхода материалов для каркаса с колоннами сеч.40*40 см	48	52
Показатели расхода материалов для каркаса с колоннами сеч.30*30 см	49	53

ТК	Указания по применению изделий
1973	Содержание выпуска

Проект № 1000  
 Институт  
 Инженеров  
 Строительного  
 Проектирования  
 и  
 Конструирования  
 (ИПИИП)

ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ  
СВЯЗЕВОРО КАРКАСА ИИ 04 С СЕТКОЙ КОЛОНН 6x6, 6x4,5, 6x3 м

ИИ-04 И выпуск 6	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6x6, 6x4,5 И 6x3 м.	ИИ-04 1 выпуск 9	Квадратные связево-ро каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 4,2 м Опалубка и армирование
ИИ-04-1 выпуск 1	Железобетонные фундаменты под колонны сечением 300x300 мм для зданий в 1-4 этажа	ИИ-04-2 выпуск 10 часть I	Колонны связево-ро каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,5, 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Объемные каркасы
ИИ-04-1 выпуск 3 ИИ-04-2 выпуск 3	Фундаменты для колонн сечением 40x40 см Колонны связево-ро каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 2,4 м и 3,3 м Опалубка и армирование	ИИ-04 2 выпуск 10 часть II	Колонны связево-ро каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,5, 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Плоские каркасы Закаленные арматура и
ИИ-04 2 выпуск 4	Колонны связево-ро каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 3,6 м. Опалубка и армирование	ИИ-04 2 выпуск 11 часть I	Колонны связево-ро каркаса сечением 40x40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,3 м
ИИ-04 2 выпуск 5	Колонны связево-ро каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 4,2 м Опалубка и армирование	ИИ-04-2 выпуск 11 часть II	Колонны связево-ро каркаса сечением 40x40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,6 м
ИИ-04-2 выпуск 6 часть I	Колонны связево-ро каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6; 4,2 м Арматурные изделия Объемные каркасы	ИИ-04 2 выпуск 11 часть III	Колонны связево-ро каркаса сечением 40x40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 4,2 м
ИИ-04-2 выпуск 6 часть II	Колонны связево-ро каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Плоские каркасы	ИИ-04 2 выпуск 12 часть I	Колонны связево-ро каркаса сечением 30x30 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,3 м
ИИ-04 2 выпуск 7	Колонны связево-ро каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,3 м Опалубка и армирование	ИИ-04 2 выпуск 12 часть II	Колонны связево-ро каркаса сечением 30x30 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,6 м
ИИ-04 2 выпуск 8	Колонны связево-ро каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,6 м. Опалубка и армирование	ИИ-04 2 выпуск 12 часть III	Колонны связево-ро каркаса сечением 30x30 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 4,2 м
		ИИ-04 2 выпуск 13	Многоэтажные колонны для связево-ро каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,3 м, 3,6 м и 4,2 м Опалубка - армирование и объемные каркасы

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ 04 0	
		выпуск	лист
1973	Перечень серий и выпусков	6	

- ИИ-04-3 РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ  
Выпуск 3 сечением 40 x 40 см. Опалубка и армирование  
Часть 1
- ИИ-04-3 РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ  
Выпуск 3 сечением 40 x 40 см. Арматурные изделия  
Часть 2
- ИИ-04-3 РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ  
Выпуск 4 сечением 30 x 30 см. Опалубка и  
Часть 1 армирование
- ИИ-04-3 РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОН-  
Выпуск 4 нами сечением 30 x 30 см  
Часть 2 Арматурные изделия
- ИИ-04-4 Предварительно напряженные многоярусные  
Выпуск 17 и ребристые панели длиной 526 и 576 см, арми-  
рованные стержнями из стали класса А - IV.  
Метод натяжения - электротермический.
- ИИ-04-4 Предварительно напряженные многоярусные  
Выпуск 18 и ребристые панели длиной 526 и 576 см, арми-  
рованные высокопрочной проволокой  $\Phi 5$  класса Вр II  
с амнейно-гравитовым расклевыванием арматуры.  
Метод натяжения - механический.
- ИИ-04-4 Предварительно напряженные многоярусные  
Выпуск 19 и ребристые панели длиной 526 и 576 см, арми-  
рованные стержнями из стали класса Ат-У.  
Методы натяжения - электротермический и  
механический.
- ИИ-04-4 Панели многоярусные и ребристые длиной  
Выпуск 20 276 см, армированные сварными сетками и  
каркасами из стали класса А - III.
- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких и ячеистых бетонов.  
Выпуск 4 Материалы для проектирования
- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких бетонов толщиной  
Выпуск 5 250 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.

- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких бетонов - толщиной  
Выпуск 6 300 мм. Опалубочные и арматурные чертежи
- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких бетонов - толщиной  
Выпуск 7 350 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.
- ИИ-04-5 Стеновые панели из ячеистых бетонов - толщи-  
Выпуск 8 ной 250 мм. Опалубочные и арматурные  
чертежи
- ИИ-04-5 Стеновые панели из ячеистых бетонов - толщи-  
Выпуск 9 ной 300 мм. Опалубочные и арматурные  
чертежи
- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких и ячеистых  
Выпуск 10 бетонов. Арматурные изделия и закладные  
детали.
- ИИ-04-6 Диафрагмы жесткости связевого каркаса.  
Выпуск 5 Опалубка и армирование  
Часть 1
- ИИ-04-6 Диафрагмы жесткости связевого каркаса.  
Выпуск 5 Арматурные изделия  
Часть 2
- ИИ-04-7 Железобетонные лестницы для зданий  
Выпуск 1 с высотой этажей 3,3 м и 4,2 м
- ИИ-04-7 Лестницы для зданий с высотой  
Выпуск 2 этажа 3,6 м
- ИИ-04-8 Металлические монтажные детали для зданий в 4-4 этажи  
Выпуск 1 ограждения лестниц.
- ИИ-04-8 Закладные детали и соединитель-  
Выпуск 3 ные элементы для изделий связевого  
каркаса
- ИИ-04-10 Монтажные узлы и детали для  
Выпуск 5 связевого каркаса с сеткой колонн  
6x6; 6x4,5; 6x3 м
- ИИ-04-10 Монтажные узлы и детали панельных  
Выпуск 6 стен из легких и ячеистых бетонов.

Примечание

1. Настоящий перечень серий и выпусков рабочих чертежей приведен по состоянию на 20 июня 1973 года
2. В данный перечень не включены альбомы стальных форм для изготовления изделий

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0
1973	Перечень серий и выпусков	Выпуск 6

Указания содержат характеристику и рекомендации по применению сборных элементов железного каркаса серии ИИ-04 с сеткой колонн  $6 \times 6$ ,  $6 \times 4,5$ ,  $6 \times 3$  м.

В настоящей серии внесены изменения и усовершенствования по сравнению с редакцией 1964-1966 годов:

1. Уменьшен рамный момент в стыке ригеля с колонной с 17,6 тм до 5,5 тм и упрощена конструкция стыка.

2. Стык колонн принят железобетонный с плоскими торцами и полуавтоматической ванной сваркой выпусков арматуры. Это дает возможность отказаться от тяжелых стальных оголовников колонн. Стык вынесен над уровнем пола перекрытия на 640 мм.

3. Разработаны сборные железобетонные диафрагмы повышенной несущей способности.

4. Разработаны железобетонные панели перекрытий в соответствии с ГОСТ 9561-66\*. Исключены сплошные крайние плиты для навески стеновых панелей.

5. Разработаны стеновые панели с навеской на колонны из легких бетонов (с объемным весом от 700 до 1100 кг/м<sup>3</sup>) и изяченстых бетонов (с объемным весом от 500 до 700 кг/м<sup>3</sup>), унифицированные с аналогичной серией панелей для промзданий.

6. В серию включены изделия для строительства зданий с высотой этажа 3,6 м.

7. Для зданий с колоннами сеч.  $40 \times 40$  см предусмотрены конструктивные элементы для восприятия расчетной нагрузки 1250 кг/м<sup>2</sup> (без собственного веса плит перекрытия).

8. Унифицированы арматурные каркасы и закладные детали. Сокращен сегмент арматурной и профильной стали.

9. Разработаны рабочие чертежи групповых стальных форм для изготовления изделий, а также реконструкции форм серии ИИ-04, уже имеющихся в заводском производстве для изготовления колонн железного каркаса.

## 2. Область применения изделий серии

2.1. Изделия серии предназначены для применения в проектировании и строительстве гражданских зданий и зданий административно-бытового назначения промышленных предприятий для обычных условий строительства при снеговой и ветровой нагрузках для I-IV районов СССР по СНиП II-A, 11-62.

Изделия для каркаса с колоннами сечением  $30 \times 30$  см предназначены для зданий в 1-4 этажа с подвалом с сеткой колонн  $6 \times 6$  и  $6 \times 3$  м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 450, 600 и 800 кг/м<sup>2</sup>.

Изделия для каркаса с колоннами сечением  $40 \times 40$  см предназначены для зданий в 5-12 этажей с подвалом с сеткой колонн  $6 \times 6$ ,  $6 \times 4,5$ ,  $6 \times 3$  м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 450, 600, 800 и 1250 кг/м<sup>2</sup> и для зданий в 1-4 этажа с подвалом с сеткой колонн  $6 \times 6$ ,  $6 \times 4,5$ ,  $6 \times 3$  м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 1250 кг/м<sup>2</sup>.

Изделия серии запроектированы для высот этажей 3,3, 3,6, 4,2 м. Высота подвала может быть равной высоте типового этажа 3,3, 3,6 и 4,2, а также, при применении средних колонн, - 1,85; 2,16, 2,75 м. Для каркаса с колоннами сечением  $40 \times 40$  см предусмотрены изделия для верхнего технического этажа высотой 2,4 м.

2.2. Величины расчетных и нормативных равномерно распределенных нагрузок для плит перекрытий и покрытий; а также погонных нагрузок для ригелей, принятые в соответствии с указаниями по применению унифицированных нагрузок СН 382-67 без учета собственного веса конструкций приведены в таблице 1.

ГК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6	Лист 1

ТАБЛИЦА 1

Вид нагрузки	Величина нагрузки							
	для балт кг/м <sup>2</sup>				для железобетон			
А. Расчетная	450	600	800	1250	4.0	5.2	7.2	9.0
Б. Нормативная в т.ч. длительно действующая	360	500	670	1050	3.4	4.4	6.2	7.8
То же, для пок- рытий с легким утеплителем	210	350	520	900	2.95	3.5	5.3	6.6
В. Временные рас- четные	280	390	600	1080	1.6	2.3	3.6	5.4
Р. Временные нормативные	200	300	500	900	1.2	1.8	3.0	4.5

Примечания: 1. Расчетная несущая способность входит в маркировку изделий.  
2. Ригель под нагрузку 9 т/м предусмотрен только в каркасе с колоннами сечением 40x40 см.

2.3. Изделия серии запроектированы и предназначены для зданий I степени огнестойкости по СНиП I-A 5-70.

2.4. Каркас зданий в обоих направлениях запроектирован по сборной схеме. Здания высотой до 2-3 этажей могут выполняться без диафрагм жесткости в плоскости рам в случаях, указанных в разделе 7.

### 3. Характеристика изделий серии

3.1. Фундаменты для колонн сечением 30x30 см принимают фундаменты по серии ИИ-04-1 выпуск 1, для колонн сечением 40x40 см — по серии ИИ-04-1 выпуск 3. Железобетонные фундаменты запроектированы стаканного типа на нормативное сопротивление грунта до 2,5 кг/см<sup>2</sup> и могут применяться в малоэтажных зданиях. Башмаки БК-14 и ФК-10 рассчитаны на установку на фундаменты, определяемые в конкретном проекте здания.

Бетон заделки колонн в стакане фундамента к моменту передачи эксплуатационной нагрузки должен быть не ниже марки 200, а для башмака БК-14 не ниже марки 300, так как фундамен-ты удовлетворяют расчету на продавливание при учете полной высоты фундаментного блока.

3.2. Колонны. Выпуски 3, 4, 5 и 6 серии ИИ-04-2 содержат рабочие чертежи колонн сечением 40x40 см, выпуски 7, 8, 9, 10 серии ИИ-04-2 — рабочие чертежи колонн сечением 30x30 см. Колонны запроектированы для высот этажей 3,3; 3,6 и 4,2 м и для технического этажа высотой 2,4 м / только колонны сече-нием 40x40 см/.

Колонны сечением 40x40 см для верхнего и нижнего этажей приняты одноэтажной разрезки, для средних этажей в двух вариантах: одноэтажные и двухэтажные. Наличие в номенклатуре одноэтажных колонн дает возможность компоновать здание с разными высотами этажей.

Колонны сечением 30x30 см разработаны одно и двухэтажной разрезки. Кроме того, предусмотрены 3,4-этажные бесстыковые колонны на всю высоту здания.

В перечисленных выше альбомах колонн приведены примеры расстановки закладных деталей для крепления диафрагм жесткости, лестничных ригелей и ригелей перпендикулярных плоскости рам. Закладные детали разработаны в серии ИИ-04-8, выпуск 3. В конкретных проектах, в соответствии с принятыми архитектурно-планировочными решениями, необходимо привести дополнительные чертежи колонн с расположением дополнительных закладных деталей и спецификации стали на колонны с учетом этих закладных.

Марки колонн с закладными деталями для навески стеновых панелей разработаны в серии ИИ-04-2, выпуск 11 / части 1, 2, 3 / для колонн сечением 40x40 см и выпуск 12 / части 1, 2, 3 / для колонн сечением 30x30 см.

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6 лист 2



Стых колонн по форме принят плоским, безметаллическим с ванной сваркой вышеслов рабочей арматуры и последующим монолитованием, предложенным лабораторией сборного и монолитного железобетона НИИЖБ Госстроя СССР. Для соединения ригеля с колонной принят стых со скрином консолю. Консоли колонн рассчитаны и запроектированы как металлические конструкции на восприятие опирных реакций 55 т (для колонн сечением 40x40 см) и 22,8 т (для колонн сечением 30x30 см), а также изгибающего момента в узле 5,5 тм.

Максимальная несущая способность колонн по центральному смятию - 580т для сечения 40x40 см и 280т для сечения 30x30 см.

3.3. Ригели. Серия ИИ-04-3, выпуск 3 содержит чертени ригелей для каркаса с колоннами 40x40 см, серия ИИ-04-3, выпуск 4 - для каркаса с колоннами 30x30 см. Ригели приняты высотой 450 мм таврового сечения с одной или двумя полками по низу для опирания плит перекрытия.

Ригели для каркаса с колоннами 40x40 см имеют длину 5560 мм; 4060 мм и 2560 мм и предназначены для установки соответственно в пролетах 6,0 м; 4,5 м и 3,0 м, ригели для каркаса с колоннами 30x30 см имеют длину 5660 мм и 2660 мм для установки в пролетах 6,0 м и 3,0 м.

Кроме основных закладных деталей, имеющих в чертешах ригелей, необходимо установить дополнительные закладные детали в ригелях торцевых рам для крепления к ним связевых плит / см узлы 15-4 и 15-3 серии ИИ-04-10, выпуск 5 /.

Пример установки этих деталей см. на листе №47 настоящего альбома.

В ригелях, окаймляющих внутренний угол здания, требуется установка дополнительных закладных деталей для навески стеновых панелей / см узлы 13-16 серии ИИ-04-10, вып. 6 /.

Примеры установки дополнительных закладных деталей приведены в серии ИИ-04-5, вып. 4.

В конкретных проектах необходимо привести дополнительные чертеша ригелей с дополнительными закладными деталями и дать спецификацию стали на ригели с учетом этих закладных.

Несущая способность ригелей определяется расчетными унифицированными нагрузками 4,0 т / м; 5,2 т / м; 7,2 т / м для каркасов с колоннами, сечением 40x40 см и 30x30 см и 9 т / м только для каркаса с колоннами сечением 40x40 см.

3.4. Панели перекрытий. Серия ИИ-04-4, выпуски 17, 18, 19, 20

Для пролетов 6 м и 5,5 м / пролет примыкающий к температурному шву / запроектированы предварительно напряженные панели перекрытий с тремя вариантами армирования: стержневой арматурой из стали классов А-IV и А-V и высокопрочной проволокой класса Вр-III с анкерно-групповым раскреплением арматуры. Для пролета 3 м запроектированы панели с обычным армированием.

Толщина панелей принята 22 см

Панели подразделяются на 3 основных типа:

1. Рядовые многопустотные панели шириной 1490 мм и 1190 мм.
2. Связевые панели шириной 1490 мм, устанавливаемые у колонн.

Они запроектированы в двух вариантах: а) ребристые, конструктивно-технические панели, устанавливаемые в местах образования отверстий для пропуска вертикальных коммуникаций; б) пустотные панели-распорки, устанавливаемые во всех остальных случаях.

3. Пристенные многопустотные панели шириной 1490 мм, устанавливаемые в крайних рядах перекрытия и имеющие в пределах ширины колонны консольные участки.

Связевые и пристенные панели имеют выпуски арматуры для связи между собой или с элементами каркаса торцевых рам с помощью соединительных элементов для обеспечения работы перекрытия как жесткого диска. Расчетные значения на выпуски в пристенной панели - 10т, на каждый из двух выпусков связевых панелей / распорок / - 5т. Соединительные элементы рассчитаны на такие же значения.

Т К	Указания по применению изд.	Серия ИИ-04-0
	1973	

Центральная группа островов

Унифицированные нагрузки на панели перекрытий без учета собственного веса панелей, приняты 450 кг/м<sup>2</sup>, 600 кг/м<sup>2</sup>, 800 кг/м<sup>2</sup> и 1250 кг/м<sup>2</sup>.

3.5. Панели наружных стен серия ИИ-04-5

Все подробные указания по применению стеновых панелей помещены в выпуске 4 "Стеновые панели из легких и ячеистых бетонов материалы для проектирования". Выпуски 5, 6 и 7 содержат рабочие чертежи панелей из легких бетонов толщиной 20, 30 и 35 см, выпуски 8 и 9 содержат рабочие чертежи панелей из легких бетонов толщиной 25 и 30 см. Арматурные изделия для стеновых панелей приложены в выпуске 10.

Размеры панелей увязаны с размерами оконных блоков, предусмотренных ГОСТ 11214-65.

В панелях предусмотрен плоский горизонтальный стык /без четвертей/.

Панели навешиваются. Все панели /за исключением панелей во внутреннем углу здания/ навешиваются на колонны с помощью соединительных монтажных элементов. Во внутреннем углу здания панели навешиваются на ригели.

3.6. ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ

Для каркасов с колоннами сечением 40x40 см и 30x30 см диафрагмы жесткости приняты одинаковыми по серии ИИ-04-6, выпуск 5. При этом зазор между диафрагмой и колонной сечением 40x40 см составляет 20 мм между диафрагмой и колонной, сечением 30x30 см - 70 мм /зазор заполняется бетоном марки М 200/.

Диафрагмы жесткости запроектированы толщиной 14 см, сплошные и с проемами, с одной или двумя полками для опирания плит перекрытия и распорочные /диафрагмы устанавливаемые перпендикулярно плоскости рам/.

Диафрагмы запроектированы с поэтажной разрезкой для высот этажей 3,3 м; 3,6 м; 4,2 м для установки в пролетах 6,0 м и 3,0 м. При пролете 4,5 м предусмотрены диафрагмы для высот 3 м и 4,2 м.

Диафрагмы соединяются между собой и с колоннами сваркой накладных деталей в вертикальных швах. Горизонтальный стык диафрагм запроектирован монолитным.

Диафрагмы жесткости устанавливаются на всю высоту здания и доводятся до фундамента. Соединение диафрагм с фундаментом выполняется также, как и в горизонтальном стыке сборных диафрагм. Для этого из фундамента должны быть выпущены анкера 10А<sup>ш</sup> через 200 мм /длина выпуска 290 мм/. Зазор 300 мм между диафрагмой и фундаментом замоноличивается бетоном М 200.

3.7. Лестницы. Серия ИИ-04-7, выпуск 1, выпуск 2.

Лестницы выполняются из укрупненных сборных железобетонных маршей, объединенных с полуэтажами. Отдельная лестничная площадка запроектирована для верхнего этажа здания.

Для отделки ступеней применяются железобетонные накладные проступи по серии ИИ-04-7, выпуск 1. Ширина марша по накладным проступям 1,35 м. В зданиях с колоннами сечением 30x30 см при примыкании лестниц, расположенных вдоль рам каркаса, к торцевым стенам возникает необходимость ограничивать лестничную клетку ригелями с полками, повернутыми внутрь лестницы. В этом случае верхняя лестничная площадка принимается марки ЛП-15-14а /имеющая вырезы в опорных консолях/ по серии ИИ-04-14, вып. 3.

В зоне пересечения накладных проступей с полкой ригеля, следует применять укороченные на 10 см проступи марки СТ-1м по серии ИИ-04-14, выпуск 3.

Полы лестничной площадки могут быть двух типов: в виде сборных накладных проступей или в виде мозаичного пола по монолитной плите.

3.8. НАКЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ И СОЕДИНИТЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Для удобства проведения заготовительно-складских опера-

ЦНИИИ  
Г. МИНСК  
УЧ. ЗАВ. ПОДА  
УЧ. ГР. М.Ж.  
ОСТРОВА

Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ВОСНОВИТЕЛЬНАЯ ЗАЯВКА	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 4

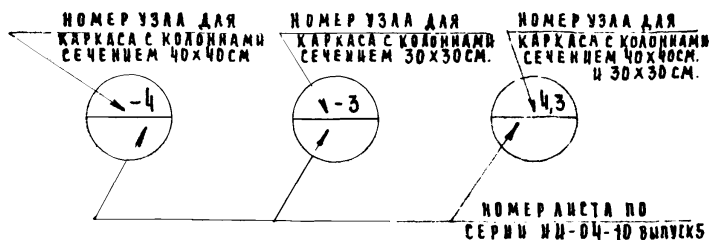
ций на специализированных заводах-изготовителях, закаленные детали всех сборных изделий сталевого каркаса помещены в отдельном альбоме ИИ-04-8. Выпуск 3.

### 3.9. Узлы соединения элементов и монтажные детали

Приведены в альбоме ИИ-04-10. Выпуск 5.

Монтажные схемы элементов каркаса с маркировкой узлов приведены в настоящем альбоме на листах 34-46

Маркировка узлов, принятая на монтажных схемах:



Монтажные узлы и детали навески стеновых панелей приведены в альбоме серии ИИ-04-10. Выпуск 5

Мероприятия по антикоррозионной защите конструкций выполнять в соответствии с указаниями, подлежащими разработке в конкретном проекте здания, согласно требованиям СН 206-62 и СН 262-67 в зависимости от местных факторов агрессивного воздействия среды.

### 4. Компонировка зданий и подбор элементов каркаса

4.1. Компонировка зданий различной конфигурации возможна с ригелями в поперечном и продольном направлении. Возможно также применение в одном здании смешанной схемы - ригелей поперечного и продольного направления.

Лестничные клетки с размерами 6x3м могут располагаться вдоль и поперек здания. В модуле 6x3м размещаются двухмаршевые лестницы для высот этажей 3,3 и 3,6 м и трехмаршевая для высоты этажа 4,2 м с выходами с разных сторон лестничной клетки.

Деформационные швы в зданиях большой протяженности рекомендуется осуществлять установкой парных колонн с сохранением сетки примыкающих пролетов.

Внутренние стены лестничных клеток могут выполняться из сборных диафрагм жесткости или из кирпича - в этом случае они могут быть учтены в расчете как элементы жесткости здания.

При разработке проектов зданий с подвалами, стены подвала должны воспринимать усилия от давления грунта без передачи их на элементы каркаса.

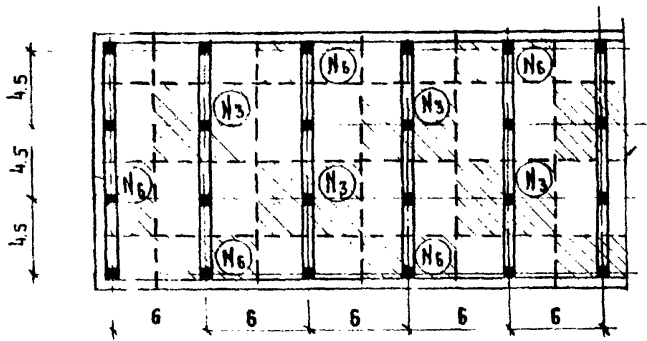
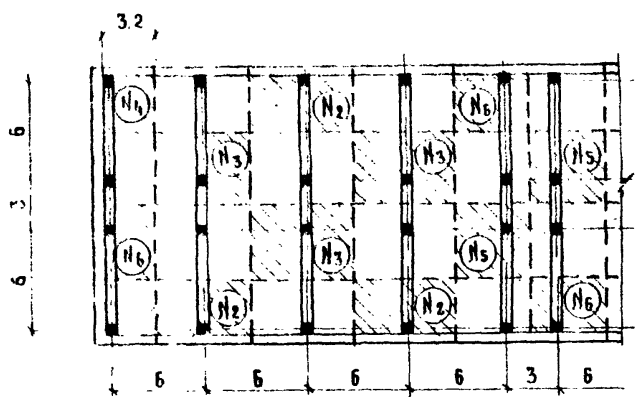
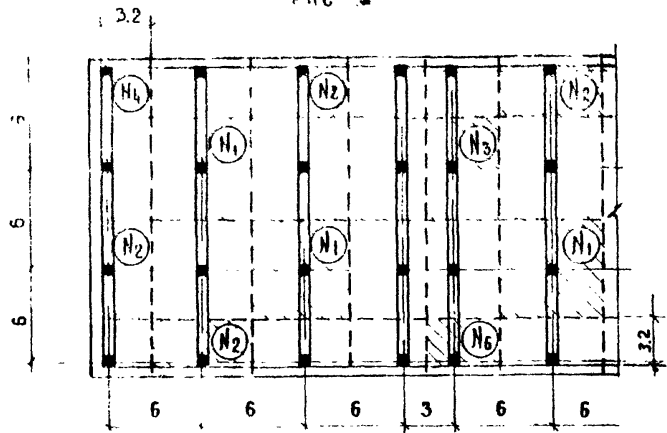
Допускается устройство вертикальных диафрагм из монолитного бетона.

Конструкции каркаса допускают вести опережающий монтаж 3-4<sup>х</sup> этажей без монолитования стыков колонн и вертикальных стыков диафрагм, при обязательной сварке всех соединений и монолитовании всех швов и шпонок в дисках перекрытия.

4.2. Многопустотные панели перекрытия подбираются по действующим на них расчетным нагрузкам в соответствии с унифицированными нагрузками по табл. №1 (лист 2). Ригели подбираются в зависимости от действующей на них погонной расчетной нагрузки в соответствии с унифицированной по табл. №1 (лист 2).

Т К	Указания по применению изделий	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	Выпуск 6	Лист 5

рис 1



4.3. На листе 7 приведены таблицы для подбора колонн связевого каркаса в зависимости от величины расчетной нагрузки на перекрытие. Обозначения  $N_i$  в таблице соответствуют типам колонн по грузовым площадям и расположению в плане, показанным на схемах рис. 1

Для арматурные колонны принимаются той же несущей способности, что и рядовые.

В колонне типа  $N_2$  учтен вес нанесных стеновых панелей 5.1т. типа  $N_4$  - 5.5 т, типа  $N_6$  3.8 т.

Расчет колонн произведен с учетом нормальной свам от вертикальных нагрузок и изгибающих моментов от защемления ригеля, несимметричного приложения нагрузки и случайных эксцентриситетов в стыках от несоосности колонн при монтаже.

В случаях нагрузок на колонны отличных от принятых, колонны подлежат расчету с учетом всех перечисленных выше факторов

Если изгибающие моменты действуют в двух плоскостях, расчет колонн сводится к проверке сечений на косоэ внецентренное сжатие. Для упрощения расчетов допускается производить расчеты на обычное внецентренное сжатие при воздействии изгибающего момента в одной плоскости; при этом величина изгибающего момента с некоторым запасом условно принимается равной сумме величин моментов, действующих в обеих расчетных плоскостях.

По нормальным силам и изгибающим моментам подбираются сечения сборных элементов по графикам несущей способности колонн на внецентренное сжатие ( см. лист 33 )

Универсальный комплексовый завод № 10 г. Москва

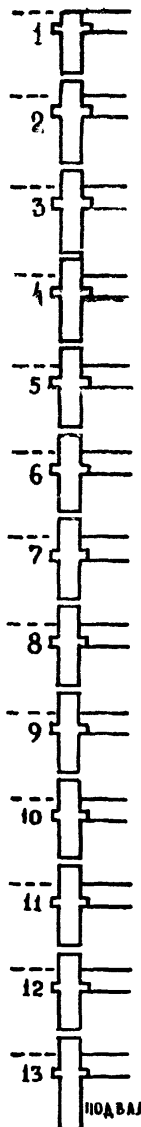
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ	Серия
1973	Пояснительная записка	ИИ-04-0
		Выпуск лист
		6 6

ПОДБОР КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ 40x40 см

ТАБЛИЦА 2

ПОДБОР КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ 30x30 см

ТАБЛИЦА 3 11



И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 450 КГ/М <sup>2</sup>						И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 800 КГ/М <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>		N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	24	24	24	24	24	24	1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24	2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24	3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24	4	24	24	24	24	24	24
5	24	24	24	24	24	24	5	29	24	24	24	24	24
6	24	24	24	24	24	24	6	29	24	29	24	24	24
7	29	24	24	24	24	24	7	34	29	29	24	24	24
8	34	24	24	24	24	24	8	40	29	34	24	29	29
9	34	29	29	24	24	24	9	54	34	40	24	29	29
10	40	29	29	24	24	24	10	54	40	40	29	34	29
11	49	34	34	24	29	29	11	54	40	54	29	40	34
12	54	34	40	29	29	29	12	58	54	54	34	40	34
13	54	40	40	29	34	34	13	58	54	54	34	40	40

И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 600 КГ/М <sup>2</sup>						И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 1250 КГ/М <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>		N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	24	24	24	24	24	24	1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24	2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24	3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24	4	29	24	24	24	24	24
5	24	24	24	24	24	24	5	34	29	29	24	24	24
6	29	24	24	24	24	24	6	40	34	34	24	29	24
7	29	24	29	24	24	24	7	54	40	40	24	29	29
8	34	29	29	24	24	24	8	54	40	54	29	34	29
9	40	29	34	24	29	24	9	58	54	54	29	40	34
10	34	34	34	24	29	29							
11	54	34	40	29	29	29							
12	54	40	40	29	34	34							
13	58	40	54	34	40	34							

И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 450 КГ/М <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	14	14	14	14	14	14
4	17	14	14	14	14	14
5	23	17	17	14	14	14

И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 600 КГ/М <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	14	14	14	14	14	14
4	17	17	17	14	14	14
5	23	23	23	17	17	17

И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 800 КГ/М <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	17	14	14	14	14	14
4	23	17	17	14	14	14
5	28	23	23	17	17	17

ПРИМЕЧАНИЯ

1. В расчетную нагрузку на перекрытие собственный вес плит не входит.
2. Типы колонн по грузовым площадям N<sub>1</sub>: 1, 2, 3, 4, 5, 6 приведены на рис. 1 на листе Б.
3. Цифры в таблицах соответствуют маркировке колонн по несущей способности на центральное сжатие.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	серия ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	выпуск лист 6 7

ЦНИИСП  
 Турецких и др. конструкторов  
 Ю. М. Л. П. Г. А.  
 МОСКВА  
 ЛЕНТА  
 МОСКВА  
 Ю. С. О.  
 МОСКВА

4.4. Подбор фундаментов производится по нормативным усилиям, которые можно определять по усилиям от расчетных нагрузок путем деления их на осредненный коэффициент перегрузки  $\Pi$  ср. = 1,2

Фундаменты могут быть сборными или монолитными на естественном или свайном основании в виде отдельно стоящих фундаментов, перекрестных лент или сплошной плиты под все здание.

Под отдельно стоящие колонны фундаменты подбираются по центральному сжатию.

Под колонны малоэтажных зданий, запроектированных без диафрагм жесткости в плоскости рам, фундаменты должны подбираться с учетом действующих на них изгибающих моментов.

Под составные элементы диафрагм жесткости должен быть неразрезной фундамент.

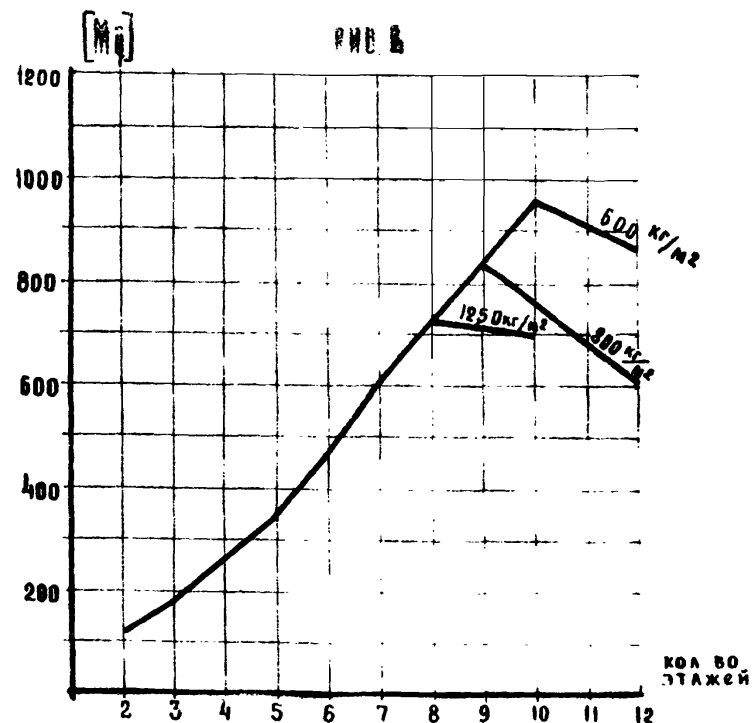
#### 5. Указания по подбору и расчету диафрагм жесткости.

Для зданий до 4-х этажей с подвалом подбор диафрагм производится в соответствии с рекомендациями, приведенными на листах 31-32. Для зданий боковой этажности подбор и расчет диафрагм производится по методике, приведенной в разделах 5.1 ÷ 5.7.

##### 5.1. Предварительное определение количества диафрагм.

Конструкция узлов каркаса не рассчитана на сопротивление значительным горизонтальным воздействиям, поэтому пространственная устойчивость здания в обоих направлениях обеспечивается вертикальными диафрагмами жесткости. Нагрузки на диафрагмы передаются дисками перекрытий. Диафрагмы образуются заполнением каркаса стенками жесткости. Колонны каркаса и стенки жесткости работают совместно в результате сварки закладных деталей.

Количество 6-метровых диафрагм в здании может быть ориентировочно определено с помощью графика, приведенного на рис. 2, который показывает величину допустимого момента в диафрагме  $[M_d]$  в зависимости от этажности здания и расчетных нагрузок на перекрытие. Количество диафрагм определяется делением расчетного ветрового момента, действующего на все здание, на величину  $[M_d]$ .



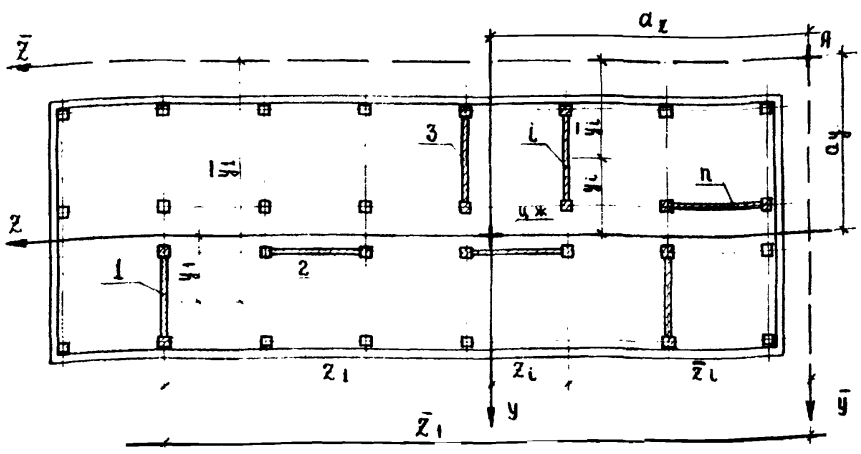
Величина расчетного ветрового момента определяется по табл. 8 (инст 30), в которой приведены значения ветровых моментов для зданий различной высоты при длине блока 60 м. Если длина блока проектируемого здания не равна 60 м, табличные значения расчетных изгибающих моментов следует уменьшать пропорционально фактической длине грузового фронта.

Количество диафрагм, принятое в рабочих чертежах, должно быть проверено расчетом по методике, приведенной в настоящих "Указаниях".

Порядок проверки прочности диафрагм и деформаций здания следующий. Усилия (изгибающие моменты и продольные силы), действующие в каждой диафрагме, определяются в результате свора нагрузок и расчетами здания как пространственной несущей системы с учетом влияния продольного изгиба (см. соответствующие разделы настоящих указаний). По найденным усилиям выполняются проверки деформаций здания и прочности диафрагм по нормальным сечениям и по вертикальным швам.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК ЛИСТ 6 8

Рис. 3



**5.2 Система координатных осей и определение центра жесткостей.**

Все расчеты выполняются в системе приближенных координат. Оси координат в плане располагаются параллельно разбивочным осям здания (см. рис. 3, на котором показан в общем виде план здания с несимметричным расположением несущих конструкций). Начало координат принимается в центре жесткостей вертикальных диафрагм, расстояния до которых  $a_y$  и  $a_z$  от произвольной точки „А“ плана определяются по формулам

$$a_y = \frac{1}{D_z} \cdot \sum B_{iz} \cdot \bar{y}_i ; \quad a_z = \frac{1}{D_y} \cdot \sum B_{iy} \bar{z}_i \quad (5.1)$$

В формулах (5.1) приняты следующие обозначения:  
 $B_{iy}$  - жесткости диафрагм, параллельных оси Y,  
 $B_{iz}$  - жесткости диафрагм, параллельных оси Z;  
 $\bar{y}_i, \bar{z}_i$  - расстояния до центра диафрагмы в произвольной системе координат с началом в точке „А“ плана;  
 i, l, n - номера и общее число диафрагм жесткости.

Жесткости диафрагм при изгибе  $B_{iz}$  и  $B_{iy}$  определяются по табл. 4 и графику рис 4 на листе 13.

Суммирование в формуле (5.1) выполняется для всех диафрагм одного направления. При этом  $D_z = \sum B_{iz}$  и  $D_y = \sum B_{iy}$  суммарные жесткости всех диафрагм одного направления.

Жесткостью диафрагм из плоскости и жесткостями колонн пренебрегаем. Так для здания на рис. 3., например,  $B_{iy} \neq 0$ ;  $B_{iz} = 0$ ;  $B_{2z} \neq 0$ ;  $B_{2y} = 0$  и т.д.

При всех дальнейших расчетах координаты  $y_i$  и  $z_i$  каждой диафрагмы принимаются со знаками в соответствии с направлением координатных осей. На рис. 3., например,  $z_1 > 0$  (положит.),  $y_1 > 0$  (положит.),  $z_3 > 0$  (положит.),  $y_3 < 0$  (отрицат). При выводе всех формул настоящих указаний положительное направление оси Z принято влево, а оси Y - вниз.

**5.3 Наррузки, действующие на здание.**

На несущие конструкции здания действуют вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Вертикальными нагрузками для диафрагм являются опорные реакции ригелей, опирающиеся на диафрагменные колонны; нагрузки „q“ от панелей перекрытия, опирающихся непосредственно на стенку жесткости, и собственный вес (элементов конструкции, включая вес стенового ограждения (для диафрагм, примыкающих к фасадным осям)). Все эти нагрузки приводятся к равнодействующей продольной силе „P<sub>l</sub>“.

Продольная сила в любой диафрагме определяется по формуле:

$P_l = (R_r^{лев} + R_r^{пр} + q \cdot b)$ ,  
 где  $R_r^{лев}, R_r^{пр}$  - опорные реакции ригелей, примыкающих к диафрагме соответственно с левой и с правой стороны;  
 b - ширина диафрагмы

При наличии вертикальных нагрузок суммирование производится по всем этажам.

Горизонтальными нагрузками для здания являются ветровые нагрузки, которые определяются по табл. 8 (лист 30)

ТК	Указания по применению изделий		Серия ИИ-04-0	
	1973	Пояснительная записка		Лист 9
			выпуск 6	

**5.4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗРИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАМХ ЖЕСТИКОСТИ**

Перед сборкой вертикальных нагрузок  $P_i$  на диафрагмы и определения расчетных ветровых моментов здания  $M_y^0$  и  $M_z^0$  в уровне низа диафрагм вычисляются суммарные изгибающие моменты:

$$M_y = (M_y^0 + \sum P_i e_{iy}) \zeta_y; \quad M_z = (M_z^0 + \sum P_i e_{iz}) \zeta_z \quad (5.2)$$

где  $\sum P_i e_{iy}$ ;  $\sum P_i e_{iz}$  - изгибающие моменты в уровне низа диафрагм от эксцентричного действия вертикальной нагрузки;

$\zeta_y$  и  $\zeta_z$  - коэффициенты продольного изгиба, которые вычисляются в соответствии с указаниями п.5.5.

В формулах (5.2) и в дальнейших расчетах изгибающие ветровые моменты  $M_y^0$  и  $M_z^0$  и моменты от эксцентричного действия вертикальных нагрузок считаются положительными, если направление ветровых нагрузок и эксцентриситетов  $e_{iy}$  и  $e_{iz}$  совпадает с направлением одноименных координатных осей.

Для зданий с симметричным планом при условии совпадения точки приложения равнодействующей горизонтальных нагрузок с центром жесткостей будут иметь место только поступательные перемещения здания. При несовпадении точки приложения равнодействующей горизонтальных нагрузок в центре жесткостей поступательные перемещения будут сопровождаться закручиванием. В этом случае необходимо вычислить суммарный расчетный бимомент в уровне низа диафрагм:

$$M_{yz} = [M_y^0 z_0 - M_z^0 y_0 + \sum P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i)] \zeta_{yz} \quad (5.3)$$

где  $y_0, z_0$  - коэффициенты равнодействующих горизонтальных нагрузок, действующих в направлении осей  $Z$  или  $Y$  соответственно;

$\zeta_{yz}$  - коэффициент продольного изгиба, который вычисляется по указаниям п.5.5

В формулах (5.3) при действии ветровых моментов в направлении оси  $Y$  принимается  $M_z^0 = 0$ , а при действии ветрового момента в направлении оси  $Z$  принимается  $M_y^0 = 0$ .

В общем случае полные изгибающие моменты  $M_{iy}$  и  $M_{iz}$  в любой диафрагме жесткости равны:

$$M_{iy} = M_{iy}^0 + \Delta M_{iy}; \quad M_{iz} = M_{iz}^0 + \Delta M_{iz} \quad (5.4)$$

где  $M_{iy}^0$  - изгибающий момент в данной диафрагме, появившийся в результате поступательных перемещений;

$\Delta M_{iz}$  - дополнительный изгибающий момент, появившийся в результате поворота.

Изгибающие моменты  $M_{iy}^0$  в данной диафрагме, появившиеся в результате поступательных перемещений здания, вычисляются по формулам:

$$M_{iy}^0 = M_y \frac{B_{iy}}{D_y}; \quad M_{iz}^0 = M_z \frac{B_{iz}}{D_z} \quad (5.5)$$

где  $M_y, M_z$  - суммарные расчетные изгибающие моменты в уровне низа диафрагм, вычисленные по формулам (5.2);

$B_{iy}; B_{iz}$  - жесткость рассматриваемой диафрагмы;

$D_y = \sum B_{iy}; D_z = \sum B_{iz}$  - жесткость всех диафрагм одного направления.

Дополнительные изгибающие моменты  $\Delta M_{iz}$ , появляющиеся в данной диафрагме в результате поворота, вычисляются по формулам:

$$\Delta M_{iy} = M_{yz} \frac{z_i B_{iy}}{J_{yz}}; \quad \Delta M_{iz} = M_{yz} \frac{y_i B_{iz}}{J_{yz}} \quad (5.6)$$

В формулах (5.6) приняты обозначения:

$M_{yz}$  - суммарный расчетный бимомент в уровне низа диафрагм от всех нагрузок, вычисленный по формуле (5.3);

$J_{yz} = (B_{iy} z_i^2 + B_{iz} y_i^2)$  - общая жесткость пространственной несущей системы при повороте здания;

$y_i, z_i$  - расстояния от центра тяжести до данной диафрагмы, вычисляемые вдоль осей  $Y$  и  $Z$  соответственно.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	выпущ. 6 лист 10

И. П. МЕЛЕНКО



### 7.7. Учет влияния продольного изгиба.

Суммарные расчетные изгибающие моменты и бимоменты, действующие на все здание, следует умножать на коэффициенты продольного изгиба, которые определяются по формулам:

$$\eta_y = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 D_y} (1 + 4 R_y) \quad (5.7)$$

$$\eta_x = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 D_x} (1 + 4 R_x) \quad (5.8)$$

$$\eta_{yz} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i (y_i^2 + z_i^2)}{8 D_{yz}} (1 + 4 R_{yz}) \quad (5.9)$$

ГДЕ  $R_y, R_x, R_{yz}$  - характеристики податливости основания здания при поступательных перемещениях в направлениях осей  $Y$  и  $Z$  и при закручивании;

$D_y, D_x, D_{yz}$  - суммарные жесткости надземной части при поступательных перемещениях в направлениях осей  $Y$  и  $Z$  и при закручивании.

$H$  - высота здания.

В формулах (5.7) ÷ (5.9) суммирование производится для всех колонн и диафрагм здания. При этом  $\sum P_i$  - вес здания. Крутильную характеристику вертикальной нагрузки при равномерном распределении нагрузок в плане и по этажам можно вычислять по формуле:

$$\sum P_i (y_i^2 + z_i^2) = \frac{\sum P_i}{F} (J_y + J_z), \text{ где } F - \text{площадь плана здания,}$$

$J_y$  и  $J_z$  - моменты инерции плана здания относительно осей  $Y$  и  $Z$  соответственно.

Характеристики податливости основания здания равны:

$$R_y = \frac{D_y}{H \sum m_{1y}}; \quad R_x = \frac{D_x}{H \sum m_{1x}}; \quad R_{yz} = \frac{D_{yz}}{H \sum (m_{1y} z_i^2 + m_{1z} y_i^2)} \quad (5.10)$$

В формулах (5.10) обозначено:  $m_{1y}, m_{1z}$  - коэффициенты жесткости основания фундамента каждой диафрагмы, а суммирование распространяется на все диафрагмы. Коэффициент  $m_i$  жесткости основания под фундаментом диафрагмы вычисляется в соответствии с указаниями СНиП II-Б-62:

$$m_i = \frac{E_{op} \left(\frac{c}{D}\right)^3}{(1 - \mu^2) k} \quad (5.10a)$$

При этом  $c$  - размер фундамента у поверхности основания, остальные обозначения по СНиП II-Б-62 (п.5.21) коэф.  $k$  вычисляется по графикам для  $K_1$  или  $K_2$  по рис.4 СНиП II-Б-62.

При абсолютно жестком основании для каждого фундамента следует принимать  $\frac{1}{m_i} = 0$  и характеристики податливости основания для всего здания  $R = 0$ .

### 5.6. Проверка прочности диафрагм.

а) Прочность диафрагмы по нормальным и сечению. Диафрагмы являются внецентренно сжатými элементами и проверка их прочности по нормальному сечению может быть выполнена по формулам, аналогичным расчетным зависимостям СНиП II-Б-62\* для железобетонных внецентренно сжатých стержневых элементов. Прочность диафрагмы обеспечена при соблюдении условий:

$$\text{при } P > N_{гр} \quad M \cdot L \cdot K_1 + P \leq N_{ц} \quad (5.11)$$

$$\text{при } P < N_{гр} \quad K_1 \cdot M - P \cdot \beta \leq M_{и} \quad (5.12)$$

ГДЕ  $M$  и  $P$  - изгибающий момент и продольная сила в диафрагме, определенные расчетом;

$N_{ц}$  - несущая способность диафрагмы при центральном сжатии;

$N_{гр}$  - продольная сила, соответствующая границе между первым и вторым случаями внецентренного сжатия;

$M_{и}$  - изгибающий момент, воспринимаемый диафрагмой при отсутствии продольной силы;

ТК	Указания по применению изделий	СЕРИЯ ИИ-04-0
1977	Пояснительная записка	Выпуск 6   Лист 11

$L$  и  $B$  - характеристики несущей способности диафрагм.

Параметры несущей способности диафрагм  $N_{ц}$ ,  $N_{гр}$ ,  $M_n$ ,  $d$  и  $B$  вычислены с учетом податливости соединений и приведены в ТАБЛ 5 (лист 14). Коэффициент  $K_1$  определяется по графику на листе 14 в зависимости от отношения высоты здания  $H$  к ширине диафрагмы  $b$ .

При вычислении параметров графиков несущей способности диафрагм приняты следующие условия, что растяжение в диафрагменных колоннах отсутствует. Соблюдения этого условия для крайних колонн должно проверяться расчетом. Растяжение в крайних колоннах отсутствует, если при минимальных вертикальных нагрузках отношение изгибающего момента в диафрагме к продольной силе не превышает половины ширины диафрагмы

$$\frac{M}{P} \leq \frac{b}{2} \quad (5.13)$$

где  $b$  - ширина диафрагмы.

б) Прочность диафрагм по вертикальным швам. Вторым критерием несущей способности сборной диафрагмы является прочность ее вертикальных швов.

Прочность диафрагмы по вертикальному шву проверяется из условия:

$$T \leq [T] \quad (5.14)$$

где  $T$  - величина сдвигающей силы по вертикальному шву в пределах одного этажа;

$[T]$  - суммарная несущая способность закладных деталей одного этажа на сдвиг, равная 45 т при высоте этажа 3,3 м и 60 т при высотах этажа 3,6 м и 4,2 м.

Сдвигающая сила  $T$  определяется по формуле:

$$T = M_{эт} \frac{\bar{S}}{J} \pm (N_{эт} \frac{\bar{F}}{F} - \bar{N}_{эт}) \quad (5.15)$$

где  $M_{эт}$  - приращение изгибающего момента в пределах высоты этажа;

$N_{эт}$  - полная вертикальная нагрузка, передаваемая на диафрагму с одного этажа;

$\bar{N}_{эт}$  - часть вертикальной нагрузки одного этажа, приложенная к отсеченной части диафрагмы.

$J, F$  - момент инерции и площадь поперечного сечения диафрагмы;

$\bar{S}, \bar{F}$  - статический момент и площадь отсеченной части.

Сдвигающая сила в вертикальном шве считается положительной, если стремится повернуть отсеченную часть против часовой стрелки.

Изгибающий момент считается положительным, если растягивает левое волокно.

В формуле (5.15) знак "плюс" принимается при определении сдвигающего усилия, действующего на часть диафрагмы, расположенную правее вертикального шва.

Как правило, наибольшая сдвигающая сила действует по вертикальным швам, расположенным вблизи нейтральной оси диафрагмы. Статические моменты части диафрагмы отсеченной вертикальным швом, ближайшим к центру тяжести сечения и крайним, вычислены и для удобства расчетов приведены в табл. 4 (лист 13).

Наибольшие приращения изгибающих моментов и продольных сил в диафрагмах можно вычислить по формулам:

$$M_{эт} = M \frac{2n-3}{n^2}; \quad N_{эт} = \frac{P}{n} \quad (5.16)$$

где  $M, P$  - наибольшие изгибающий момент и продольная сила в рассматриваемой диафрагме (в уровне обреза фундамента);

$n$  - число этажей.

ЦНИИСП  
КОМПЛЕКС "В"  
Г. МОСКВА  
УДК 62-50  
МУНИЦИПАЛЬНАЯ  
ЛАБОРАТОРИЯ  
ПАНЬШИН  
А.С.

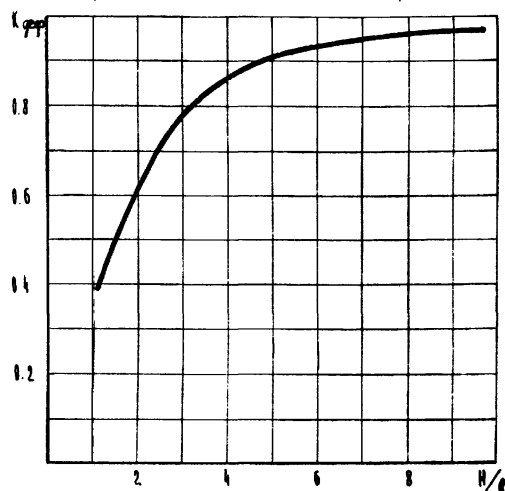
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6	ЛИСТ 12

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ И ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИАФРАГМ

ТАБЛИЦА 4

Тип диафр.	Эквив.	Высота сечен. диафр. $H$ (м)	Радиус инерции сечен. $F$ (м <sup>2</sup> )	$Y_{ц.т.}$ (м)	Момент инерции $J$ (м <sup>4</sup> )	Площадь жестк. $A$ (т)	Жесткость по швам $B$ (м <sup>6</sup> )	$\frac{B}{A^2}$	
								Крайний шов	Средний шов
1		6	1.1	3.0	4.93	2.78 · 10 <sup>6</sup>	13.2 · 10 <sup>6</sup>	0.0974	0.210
2		6	0.92	3.3	4.44	2.31 · 10 <sup>6</sup>	11.9 · 10 <sup>6</sup>	0.119	0.195
3		6	0.92	2.7	4.44	2.31 · 10 <sup>6</sup>	11.9 · 10 <sup>6</sup>	0.0972	0.195
4		12	1.94	6.0	29.7	4.88 · 10 <sup>6</sup>	79.5 · 10 <sup>6</sup>	0.0323	0.110
5		12	1.76	6.45	25.65	4.54 · 10 <sup>6</sup>	68.7 · 10 <sup>6</sup>	0.0402	0.110
6		12	1.76	5.55	25.65	4.54 · 10 <sup>6</sup>	68.7 · 10 <sup>6</sup>	0.0346	0.110
7		12	1.76	6.2	28.29	4.54 · 10 <sup>6</sup>	75.7 · 10 <sup>6</sup>	0.0351	0.110
8		12	1.76	5.8	28.29	4.54 · 10 <sup>6</sup>	75.7 · 10 <sup>6</sup>	0.0328	0.110
9		12	1.58	6.0	22.24	3.98 · 10 <sup>6</sup>	54.5 · 10 <sup>6</sup>	0.0432	0.110
10		12	1.58	6.0	28.9	3.98 · 10 <sup>6</sup>	77.4 · 10 <sup>6</sup>	0.0332	0.105
11		12	1.58	6.35	25.29	3.98 · 10 <sup>6</sup>	67.7 · 10 <sup>6</sup>	0.0402	0.110
12		12	1.58	5.65	25.29	3.98 · 10 <sup>6</sup>	67.7 · 10 <sup>6</sup>	0.0357	0.110
13		9	1.53	4.5	13.9	3.85 · 10 <sup>6</sup>	37.2 · 10 <sup>6</sup>	0.0518	0.134
14		9	1.34	4.9	12.04	3.37 · 10 <sup>6</sup>	32.2 · 10 <sup>6</sup>	0.0651	0.138
15		9	1.34	4.1	12.04	3.37 · 10 <sup>6</sup>	32.2 · 10 <sup>6</sup>	0.0545	0.136
16		9	1.34	4.5	13.88	3.37 · 10 <sup>6</sup>	37.2 · 10 <sup>6</sup>	0.0519	0.135
17		9	1.16	4.5	10.59	2.92 · 10 <sup>6</sup>	28.4 · 10 <sup>6</sup>	0.068	0.128
18		9	1.16	4.0	11.45	2.92 · 10 <sup>6</sup>	32 · 10 <sup>6</sup>	0.0556	0.132
19		10.5	1.73	5.25	20.78	4.35 · 10 <sup>6</sup>	55.6 · 10 <sup>6</sup>	0.0404	0.116
20		10.5	1.55	5.7	17.87	3.9 · 10 <sup>6</sup>	47.8 · 10 <sup>6</sup>	0.0510	0.126
21		10.5	1.55	5.3	20.63	3.9 · 10 <sup>6</sup>	55.2 · 10 <sup>6</sup>	0.0411	0.124
22		4.5	0.89	2.25	2.43	2.24 · 10 <sup>6</sup>	6.5 · 10 <sup>6</sup>	0.148	0.270

Рис. 4  
График для определения коэффициента  $K_{ггф}$ .



ПРИМЕЧАНИЯ

1. Тип диафрагмы при определении геометрических и жесткостных характеристик, а также параметров ее несущей способности (см. табл. 4.5) зависит от высоты сечения  $H$ , количества и расположения проемов.
2. Расстояние до центра тяжести сечения  $Y_{ц.т.}$  дано от оси левого координ.
3. В таблице 4 приведены величины отношения статического момента части поперечного сечения диафрагмы, отсеченной вертикальным швом к моменту инерции  $J$ . При этом для крайнего шва  $S$  - статический момент площади координаты относительно центра тяжести диафрагмы, а для среднего шва  $S$  - статический момент части поперечного сечения диафрагмы отсеченной ближайшим к центру тяжести вертикальным швом.
4. Расчетная жесткость диафрагмы  $B$  определяется умножением табличной величины  $B$  на коэффициент  $K_{ггф}$ , который зависит от отношения  $H/b$  ( $H$  - высота здания,  $b$  - высота сечения диафрагмы) и определяется по приведенному на данном листе графику (рис. 4).

ГК	Указания по применению взвешив	Серия ВК-04-1	
		выпуск	лист
1973	Пояснительная записка	6	13

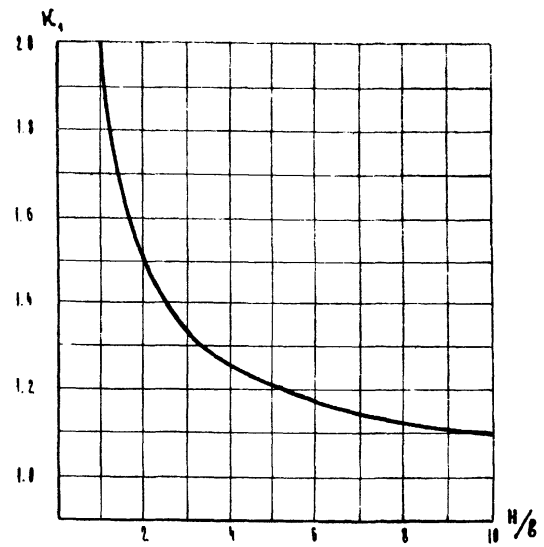
ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ ТАБЛИЦА 5

ТИП ДИАФР.	ТИП КОЛОНН	N <sub>к</sub>	N <sub>гг</sub>	M <sub>н</sub>	α	β	ТИП ДИАФР.	ТИП КОЛОНН	N <sub>к</sub>	N <sub>гг</sub>	M <sub>н</sub>	α	β		
1	15	1	1100	570	75	0.30	2.95	15	1	1330	740	170	0.24	3.10	
		2	1150	580	75	0.37	2.95			2	1450	780	170	0.26	3.10
		3	1210	590	80	0.34	2.95			3	1520	820	180	0.28	3.10
		4	1270	600	85	0.36	2.95			4	1750	860	210	0.30	3.10
		5	1370	610	200	0.38	2.95			5	1900	880	450	0.32	3.10
		6	1450	620	230	0.40	2.95			6	2020	900	520	0.34	3.10
2,3	16=16	1	850	400	75	0.34	2.95	16=16	1	1070	580	170	0.25	3.10	
		2	870	410	75	0.36	2.95			2	1180	620	170	0.27	3.10
		3	920	420	80	0.38	2.95			3	1310	660	180	0.29	3.10
		4	975	430	85	0.40	2.95			4	1440	700	210	0.31	3.10
		5	1070	440	200	0.42	2.95			5	1610	720	450	0.33	3.10
		6	1140	450	230	0.44	2.95			6	1730	740	520	0.35	3.10
4	17=18	1	1690	1060	220	0.17	3.30	17=18	1	910	580	170	0.25	3.10	
		2	1790	1100	220	0.18	3.30			2	1020	620	170	0.27	3.10
		3	1900	1140	240	0.19	3.30			3	1150	660	180	0.29	3.10
		4	2020	1180	285	0.20	3.30			4	1290	700	210	0.31	3.10
		5	2190	1220	600	0.21	3.30			5	1350	720	450	0.33	3.10
		6	2320	1260	690	0.22	3.30			6	1580	740	520	0.35	3.10
5=8	22	1	1500	890	220	0.19	3.30	22	1	810	460	55	0.34	2.25	
		2	1590	910	220	0.20	3.30			2	930	500	55	0.37	2.25
		3	1700	975	240	0.21	3.30			3	1050	540	60	0.40	2.25
		4	1840	1020	285	0.22	3.30			4	1170	580	70	0.43	2.25
		5	1990	1060	600	0.23	3.30			5	1290	600	150	0.46	2.25
		6	2160	1100	690	0.24	3.30			6	1390	620	175	0.49	2.25
9=12		1	1340	890	220	0.19	3.30								
		2	1450	910	220	0.20	3.30								
		3	1540	975	240	0.21	3.30								
		4	1670	1020	285	0.22	3.30								
		5	1830	1060	600	0.23	3.30								
		6	1990	1100	690	0.24	3.30								

ТИП КОЛОНН С 1 ПО 6 В ТАБ. 5 СООТВЕТСТВУЕТ СЛЕДУЮЩАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ В ТОННАХ:

ТИП КОЛОНН	1	2	3	4	5	6
Несущая способность	240	290	340	400	520	580

рис. 5  
ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА K<sub>к</sub>



H - ВЫСОТА СТЕНЫ  
B - ВЫСОТА ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ДИАФРАГМЫ.

ПРИМЕЧАНИЕ.

В ТАБ. 5 ТИПЫ ДИАФРАГМ ПРИНИМАЮТСЯ ТАКИМИ ЖЕ, КАК В ТАБ. 4 АИСТ 15.

КОМПАСНО ПЛАН. ДИТА  
 РАССЛЕДОВАНИЕ  
 ПОДПИСАНЫ  
 КОМПАСНО ПЛАН. ДИТА  
 РАССЛЕДОВАНИЕ  
 ПОДПИСАНЫ

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЯ	ФОРМА ИИ-14-0
	1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

### 5.7 ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ

Перемещения любой точки верхним здания в направлении координатных осей складывается из поступательных перемещений в направлении соответствующих осей и дополнительных перемещений за счет закручивания вокруг центра жесткостей. Поэтому полный относительный прогиб верхним здания  $V_y$  или  $V_z$  (деформация верхним здания, отнесенные к высоте здания) определяется по формулам:

$$V_y = V_{0y} + V_{yz} \cdot Z; \quad V_z = V_{0z} - V_{yz} \cdot Y \quad (5.17)$$

Здесь  $y, z$  - координаты наиболее удаленных в плане от центра жесткостей точек верхним здания.

Относительные величины  $V_{0y} = \frac{f_{0y}}{H}$ ;  $V_{0z} = \frac{f_{0z}}{H}$  поступательных перемещений и угла закручивания верхним здания в счетом податливости основания определяются по формулам:

$$V_{0y} = M_y^H \frac{H}{4D_y} + M_{\phi y}^H \frac{R_y H}{D_y} \quad (5.18)$$

$$V_{0z} = M_z^H \frac{H}{4D_z} + M_{\phi z}^H \frac{R_z H}{D_z} \quad (5.19)$$

$$V_{yz} = M_{yz}^H \frac{H}{4D_{yz}} + M_{\phi yz}^H \frac{R_{yz} H}{D_{yz}} \quad (5.20)$$

Где:  $M_y^H, M_z^H, M_{yz}^H$  - нормативные значения суммарных изгибающих моментов и бимоментов в уровне обреза фундамента;

$M_{\phi y}^H, M_{\phi z}^H, M_{\phi yz}^H$  - то же в уровне подошвы фундамента

Нормативные значения суммарных моментов и бимоментов принимаем равным  $M^H = \frac{M}{1.2}$ , где  $M$  - расчетные значения тех же величин, вычисленные по формулам (5.2) и (5.3) с учетом влияния продольного изгиба.

В формулах (5.18) ÷ (5.20) первые слагаемые учитывают деформации здания за счет изгиба несущих конструкций, вторые - за счет податливости основания.

Относительный прогиб здания за счет изгиба несущих конструкций ограничивается величиной  $1/1000$

Относительный прогиб здания за счет податливости основания также не должен превышать  $1/1000$ .

### ПРИМЕР РАСЧЕТА 1:1

Принести проверку прочности и жесткости несущей системы 9-этажного здания без подвала размером в плане 54-18 м, строящегося в I ветровом районе. Высота этажа 4,2 м.

Унифицированная расчетная нагрузка на перекрытие равна  $800 \text{ кг/м}^2$ . Нагрузка от стенового ограждения принимается равной  $1,45 \text{ т}$  на этаж.

Принято здание с поперечным каркасом и глухими диафрагмами.

Основание здания составляют пески средней крупности, имеющие следующие упругие характеристики:  $E_{cp} = 4500 \text{ т/м}^2$ ,  $\mu = 0,3$ .

### А. РАСЧЕТ В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ

#### О П Р Е Д Е Л Е Н И Е В Е Т Р О В Ы Х Н А Г Р У З О К

Горизонтальные нагрузки определены по табл. 8 (лист 30) не применены в табл. А с учетом фактического ветрового фронта здания  $L = 54 \text{ м}$ .

Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	ВЕРНА ИИ - 04 - 0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 45

рис. 6

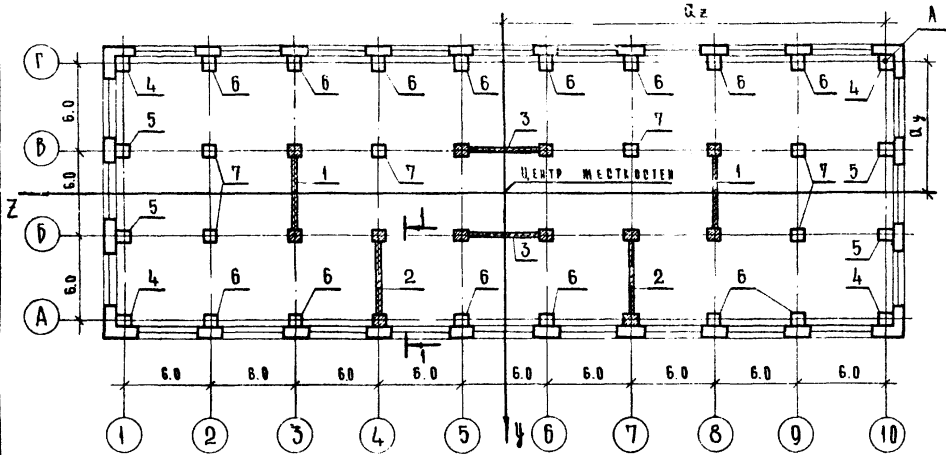


рис. 8

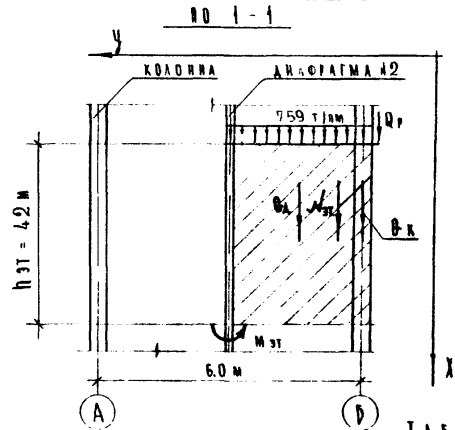


ТАБЛИЦА А

	ЗАДАНИЕ ДАННОЙ 60М	ЗАДАНИЕ ДАННОЙ 54М
РАСЧЕТНЫЕ ВЕТРОВЫЕ МОМЕНТЫ в УРОВНЕ ПИКА ДИАФРАГМ	2900 тм	$2900 \times \frac{54}{60} = 2610$ тм
РАСЧЕТНЫЕ ВЕТРОВЫЕ МОМЕНТЫ в УРОВНЕ ПОДОВИИ ФУНДАМЕНТА	3160 тм	$3160 \times \frac{54}{60} = 2840$ тм

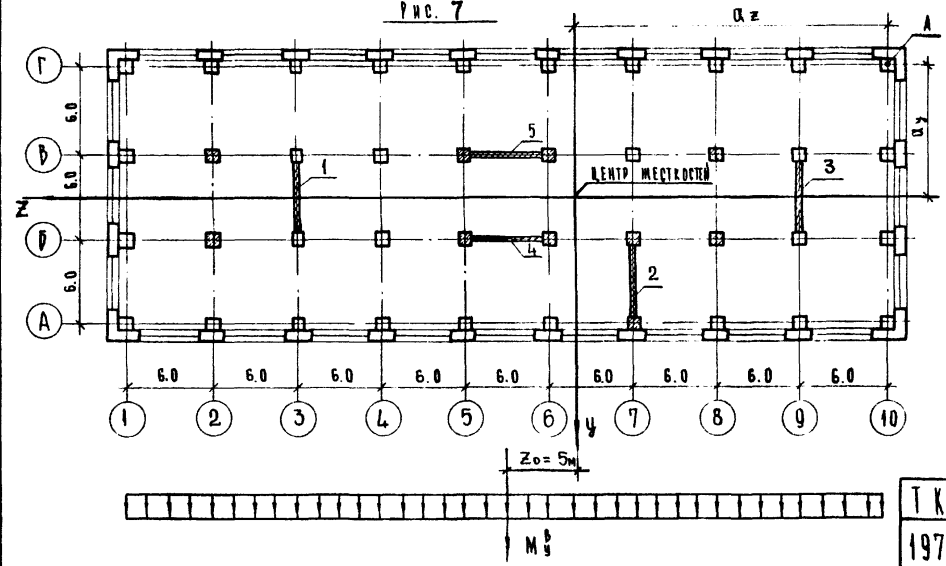
ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ.

По графику на рис. 2 для 9-этажного здания с унифицированной расчетной нагрузкой 800 кг/м<sup>2</sup> определяем двусторонний момент в диафрагме  $M_{шт} = 850$  т м. При расчетной ветровой нагрузке на здание  $M^B = 2610$  тм число диафрагм в здании равно:

$$n = \frac{2610}{850} = 3,1. \text{ Для дальнейших расчетов принимаем } 4 \text{ диафрагмы.}$$

Расположение диафрагм в плане показано на рис. 6 на этом же рисунке заномерованы все вертикальные элементы - колонны и диафрагмы

рис. 7



Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 46

ЦНИИ ПИ  
 КОМПЛЕКТ Г. МОСКВА  
 ИНЖЕНЕРНАЯ СЛУЖБА  
 Л. А. Р. Ш. К. К.

### СБОР ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

При сборе вертикальных нагрузок с одного этажа учитываются (кроме собственного веса конструкции) следующие нагрузки: для диафрагм №2 - опорная реакция одного угла в пролете Б-Б, равномерно распределенная нагрузка, передаваемая пантами перекрытий на стенку диафрагмы и вес стенового ограждения; для диафрагм №1 - опорные реакции двух углов в пролетах А-Б и В-Г и равномерно распределенная нагрузка, передаваемая пантами на стенку диафрагмы, для диафрагм №3 - опорные реакции четырех углов в пролетах А-Б, Б-В и В-Г.

Результаты сбора вертикальных нагрузок приведены в таблице В.

Диафрагма №2 загружена вертикальными нагрузками эксцентриситетом: эксцентриситет продольных сил равен:  $e_{2y} = -0,721\text{м}$  (для максимальных нагрузок),  $e_{2y} = -0,52\text{м}$  (для минимальных нагрузок).

ТАБЛИЦА В

№ вертикальных элементов по рис 6	Квадрат диагональных вертикальных элементов	Расчетные вертикальные нагрузки Р (Т)			
		Максимальные		Минимальные	
		на 1 элемент	на все	на 1 элемент	на все
1	2	885.6	1771.2	360	720
2	2	725.9	1431.8	315	630
3	2	885.6	1771.2	360	720
4	4	187.5	750	90	360
5	4	239.1	958.4	135	540
6	4	239.1	3350	135	1890
7	6	413.7	2480	180	1080
Всего,			12512	Всего	5940

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ ДИАФРАГМ.

По условию приняты диафрагмы типа I по табл. 4, лист 13. Жесткость одной такой диафрагмы равна:

$$B = K_{дэф} \cdot B^0 = 0,9 \times 13,2 \times 10^6 = 11,8 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$$

где  $K_{дэф} = 0,9$  определено по графику на рис. 4 (лист 15)

при  $n/l = \frac{37,8}{6} = 6,3$ , а  $B^0 = 13,2 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$

принимается по таблице 4.

Суммарная жесткость всех диафрагм поперечного и продольного направления:

$$D_y = \sum B_{iy} = 4 \times 11,8 \times 10^6 = 47,2 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$$

$$D_z = \sum B_{iz} = 2 \times 11,8 \times 10^6 = 23,6 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$$

Расстояние до центра жесткостей от точки А дана:

$$a_z = \frac{\sum B_{iy} \cdot \bar{z}_i}{D_y} = \frac{11,8 \times 10^6 \times (12 + 18 + 36 + 42)}{47,2 \times 10^6} = 27 \text{ м}$$

$$a_y = \frac{\sum B_{iz} \cdot \bar{y}_i}{D_z} = \frac{11,8 \times 10^6 \times (6 + 12)}{23,6 \times 10^6} = 9 \text{ м}$$

В данном случае тот же результат можно было получить без вычислений из соображений симметрии.

Все координаты с началом в центре жесткостей нанесены на рис. 6. Положительное направление оси Y принято вниз, ось Z - влево.

ТК	Указания по применению изделий	серия
1973	Пояснительная записка	ИИ-04-0
		выпуск 6 лист 17

### ВЫЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЖИТОГО ИЗГИБА

Для диафрагм принимаем фундаменты размером 3х12м. Коэффициент жесткости основания под фундаментом каждой диафрагмы:

$$M_1 = M_2 = \frac{E_{ср} \cdot \left(\frac{C}{2}\right)^3}{(1 - \mu_{ср}^2) \cdot K} = \frac{4500 \cdot \left(\frac{12}{2}\right)^3}{(1 - 0,3^2) \cdot 1,25} = 8,5 \cdot 10^5 \text{ тм}$$

где:  $K = 1,25$  по рис. 4 снпд П-Б. 1-62 при  $\pi = \frac{12}{3} = 4$

Характеристика податливости основания здания в поперечном направлении:

$$R_y = \frac{D_y}{H \times \sum M_{iy}} = \frac{47,2 \times 10^6}{37,8 \times 4 \times 8,5 \times 10^5} = 0,367$$

Коэффициент продольного изгиба при максимальных продольных нагрузках ( $\sum P_i = 12515 \text{ т}$  по табл. А):

$$\gamma_{y \max} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 D_y} (1 + 4R_y) = 1 + \frac{12515 \times 37,8^2}{8 \times 47,2 \times 10^6} \times (1 + 4 \times 0,367) = 1,12$$

Коэффициент продольного изгиба при минимальных продольных нагрузках ( $\sum P_i = 5940 \text{ т}$  по табл. А):

$$\gamma_{y \min} = 1 + \frac{37,8^2 \times 5940}{8 \times 47,2 \times 10^6} (1 + 4 \times 0,367) = 1,06$$

### ВЫЧИСЛЕНИЕ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ЗАДАНИЕ

Вычисляем суммарный изгибающий момент в направлении оси Y от внецентренного нагружения диафрагм №2 вертикальными нагрузками.

При максимальных вертикальных нагрузках и эксцентриситете продольной оси в каждой диафрагме  $e_{xy} = -0,721 \text{ м}$  находим:

$$\sum P_i e_{iy} = 2 \times 725,9 \times (-0,721) = -1048 \text{ тм}$$

При минимальных вертикальных нагрузках и эксцентриситете продольной оси в диафрагме  $e_{xy} = -0,52 \text{ м}$  находим:

$$\sum P_i e_{iy} = 2 \times 315 \times (-0,52) = -327 \text{ тм}$$

Водные суммарные изгибающие моменты на здание от совместного действия горизонтальных и вертикальных нагрузок равны:

а/ при положительном направлении ветра:

для максимальных вертикальных нагрузок  $M_y = 1,12 (2610 - 1048) = +1750 \text{ тм}$

для минимальных вертикальных нагрузок  $M_y = 1,06 (2610 - 327) = +2420 \text{ тм}$

б/ при отрицательном направлении ветра:

для максимальных вертикальных нагрузок  $M_y = 1,12 \times (-2610 - 1048) = -4100 \text{ тм}$

для минимальных вертикальных нагрузок  $M_y = 1,06 \times (-2610 - 327) = -3120 \text{ тм}$

### ВРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАГМАХ

Вследствие симметрии здания и нагрузок, крутильные деформации в здании отсутствуют и изгибающие моменты в диафрагмах (одинаковые для всех диафрагм) вычисляем по формуле:

$$M_y = M_{2y} = M_y \frac{B_{iy}}{D_y} = \frac{M_y}{4}$$

В результате вычислений получаем следующие величины изгибающих моментов в диафрагмах:

а/ при положительном направлении ветра:

для максимальных вертикальных нагрузок  $M_{iy} = 437 \text{ тм}$

для минимальных вертикальных нагрузок  $M_{iy} = 605 \text{ тм}$

б/ при отрицательном направлении ветра:

для максимальных вертикальных нагрузок  $M_{iy} = -1025 \text{ тм}$

для минимальных вертикальных нагрузок  $M_{iy} = -780 \text{ тм}$

ГК	Указания по применению изделий	серия ИИ-04-0
1973	Восполнительная записка	выпуск 6 лист 18



### Проверка прочности диафрагм по нормальному сечению.

Принимаем колонны типа 5, тогда для диафрагм типа 1 по табл. 5 (лист 14) находим характеристики прочности:

$$N_{\text{ч}} = 1370 \text{ т}, N_{\text{ср}} = 610 \text{ т}, M_{\text{н}} = 200 \text{ тм}, \alpha = 0,38 \quad \beta = 2,95$$

По графику на рис. 5 (лист 14) при

$$\frac{H}{b} = \frac{37,8}{6} = 6,3 \text{ находим } K_1 = 1,16.$$

Проверяем прочность диафрагмы № 1. При наибольших вертикальных нагрузках  $R_{\text{max}} = 886 \text{ т} > N_{\text{ср}} = 610 \text{ т}$ , поэтому прочность проверяем из условия:  $K_1 \cdot M \cdot \alpha + P \leq N_{\text{ч}}$

$$1,16 \times 1025 \times 0,38 + 886 = 1326 \text{ т} < N_{\text{ч}} = 1370 \text{ т}.$$

Условие соблюдается, следовательно прочность диафрагмы обеспечена.

При наименьших вертикальных нагрузках  $P_{\text{min}} = 360 \text{ т} < N_{\text{ср}} = 610 \text{ т}$ , поэтому прочность проверяется из условия:

$$K_1 M - \beta P \leq M_{\text{н}}$$

$$1,16 \times 780 - 2,95 \times 360 = -165 \text{ тм} < M_{\text{н}} = 200 \text{ тм}.$$

Условие соблюдается, следовательно прочность обеспечена.

Расчет прочности по нормальным сечениям необходимо выполнять для всех диафрагм при различных комбинациях продольных сил и изгибающих моментов.

### Проверка прочности вертикальных швов диафрагм.

Проверяем прочность диафрагмы № 2.

а/ При отрицательном направлении ветра и наибольшей вертикальной нагрузке  $M_2 = 1025 \text{ тм}$ ,  $P_2 = 726 \text{ т}$ . Схема диафрагмы показана на рис. 8 (лист 16). При действии отрицательного ветрового момента в диафрагме растянуто левое волокно, расположенное по оси  $A''$ , поэтому изгибающий момент принимается положительным.

$$M_{\text{ЭТ}} = M \frac{2n-3}{n^2} = 1025 \frac{2 \times 9 - 3}{9^2} = 190 \text{ тм}$$

$$N_{\text{ЭТ}} = \frac{P}{n} = \frac{726}{9} = 80,7 \text{ т}$$

По табл. 4 (лист 13) для среднего шва  $\frac{\bar{S}}{J} = 0,21$ ,  $\frac{\bar{F}}{F} = 0,5$ , для части, расположенной правее шва  $N_{\text{ЭТ}} = 54,1 \text{ т}$ .

Сдвигающая сила в шве равна:

$$T = M_{\text{ЭТ}} \frac{\bar{S}}{J} + (N_{\text{ЭТ}} \frac{\bar{F}}{F} - \bar{N}_{\text{ЭТ}}) = \\ = 190 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 54,1) = 26,3 \text{ т}$$

Прочность шва обеспечена, т.к.  $T = 26,3 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$ .

б/ При ветре положительного направления в диафрагме № 2 растянутая грань расположена по оси  $B''$ , т.е. растянуто правое волокно. Изгибающий момент принимаем отрицательным  $M_2 = -437 \text{ тм}$ , продольная сила  $P_2 = 726 \text{ тм}$ .

$$M_{\text{ЭТ}} = -437 \frac{2 \times 9 - 3}{9^2} = -83,6 \text{ тм}, \quad N_{\text{ЭТ}} = 80,7 \text{ т}$$

Сдвигающая сила в среднем шве равна:

$$T = -83,6 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 54,1) = -31,3 \text{ т}$$

Прочность шва обеспечена, т.к.  $T = 31,3 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$ .

Проверку прочности по вертикальным швам необходимо выполнять для средних и крайних швов всех диафрагм при различных сочетаниях продольных сил и изгибающих моментов в диафрагмах.

ТК	Указания по применению изделий	серия ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	выпуск лист 6 19

ПРИМЕР РАСЧЕТА № 2.

П Р О В Е Р К А Ж Е С Т К О С Т И З Д А Н И Я

МАКСИМАЛЬНЫЙ ВО ВРАЩАЮЩЕЙ ВЕЩАЧНЕ НОРМАТИВНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ТРОУКЕ НИЗА ДИАФРАГМ  $M_y^H = \frac{4100}{1,2} = 3420$  ТМ ИМЕЕТ МЕСТО ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА.

То же в тронке поаовшм фундамента:

$$M_{\phi y}^H = \frac{1,12 \times (2860 + 1848)}{1,2} = 3630 \text{ ТМ.}$$

Относительный прогиб здания за счет изгиба несущих конструкций равен:

$$\gamma_y = \gamma_{\phi y} = M_y^H \frac{H}{4D_y} = 3420 \times \frac{37,8}{4 \times 47,2 \times 10^6} = \frac{1}{1460} < [\gamma] = \frac{1}{1000}$$

Относительный прогиб здания за счет подативности основания равен:

$$\gamma_y = \gamma_{\phi y} = M_{\phi y}^H \frac{H R_{II}}{D_y} = 3630 \times \frac{37,8 \times 0,367}{47,2 \times 10^6} = \frac{1}{940} \approx [\gamma] = \frac{1}{1000}$$

Деформативность здания в результате подативности основания незначительно превышает допустимую и может быть уменьшена в результате мероприятий по повышению жесткости основания, без увеличения количества диафрагм.

Б. РАСЧЕТ ЗДАНИЯ В ПРДВАРЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ.

РАСЧЕТ ЗДАНИЯ В ПРДВАРЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ОКЛНЧАЕТ ОПРЕДЕЛЕНИЕ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ С УЧЕТОМ ПРДВАРЬНОГО ИЗГИБА, ПРОВЕРКУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СОЧЕТАНИЯХ НАГРУЗОК И ПРОВЕРКУ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЗДАНИЯ. ЭТОТ РАСЧЕТ ВЫПОЛНЯЕТСЯ ТАК ЖЕ, КАК И В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ.

ПРОИЗВЕСТИ ПРОВЕРКУ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТКОСТИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ 9-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ РАЗМЕРОМ В ПЛАНЕ 54x18 м (СМ. РИС.7 ЛИСТ16) С НЕСИМЕТРИЧНОЙ РАСТАНОВКОЙ ДИАФРАГМ ЗДАНИЕ СТРОИТСЯ В I ВЕТРОВОМ РАЙОНЕ. ВЫСОТА ЭТАЖА 4,2 м. УНИФИЦИРОВАННАЯ РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИИ 800 кг/м<sup>2</sup>. ЗДАНИЕ ВЫПОЛНЯЕТСЯ С ПОПЕРЕЧНЫМИ КАРКАСНЫМИ ГАЗИМИ ДИАФРАГМАМИ. КОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ И НАРЯДНЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ ПОЗВОЛЯЮТ СЧИТАТЬ ОСНОВАНИЕ АКСИОНАТНО ЖЕСТКИМ.

А. РАСЧЕТ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ВЕН 9.

О П Р Е Д Е Л Е Н И Е В Е Т Р О В Ы Х НАГРУЗОК

ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО ТАБЛ.8 (ЛИСТ30) И ДЛЯ ЗДАНИЯ ДЛИНОЙ 54 м И ВЫСОТЫ H = 37,8 м РАВЕН  $M_y^H = 2610$  ТМ.

П Р Е Д В А Р Ь Н Ы Е О П Р Е Д Е Л Е Н И Е К В А Н Т Е С Т В А Д И А Ф Р А Г М

РАСЧЕТ ВЫПОЛНЯЕТСЯ ТАК ЖЕ КАК В ПРИМЕРЕ №1. ОРИЕНТИРОВОЧНО ЧИСЛО ДИАФРАГМ ПОЛУЧЕНО РАВНЫМ 3 (С НЕБОЛЬШИМ ОКРУГЛЕНИЕМ В МЕНЬШУЮ СТОРОНУ). РАСПОЛОЖЕНИЕ ДИАФРАГМ В ПЛАНЕ ПОКАЗАНО НА РИС.7 (ЛИСТ16)

С Б О Р В Е Р Т И К А Л Ь Н Ы Х НАГРУЗОК

ДЛЯ РАСЧЕТА ДАННОГО ЗДАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ПРИНИМАЕМ ТАКИМИ ЖЕ, КАК В ПРИМЕРЕ №1 (СМ. ТАБЛ.5 НА ЛИСТЕ17) ВСЕ РАСЧЕТЫ НЕОБХОДИМО ВЫПОЛНЯТЬ КАК ПРИ МАКСИМАЛЬНЫХ, ТАК И ПРИ МИНИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ. В НАСТОЯЩЕМ ПРИМЕРЕ РАСЧЕТ ПРИ МИНИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ ОЩЕН.

ЦИОПИ КОМПЛЕКСНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР  
г. МОСКВА, СТ. НАУЧ.-СФЕР.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИИ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ИИ - 04 - 0
		ВЫПУСК 6 ЛИСТ 20

О П Р Е Д Е Л Е Н И Е Ц Е Н Т Р А  
Ж Е С Т К О С Т Е Й

ЖЕСТКОСТИ ВСЕХ ДИАФРАГМ, КАК ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ Y, ТАК И ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ Z, РАВНЫ ПО УСЛОВИЮ ЗАДАЧИ ЖЕСТКОСТЬ ОДНОЙ ДИАФРАГМЫ  $B_i = K_{деф} \cdot B_i^0 = 0,9 \times 12,2 \times 10^6 = 11,8 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$ , ГДЕ  $B^0 = 13,2 \times 10^6$  НАЙДЕНО ПО ТАБЛ. 4. ДЛЯ 6-МЕТРОВОЙ ГАЗОВОЙ ДИАФРАГМЫ, А  $K_{деф} = 0,9$  ОПРЕДЕЛЕНО ПО ГРАФИКУ НА РИС.4 (АНСТ13) ПРИ  $\frac{H}{\delta} = \frac{37,8}{6} = 6,3$ .

СУММАРНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ВСЕХ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСЯМ Y И Z, РАВНЫ  $D_y = \sum B_{iy} = 3 \times 11,8 \times 10^6 = 35,4 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$ ;  $D_z = \sum B_{iz} = 2 \times 11,8 \times 10^6 = 23,6 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$ .

РАССТОЯНИЕ ДВ. ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ ОТ ПРОИЗВОЛЬНОЙ ТОЧКИ А ПЛАНА:

$$a_z = \frac{\sum B_{iy} \bar{z}_i}{D_y} = \frac{1}{D_y} (B_{1y} \cdot \bar{z}_1 + B_{2y} \cdot \bar{z}_2 + B_{3y} \cdot \bar{z}_3) = \frac{11,8 \times 10^6}{35,4 \times 10^6} \times (42 + 18 + 6) = 22 \text{ м.}$$

$$a_y = \frac{\sum B_{iz} \bar{y}_i}{D_z} = \frac{11,8 \times 10^6}{23,6 \times 10^6} \times (6 + 12) = 9 \text{ м.}$$

ОСИ КООРДИНАТ С НАЧАЛОМ В ЦЕНТРЕ ЖЕСТКОСТЕЙ НАНЕСЕНЫ НА РИС.7 (АНСТ16) ОПРЕДЕЛЯЕМ СУММАРНУЮ ЖЕСТКОСТЬ ЗДАНИЯ ПРИ ПОВОРОТЕ ОТНОСИТЕЛЬНО ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ:

$$D_{yz} = \sum (B_{iy} \cdot z_i^2 + B_{iz} \cdot y_i^2) = B_{1y} \cdot z_1^2 + B_{2y} \cdot z_2^2 + B_{3y} \cdot z_3^2 + B_{4z} \cdot y_4^2 + B_{5z} \cdot y_5^2 = 11,8 \times 10^6 \times (20^2 + 4^2 + 16^2 + 9^2 + 3^2) = 815 \times 10^8 \text{ ТМ}^4$$

ВЫЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ  
ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

ПРИ ВЫЧИСЛЕНИИ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ПРИНИМАЕМ  $R_y = R_{yz} = 0$  (ДЛЯ ЗДАНИЯ С АБСОЛЮТНО ЖЕСТКИМ ОСНОВАНИЕМ).

ВЕС ЗАДАНИЯ  $\sum P_i = 12500 \text{ Т}$  (СМ. ПРИМЕР №1 ТАБЛ. 8).

$$\text{ТОГДА } \eta_y = 1 + \frac{H^2 \cdot \sum P_i}{8 D_y} = 1 + \frac{37,8^2 \times 12500}{8 \times 35,4 \times 10^6} = 1,06$$

КРУТЯЩУЮ ХАРАКТЕРИСТИКУ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ПРИБЛИЖЕННОЙ ФОРМУЛЕ

$$\sum P_i (y_i^2 + z_i^2) = \frac{\sum P_i}{F} (J_y + J_z) = \frac{12500}{972} (26,1 \times 10^4 + 2,62 \times 10^4) = 3,70 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$$

ГДЕ ПЛОЩАДЬ ПЛАНА ЗАДАНИЯ  $F = 54 \times 18 = 972 \text{ М}^2$ ;  
МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ ПЛАНА ЗАДАНИЯ  $J_y = \frac{18}{3} (32^3 + 22^3) = 26,1 \times 10^4 \text{ М}^4$ ;  $J_z = \frac{54}{3} (9^3 + 9^3) = 2,62 \times 10^4 \text{ М}^4$

КОЭФФИЦИЕНТ  $\eta_{yz}$  РАВЕН:

$$\eta_{yz} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i (y_i^2 + z_i^2)}{8 D_{yz}} = 1 + \frac{37,8^2 \times 3,70 \times 10^6}{8 \times 81,5 \times 10^8} = 1,09$$

ВЫЧИСЛЕНИЕ СУММАРНЫХ  
ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И  
МОМЕНТА, ДЕЙСТВУЮЩИХ  
НА ЗАДАНИЕ

В РАСЧЕТАХ УЧИТЫВАЕМ, ЧТО ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА К ДИАФРАГМЕ №2 ПРИБЛИЖЕНА С ЭКСЦЕНТРИЦТЕТОМ (СМ ПРИМЕР №1), А ОСТАВШЕЕСЯ ДИАФРАГМЫ ЯВЛЯЮТСЯ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫМИ. ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ЗАДАНИИ ОТ ВНЕЦЕНТРИЧНОГО ЗАГРУЖЕНИЯ ДИАФРАГМЫ №2:

$$\sum P_i e_{iy} = 726 \times (-0,721) = -524 \text{ ТМ.}$$

СУММАРНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Y ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ  $M_y = (M_y^0 + \sum P_i e_{iy}) \eta_y$

г. МОСКВА (СР. ПЛУЧ. СТОР. 7) ДИКОМОН-25

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИИ ИИ-06-
1973	ВОСЕНТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6
		ЛИСТ 9

$M_{y\bar{z}} = (+2510 - 524) \times 1,06 = +2220 \text{ тм};$

б) при отрицательном направлении ветра

$M_{y\bar{z}} = (-2510 - 524) \times 1,06 = -3320 \text{ тм}.$

Суммарный вышоммент вычисляется по формуле:  $M_{y\bar{z}\Sigma} = (M_{y\bar{z}} \cdot Z_0 +$

$R_{\bar{z}} \cdot z_{2y} \cdot z_{\bar{z}}) \cdot \eta_{y\bar{z}}$  при эксцентриситете ветровых нагрузок  $Z_0 = +5 \text{ м}.$

а) при положительном направлении ветра:

$M_{y\bar{z}\Sigma} = (2510 \times 5 + (-524) \times (-4)) \times 1,09 = +16500 \text{ тм}^2$

б) при отрицательном направлении ветра:

$M_{y\bar{z}\Sigma} = (-2510 \times 5 + (-524) \times (-4)) \times 1,09 = -11900 \text{ тм}^2$

О П Р Е Д Е Л Е Н И Е И З Г И Б А Ю Щ И Х  
М О М Е Н Т О В В Д И А Ф Р А Г М А Х .

Для диафрагм, параллельных оси Y, изгибающие моменты

вычисляем по формуле:  $M_{iy}^0 = M_{iy} + \Delta M_{iy}$

Моменты в диафрагмах, появляющиеся в результате поступательных перемещений здания (одинаковые для диафрагм №1, 2 и 3), равны:

$M_{iy}^0 = M_{2y}^0 = M_{3y}^0 = M_y \frac{B_{iy}}{D_{yz}}$

а) при положительном направлении ветра:

$M_{iy}^0 = +2220 \frac{11,8 \times 10^6}{35,4 \times 10^6} = +770 \text{ тм}.$

б) при отрицательном направлении ветра:

$M_{iy}^0 = -3320 \frac{11,8 \times 10^6}{35,4 \times 10^6} = -1110 \text{ тм}$

Моменты в диафрагмах, появляющиеся в результате закручивания здания, вычисляем по формуле:

$\Delta M_{iy} = M_{y\bar{z}\Sigma} \frac{Z_i \cdot B_{iy}}{D_{yz}}$

а) при положительном направлении ветра:

$\Delta M_{iy} = +16500 \frac{(+20) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = +478 \text{ тм}.$

$\Delta M_{2y} = +16500 \frac{(-4) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = -86 \text{ тм}.$

$\Delta M_{3y} = +16500 \frac{(-16) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = -382 \text{ тм}.$

б) при отрицательном направлении ветра:

$\Delta M_{iy} = -11900 \frac{(+20) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = -345 \text{ тм}$

$\Delta M_{2y} = -11900 \frac{(-4) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = +69 \text{ тм}$

$\Delta M_{3y} = -11900 \frac{(-16) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = +276 \text{ тм}$

Полные изгибающие моменты в диафрагмах:

а) при ветре положительного направления:

$M_{iy} = 770 + 478 = 1248 \text{ тм}$

$M_{2y} = 770 - 86 = 684 \text{ тм}$

$M_{3y} = 770 - 382 = 388 \text{ тм}$

б) при ветре отрицательного направления:

$M_{iy} = -1110 - 345 = -1455 \text{ тм}$

$M_{2y} = -1110 + 69 = -1041 \text{ тм}$

$M_{3y} = -1110 + 276 = -834 \text{ тм}$

ИСПОЛНИТЕЛЬ: КОМПЛЕКТОВАНИЕ: ПРОЕКТОР: Г. МОСКВА

ТЖ	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ	ЦШ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	Выпуск	Лист
		6	22

ДЛЯ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ Z, ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Y ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$M_{iLz} = -\Delta M_{iLz} = -M_{yZ} \frac{\psi_i B_{Lz}}{D_{yZ}}$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_{4z} = -16500 \frac{(+3,0) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = -72 \text{ тм}$$

$$M_{5z} = -16500 \frac{(-3,0) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = +72 \text{ тм}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_{4z} = (-11900) \frac{(+3,0) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = +52 \text{ тм}$$

$$M_{5z} = -M_{4z} = -52 \text{ тм}$$

### ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ.

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ И ВЕРТИКАЛЬНЫМ ШВАМ ПРИ ИЗВЕСТНЫХ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛАХ В ДИАФРАГМАХ И ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТАХ ВЫПОЛНЯЕТСЯ ТАК ЖЕ, КАК В ПРИМЕРЕ 1, ДЛЯ ВСЕХ ДИАФРАГМ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СОЧЕТАНИЯХ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ И ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ.

### ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ.

НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА И БИМОМЕНТА РАВНЫ

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_y^H = \frac{2220}{1,2} = +1850 \text{ тм}; M_{yZ}^H = \frac{16500}{1,2} = +13750 \text{ тм}^2$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_y^H = -\frac{3320}{1,2} = -2770 \text{ тм}; M_{yZ}^H = \frac{-11900}{1,2} = -9900 \text{ тм}^2$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ПОСТУПАТЕЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$V_{oy} = M_y^H \frac{H}{4D_y} \quad \text{при } H = 37,8 \text{ м}; D_y = 35,4 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$V_{oy} = +1850 \frac{37,8}{4 \times 35,4 \times 10^6} = 0,492 \times 10^{-3}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$V_{oy} = -2770 \frac{37,8}{4 \times 35,4 \times 10^6} = -1,885 \times 10^{-3}$$

ОТНОСИТЕЛЬНАЯ ВЕЛИЧИНА УГЛА ЗАКРУЧИВАНИЯ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$V_{yZ} = M_{yZ}^H \frac{H}{4D_{yZ}} \quad \text{при } H = 37,8 \text{ м}, D_{yZ} = 81,5 \times 10^8 \text{ тм}^4$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$V_{yZ} = 13750 \frac{37,8}{4 \times 81,5 \times 10^8} = 0,0159 \times 10^{-3}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$V_{yZ} = -9900 \frac{37,8}{4 \times 81,5 \times 10^8} = -0,0116 \times 10^{-3}$$

НАИБОЛЬШИЕ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Y ИМЕЕТ ТОРЦЕВОЙ ФАСАД ПО ОСИ 1-1. ПОЛНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ЭТОГО ФАСАДА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Y ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ:

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ЦЧ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 23

6. УКАЗАНИЯ ПО ПРОВЕТРИВАНИЮ И РАСЧЕТУ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ

6.1. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО НАЗНАЧЕНИЮ РАЗМЕРОВ ДИСКА

Диск перекрытия может не расщепляться, если даны его консольных и бабочных участков не превышают предельно допустимых величин, которые определяются с помощью графика на рис 9 (лист 25)

На графике отложены предельно допустимые длины (в метрах),  $l_k$  - консольных участков и  $l_b$  бабочных участков в зависимости от величины ветровых нагрузок  $q_{31}$ , действующих на расчетный диск перекрытия здания, которые определяются по формуле 4 на листе 30

При одинаковых диафрагмах длина консольного участка диска принимается равной расстоянию от края здания до первой диафрагмы, длина бабочного участка - расстоянию между двумя соседними диафрагмами. Если жесткости диафрагм отличаются более, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания до первой более жесткой диафрагмы, а длина бабочного участка - расстоянию между ближайшими более жесткими диафрагмами (рис.10 лист 25). При этом предельные величины  $l_k$  и  $l_b$  будут определяться по графику на рис.9 (лист 25) с некоторым запасом, и в случае необходимости, могут быть уточнены расчетом диска по приведенной ниже методике.

6.2. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ДИСК ПЕРЕКРЫТИЯ

На диск перекрытия действуют горизонтальные ветровые нагрузки  $q$ , от, направленные вдоль разбивочных осей.

Величина  $q_{31}$  определяется по формуле 4 (лист 30) с учетом фактической длины грузового фронта.

6.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИСКЕ ПЕРЕКРЫТИЯ И ПРОДОЛЬНЫХ УСИЛИЙ В РАВНОУКАХ И РИГЕЛЯХ.

Вертикальные диафрагмы играют роль упруго-смещающихся опор для диска перекрытия. Реакции диафрагм  $R_{1y}$  и  $R_{2z}$

$V_y = V_{y1} + V_{y2} \cdot Z$  при  $Z = 432$  м.

а) при положительном направлении ветра:

$V_y = 0,492 \times 10^{-3} + 0,0159 \times 10^{-3} \times 32 = 1,002 \times 10^{-3}$

деформация равна допустимой, т.к.

$V_y = 1,002 \times 10^{-3} = \frac{1}{1000} = [V] = \frac{1}{1000}$  ;

б) при отрицательном направлении ветра.

$V_y = -0,305 \times 10^{-3} - 0,0116 \times 10^{-3} \times 32 = -1,26 \times 10^{-3}$

деформация больше допустимой, т.к.

$V_y = 1,26 \cdot 10^{-3} = \frac{1}{795} > [V] = \frac{1}{1000}$

Результаты расчета здания по деформациям показывают, что при принятой расстановке диафрагм в плане, не обеспечивается необходимая жесткость здания. Следует увеличить жесткость несущей системы, и в первую очередь - крутильную жесткость, равставно диафрагмы как можно дальше от центра жесткостей.

При этом расположение диафрагм необходимо выбрать так, чтобы величина  $Z_0$  была, по возможности, наименьшей.

6. РАСЧЕТ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Z

Расчет здания при действии ветра в направлении оси Z выполняется в таком же объеме и в такой же последовательности, как и при действии ветра в направлении оси Y.

ЦИПЛИ  
ИЛЕРСКОЕ  
ОБЛАСТЬ  
С. МАРИН. СТР.  
САНКТ-ПЕТЕРБУРГ  
ГАМАЛКА

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ ИИ - 06
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВМЭСЗК 6 ЛИС 24

Рис. 9

ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ ДАНН КОНСОЛЬНЫХ И БАЛОЧНЫХ УЧАСТКОВ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ

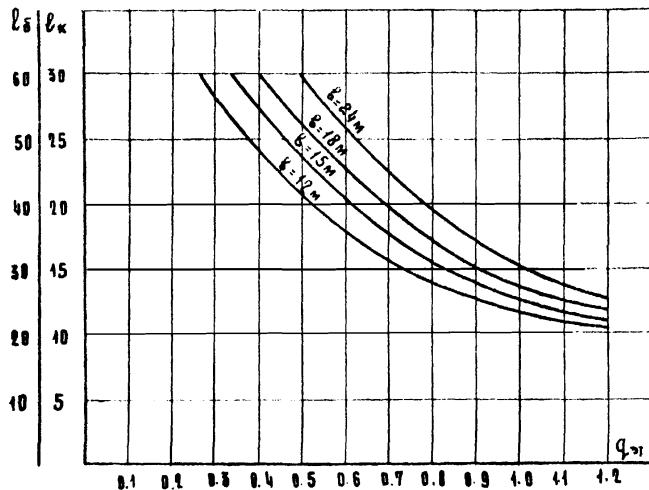


Рис. 10

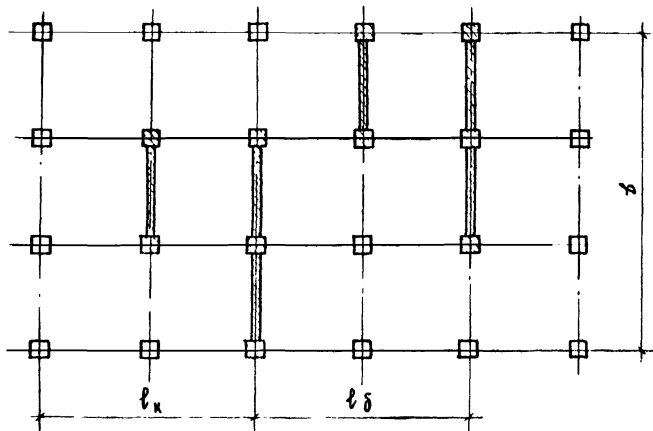
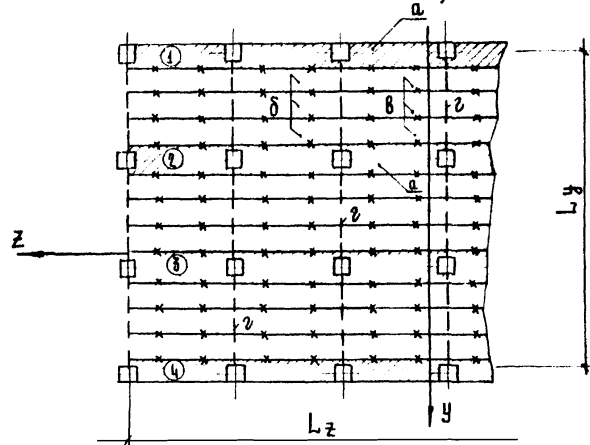


Рис. 11

а - плиты - распорки; в - шпонки; δ - рядовые плиты перекрытия; з - ригели.



вычисляются по формулам:

$$R_{iy} = -W_y \frac{v_{iy}}{D_y} - [W_y z_0 - W_x y_0] \frac{z_i v_{iy}}{D_{yx}}; \quad (6.1)$$

$$R_{iz} = -W_x \frac{v_{iz}}{D_z} + [W_y z_0 - W_x y_0] \frac{y_i v_{iz}}{D_{yz}}$$

Здесь:  $W_y, W_x$  - ветровая нагрузка на один этаж (равнодействующая);

$y_0, z_0$  - расстояние от точки приложения равнодействующей ветровой нагрузки до начала координат (центра жесткостей диафрагм).

Кроме того, в уровне диска перекрытия возникают реакции от эксцентричного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам:

$$\bar{R}_{iy} = \frac{1}{n} [P_i e_{iy} - \left\{ \frac{v_{iy}}{D_y} \sum P_i e_{iy} + \frac{z_i v_{iy}}{D_{yz}} \sum P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i) \right\}];$$

$$\bar{R}_{iz} = \frac{1}{n} [P_i e_{iz} - \left\{ \frac{v_{iz}}{D_z} \sum P_i e_{iz} + \frac{y_i v_{iz}}{D_{yz}} \sum P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i) \right\}] \quad (6.2)$$

от совместного действия на диск перекрытия горизонт-

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6 Лист 25

таких нагрузок в реакции опор строятся эпюры изгибающих моментов в доске, по которым затем определяются растягивающие усилия в распорках и сдвигающие усилия в швах.

Наибольшие усилия от ветровых нагрузок имеют место во втором сверху доске. В доске покрытия возникают дополнительные усилия от внецентренного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам. Таким образом, расчетными являются верхний диск [диск покрытия] над вторым сверху доск.

6.4. Расчет элементов диска перекрытия

Доски перекрытий должны принимать усилия, возникающие от действия ветровой и вертикальной нагрузок и передавать их на диафрагмы.

В конструктивном отношении диск перекрытия представляет собой многоплечую балку (рис. 11а, б), который полами является насти-распорки [а], соединенные саркази закладных деталей. Распорки работают на продольные усилия, возникающие от действия изгибающего момента в плоскости перекрытия. Передача поперечных сил обеспечивается соединением на шпунтах (б) насти перекрытий (в).

При расчете дисков перекрытий необходимо проверять прочность распорок, шпунков, соединяющих насти перекрытия, соединяющие ригелей с колоннами и крепление диафрагм к дискам.

Шпунты ригелей с колоннами проверяются на действие растягивающих усилий в доске от горизонтальных сил, приходящихся на один ригель.

Крепление диска к диафрагме рассчитывается на усилие, равное реакции данной диафрагмы.

Прочность распорок проверяется по растягивающим усилиям из условия:

$$S_p \leq [S_p] \quad (6.3)$$

где

[S<sub>p</sub>] = 10т — прочность распорок на растяжение;

S<sub>p</sub> — растягивающие усилия в крайних распорках.

Растягивающее усилие в крайней распорке равно:

$$S_p = M_y^{max} \frac{K_2}{Z_y} \quad (6.4)$$

где M<sub>y</sub><sup>max</sup> — изгибающий момент в расчетном сечении доски от горизонтальных и вертикальных нагрузок, вычисляемых изгиба диска в направлении оси Y;

Z<sub>y</sub> — ширина доски;

K<sub>2</sub> — коэффициент, зависящий от относительных размеров диска.

Коэффициент K<sub>2</sub> вычисляется по формуле:

$$K_2 = \frac{z+2}{2z-1} \quad (6.5)$$

где z =  $\frac{2l_k}{Z_y}$  — для консольного участка доски,

z =  $\frac{l_c}{Z_y}$  — для балочного участка доски

Если z > 3, следует принять K<sub>2</sub> = 1

Прочность шпунков, соединяющих насти перекрытий, проверяется на действие сдвигающих усилий Q<sub>шп</sub>, направленных вдоль шва, из условия:

$$Q_{шп} \leq [Q_{шп}] \quad (6.6)$$

здесь [Q<sub>шп</sub>] = 3.6т — несущая способность шпунтового шва в пределах длины панелей перекрытия.

Сдвигающая сила в шпунтовом шве

$$Q_{шп} = \frac{\Delta M_y^{max}}{Z_y} \cdot K_2 \quad (6.7)$$

где ΔM<sub>y</sub><sup>max</sup> — приращение изгибающего момента в доске в пределах одного шва колонн.

В случае ориентации распорок вдоль оси y в формулах (6.4) и (6.7) следует подставлять M<sub>z</sub><sup>max</sup> вместо M<sub>y</sub><sup>max</sup> и Z<sub>z</sub> вместо Z<sub>y</sub>.

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ МОСКОВСКОГО УНИВЕРСИТЕТА

ТК	Указания по применению изделий	ВЕРЯ
1973	Пояснительная записка	ИИ - 64 - 0
		Лист 6
		Лист 26

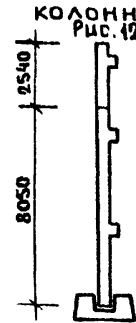


## 7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ БЕЗ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ.

- 7.1. Указания настоящего раздела распространяются на типы зданий с прямоугольным планом, в которых по архитектурным соображениям нежелательна установка диафрагм жесткости в плоскости рам. Типы этих зданий и подбор марок колонн приведены в табл. 6 (лист 28).
- 7.2. Таблица 6 составлена с учетом ограничения перегиба ярусов до  $1/1000$  при действии горизонтальной нагрузки и для оснований с коэффициентом жесткости  $m_1 \geq 5500 \text{ тм}$ . Значение  $m_1$  определяется по формуле 5.10 (лист 11).
- 7.3. Максимальная расчетная унифицированная нагрузка на ригель перекрытия - 7,2 т/м.
- 7.4. Фундаменты колонн должны рассчитываться по "Инструкции по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий" РМ-53-01/69 (Госстрой СССР, Ленинград, 1970г.) При этом максимальные расчетные значения изгибающих моментов на уровне верха фундаментов колонн принимаются для одноэтажных зданий без подвала - 5,5 тм, для остальных зданий - 8,3 тм.
- 7.5. В рабочих чертежах объектов обратить внимание на обеспечение при производстве работ качественной зачеканки раствора в каменных зазорах вокруг ствола колонн в стаканах фундаментов.
- 7.6. В значения  $n$  (количество пролетов) не учитываются пролеты длиной 3м. Например, для зданий с поперечной рамой  $6+3+6$ ,  $n=2$ .
- 7.7. Для типов зданий по п. 2 табл. 6 высота верхнего этажа допускается не более 3,6 м и не более высоты нижнего этажа.
- 7.8. а) В двухэтажных зданиях с подвалом и трехэтажных зданиях без подвала (п. 3 табл. 6) диафрагмы жесткости в плоскости рам разрешается не устанавливать только в двух верхних этажах. В нижнем этаже

необходимо устанавливать не менее двух диафрагм жесткости. Подбор сечений и компоновка этих диафрагм должны производиться с учетом изгибающего момента от ветровой нагрузки, действующей на всю высоту здания, по рекомендациям приведенным на листах 31-32.

б) По высоте зданий допускается только один стык колонн в верхнем этаже.



Поэтому здания по п. 3 табл. 6 разрешается проектировать при следующей разрезке колонн: нижняя колонна высотой на два этажа, верхняя колонна высотой на один этаж (рис. 12).

При этом в конкретном проекте следует предусмотреть нижние двухэтажные колонны марок КНР-466-34 и КНК-466-34 с армированием аналогичным типовым колоннам КНР-433-34 и КНК-433-34.

- 7.9. В направлении перпендикулярном плоскости рам для всех типов зданий требуется установка диафрагм жесткости на всю высоту зданий. Подбор сечений диафрагм жесткости и их компоновка должны производиться согласно рекомендациям, приведенным на листах 31-32.
- ПРИМЕЧАНИЕ: В одноэтажных зданиях без подвала с сечением колонн  $40 \times 40 \text{ см}$  и высоте этажа 3,3 м или 3,6 м допускается не устанавливать диафрагмы жесткости из плоскости рам, если длина здания в направлении перпендикулярном к плоскости рам не менее 36 м.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ВЫПУСК ЛИСТ 6 27

ТАБЛИЦА 6.

ИИ п/п	Типы зданий	Сечение колонн см	Высота этажа м	Минимально допустимое число пролетов рамы л	Ветровые районы по СНиП-А. И. 62	Марки колонн	
						Рядовые	Крайние
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Одноэтажные без подвала	30×30	3.3	$л \geq 2$	I - IV	КР - 333 - 14	КК - 333 - 14
			3.6	$л \geq 2$	I - IV	КР - 336 - 14	КК - 336 - 14
		40×40	3.3	$л \geq 2$	I - IV	КР - 433 - 24	КК - 433 - 24
			3.6	$л \geq 2$	I - IV	КР - 436 - 24	КК - 436 - 24
			4.2	$л \geq 2$	I - IV	КР - 442 - 24	КК - 442 - 24
2	Одноэтажные с подвалом и двухэтажные без подвала	40×40	3.3	$л \geq 2$	I	КВР - 433 - 24	КВК - 433 - 24
				$л \geq 3$	II - III	КНР - 433 - 24	КНК - 433 - 24
				$л \geq 4$	IV		
			3.6	$л \geq 2$	I	КВР - 436 - 24	КВК - 436 - 24
				$л \geq 3$	II	КНР - 436 - 24	КНК - 436 - 24
				$л \geq 4$	III		
		4.2	$л \geq 6$	IV			
			$л \geq 4$	I	КВР - 436 - 24	КВК - 436 - 24	
			$л \geq 6$	II	КНР - 442 - 29	КНК - 442 - 29	
		4.2	$л \geq 7$	III - IV			
3	Двухэтажные с подвалом и трехэтажные без подвала	40×40	3.3	$л \geq 7$	I - II	КВР - 433 - 24	КВК - 433 - 24
						КНР - 466 - 34	КНК - 433 - 34

ПРИМЕЧАНИЯ.

1. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ТАБЛ. 6 ПРИВЕДЕНЫ НА ЛИСТЕ 27.
2. МАРКИ КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ 30×30 СМ И 40×40 СМ ПРИНЯТЫ ПО АЛЬБОМАМ СЕРИИ ИИ-04-2 ВЫП. 3, 4, 5, 7, 8, 9.
3. УГЛОВЫЕ КОЛОННЫ НИЖНИХ ЭТАЖЕЙ В ЗДАНИЯХ ПО Я. 2 ПРИНИМАТЬ СЛЕДУЮЩИХ МАРОК: КНК - 433 - 34, КНК - 436 - 34, КНК - 442 - 34.

Г. МОСКВА, УЛ. ИЖМЕНЕВ, 12. ИИ-04-0

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ТАБЛИЦА ДЛЯ ПОДБОРА КОЛОНН В МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЯХ ПРИ ОТСУТСТВИИ ДИАФРАГМ В ПЛОСКОСТИ РАМ.	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 28

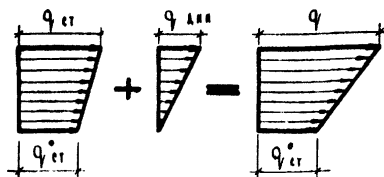
Ветровая нагрузка на здания определяется по СНиП II-A (I-62) с учетом изменений, утвержденных приказом № Государств. от 13.01.65г) и представляет собой сумму статической и динамической составляющих.

Учитывая повышенную гибкость каркасных зданий при определении ветровых нагрузок рекомендуется:

- а) при высоте здания до 40м учитывать только статическую составляющую.
- б) при высоте здания более 40м учитывать суммарную ветровую нагрузку.

В таблице 8 на листе 70 приведены значения ветровых нагрузок и усилий для зданий длиной 60 м.

Приближенно динамическую составляющую ветровой нагрузки принимают в виде треугольной эпюры с нулевой ординатой внизу и ординатой  $q_{дин}$  сверху здания бытоиспользуемой при следующих допущениях: статическая составляющая условно заменяется грациодинамической, масса здания равномерно распределена по высоте, первая форма собственных колебаний представляет собой прямую линию. При определении динамической составляющей, учитывая невысокую точность определения периода собственных колебаний здания, на первом этапе принимается



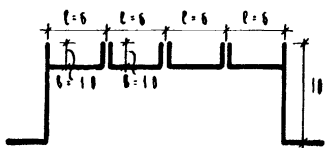
максимальные значения коэффициента динамичности  $\beta_{max} \approx 2.4$ .

Расчетные величины габаритов (длина, ширина и высота над уровнем земли) здания должны учитывать увеличение „парусности“ его за счет различных выступлений (западающих) частей фасада и кровли.

К номинальным значениям проекций фасада добавляется приведенная проекция выступов (западов) в зависимости от их числа  $m$  и расстояния между ними  $e$ . Если  $e/b$  больше 10, то добавка равна  $m \times e$ , если  $e/b$  меньше 10, то добавка равна  $0.1 m e$ .

**Пример 1.** Определить расчетную ширину здания при ее номинальном значении 18 м, если здание по длине имеет 10 западов (м) при их габарите  $b = 3$  м и длине каждого  $e = 6$  м. Поскольку  $e/b = 6/3 = 2 < 10$ , то ширина фасада составит  $L_f = 18 + 0.1 \cdot 10 \cdot 6 = 24$  м.

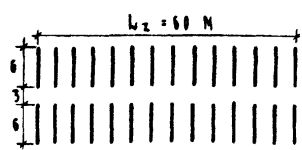
**Пример 2.** Определить расчетную высоту здания при ее номинальном значении 10 м и ширине  $4e = 24$  м,



если по фасаду имеется парапет, а по средним продольным рядам на кровле имеются сплошные выступы вентиляционных каналов  $b = 1$  м.

Поскольку  $e/b = 6/3 = 2 < 10$ , высота фасада с учетом „парусности“ составит  $H_0 = 10 + 0.1 \cdot 4 \cdot 6 = 12.4$  м.

**Пример 3.** Определить расчетную ширину здания (с поперечным шагом  $b = 3 + 6$ ) в период монтажа при отсутствии продольных панелей и перегородок, если в пролетах 6 м с шагом  $e = 3$  м установлены поперечные перегородки.



Число ступеней составит  $m = \frac{60}{3} = 20$ , тогда  $L_f = 6 + 0.1 \cdot 20 \cdot 3 = 36$  м.

В связи с увеличением грузовой фронты ветровой нагрузки в период монтажа должны быть установлены временные связи.

ТК	Указания по применению указаний	серия ИВ-04-0
1973	Ветровые нагрузки. Основные положения.	выпуск 6 лист 29

ТАБЛИЦА 8

H	q <sub>ср</sub>	M <sub>ср</sub>	Q <sub>ср</sub>	q <sub>днн</sub>	M <sub>днн</sub>	Q <sub>днн</sub>	q <sub>стн</sub>	M <sub>стн</sub>	Q <sub>стн</sub>
м	т/м	тм	т	т/м	тм	т	т/м	тм	т
56	5,45	7115,8	225,6	3,27	3415,3	182,9	8,71	10531,0	408,6
54	5,37	6547,0	215,3	3,23	3142,5	174,6	8,61	9889,5	389,9
52	5,30	6002,7	205,0	3,20	2881,1	166,2	8,49	8883,8	371,2
50	5,22	5482,6	194,8	3,16	2631,3	157,9	8,37	8113,9	352,7
48	5,13	4986,5	184,7	3,11	2393,4	149,8	8,25	7379,8	334,3
46	5,04	4514,0	174,6	3,07	2166,8	141,3	8,11	6680,5	315,9
44	4,94	4064,9	164,7	3,02	1950,9	133,0	7,96	6015,8	297,7
42	4,83	3639,0	154,8	2,97	1746,6	124,7	7,88	5385,5	279,5
40	4,71	3236,2	145,0	2,91	1553,3	116,5	7,62	4789,4	261,4
38	4,58	2859,0	135,2						
36	4,44	2510,1	125,8						
34	4,32	2188,6	116,6						
32	4,19	1893,5	107,7						
30	4,05	1623,9	99,0						
28	3,92	1378,8	90,5						
26	3,77	1157,2	82,3						
24	3,63	958,2	74,4						
22	3,48	780,7	66,7						
20	3,31	623,7	59,2						
18	3,15	487,6	52,0						
16	3,00	372,4	45,3						
14	2,87	276,3	38,8						
12	2,76	198,4	32,8						
10	2,72	136,1	27,2						
8	2,72	87,1	21,8						
6	2,72	49,0	16,3						
4	2,72	21,8	10,9						
2	2,72	5,4	5,4						

ПРИМЕЧАНИЕ:  
ОСЛОЖНЕННЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК И ПОРЯДОК УЧЕТА "НАУСНОСТИ" ЗАДАНИЯ ПРИНИМАЮТСЯ ПО ИНСТРУКЦИИ № 29.

В таблице 8 приведены значения эквивалентной ветровой нагрузки на высоте H, изгибающие моменты M и поперечные силы Q на уровне земли при высоте здания H для статической и динамической составляющих а также для суммарной ветровой нагрузки для зданий высотой 60 м для I ветрового района.

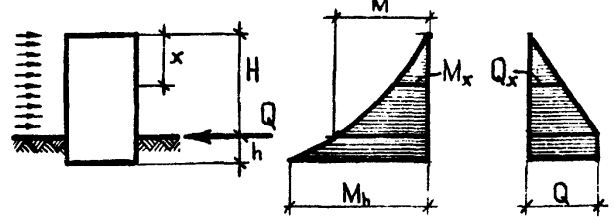
При определении ветровых нагрузок и учета учтены коэффициенты: аэродинамический с=1,4, перегрузки n=1,2 коэффициенты, учитывающий возмущение скорости потока воздуха для высот более 10 м, турбулентность m=0,2, динамичность  $\xi^{max}=2,4$  для определенной динамической составляющей /.

При значениях коэффициента динамичности меньших  $\xi^{max}=2,4$ , общую ветровую нагрузку определяют суммированием статической / табличной / и ожекорректированной динамической составляющей, которую получают делением на 2,4 и последующим умножением результата на фактическое расчетное значение  $\xi$ . При промежуточных значениях H ветровые условия определяются по интерполяции для I, II, III ветровых районов ветровые условия находят путем умножения табличных значений на поправочные коэффициенты:

Ветровые районы СССР	I	II	III	IV
Поправочные коэффициенты	1.0	1.3	1.67	2.04

При длине здания не равной 60 м, табличные значения ветровых нагрузок и условий следует изменять пропорционально фактической длине грузового фронта.

Ветровые условия в любом уровне выше уровня земли на расстоянии x от вершины здания определяются по формулам:  $M_x = \alpha^2 M$ ;  $Q_x = \alpha Q$ , где  $\alpha = \frac{x}{H}$ ; M и Q - табличные значения для зданий высотой H.



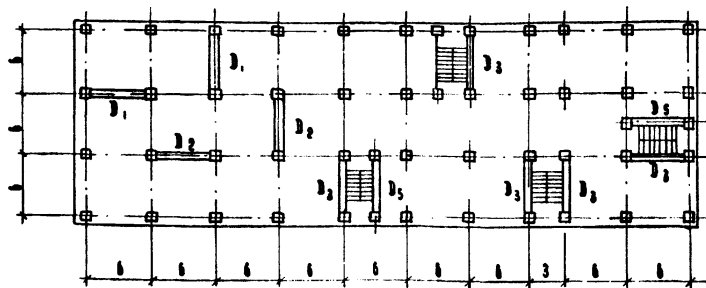
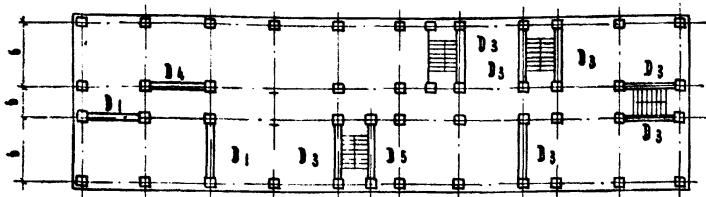
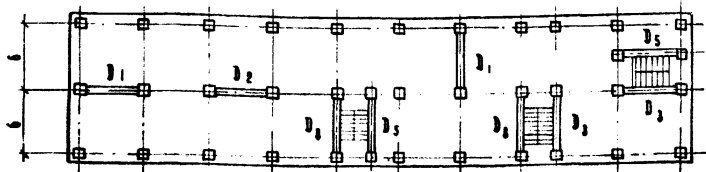
Ветровой момент на расстоянии h ниже уровня земли определяется по формуле:  $M_b = M + Qh$

Поперечные нагрузки на уровне земли определяются по формуле  $Q_{зем} = \frac{Q}{60} h_{зем}$ , где  $h_{зем}$  - высота этажа.

ТК	Указания по применению изданий	Серия ИИ - 04 - 0
1973	Таблица ветровых условий для зданий высотой 60 м.	Выпуск 6 / Лист 30

ИРИНИЦ  
 ВЫПУСК КОМПЛЕКСА Г. МОСКВА  
 Д.А. КОЛЕСНИКОВ  
 Г.И. НИКОЛАЕВ  
 Р.К. ГАЛКИН  
 ОСНОВА  
 С.Ю.  
 УЧЕТ

СХЕМЫ ВОЗМОЖНОГО РАСПОЛОЖЕНИЯ  
ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА ДИАФРАГМ см. ЛИСТ 32
2. ДЕФОРМАЦИИ ЗДАНИЯ ПРИ ПРИНЯТЫХ НЕСИЩИХ СПОСОБНОСТЯХ ДИАФРАГМ ВО ТАБ. № 5 НАХОДЯТСЯ В ДОПУСТИМЫХ ПРЕДЕЛАХ И СПЕЦИАЛЬНОЙ ПРОВЕРКИ НЕ ТРЕБУЮТ.

ПОДБОР ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЗДАНИЯХ ДО 4<sup>я</sup> ЭТАЖЕЙ С ПОДВАЛОМ ВЫПОЛНЯЕТСЯ В СЛЕДУЮЩЕМ ПОРЯДКЕ:

1. ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ НА ЗДАНИЕ ( ПО ТАБ. 8 ЛИСТ 30)
2. ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ТИП ДИАФРАГМЫ ПО РИС № 13
3. ПО ТАБЛИЦЕ 9 (ЛИСТ 32) НАХОДИТСЯ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ, ВОСПРИНИМАЕМЫЙ ОДНОЙ ДИАФРАГМОЙ
4. ДЛЯ УСЛОВИЙ ОТРАЖЕННЫХ ОТ ТАБЛИЧНЫХ, ВЕЛИЧИНА МОМЕНТА УМНОЖАЕТСЯ НА ПОПРАВочНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ ПО КАЖДОМУ ФАКТОРУ ( ПО П.П. 4 - 6 НА ЛИСТЕ 32 ).

5. ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ ДЕЛИТСЯ НА МОМЕНТ ОДНОЙ ДИАФРАГМЫ И ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ.

6. СВОБОДНАЯ ДЛИНА КОНСОЛЬНОГО УЧАСТКА ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ МОЖЕТ БЫТЬ 21 М. В ЗДАНИЯХ ВЫСОТой ДО 3<sup>я</sup> ЭТАЖЕЙ И 18 М. В 4<sup>я</sup> ЭТАЖИНЫХ ЗДАНИЯХ. РАСТояНИЕ МЕЖДУ ДИАФРАГМАМИ СООТВЕТСТВЕННО 42 И 36 М.

ПРИМЕР. ПОДБОР ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ДЛЯ ЧЕТЫРЕХ-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С ПОДВАЛОМ ВО II ВЕТРОВОМ РАЙОНЕ. РАЗМЕРЫ ЗДАНИЯ В ПЛАНЕ 60x12 М; ВЫСОТА ЗДАНИЯ Н<sub>0</sub> = 14 М; ВЫСОТА ПОДВАЛА 3.3 М. ДИАФРАГМЫ ТИПА Д<sub>1</sub> РАСПОЛОЖЕНЫ СИММЕТРИЧНО ОТНОСИТЕЛЬНО РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ И ЦЕНТРА МАССЫ ЗДАНИЯ. ГРУНТЫ ПЕСЧАНЫЕ (K<sub>0</sub> = 5000 Т/М<sup>2</sup>)

а) ПОПЕРЕК ЗДАНИЯ: ПРИ L = 60 М ПО ТАБЛИЦЕ 8 (ЛИСТ 30)

$$M_{\text{ВЕТР.}} = 276,35 \cdot 1,9 + 30,8 \cdot 3,3 = 488,0 \text{ ТМ.}$$

ПЕРУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОДНОЙ ДИАФРАГМЫ ТИПА Д<sub>1</sub> ПО ТАБ 9 ПРИ 5 ПЕРЕКРЫТИЯХ СОСТАВЛЯЕТ 355 ТМ.

$$n = \frac{M_{\text{ВЕТР.}}}{[M]} = \frac{488,0}{355} = 1,28 \text{ ШТ; ПРИНИМАЕМ 2 ДИАФРАГМЫ.}$$

б) В ДВАДЬ ЗДАНИЯ: ПРИ L = 22 М.  $M_{\text{ВЕТР.}} = \frac{12}{60} \cdot 488 = 96 \text{ ТМ.}$

ПЕРУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ДИАФРАГМЫ Д<sub>1</sub> ПРИ ГЛУБИНЕ ЗДАНИЯ 60 М. (СМ ТАБ 10) [M] = 355 \cdot 0,7 = 250 ТМ > 96 ТМ; ПРИНИМАЕМ 1 ДИАФРАГМУ.

Т К	УКАЗАНИЯ ВО ПРИМЕНЕНИИ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-В
1973	ПОДБОР ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЗДАНИЯХ ДО 4 <sup>я</sup> ЭТАЖЕЙ С ПОДВАЛОМ	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 31

ТАБЛИЦА 9

ТАБЛИЦА 12

ИЗМЕНЯЮЩИЙ МОМЕНТ, ВОСПРИНИМАЕМЫЙ ОДНОЙ ДИАФРАГМОЙ, В ТМ.	ЧИСЛО ПЕРЕКРЫТИЙ ЗДАНИЯ	ТИПЫ ДИАФРАГМ ПО РИС 13 НА ЛИСТЕ 31				
		D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>
5		355	470	270	380	135
4		290	390	220	320	110
3		220	310	165	240	80
2		150	210	115	165	60

ЭКЦЕНТРИСМЕТ М.	ПОНИЖАЮЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ ПРИ РАССТОЯНИИ МЕЖДУ КРАЙНИМИ ДИАФРАГМАМИ				
	18 м.	24 м.	30 м.	36 м.	42 м.
3,0	0,81	0,84	0,86	0,88	0,89
4,5	0,73	0,76	0,78	0,81	0,82
6,0	0,65	0,70	0,73	0,74	0,76
7,5	0,58	0,63	0,66	0,69	0,70

ТАБЛИЦА 10

ГЛУБИНА ЗДАНИЯ М	18	24	30	36	42	48	54	60
ПОНИЖАЮЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ	1	0,96	0,87	0,80	0,75	0,73	0,71	0,70

ТАБЛИЦА 11

МАТЕРИАЛ ОСНОВАНИЯ	КОЭФФИЦИЕНТ ПОСТЕАН K <sub>0</sub> Т/М	ПОПРАВочН. КОЭФ. К
Песок сляжавшийся, балластный, гравий насыпной, глина влажная	от 500 до 5000	0,5 - 1,0
Песок, гравий, частично сляжавшийся (в естественных условиях), щебень, хрящ, глина малой влажности	от 5000 до 10 000	1,0 - 1,06
Песчано-глинистый грунт, искусственно уплотненный, глина твердая	от 10 000 до 20 000	1,1
Мягкая скала, известняк, песчаник	от 20 000 до 100 000	

ТАБЛИЦА 9 составлена для диафрагм жесткости шириной 6 м.

Глубина здания до 18 м.  
 Коэффициент постеан K<sub>0</sub> = 5000 т/м<sup>3</sup>.  
 Расчетная нагрузка до 800 кг.м<sup>2</sup>.

1. При глубине здания больше расчетного направления сверху 18 м на величину изменяющего момента принятого по таблице 9 следует вводить понижающий коэффициент по табл. 10

2 Коэффициент постеан K<sub>0</sub> принимается по данным геологических изысканий или по таблице 11.

В таблице 11 приведены поправочные коэффициенты к изменяющему моменту для грунтов с коэффициентом постеан от 5000 т/м<sup>3</sup>.

3. При неравноденности центра жесткости и центра приложения равнодействующей горизонтальной нагрузки принимается понижающий коэффициент по таблице 12.

4. При расчетных нагрузках 1250 кг/м<sup>2</sup> вводится коэффициент 0,9.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-06-0
1973	ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЗДАНИЯХ ДО 4 <sup>х</sup> ЭТАЖЕЙ С ПОДБОРОМ	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 32

Центральный институт проектирования и конструирования зданий и сооружений

Семенова

График несущей способности  
колонн сечением 30 x 30 см

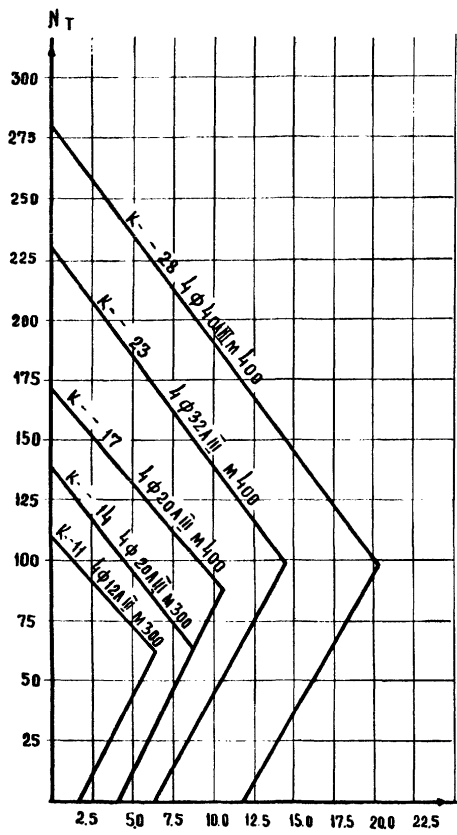
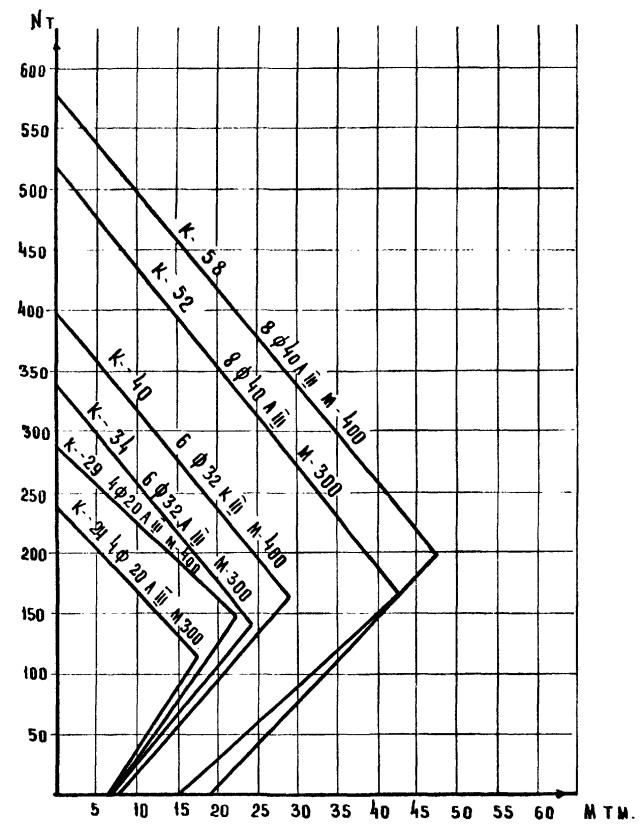
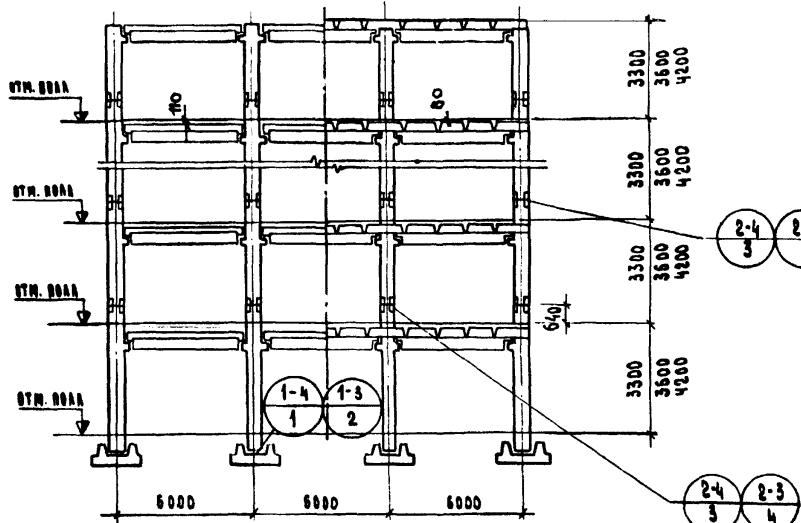


График несущей способности  
колонн сечением 40 x 40 см

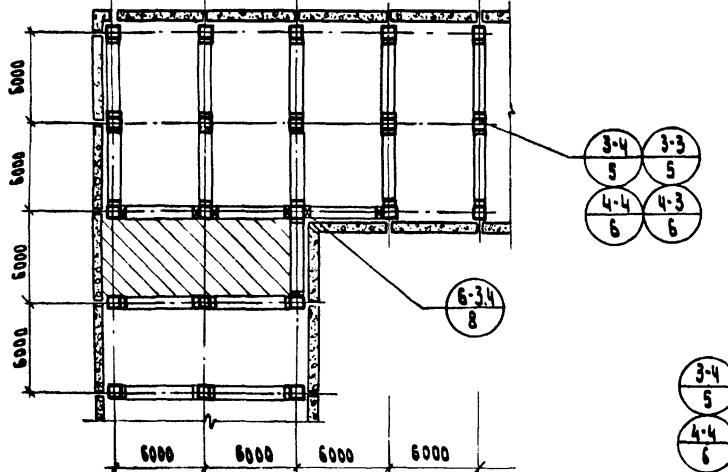


ИЗДАНИЕ 2

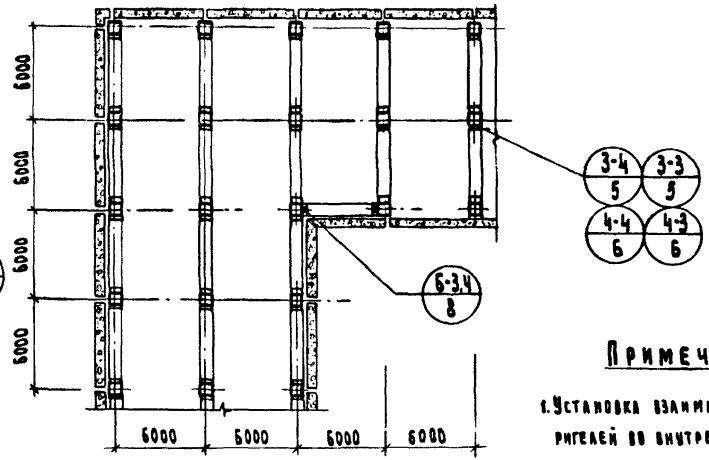
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Графики несущей способности колонн	ВЫПУСК 6
		ЛИСТ 33



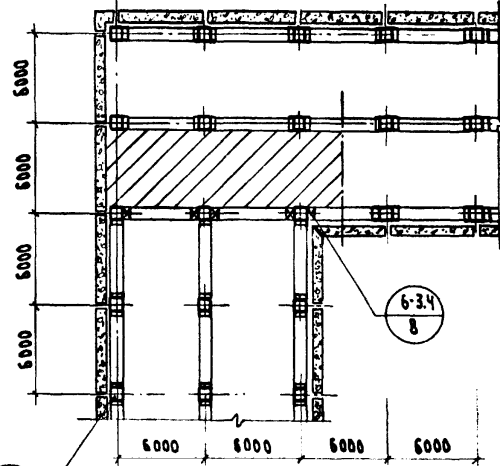
Здания с поперечным каркасом



Здания с поперечно-продольным каркасом



Здания с продольным каркасом



**ПРИМЕЧАНИЯ**

1. Установка взаимно-перпендикулярных ригелей во внутренних углах здания необходима для навески на них стеновых панелей.
2. Максимальная расчетная нагрузка на  $1\text{ м}^2$  в заштрихованной зоне ограничивается несущей способностью металлической крыши и соответствующей закладной детали (ЗД) и составляет  $800\text{ кг/м}^2$ . При большей нагрузке на  $1\text{ м}^2$  необходимо соответственно увеличить на несущую способность.
3. Узлы замаркированы на данном листе см. листы НИ-04-10 выпуск 5 (принцип маркировки см. лист 5).

**УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ**

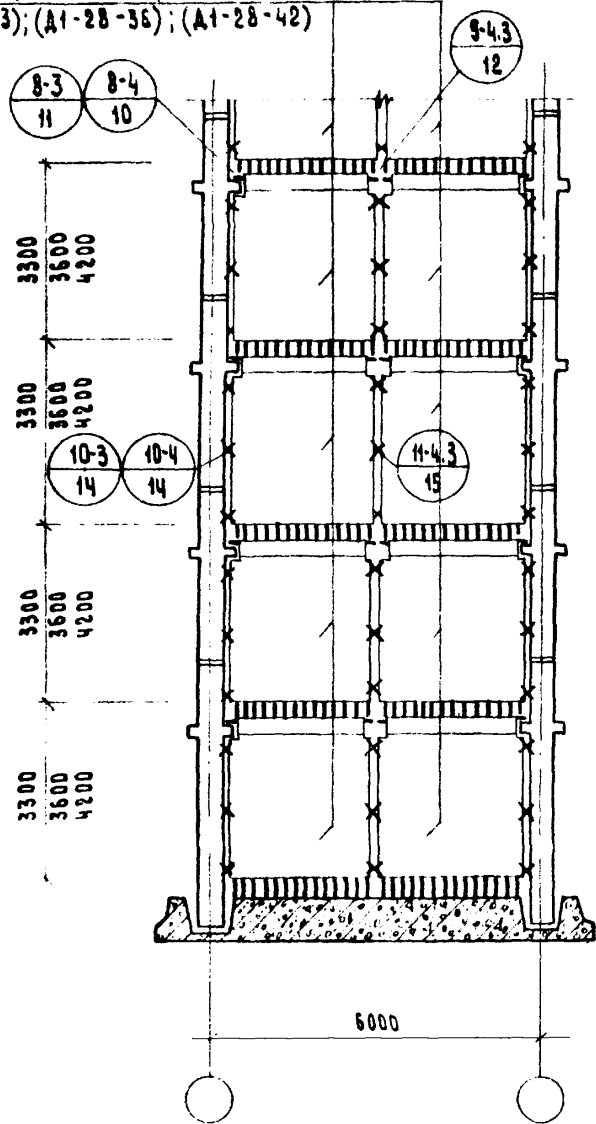
- Ж.Б. консоль колонны
- Металлическая приварная консоль колонны

ЦНИИ ГИПРОТЕХНИКА  
 КОМПЛЕКС ПРОЕКТИРОВАНИЯ  
 Г. МОСКВА ПСК. ГР. НИЖ. НИЖ. НИЖ.  
 Острова  
 С. Сина

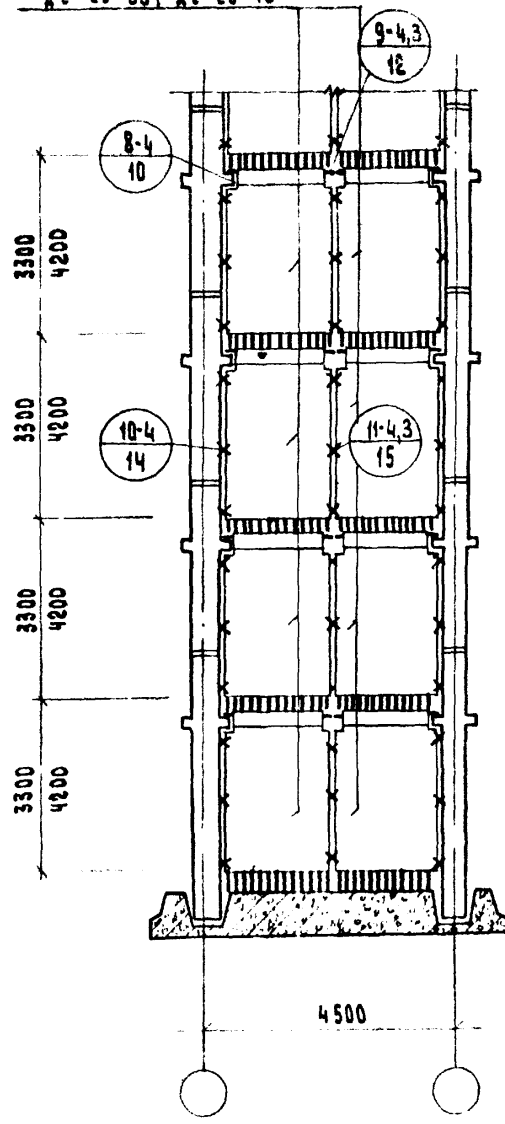
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ НИ-04-0
1973	ПРИМЕРЫ КОМПОНОВОЧНЫХ СХЕМ КАРКАСА	ВЫПУСК ЛИСТ 6 34



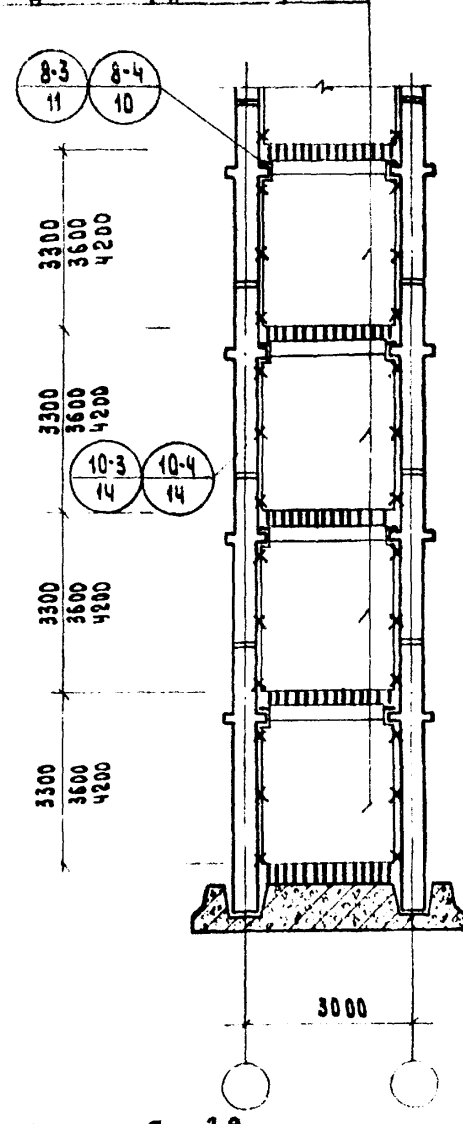
А2-28-33; А2-28-36; А2-28-42  
(А1-28-33); (А1-28-36); (А1-28-42)



А2-20-33; А2-20-42



А2-26-33; А2-26-36; А2-26-42



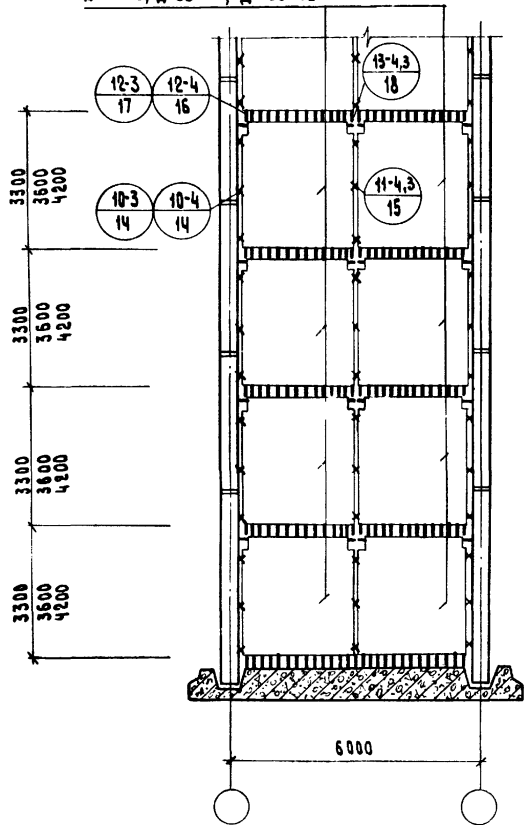
3. Принцип маркировки узлов см. лист 5 л. 3.9  
4. Количество креплений диафрагмы жесткости между собой и к колоннам, условно обозначенных знаком "X", показано на схемах для высоты этажа 3.3 м. При Нэт. равной 3.6 м и 4.2 м диафрагмы жесткости крепятся в четырех точках по высоте.

**ПРИМЕЧАНИЯ:**

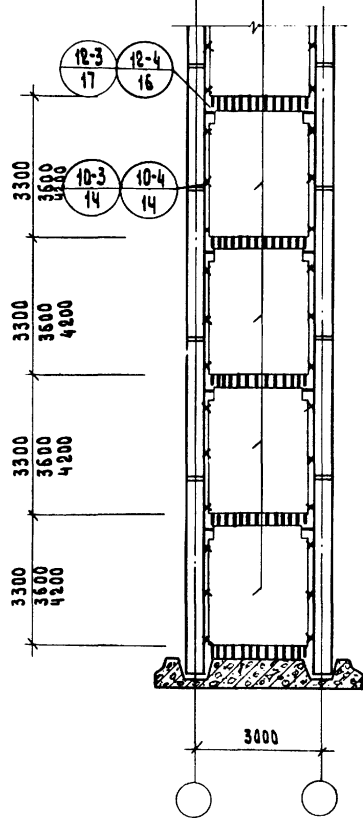
1. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10. выпуск 5.
2. Монтажная схема диафрагмы для пролета 4,5 м. относится только к каркасу с колоннами сеч. 40x40 см.

ТК 1973	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В РАВНОСТОЯЩИХ РАМ.	ВЫПУСК 6	ЛИСТ 35

А-28-33; А-28-36; А-28-42



А-26-33; А-26-36; А-26-42



ПРИМЕЧАНИЯ СМ. НА ЛИСТЕ 35

ЦИМІЛІ  
КОМАНДА  
Р.К. ГРУППА  
Р.К. ГРУППА  
ОСТРОВА  
ОСНА

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1973	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛАННЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫХ ПЛОСКОСТИ РАМ.	ИИ-04-0
		ВЫПУСК АИСТ
		6 36

# ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

# ДИАФРАГМЫ ДЕРЖАЮЩИЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

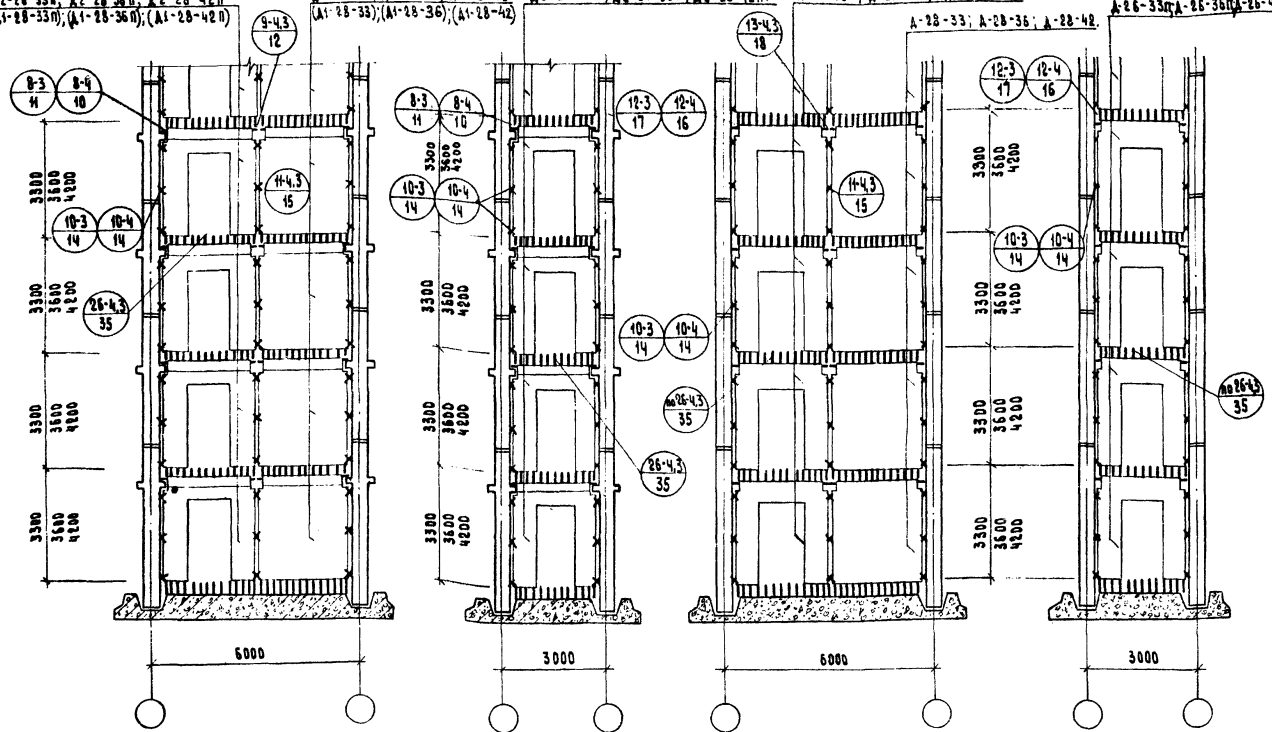
А2-10-33П; А2-20-36П; А2-28-42П  
(А1-20-33П); (А1-28-36П); (А1-28-42П)

А2-28-33; А2-28-36; А2-28-42  
(А1-28-33); (А1-28-36); (А1-28-42)

А2-26-33П; А2-26-36П; А2-26-42П

А-26-33П; А-28-36П; А-28-42П

А-26-33П; А-26-36П; А-28-42П



ПРИМЕЧАНИЯ СМ. НА ЛИСТЕ 35

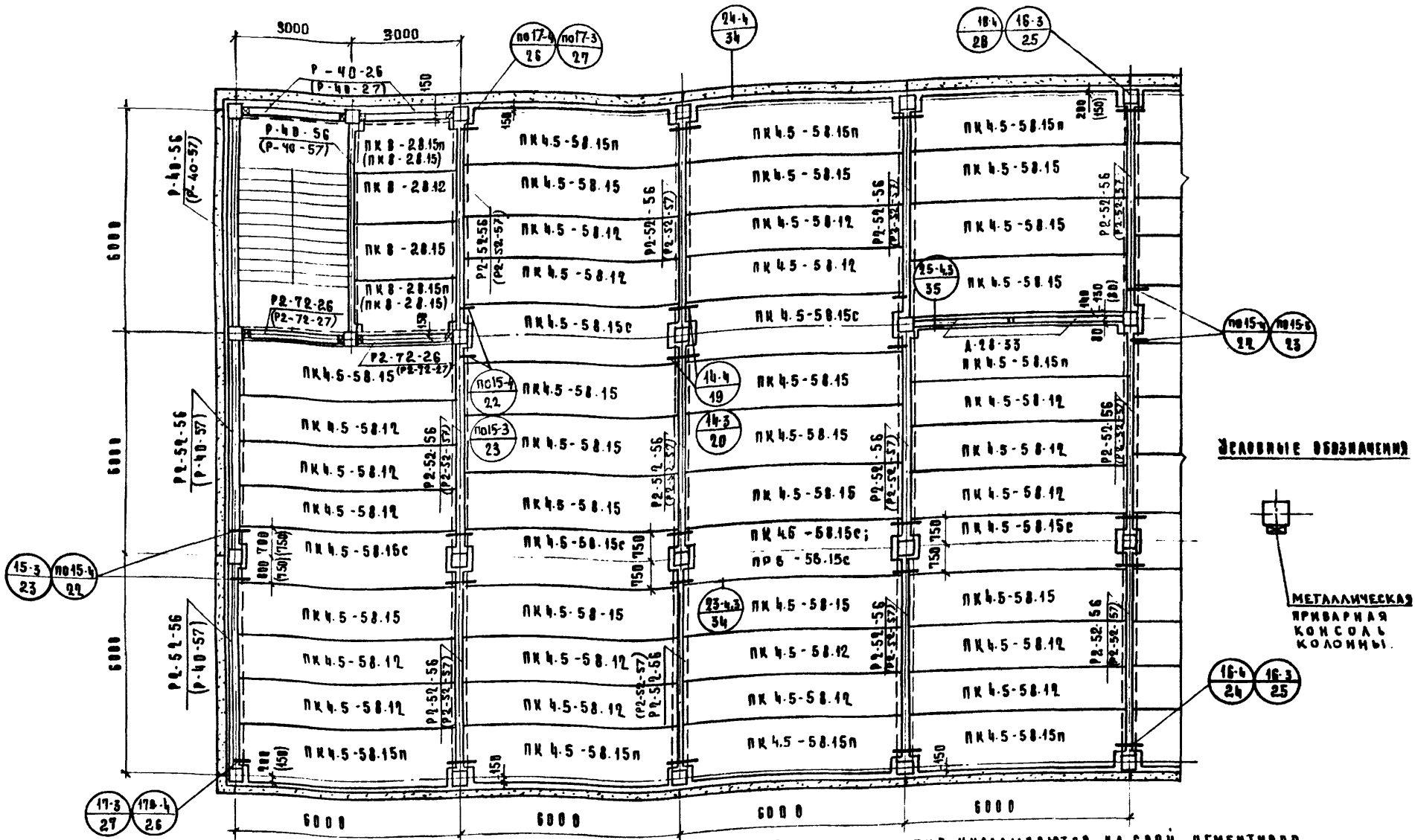
НА ЛИСТЕ ГРАФИКИ | Д. С. КИНА

1973	ТК УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИЖ-09-0
	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРЕМАМИ	Выпуск 6 Лист 37

ИЗДАТЕЛЬСТВО  
КОМПЛЕКСОВ  
П. МОСКВА

РСК. РР. ИЖ.  
РСК. РР. ИЖ.

ОСТРОВА  
ОСЕНА



УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

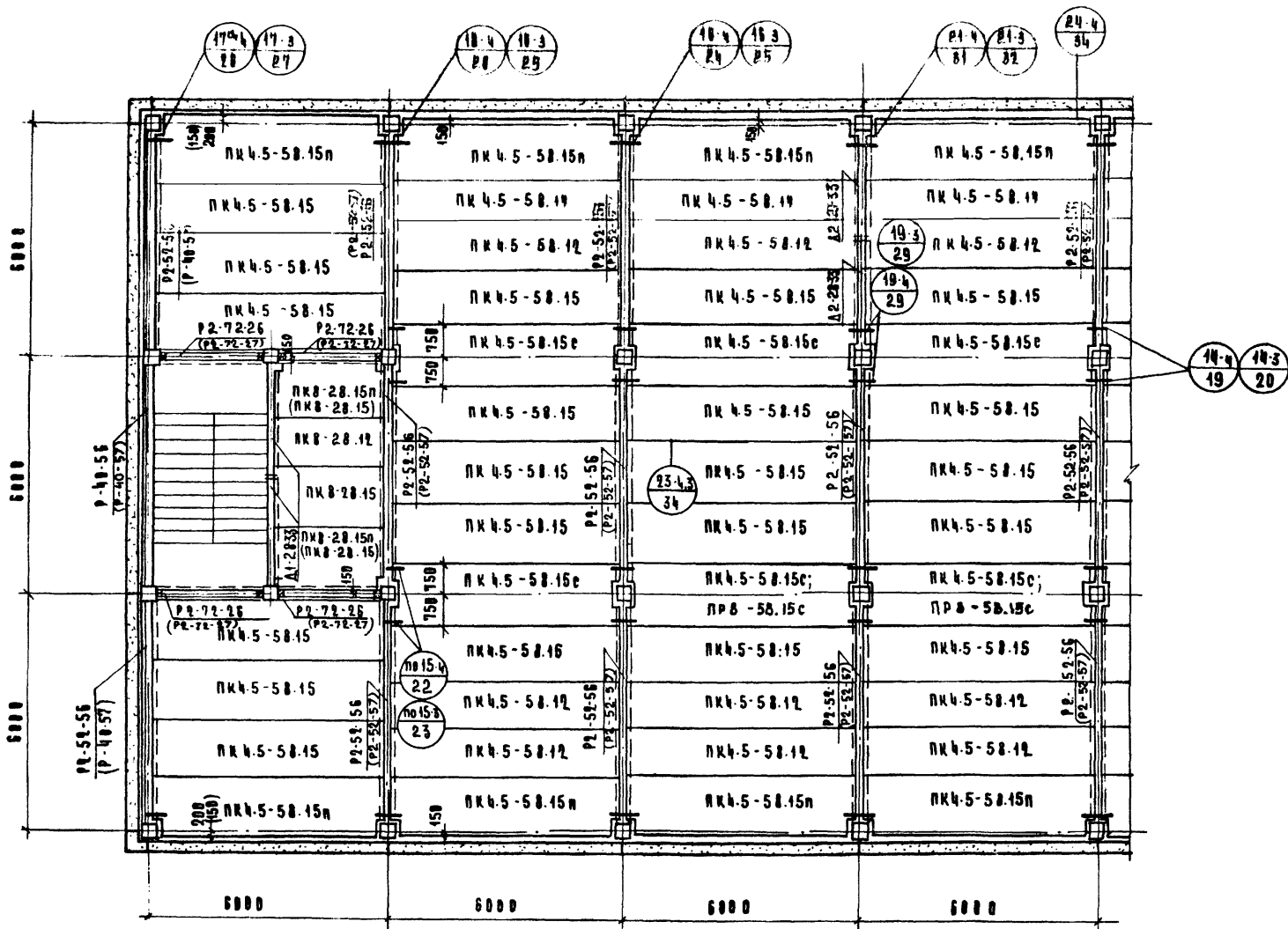
МЕТАЛЛИЧЕСКАЯ  
ПРИВАРНАЯ  
КОНСОЛЬ  
КОЛОННЫ.

**ПРИМЕЧАНИЯ**

1. Маркировка элементов перекрытия дана для расчетной унифицированной нагрузки 450 кг/м<sup>2</sup>
2. Размеры и маркировка, данные в скобках, относятся к каркасу с колоннами сеч. 30x30 см
3. Дополнительные биметрические, расположенные вдоль лестниц у наружной стены, устанавливаются полкой к стене для каркаса сеч. колонн и полкой к лестнице для каркаса с колоннами сеч. 30x30 см, в этом случае в местах пересечения полки ригеля с проступями лестничных маршей применять укороченные проступи по серии ИИ-0-4 14 вып. 3

4. Панты перекрытия укладываются на слой цементного раствора толщиной 10 мм.
5. Принцип маркировки узлов см. лист 5, п. 3.9.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-0-0
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6x6 м С ЛЕСТНИЦЕЙ ВОДЬ РАМЫ В КРАЙНЕМ ПРОЛЕТЕ.	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 38



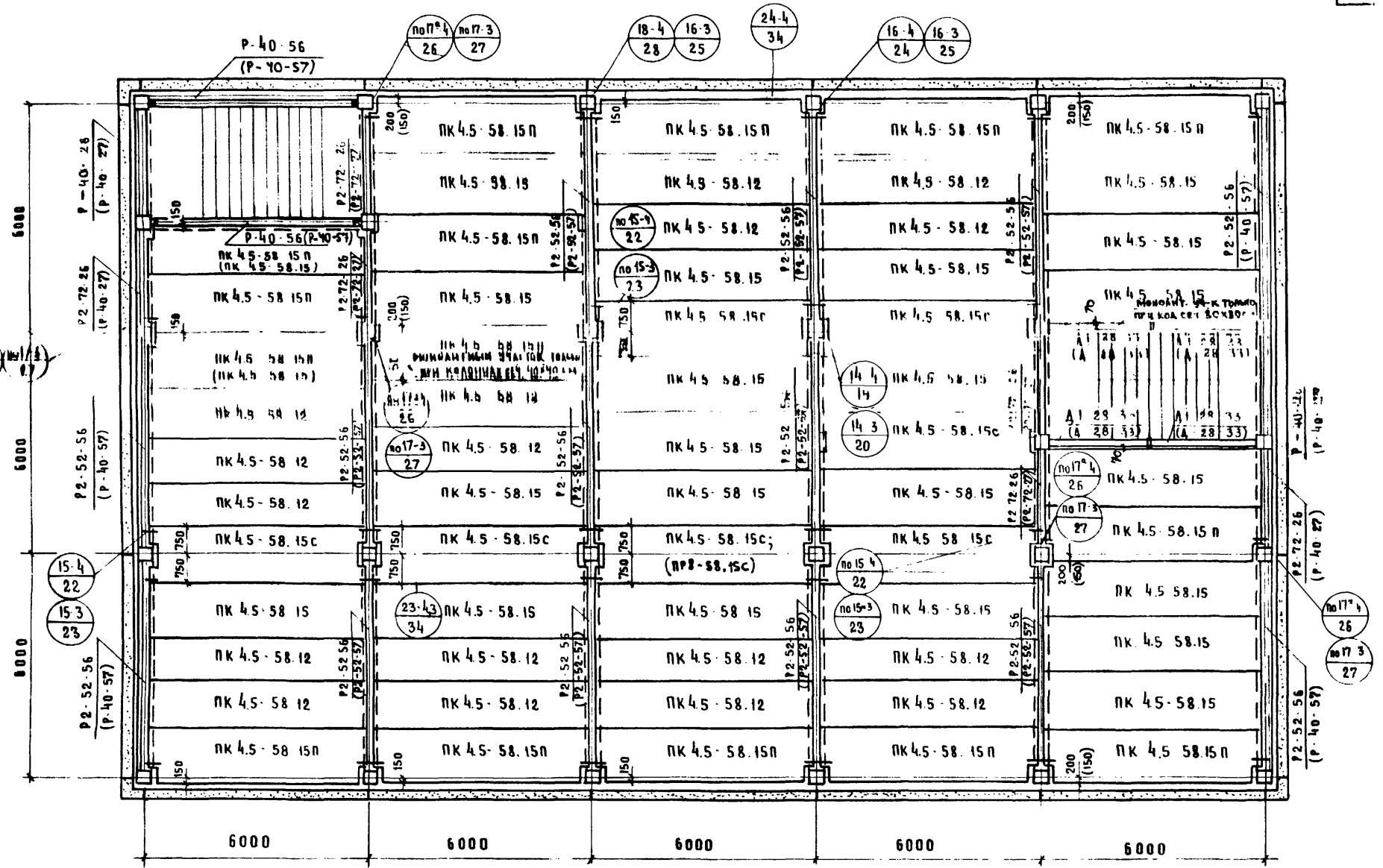
**ПРИМЕЧАНИЯ:**

1. См. примечания на листе № 38
2. Условные обозначения см. на листе № 38

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ЯМ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6*6м С ЛЕСТНИЦЕЙ ВОДЯР РАМЫ В СРЕДНЕМ ПРОЕМЕ	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 39

г. Москва | Уч. Р. Инж. | С.Е.Т. | ЮРИНА

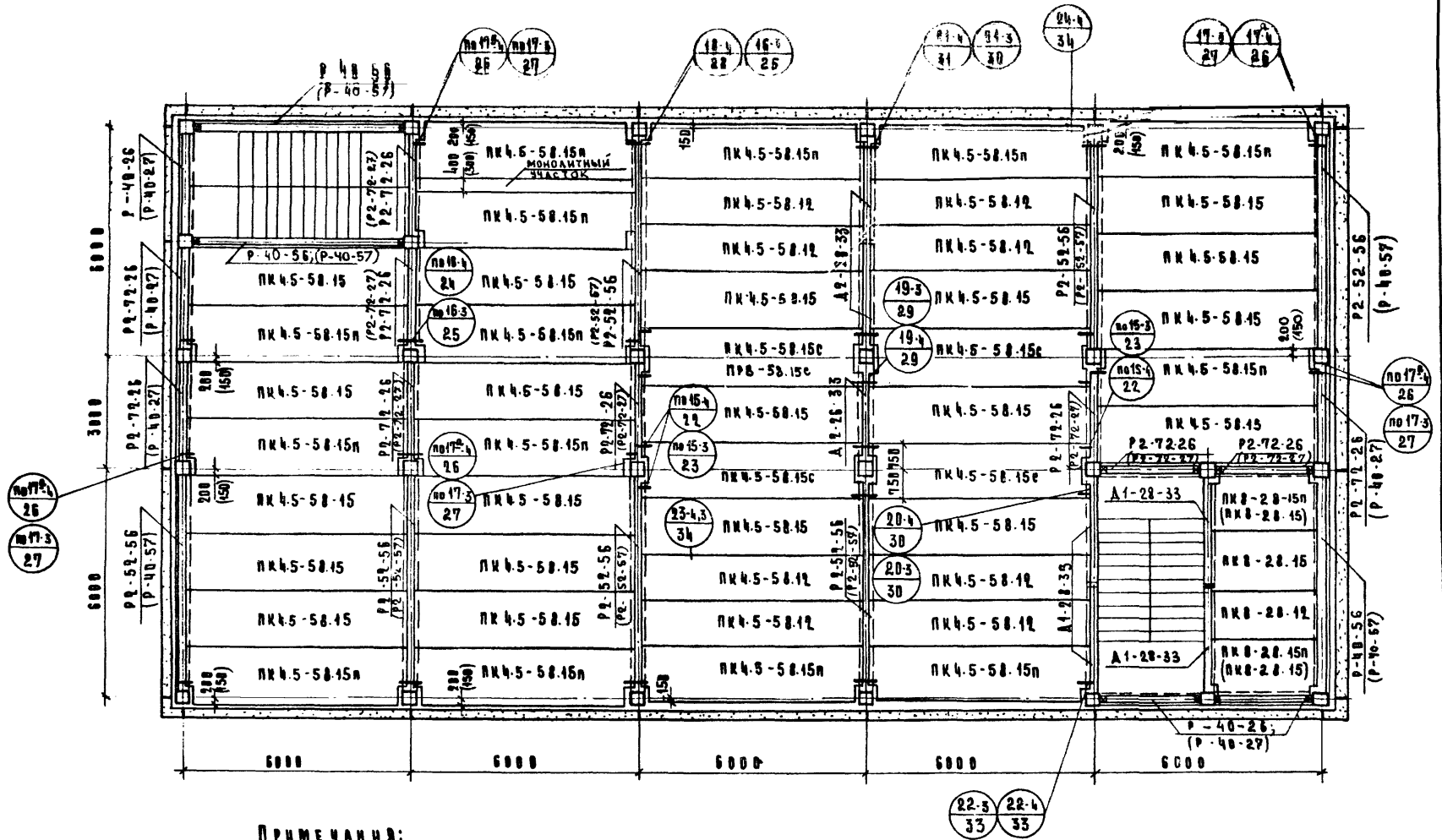
(0,6) (0,6) (0,6) (0,6)



Примечания

- См. примечания пункты 1, 2, 3, 4 на листе 38
- Условные обозначения см. лист 38

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМБЕ 6*6 М С ЛЕСТНИЦАМИ ПОПЕРЕК РАМБЫ.	ВЫПУСК ЛИСТ 6 40

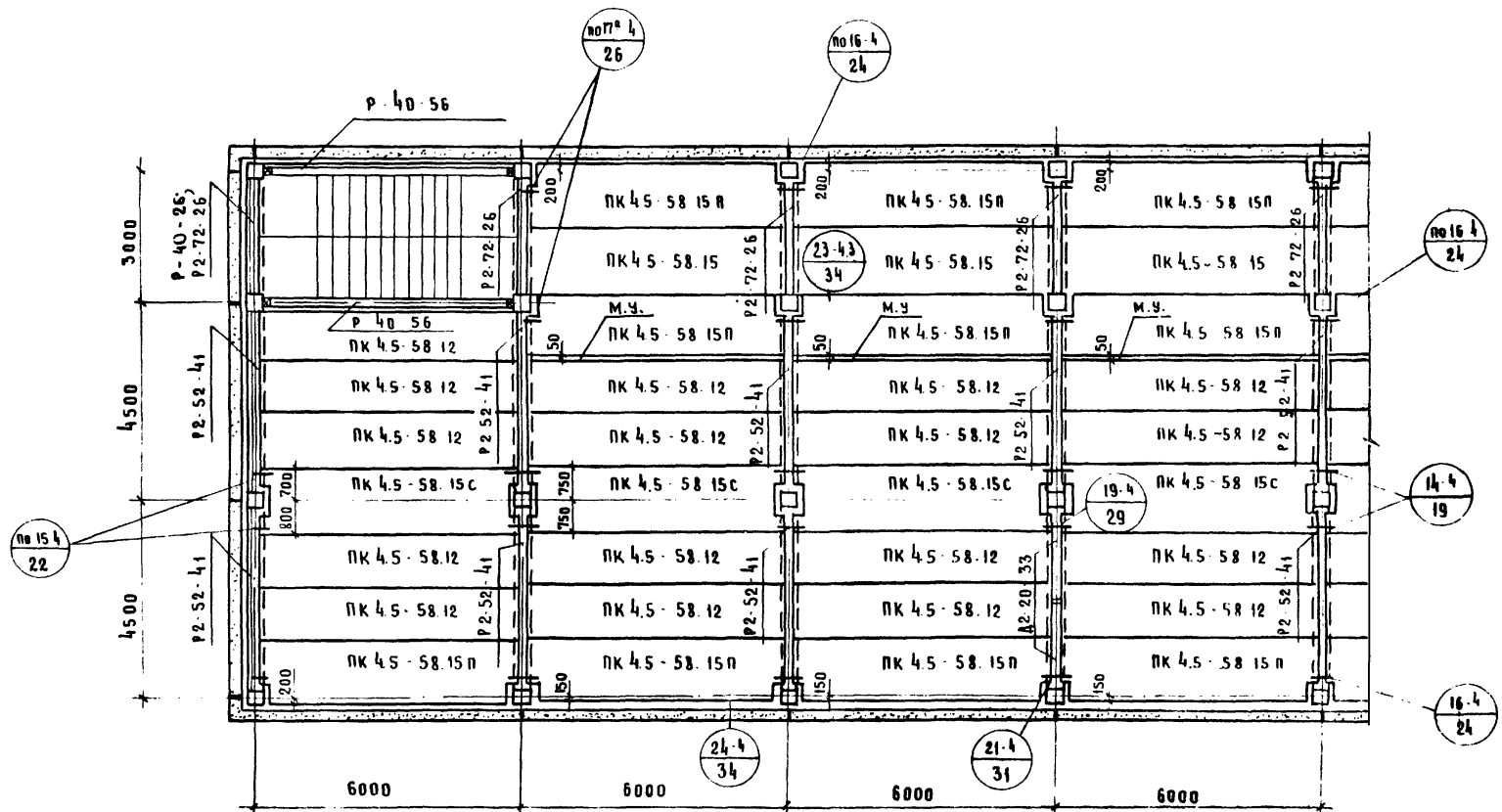


**ПРИМЕЧАНИЯ:**

- 1. См. примечания на листе 38
- 2. Условные обозначения см. лист 38

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+3+6 м.	Выпуск 6 Лист 41

Центральный институт проектирования железобетонных конструкций и изделий



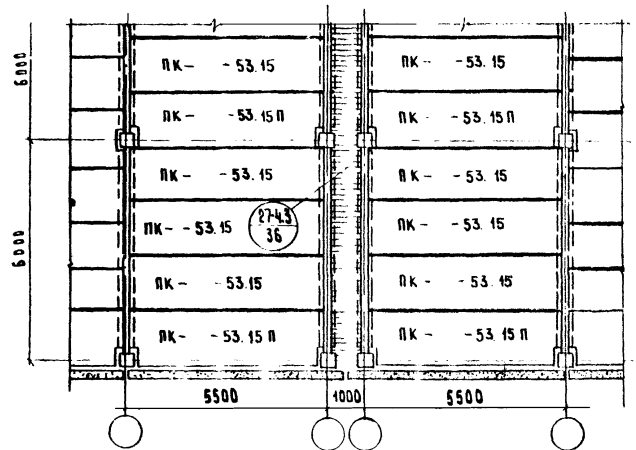
Примечание

1. См. примечания на листе 30, пункты 1, 2, 3, 4, 5.
2. Условные обозначения см. на листе № 30.

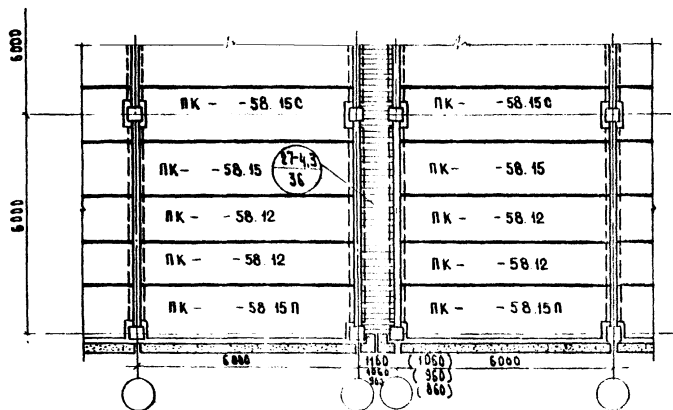
ТК	Указания по применению изделий	серия
1973	Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 3,45 × 4,5 м.	и. 04-0
		выпуск АИСТ
		6 42



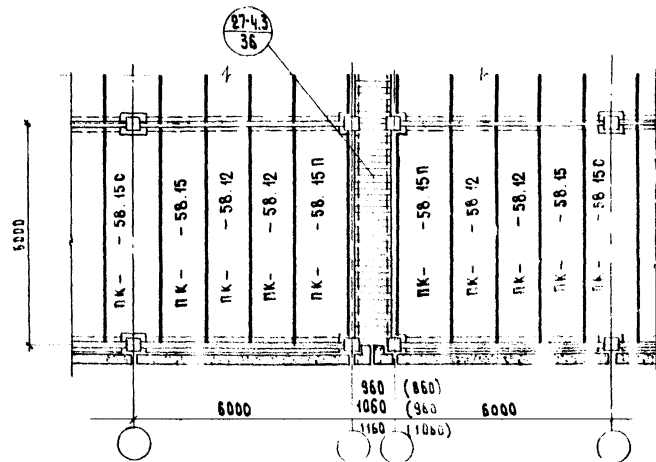
## ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ КАРКАСЕ /ВАРИАНТ I/



## ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ КАРКАСЕ /ВАРИАНТ II/



## ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПРОДОЛЬНОМ КАРКАСЕ

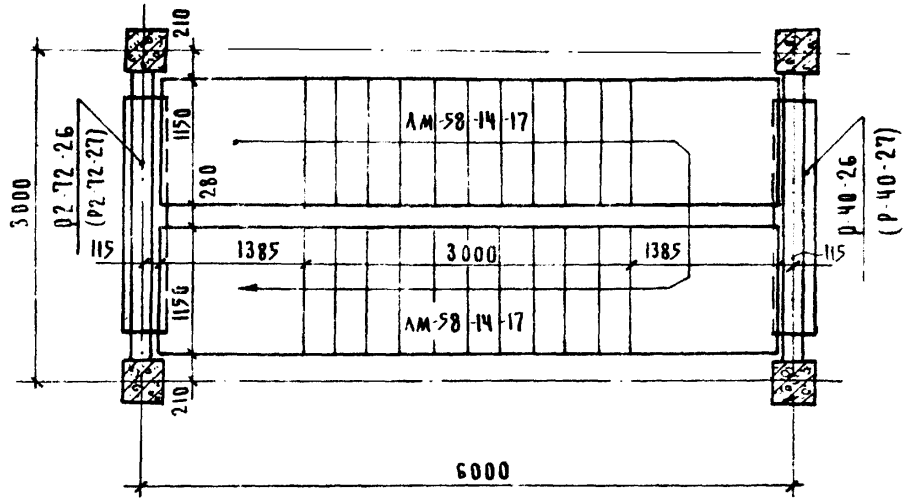


## ПРИМЕЧАНИЯ:

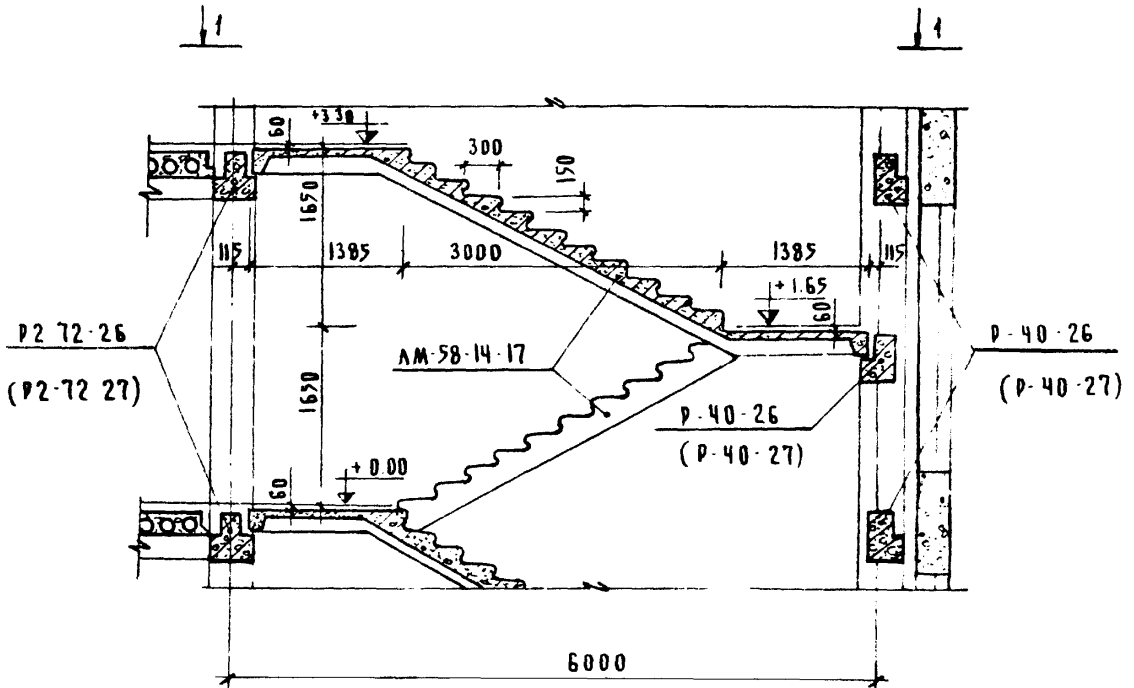
1. РАЗМЕР 1160 (1060) СООТВЕТСТВУЕТ ТОЛЩИНЕ НАРУЖНЫХ СТЕН - 350 ММ;  
РАЗМЕР 1060 (960) СООТВЕТСТВУЕТ ТОЛЩИНЕ НАРЖНЫХ СТЕН - 300 ММ;  
РАЗМЕР 960 (860) СООТВЕТСТВУЕТ ТОЛЩИНЕ НАРУЖНЫХ СТЕН - 250 ММ
2. РАЗМЕРЫ, УКАЗАННЫЕ В СКОБКАХ, ОТНОСИТСЯ К КАРКАСУ С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 30x30 СМ.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ШВОВ.	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 43

1 - 1



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗАДАНИИ С ВЫСОТОЙ  
ЭТАЖА 330 м

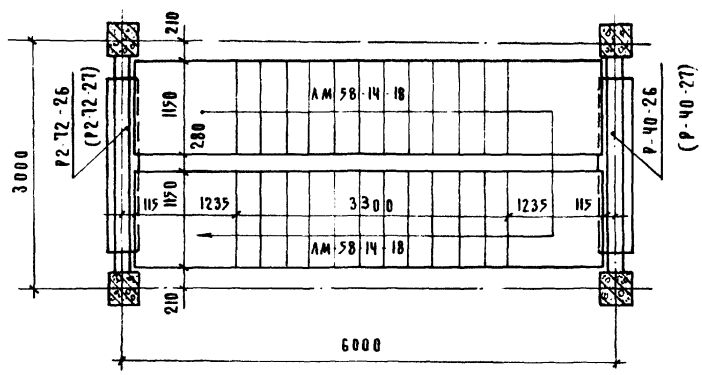


ПРИМЕЧАНИЯ

1. Установка ригелей в уровне перекрытия у чаружных стен лестничной клетки необходима для обеспечения непрерывности диска перекрытия.
2. Лестничные марши укладываются на полки ригелей по саю цементного раствора толщиной 10 мм.
3. Накладные проступи на ступенях условно не показаны
4. Узлы крепления ограждения и детали лестниц см серию 2.250-1 вып.1
5. Опирание верхней площадки на марш, ригель и диафрагму жесткости см узлы 28-4.3; 29-4.3; 30-4.3 серии ИИ-04-10 вып.5 лист 37
6. Маркировка ригелей в скобках относится к каркасу с колоннами сеч. 30\*30

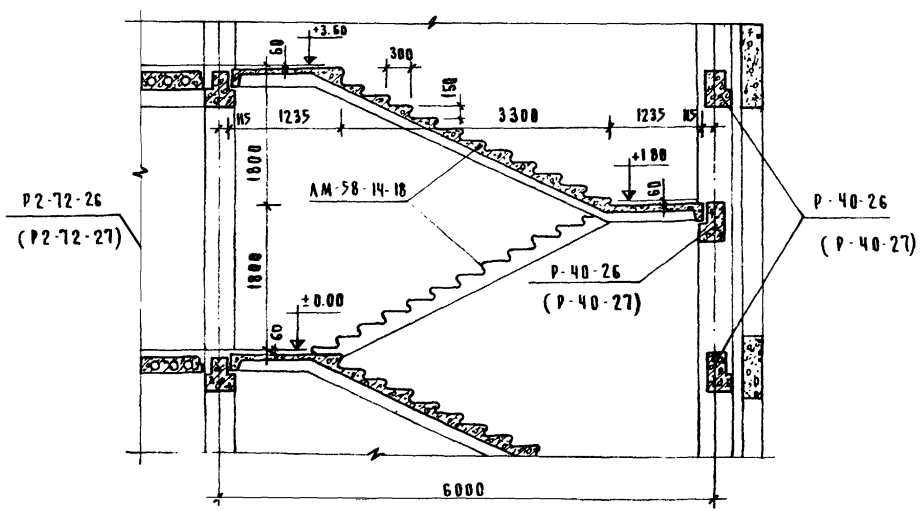
1973	ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИИ	СЕРИЯ
		МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ	ИИ-04-0
		ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 33 м	ВЫПУСК
			6
			ЛИСТ
			44

1-1



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗАДАНИ С ВЫСОТОЙ  
ЭТАЖА 3.60 м

1 1

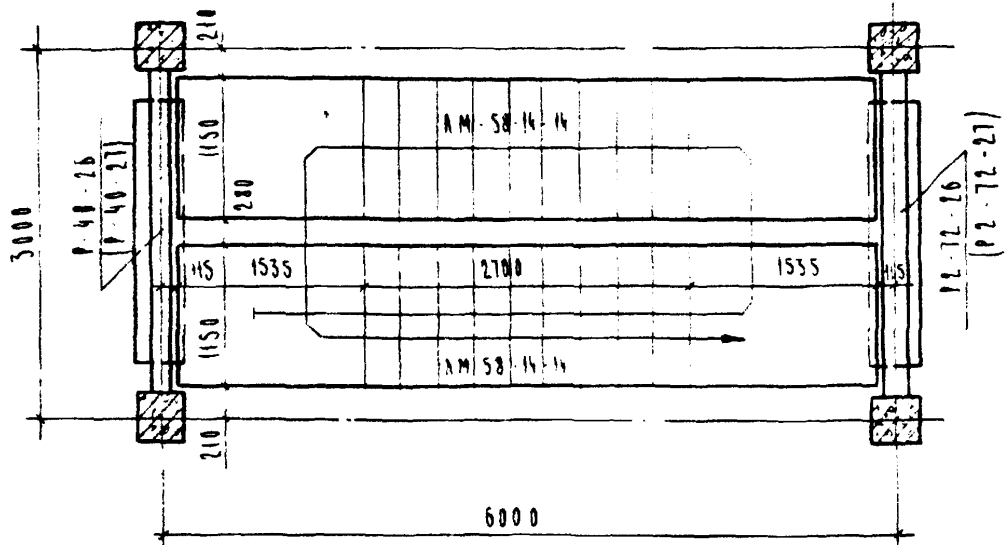


П Р И М Е Ч А Н И Е:

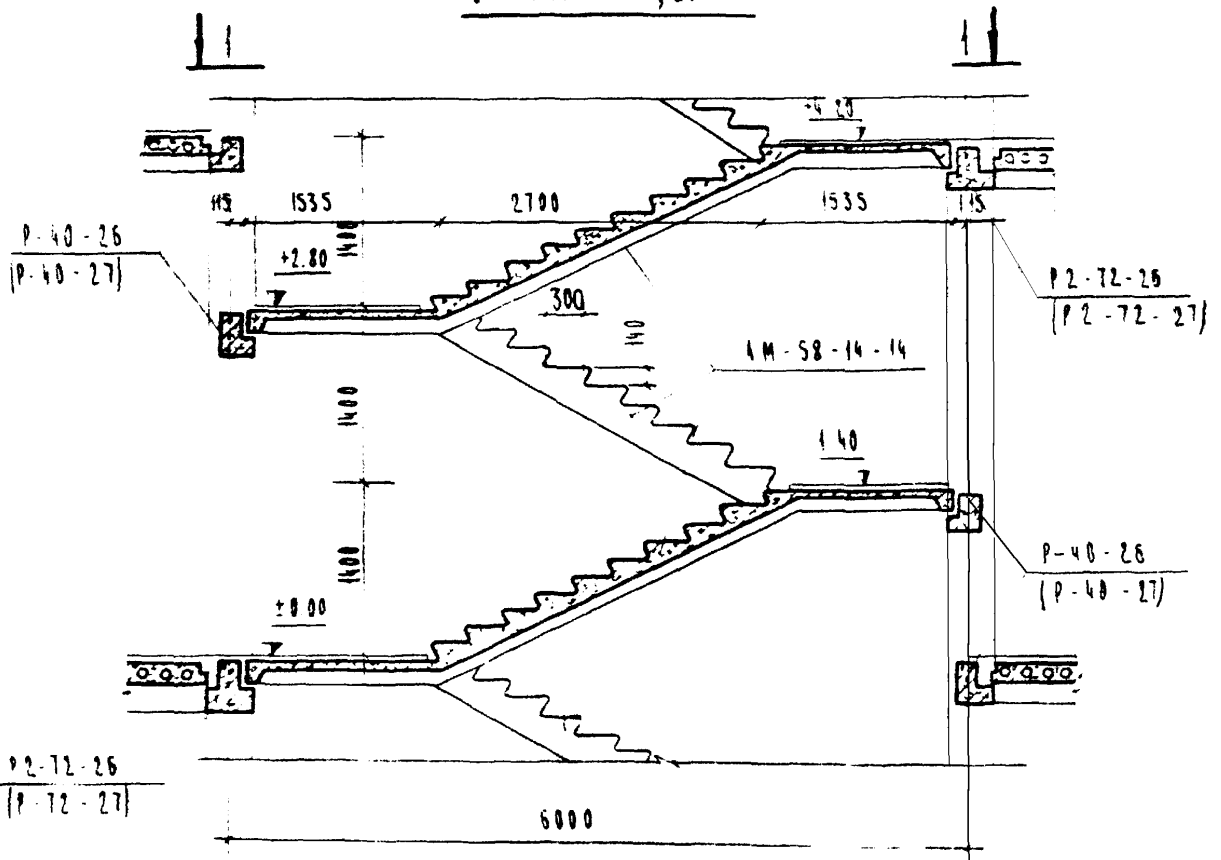
П Р И М Е Ч А Н И Я С М . А Р Х Т 44

1973	ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ
		МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАШИН
		ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3.6 м
5	ВЕРС.	ИЛ. ОН. В
45	ЛСТ	45

1-1



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗАДАНИИ С ВЫСОТОЙ  
ЭТАЖА 4,20 М

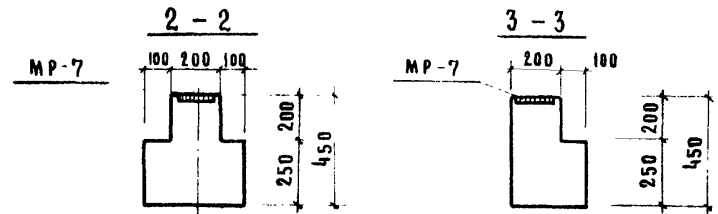
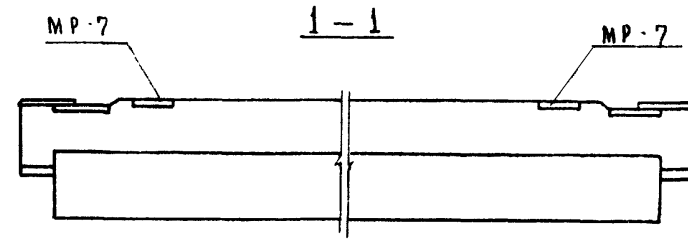
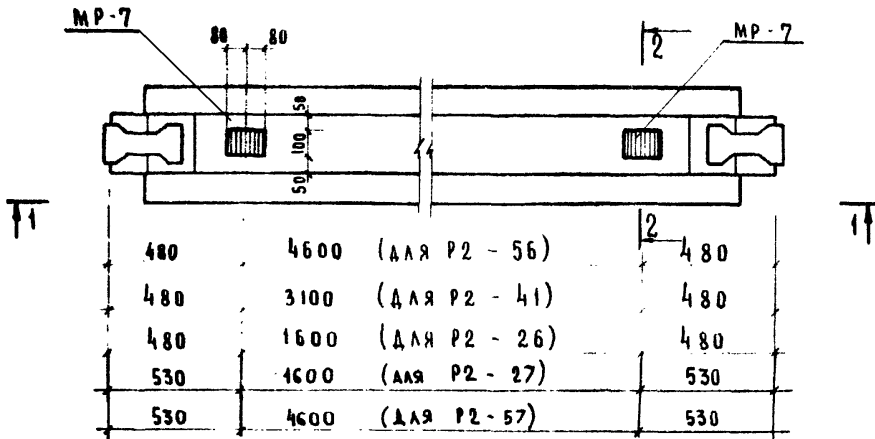


ПРИМЕЧАНИЕ

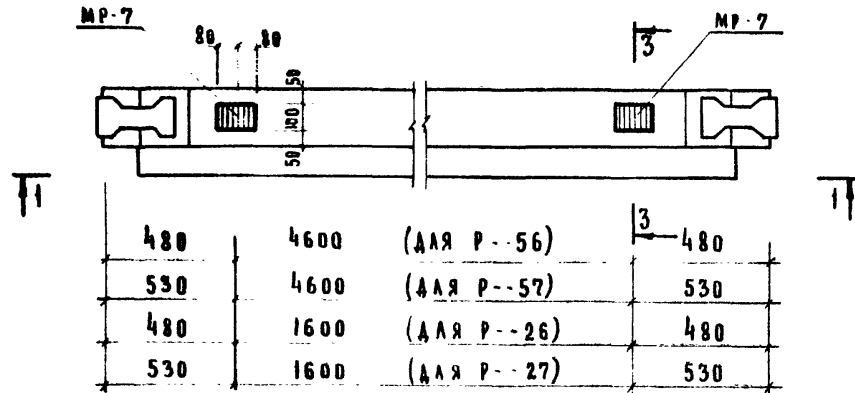
ПРИМЕЧАНИЯ СМ ЛИСТ 44

1975	ИКАЗАННЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИСКЛЮЧЕНИИ	СЕРИЯ И.И.А.О.
	МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕВ	ВЫЗЫВ
	ПР. ЭТАЖА 4,20 М	ЛИСТ 46

P2--56; P2-41; P2--26; P2-27; P2-57.



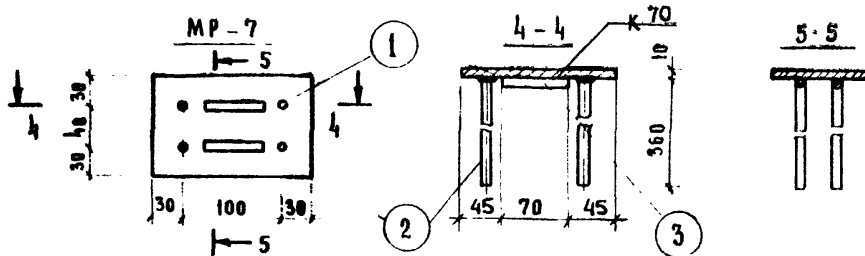
P--56; P--57; P--26; P--27



3	∅ 12 А Ш	70	5781-61*	2	0.028	0.056	
2	∅ 12 А Ш	360	5781-61*	4	0.14	0.56	
1	-10 x 100	160	82-57	1	0.75	0.75	
ИИ ПОЗ	сечение	длина	ГОСТ	КОД	шт		Примеч
					общ	веса	
MP-7		вс		масштаб		выпуск	
		1,366		1:20			

Примечания:

1. Узел крепления связевой плиты к ригелю смотри серию ИИ-04-10 вып 5.
2. Опалубку и армирование смотри ригель соответствующей марки в альбоме серии ИИ-04-3 вып 3.



ТК	Указания по применению изделий	серия ИИ-04-0
1973	Примеры расположения дополнительных закладных деталей в ригелях для крепления связевых плит перекрытия.	выпуск 6 лист 47

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ ПО Ж.Б. ПАНЕЛЯМ НА 1 м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>			Сталь (натуральная), кг															
		сборный	монолитный	всего	Расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>															
					450				600				800				1250			
					Класс предварит напряж. ар-ры панелей															
А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II											
6+6	напряжен.	0.116	0.0177	0.134	4.80	3.88	5.20	4.31	6.40	5.02	8.06	5.85								

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. РИГЕЛИ, КОЛОННЫ И ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ НА 1 м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2<sup>го</sup> СВЕРХУ ЭТАЖА.

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>						Сталь (натуральная), кг		
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>								
		450			600, 800, 1250			450	600, 800	1250
		сборный	монолит	всего	сборный	монолит	всего			
6+6	ненапряж	0.054	0.002	0.056	0.058	0.002	0.060	8.10	9.25	14.0

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. ЭЛЕМЕНТЫ НА 1 м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2<sup>го</sup> СВЕРХУ ЭТАЖА

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>						Сталь (натуральная), кг							
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>													
		450			600, 800, 1250			450	600	800	1250				
		сборный	монолит	всего	сборный	монолит	всего					Класс предварит напряж. арматуры панелей			
А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II						
6+6	—	0.170	0.02	0.19	0.174	0.02	0.194	12.90	11.98	14.45	13.56	15.65	14.27	22.06	19.85

Примечания:

- Расход материалов на 1 м<sup>2</sup> по ж.б. панелям принят по серии ИИ-04-4 выпуск 17-18, по ж.б. ригелям принят по серии ИИ-04-3 выпуск 3, по ж.б. колоннам по серии ИИ-04-2 выпуск 3, по ж.б. диафрагмам жесткости по серии ИИ-04-6 выпуск 6
- Объем бетона ж.б. изделий подсчитан по геометрическим размерам без учета объема арматуры
- Подсчет расхода материалов произведен для 2<sup>х</sup> пролетного здания в 10 этажей с поперечным каркасом при высоте этажей 3.3 м, во II районе СССР по скоростному напору ветра по средней секции длиной 6 м.
- В графе расхода монолитного бетона по панелям перекрытия приведен расход бетона на устройство монолитных участков между крайними панелями перекрытия и стеновыми панелями

ТД	Указания по применению изделий	серия ИИ-04
1973	показатели расхода материалов для каркаса в колоннах сеч. 40x40 см	выпуск 1-1 6 48

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ ПО ЖБ ПАНЕЛЯМ НА 1 М<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ

Количество панелей	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>			Сталь, кг					
		Сборный	Монолитный	Всего	Расчетный коэффициент нагрузки кг/м <sup>2</sup>					
					450		600		800	
					Класс предварит. напряж. арм. панелей					
А IV	Вр II	А IV	Вр II	А IV	Вр II					
Б+Б	напряжен	0.17		0.17	4.84	3.91	5.24	4.34	6.45	5.06

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА ЖБ РИГЕЛИ, КОЛОННЫ И ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ НА 1 М<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2<sup>ГО</sup> СВЕРХУ ЭТАЖА

Количество панелей	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>			Сталь, кг	
		Сборный	Монолитный	Всего	Расчетный коэффициент нагрузки кг/м <sup>2</sup>	
					450	600, 800
Б+Б	ненапряжен	0.03	—	0.03	6.58 / 5.20	7.41 / 6.03

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА ЖБ ЭЛЕМЕНТЫ НА 1 М<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2<sup>ГО</sup> СВЕРХУ ЭТАЖА

Количество панелей	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>			Сталь, кг					
		Сборный	Монолитный	Всего	Расчетный коэффициент нагрузки кг/м <sup>2</sup>					
					450		600		800	
					Класс предварит. напряж. арм. панелей					
А IV	Вр II	А IV	Вр II	А IV	Вр II					
Б+Б	напряжен	0.147	—	0.147	11.42 / 10.04	10.43 / 9.11	13.65 / 11.27	11.75 / 10.37	13.86 / 12.48	12.48 / 11.09

ПРИМЕЧАНИЯ

1. Расход материалов по жб панелям принят по серии НИ-04-4 выпуск 17-18, по жб ригелям принят по серии НИ-04-3 выпуск 4, по жб колоннам по серии НИ-04-2 выпуск 7 по жб диафрагмам жесткости по серии НИ-04-6 выпуск 5
2. Подсчет расхода материала произведен для здания шириной 12 м по средней секции
3. В графе расхода стали в числителе приведен расход для 3<sup>го</sup> и 4<sup>го</sup> этажного здания, в знаменателе для 2<sup>го</sup> этажного здания.

ТД	Указания по применению изделий	серия
1973	показателю расхода материалов для каркаса с колоннами сеч. 30 × 30 см	НИ-04-0 выпуск 6 лист 49