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 4

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 40×40 СМ

ОТМЕНЕН
Дата инф 11/73

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

Разработаны
ЦНИИЭП
торгово-бытовых
зданий и туристских
комплексов совместно
с НИИЖБ Госстроя СССР и
МИСИ им. Куйбышева

Утверждены
28 января 1972 г.
Государственным комитетом
по гражданскому строительству
и архитектуре при Госстрое СССР
Приказ № 9

Перечень серий и выпусков рабочих чертежей сборных элементов связевого каркаса ИИ-04 с колоннами сечением 40х40 см.

1. ИИ-04-0 Выпуск 4 — Указания по применению изделий связевого каркаса с колоннами сечением 40х40 см.
2. ИИ-04-1 Выпуск 3 — Фундаменты для колонн сечением 40х40 см.
3. ИИ-04-2 Выпуск 3 — Колонны связевого каркаса сечением 40х40 см. для зданий с высотой этажа 2,4 м. и 3,3 м. Опалубка и армирование.
4. ИИ-04-2 Выпуск 4 — Колонны связевого каркаса сечением 40х40 см. для зданий с высотой этажа 3,6 м. Опалубка и армирование.
5. ИИ-04-2 Выпуск 5 — Колонны связевого каркаса сечением 40х40 см. для зданий с высотой этажа 4,2 м. Опалубка и армирование.
6. ИИ-04-2 Выпуск 6 Часть I — Колонны связевого каркаса сечением 40х40 см. для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6; 4,2 м. Арматурные изделия. Объемные каркасы.
7. ИИ-04-2 Выпуск 6 Часть II — Колонны связевого каркаса сечением 40х40 см. для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6 и 4,2 м. Арматурные изделия. Плоские каркасы.
8. ИИ-04-3 Выпуск 3 Часть I — Ригели связевого каркаса с колоннами сечением 40х40 см. Опалубка и армирование.
9. ИИ-04-3 Выпуск 3 Часть II — Ригели связевого каркаса с колоннами сечением 40х40 см. Арматурные изделия.
10. ИИ-04-6 Выпуск 5 Часть I — Диафрагмы жесткости связевого каркаса. Опалубка и армирование.
11. ИИ-04-6 Выпуск 5 Часть II — Диафрагмы жесткости связевого каркаса. Арматурные изделия.
12. ИИ-04-7 Выпуск 2 — Лестницы для зданий с высотой этажа 3,6 м.
13. ИИ-04-8 Выпуск 3 — Закладные детали и соединительные элемент для изделий связевого каркаса.
14. ИИ-04-10 Выпуск 3 — Монтажные узлы и детали связевого карка колоннами сечением 40х40 см.

Перечень серий и выпусков рабочих чертежей стальных форм изготовления изделий связевого каркаса с колоннами сечением 40

1. ИИ-04-I Выпуск 3-1 — Стальные формы для изготовления железобетонных фундаментов под колонны сечением 400х400 мм.
2. ИИ-04-2 Выпуск 3-I Часть I — Стальные формы для изготовления железобетонных колонн связевого каркаса сечением 400х400 мм. (Реконструкция действующих форм серии ИИ-04-2 выпуск 2-I).
3. ИИ-04-2 Выпуск 3-1 Часть II — Стальные формы для изготовления железобетонных колонн связевого каркаса сечением 400х400 мм.
4. ИИ-04-3 Выпуск 3-1 — Стальные формы для изготовления железобетонных ригелей связевого каркаса с колоннами сечением 400х400 мм.
5. ИИ-04-6 Выпуск 5-1 — Стальные формы для изготовления диафрагм жесткости связевого каркаса.
6. ИИ-04-7 Выпуск 2-1 — Стальные формы для изготовления железобетонных лестниц для зданий с высотой этажа - 3,6 м.

Т.К.	Указания по применению изделий	
1971	Перечень серий и выпусков	Зы

ЦНИИЦП Комплексов г. Москва | Гл. инж. пр-та Рук. гр. инж. | Пригожий Острова

Содержание.

	Лист.	Стр.
Перечень серий и выпусков.	2	
Содержание	3	
Пояснительная записка	4-29	
Схемы загружения поперечных рам каркаса.	1-3	30-32
Таблица горизонтальных ветровых нагрузок.	4-5	33-34
Расчетные нагрузки на ригеля рам и вертикальные нагрузки от веса наружных стен.	6	35
Значения максимальных ветровых моментов для зданий с высотой этажа 3,3м.	7	36
Значения максимальных ветровых моментов для зданий с высотой этажа 3,6м.	8	37
Значения максимальных ветровых моментов для зданий с высотой этажа 4,2м.	9	38
Маркировка узлов каркаса.	10	39
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3,3м.	11	40
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3,6м.	12	41
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 4,2м.	13	42
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости в плоскости рам при высоте этажа 3,3м.	14	43
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости, перпендикулярных плоскости рам при высоте этажа 3,3м.	15	44
Монтажные схемы диафрагм жесткости с проёмами при высоте этажа 3,3м.	16	45
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости при высоте этажа 3,6м.	17	46
Монтажные схемы диафрагм жесткости с проёмами при высоте этажа 3,6м.	18	47
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости в плоскости рам при высоте этажа 4,2м.	19	48
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости, перпендикулярных плоскости рам при высоте этажа 4,2м.	20	49
Монтажные схемы диафрагм жесткости с проёмами при высоте этажа 4,2м.	21	50
Таблицы несущей способности стволов колонн.	22	51
Таблицы несущей способности стыков колонн. Вариант I.	23-25	52-54
Таблицы несущей способности стыков колонн. Вариант II.	26-28	55-57
Показатели расхода материалов.	29	58

Рабочие чертежи унифицированных изделий связевого каркаса серии ИИ-04 разработаны на основании задания на проектирование, утвержденного Госстроем 12/IX-69г.

Связевый каркас предназначен для применения в проектировании и строительстве гражданских зданий и зданий административно-бытового назначения промышленных предприятий, возводимых во II и III строительно-климатических зонах в обычных условиях строительства.

Настоящий выпуск содержит рекомендации по применению и расчету сборных элементов связевого каркаса ИИ-04 с колоннами сечением 40×40 см.

Основные характеристики каркаса

Каркас разработан по связевой схеме. В плоскости рам каркаса горизонтальные нагрузки воспринимаются элементами жесткости, в качестве которых предусмотрены сборные железобетонные диафрагмы. В конкретных проектах возможно также устройство диафрагм жесткости из монолитного железобетона, кирпича и других материалов, конструктивные параметры которых определяются расчетом, при обеспечении надежной (расчетной) связи их с элементами каркаса.

Сетка колонн каркаса принята 6×6м, 6×4,5м и 6×3м. Этажность здания ограничивается несущей способностью колонн на вертикальную нагрузку.

Высоты этажей приняты 3,3м; 3,6м и 4,2м. Предусматривается возможность устройства верхнего технического этажа высотой 2,4м. Здания могут иметь подвальные этажи высотой 3,3м; 3,6м и 4,2м.

Нагрузки на элементы каркаса приняты в соответствии со СНиП II-А 11-62 „Нагрузки и воздействия" и СН 382-67 „Указания по применению унифицированных нагрузок при проектировании типовых железобетонных конструкций для сборных перекрытий и покрытий зданий". Унифицированные расчетные нагрузки на перекрытиях приняты: 450, 600, 800 и 1250 кг/кв.м.

Вес снегового покрова принят для IV района территории СССР по СНиП II-А, 11-62.

Скоростной напор ветра принят для I-IV районов территории СССР по СНиП II А. 11-62. Каркас запроектирован для зданий I-й степени огнестойкости по СНиП II-А, 5-70.

подлежащих применению для жилищных зданий со связевым каркасом ИИ-04 с колоннами сечением 40×40см

а) Фундаменты. Серия ИИ-04-1, выпуск 3. Железобетонные фун запроектированы стаканного типа на нормативное сопротивлени до 2,5 кг/кв.см. В альбом включен также башмак БК-14 из альб ИИ-04-1 выпуск 2

Башмак БК-14 стаканного типа рассчитан на установку его Фундаменты, определяемые проектом здания

б) Колонны. Серия ИИ-04-2, выпуск 3, выпуск 4, выпуск 5, часть I и часть II. Колонны сечением 40×40 см запроектирован высот этажей 3,3м; 3,6м; 4,2м и для технического этажа 2,4м.

Для верхнего и нижнего этажей колонны запроектированы од ними, для средних этажей в двух вариантах: одноэтажные и двухэ Наличие в номенклатуре средних колонн одноэтажной разрезки д возможность компоновать здание с разными высотами этажей. Для жения колонн принят разработанный лабораторией сборного и мон го железобетона НИИЖБ Госстроя СССР плоский безметальный стык вание сваркой выпусков рабочей арматуры. Для соединения ригел лонной приняты стык со скрытой консолью. Консоли колонн рассчита законструированы как металлические конструкции на восприятие о реакции до 65т и изгибающего момента в узле 5,5 тм.

в) Ригели. Серия ИИ-04-3, выпуск 3 части I и II. Ригели пр высотой 450мм, таврового сечения с полкой понизу с одним или свесами для опирания плит перекрытия.

Ригели имеют длину 5550мм, 5850мм и 2550мм и предназначены установки в пролетах соответственно 6,0 м; 4,5м и 3,0 м.

Несущая способность ригелей определяется расчетными унифи ванными нагрузками 4,8 т/м; 5,2 т/м; 7,2т/м и 9,0 т/м.

г) Диафрагмы жесткости. Серия ИИ-04-6, выпуск 5, часть I Железобетонные диафрагмы жесткости запроектированы толщиной сплошные и в проемами, с одной или двумя полками для опирания перекрытия и бесполочные (диафрагмы, устанавливаемые перпендик плоскости рам).

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

Диафрагмы соединяются между собой и с колоннами сваркой

Т.К. 1971	Указания по применению изделий. Пояснительная записка.	ИИ Вып.

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

закладных деталей в вертикальных швах. Горизонтальный стык диафрагм запроектирован монолитным.

д) Лестницы. В альбоме серии ИИ-04-7, выпуск 2 запроектирован сборный железобетонный марш, объединенный с полуплощадками высотой 1,8 м, предназначенный для применения в зданиях с высотой этажа 3,6 м.

Для высот этажей 3,3 м и 4,2 м применяются лестничные марши по серии ИИ-04-7, выпуск 1. По этой же серии принимаются лестничная площадка для верхнего этажа и железобетонные накладные проступи для покрытия ступеней.

е) Плиты перекрытий. Для зданий с нагрузками 450, 600 и 800 кг/м² предусмотрено применение плит перекрытий по серии ИИ-04-4, выпуски 1, 2 и 4. Для зданий с нагрузкой 1250 кг/м² можно применять плиты по серии ИИ-04-14, выпуск 3. При этом по колоннам крайних рядов предусматривается установка пристенных ригелей. Сопряжения плит перекрытий с элементами каркаса и между собой выполнять по типу узлов, приведенных в серии ИИ-04-10, выпуск 2. В настоящее время ведется разработка новой серии рабочих чертежей плит перекрытий, включающей плиты под нагрузку 1250 кг/м² и облегченные крайние плиты с различными вариантами армирования.

ж) Панели наружных стен. До утверждения разрабатываемых в настоящее время рабочих чертежей стеновых панелей с навеской на колонны каркаса, стеновые ограждения принимаются по серии ИИ-04-5, выпуск 1 с навеской на перекрытия. С утверждением рабочих чертежей новой серии стеновых панелей и облегченных крайних плит перекрытий, которые могут применяться при навеске стеновых панелей на колонны, указания о применении конструкций связевого каркаса будут дополнены соответствующими материалами.

и) Закладные детали и соединительные элементы. Для удобства заводов-изготовителей закладные детали всех сборных изделий связевого каркаса и монтажные соединительные элементы помещены в отдельном альбоме серии ИИ-04-8, выпуск 3.

к) Узлы соединения элементов и монтажные детали приведены в альбоме ИИ-04-10, выпуск 3.

Указания по подбору элементов каркаса.

Плиты перекрытий подбираются сопоставлением действующих на них нагрузок и унифицированных нагрузок, определяющих несущую способность плит. Связевые плиты устанавливаются против колонн. Ребристые плиты применяются в местах образования отверстий на любом участке перекрытия, где требуется пропуск вертикальных коммуникаций.

Подбор ригелей производится по действующим на них нагрузкам в сопоставлении с расчетными унифицированными нагрузками, указанными в марках ригелей.

Колонны подбираются по действующим на них продольным силам в сопоставлении с несущей способностью колонн на центральное сжатие, указанной в марке колонны.

При наличии подвалов горизонтальные нагрузки от давления грунта необходимо передавать через диски перекрытий, так как колонны не рассчитаны на восприятие этих усилий. Возможность применения цокольных и подвальных стеновых панелей должна в каждом конкретном проекте проверяться расчетом.

Диафрагмы жесткости устанавливаются на всю высоту здания и доводятся до фундамента. Соединение диафрагмы с фундаментом выполняется так же как в горизонтальном стыке диафрагм. Для этого из фундамента должны быть выпущены анкера вперевязку с выпусками из диафрагм. Фундамент под составные элементы диафрагмы жесткости должен быть неразрезной. Зазор между диафрагмой и фундаментом замоноличивается бетоном М-200.

Конструкции каркаса запроектированы таким образом, что допускают вести опережающий монтаж каркаса 3-4 этажей без замоноличивания стыков колонн и диафрагм жесткости.

Т.К. 1971	Указания по применению изделий. Пояснительная записка.	Серия ИИ-04-0, Выпуск 4, Лист

Указания по расчету диафрагм

Общие положения

Конструкции каркаса запроектированы таким образом, что ригеля защемлены в колоннах с моментом 3,5 тм. Такое соединение можно практически считать шарнирным, т.к. этот момент „вырабатывается" уже при действии части вертикальных нагрузок и узел сопряжения ригеля с колонной не способен воспринимать изгибающие моменты от ветровых нагрузок. В силу этого каркас не обладает рамными свойствами и работает по связевой схеме.

В такой схеме все нагрузки, вызывающие горизонтальные перемещения здания, воспринимаются системой вертикальных диафрагм жесткости, которые связаны между собой жесткими горизонтальными дисками перекрытий. Диафрагмы образуются заполнением каркаса стенками жесткости, при этом сваркой закладных деталей обеспечивается совместная работа колонн и стенок жесткости. В качестве диафрагм жесткости могут быть использованы стены лестничных клеток, лифтовые шахты, внутренние и наружные несущие стены.

Порядок проверки прочности и жесткости диафрагм следующий. Усилия /изгибающие моменты и продольные силы/, действующие в каждой диафрагме, определяются расчетом здания как пространственной несущей системы с учетом влияния продольного изгиба по методике, изложенной ниже. По найденным усилиям выполняются проверки несущей способности и деформативности диафрагм как для железобетонных стержневых элементов в соответствии с требованиями СН и П II-В.1-62*. Диафрагмы, как без проемов, так и с проемами, рассматриваются как монолитные стержни. Некоторая податливость сдвигу по вертикальным швам и по рядам дверных проемов за счет деформативности стыковых соединений на сварке закладных деталей и надпроемных перемычек учитывается коэффициентом условий работы $m = 0.8$, величина которого установлена серией сопоставительных расчетов.

Расчетная схема здания

Расчетная схема здания принимается в виде пучка консольных стержневых элементов /колонн каркаса и диафрагм жесткости/. Горизонтальные оси координат принимаются параллельными разбивочным осям здания /см. рис. 1, на котором показан в общем виде план здания с несимметричным расположением несущих конструкций/. Начало координат рассматривается в центре жесткостей вертикальных элементов, положение которого в системе координат с началом в извольной точке 0 плана определяется по формуле

$$Q_y = \frac{\sum B_{iz}\bar{y}_i}{\sum B_{iz}}; \qquad Q_z = \frac{\sum B_{iy}\bar{z}_i}{\sum B_{iy}}$$

где B_{iy}, B_{iz} — жесткости диафрагм, параллельны y и z соответственно;

$\bar{y}_i$, $\bar{z}_i$ — координаты центра тяжести каждой диафрагмы относительно произвольной системы координат.

Жесткостью диафрагм из плоскости и жесткостями пренебрегаем. Так для здания на рис. 1 имеем $B_{1z} = 0$; $B_{2z} \neq 0$; $B_{2y} = 0$. Величины жесткостей диафрагм приведены в табл. 1. При всех дальнейших расчетах координаты центра тяжести диафрагмы относительно центра жесткости здания принимаются со знаком в соответствии с направлением координатных осей /на рис. 1, например, $z_1 > 0$; $y_1 < 0$/. За положительные приняты направления z - влево, а по оси y - вниз от начала координат.

Нагрузки, действующие на здание

На здание действуют вертикальные и горизонтальные н

Вертикальными нагрузками для диафрагм являются реакции ригелей, опирающихся на колонны, входящие в диафрагм; нагрузки „в" от панелей перекрытия, опир непосредственно на стенку жесткости, и собственный элементов конструкций, включая все стенового огра /для диафрагм, расположенных по фасадным осям/. нагрузки приводятся к равнодействующей продольной которая может быть приложена с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения диафраг

Продольная сила в любой диафрагме определяетс формуле:

$$P_i = G + \sum \left(Q_p^{лев} + Q_p^{пр} + gb \right)$$

где $Q_p^{лев}$, $Q_p^{пр}$ — опорные реакции ригелей, примы к диафрагме соответственно с или правой стороны

b — ширина диафрагмы; суммиров производится по всем этажам

Т.К.	Указания по применению изделий	Ц
1972	Пояснительная записка	Вы

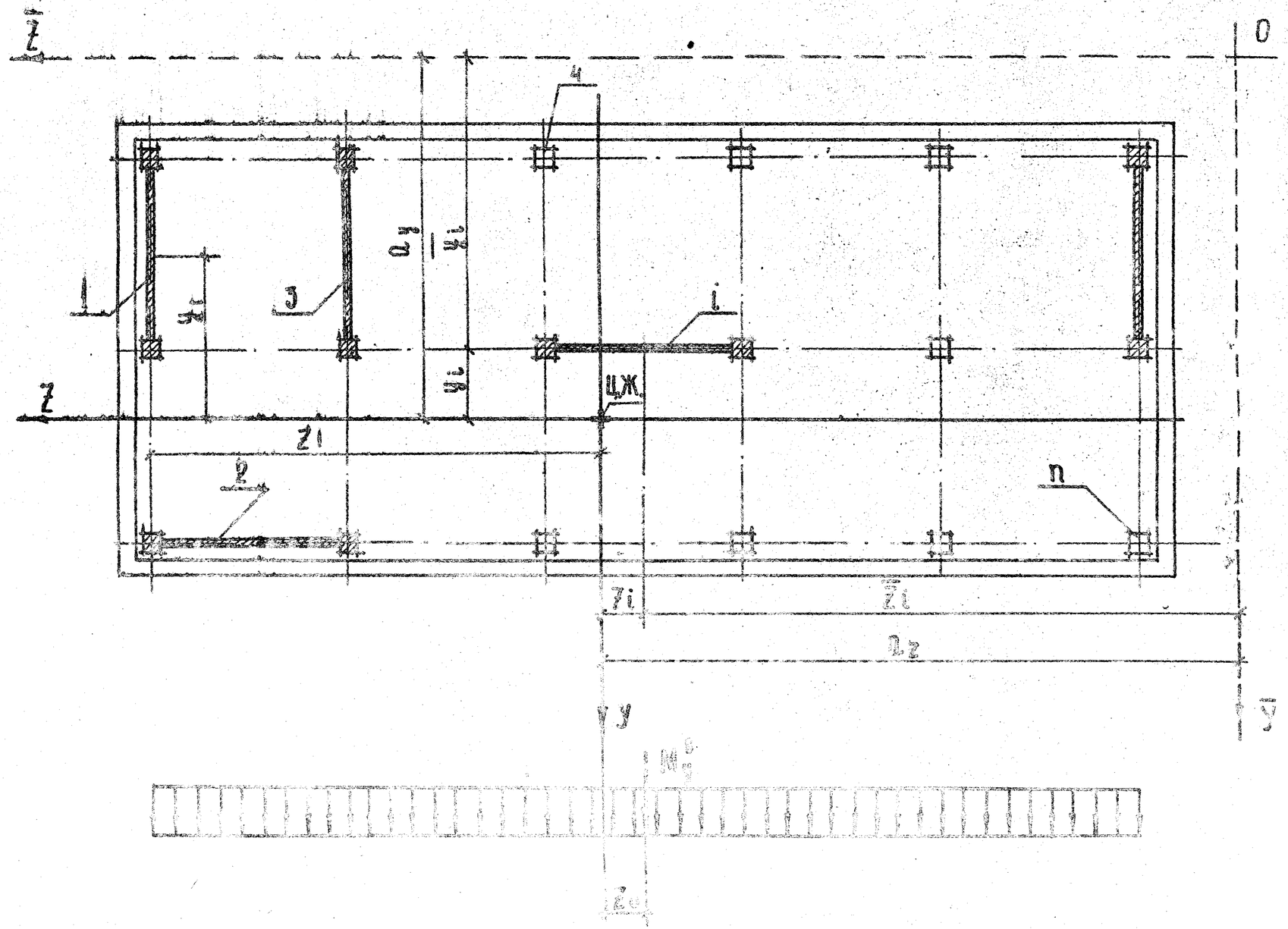


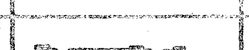
Рис. 1

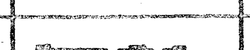
Т.К	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1971	Пояснительная записка	Выпуск 4	Лист

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ И ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИАФРАГМ

ТАБЛИЦА

Тип диафр.	Эскиз	Высота сеч. диафр. h м	Площ. попер. сечен. м²	„У" ц.т. м	Момент инерц. „J" м⁴	Осевая жестк. „А" т	Жестк. при изгибе „В" т м²	$\bar{S}$ м³	$\frac{\bar{S}}{J}$
1		6	1,1	3,0	4,93	$2,78\cdot10^6$	$10,5\cdot10^6$	1,03	0,210
2		6	0,92	3,3	4,44	$2,31\cdot10^6$	$9,5\cdot10^6$	0,86	0,195
3		6	0,92	2,7	4,44	$2,31\cdot10^6$	$9,5\cdot10^6$	0,86	0,195
4		12	1,94	6,0	29,7	$4,88\cdot10^6$	$63,6\cdot10^6$	3,32	0,110
5		12	1,76	6,45	25,65	$4,54\cdot10^6$	$55\cdot10^6$	2,89	0,110
6		12	1,76	5,55	25,65	$4,54\cdot10^6$	$55\cdot10^6$	2,89	0,110
7		12	1,76	6,2	28,29	$4,54\cdot10^6$	$60,6\cdot10^6$	3,13	0,110
8		12	1,76	5,8	28,29	$4,54\cdot10^6$	$60,6\cdot10^6$	3,13	0,110
9		12	1,58	6,0	22,24	$3,98\cdot10^6$	$47,5\cdot10^6$	2,48	0,110
10		12	1,58	6,0	28,9	$3,98\cdot10^6$	$62\cdot10^6$	3,02	0,105
11		12	1,58	6,35	25,29	$3,98\cdot10^6$	$54,2\cdot10^6$	2,77	0,110
12		12	1,58	5,65	25,29	$3,98\cdot10^6$	$54,2\cdot10^6$	2,77	0,110
13		9,0	1,53	4,5	13,9	$3,85\cdot10^6$	$29,7\cdot10^6$	1,86	
14		9,0	1,34	4,9	12,04	$3,37\cdot10^6$	$25,7\cdot10^6$	1,67	
15		9,0	1,34	4,1	12,04	$3,37\cdot10^6$	$25,7\cdot10^6$	1,64	
16		9,0	1,34	4,5	13,88	$3,37\cdot10^6$	$29,8\cdot10^6$	1,89	
17		9,0	1,16	4,5	10,59	$2,92\cdot10^6$	$22,6\cdot10^6$	1,35	
18		9,0	1,16	4,0	11,95	$2,92\cdot10^6$	$25,5\cdot10^6$	1,58	
19		10,5	1,73	5,25	20,78	$4,35\cdot10^6$	$44,6\cdot10^6$	2,44	
20		10,5	1,55	5,7	17,87	$3,9\cdot10^6$	$38,3\cdot10^6$	2,25	
21		10,5	1,55	5,3	20,63	$3,9\cdot10^6$	$44,2\cdot10^6$	2,56	
22		4,5	0,89	2,25	2,43	$2,24\cdot10^6$	$5,2\cdot10^6$	0,66	





ПРИМЕЧАНИЯ:

1. Тип диафрагмы при определении геометрических и жесткостных характеристик, а также параметров ее несущей способности (см. табл. 2), зависит от длины, количества и расположения проемов; при расчетах на прочность растянутой считается левая колонна.
2. Расстояние до центра тяжести сечения У ц.т. дано от оси левой колонны.
3. Жесткости сечения при изгибе „В" и осевая „А" вычислены с учетом деформативности связей сдвига.
4. В таблице приведены величины статического момента $\bar{S}$ (и его относительная величина $\frac{\bar{S}}{J}$) части сечен[illegible] отсеченной ближайшим к центру тяжести вертика[illegible] швом.

Т.К.	Указания по применению изделий	ИИ-[illegible]
1971	Пояснительная записка	Выпус[illegible] 4

...зонтальными нагрузками для здания являются ...вые нагрузки. Значение расчетных нагрузок для раз... ...х схем зданий приведены в таблице 5. Эксцентри... приведены в соответствии со СНиП II-А. 11-62; ... для зданий с высотой более 40м учтено динами... ...е воздействие пульсации скоростного напора, вызван... порывами ветра.

...таблицах 6 ÷ 8 приведены максимальные значения ...бающих моментов $[M^B]$ для различных схем зданий ...ействия расчетных ветровых нагрузок при длине ...а $l = 60$ м. Если длина блока проектируемого здания ...авна 60м, значения расчетных моментов опреде... ...ся по формуле $M^B = [M^B] \cdot \frac{l}{60}$, где l - длина блока ...ия в метрах.

Определение усилий в диафрагмах жесткости

...общем случае деформации здания складываются из ...упательных перемещений в направлении координатных ...и поворота вокруг центра жесткостей. Поэтому пол... изгибающие моменты M_y или M_z в любой диафрагме ...кости равны: $M_{iy} = M_{iy}^{o} + \Delta M_{iy}$; $M_{iz} = M_{iz}^{o} - \Delta M_{iz}$; (2)

M_i^o - изгибающий момент, появляющийся вследствие поступательных перемещений

ΔM_i - дополнительный изгибающий момент, появляющийся вследствие поворота.

...тавляющие полного изгибающего момента вычисляют... ...формулам:

$$M_{iy}^{o} = M_y \frac{B_{iy}}{B_y}; \quad M_{iz}^{o} = M_z \frac{B_{iz}}{B_z}; \qquad (3)$$

$$\Delta M_{iy} = M_{yz} \frac{Z_i \cdot B_{iy}}{B_{yz}}; \quad \Delta M_{iz} = M_{yz} \frac{Y_i \cdot B_{iz}}{B_{yz}}; \qquad (4)$$

$$\therefore M_y = M_y^B + \sum P_i \cdot e_{iy}; \quad M_z = M_z^B + \sum P_i \cdot e_{iz}; \qquad (5)$$

$$M_{yz} = M_y^B \cdot Z_0 - M_z^B \cdot Y_0 + \sum P_i (e_{iy} \cdot Z_i - e_{iz} \cdot Y_i); \qquad (6)$$

...ормулах (3) ÷ (6) обозначено:

M_z - суммарный расчетный изгибающий момент в уровне низ диафрагм от ветровой нагрузки и от эксцентричного действия вертикальной нагрузки;

- суммарный расчетный бимомент в уровне низа диафрагм от всех нагрузок;

$\sum B_{iy}$, $\sum B_{iz}$ - общая жесткость пространственной несущей системы при поступательных перемещения здания в направлении осей y и z соответственно.

$\sum (B_{iy} Z_i^2 + B_{iz} Y_i^2)$ - общая жесткость пространственной несущей системы при повороте здания.

Z_0 - координаты равнодействующих горизонтальных нагрузок, действующих в направлении осей z и y соответственно.

M_y^B и M_z^B - изгибающие моменты в уровне низа диафрагм от ветровой нагрузки, действующей соответственно в направлении осей y и z и определяемое по таблицам 6 ÷ 8. В формуле (6) при действии момента в направлении оси „y" M_z^B равно нулю и наоборот: при $M_z^B \neq 0$, $M_y^B = 0$.

Изгибающие ветровые моменты M_y^B, M_z^B и моменты от эксцентричного действия вертикальной нагрузки считаются положительными, если направление ветровых нагрузок и эксцентрицитетов e_{iy}, e_{iz} совпадает с направлением одноименных координатных осей.

Проверка прочности диафрагм жесткости.

Прочность сечений диафрагм, состоящих из собственно стенки и примыкающих к ней колонн, проверяется при совместном действии усилий от вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Нормальные сечения проверяются на внецентренное сжатие в соответствии с требованиями СНиП II-В. 1-62*. Проверка прочности может быть выполнена с помощью графика несущей способности сечения (рис. 2), характерными точками которого являются:

$N_ц$ - предельное значение продольной силы при центральном сжатии;

$N_{гр}$ и $M_{гр}$ - продольная сила и изгибающий момент, соответствующие границе между I и II случаями внецентренного сжатия;

M_u - несущая способность сечения при изгибе. Если точка с координатами P и M (продольная сила и изгибающий момент в диафрагме, определенные расчетом) лежат внутри области, ограниченной осями координат и графиком несущей способности, то прочность диафрагмы обеспечена.

Координаты характерных точек графиков несущей способности диафрагм вычислены и приведены в табл. 2. Проверка несущей способности сечения может быть выполнена также и по формулам (7) и (8). Прочность диафрагмы обеспечена при соблюдении условий:

$$\text{при } P > N_{гр} \qquad M + P \frac{M_{гр}}{N_ц - N_{гр}} \leq \frac{N_ц \cdot M_{гр}}{N_ц - N_{гр}} \qquad (7)$$

Т.К.	Указания по применению изделий.	Серия ИИ-04-...
1971	Пояснительная записка	Выпуск 4

ПАРАМЕТРЫ ГРАФИКОВ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ

Таб

Тип диаф	Тип колонн	Nц	Nгр	Мгр	Ми	Тип диаф	Тип колонн	Nц	Nгр	Мгр	Ми	Тип диаф	Тип колонн	Nц	Nгр	Мгр	Ми	Тип диаф	Тип колонн	Nц	Nгр	Мгр	Ми	Тип диаф	Тип колонн	Nц	Nгр	Мгр	Ми	Тип диаф	Тип колонн	Nц	Nгр
1	1	760	470	920	180	5	1	1040	860	2340	370	9	1	910	700	1550	370	13	1	1060	680	1790	280	17	1	580	490	820	280	20	1	990	760
	2	910	540	1140	180		2	1180	930	2790	370		2	1050	770	2040	370		2	1200	750	2120	280		2	720	570	1200	280		2	1140	83
	3	990	580	1260	180		3	1260	970	3040	370		3	1130	810	2300	370		3	1290	790	2300	280		3	800	610	1390	280		3	1220	87
	4	1070	570	1540	470		4	1340	960	3650	950		4	1210	800	2940	950		4	1370	780	2730	710		4	880	590	1880	710		4	1300	85
	5	1200	630	1740	470		5	1470	1020	4040	950		5	1340	860	3350	950		5	1490	840	3020	710		5	1010	660	2190	710		5	1420	92
	6	1300	660	2130	740		6	1630	1050	4860	1480		6	1500	900	4190	1480		6	1650	870	3610	1110		6	1170	690	2820	1110		6	1580	95
	7	1450	710	2270	740		7	1730	1100	5190	1480		7	1600	940	4490	1480		7	1750	920	3820	1110		7	1270	740	3040	1110		7	1680	98
2	1	500	420	620	180	6	1	1040	730	2110	370	10	1	910	700	1550	370	14	1	980	690	1530	280	18	1	780	640	1330	280	21	1	990	70
	2	650	490	850	180		2	1180	800	2560	370		2	1050	770	2040	370		2	900	720	1680	280		2	720	510	1150	280		2	1140	78
	3	730	530	980	180		3	1260	840	2810	370		3	1130	810	2300	370		3	980	760	1870	280		3	800	550	1380	280		3	1220	82
	4	810	520	1290	470		4	1340	820	3410	950		4	1210	800	2940	950		4	1080	740	2330	710		4	880	540	1870	710		4	1300	80
	5	930	590	1490	470		5	1470	890	3800	950		5	1340	860	3350	950		5	1190	810	2630	710		5	1010	600	2160	710		5	1420	87
	6	1090	620	1900	740		6	1630	920	4610	1480		6	1500	900	4190	1480		6	1350	840	3240	1110		6	1170	630	2790	1110		6	1520	90
	7	1190	660	2040	740		7	1730	970	4900	1480		7	1600	940	4480	1480		7	1450	890	3460	1110		7	1270	680	3010	1110		7	1680	95
3	1	500	340	590	180	7	1	1090	780	2220	370	11	1	860	740	1590	370	15	1	760	530	1210	280	19	1	1210	780	2340	320	22	1	970	33
	2	650	410	820	180		2	1234	860	2670	370		2	1010	820	2070	370		2	900	600	1550	280		2	1360	850	2720	320		2	710	42
	3	730	470	950	180		3	1314	900	2920	370		3	1090	860	2340	370		3	980	640	1740	280		3	1440	890	2930	320		3	790	47
	4	810	440	1250	470		4	1394	880	3520	950		4	1170	840	2980	950		4	1060	620	2190	710		4	1720	880	3430	830		4	870	45
	5	930	500	1450	470		5	1520	950	3910	950		5	1290	910	3390	950		5	1190	690	2490	710		5	1640	940	3770	830		5	1033	53
	6	1090	530	1850	740		6	1680	980	4720	1480		6	1460	940	4230	1480		6	1350	720	3090	1110		6	1800	970	4450	1290		6	1160	55
	7	1190	580	1990	740		7	1780	1030	5010	1480		7	1550	990	4530	1480		7	1450	770	3310	1110		7	1900	1020	4700	1290		7	1250	61
	1	1300	810	2950	370	8	1	1090	770	2184	370	12	1	860	660	1520	370	16	1	830	590	1280	280										
	2	1510	960	3390	370		2	1230	840	2640	370		2	1010	730	2000	370		2	980	660	1620	280										
	3	1590	1090	3630	370		3	1310	880	2890	370		3	1090	770	2260	370		3	1060	700	1810	280										
	4	1670	980	4200	950		4	1390	870	3490	950		4	1170	760	2900	950		4	1140	690	2270	710										
	5	1750	1050	4580	950		5	1520	930	3880	950		5	1290	820	3300	950		5	1260	750	2560	710										
	6	1956	1220	5370	1480		6	1680	960	4690	1480		6	1460	850	4140	1480		6	1420	780	3170	1110										
	7	2090	1330	5650	1480		7	1780	1010	4980	1480		7	1550	900	4430	1480		7	1520	830	3390	1110										

Примечание:

Типам колонн с 1 по 7 в табл 2
ствует определенная несущая спо
при центральном сжатии в тон

Тип колонн	1	2	3	4	5
Несущая способность	150	240	290	340	40

при $P \leq N_{гр}$ $M = F \frac{N_{гр}}{}$

...горым критерием несущей способности сборной диа-
...мы является прочность ее вертикальных швов.
...очность диафрагмы по вертикальному шву прове-
...ется из условия

$$T \leq [T] \qquad (9)$$

...де T - величина сдвигающей силы по вертикальному шву в пределах одного этажа;

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

...двигающая сила T определяется по формуле:

$$T = M_{эт} \frac{S}{J} \pm \left(N_{эт} \frac{F}{\mathcal{F}} - \bar{N}_{эт} \right) \qquad (10)$$

: $M_{эт}$ - 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;

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

...двигающая сила в вертикальном шве считается положительной, если стремится повернуть отсеченную часть ...ив часовой стрелки.

...згибающий момент считается положительным, если ...тягивает левое волокно.

...формуле (10) знак „плюс" принимается при опре-
...лении сдвигающего усилия, действующего на часть ...фрагмы, расположенную правее вертикального шва.

...ак правило, наибольшая сдвигающая сила действует по ...тикальным швам, расположенным вблизи нейтральной ...диафрагмы. Статические моменты части диафрагмы, ...ченной вертикальным швом, ближайшим к центру ...кости сечения, вычислены и для удобства расчетов ...дены в табл. 1.

...и продольных сил в диафрагмах можно вычислять по формулам:

$$M_{эт} = M \frac{2n-1}{n^2}; \qquad N_{эт} = \frac{P}{n}; \qquad (11)$$

где M, P - наибольшие изгибающий момент и продольная сила в рассматриваемой диафрагме;

n - число этажей.

Проверка жесткости здания.

Перемещения любой точки вершины здания в направлении координатных осей складывается из поступательных перемещений в направлении соответствующих осей и дополнительных перемещений за счет закручивания вокруг центра жесткости. Поэтому полный относительный прогиб вершины здания f_y или f_z / деформация вершины здания, отнесенные к высоте здания / определяется по формулам:

$$f_y = f_{oy} + \theta \cdot z; \qquad f_z = f_{oz} - \theta \cdot y; \qquad (12)$$

здесь y, z - координаты наиболее удаленных в плане от центра жесткостей точек вершины здания.

Относительные величины поступательных перемещений f_{oy}, f_{oz} и угла поворота θ с учетом податливости основания определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} f_{oy} &= \frac{M_y^н H}{\nu B_y} + \frac{M_{oy}^н}{\sum m_{iy}}; \\ f_{oz} &= \frac{M_z^н H}{\nu B_z} + \frac{M_{oz}^н}{\sum m_{iz}}; \end{aligned}\right\} \qquad (13)$$

$$\theta = \frac{M_{yz}^н H}{\nu B_{yz}} + \frac{M_{\varphi yz}^н}{\sum (m_{iz} y_i^2 + m_{iy} z_i^2)}; \qquad (14)$$

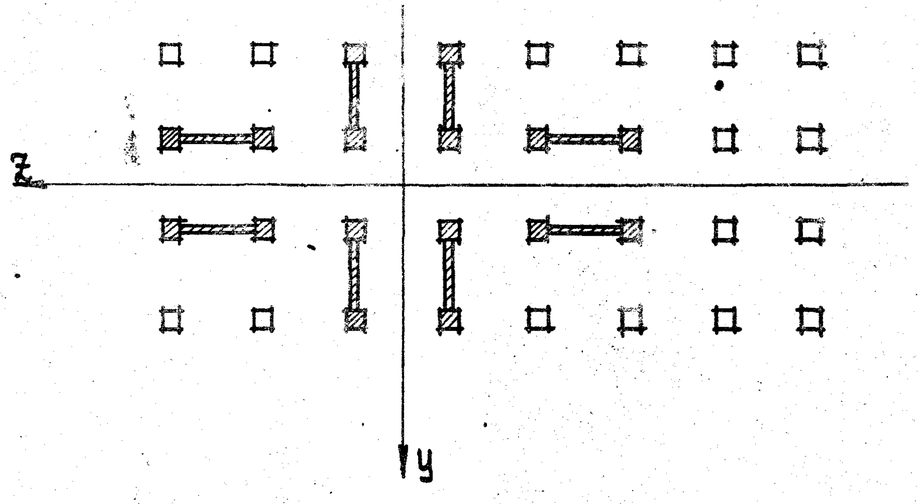


Рис. 4

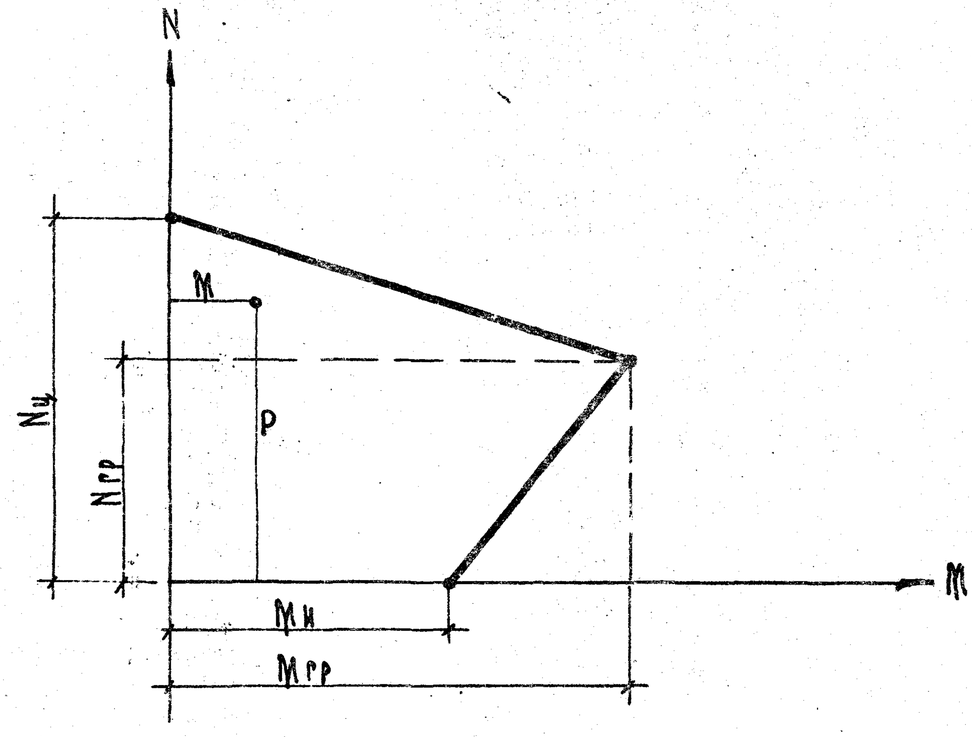


Рис. 2

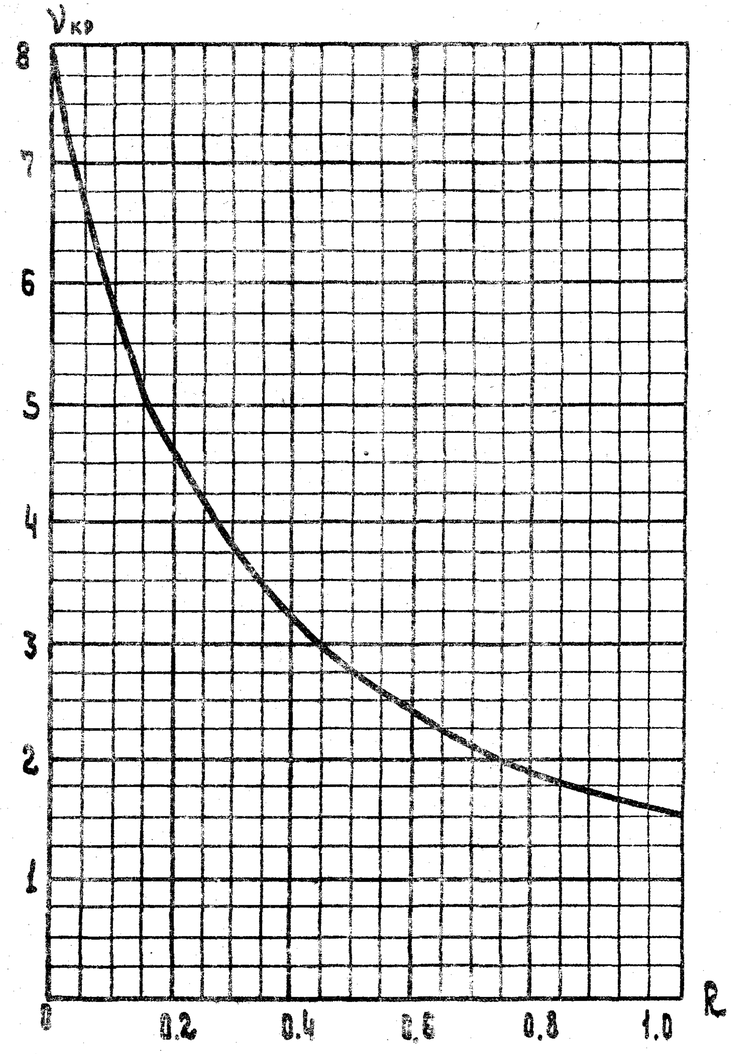


Рис. 3

Т.К.	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04
1971	Пояснительная записка	Выпуск 4

$M^н_y$; $M^н_z$; $M^н_{yz}$ – НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И БИМОМЕНТА ОТ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ В УРОВНЕ НИЗА ДИАФРАГМ;

$M^н_{фy}$; $M^н_{фz}$; $M^н_{фyz}$ – ТОЖЕ В УРОВНЕ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА.

H – ВЫСОТА ЗДАНИЯ.

НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ МОМЕНТОВ И БИМОМЕНТА ПРИНИМАЕМ ИХ $M^н = \frac{M}{1.2}$; ГДЕ M – РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ТЕХ ЖЕ ВЕЛИЧИН, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ ПРИ СБОРЕ НАГРУЗОК.

В ФОРМУЛАХ (13)÷(14) ПЕРВЫЕ СЛАГАЕМЫЕ УЧИТЫВАЮТ ДЕФОРМАЦИЮ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ, ВТОРЫЕ – ЗА СЧЕТ ГИБКОСТИ ОСНОВАНИЯ.

КОЭФФИЦИЕНТЫ m_i ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА КАЖДОЙ ДИАФРАГМЫ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ В СООТВЕТСТВИИ С УКАЗАНИЯМИ СНиП II-Б.1-62.

$$m_i = \frac{E_{ср}\left(\frac{c}{2}\right)^2}{(1-\mu_{ср}^2)K}, \qquad (15)$$

ПРИ ЭТОМ C – РАЗМЕР ФУНДАМЕНТА В ПЛОСКОСТИ ДИАФРАГМЫ; ОСТАЛЬНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ПО СНиП II-Б.1-62.

ПРИ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОМ ОСНОВАНИИ (СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ) В ФОРМУЛЕ (14) СЛЕДУЕТ ПРИНИМАТЬ $\frac{1}{m_i} = 0$, Т.Е. ПОДАТЛИВОСТЬ ОСНОВАНИЯ НЕ УЧИТЫВАЕТСЯ.

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ОГРАНИЧИВАЕТСЯ ВЕЛИЧИНОЙ $\frac{1}{1000}$.

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ НЕ ДОЛЖЕН ПРЕВЫШАТЬ $\frac{1}{1000}$.

ДЛЯ ЗДАНИЙ С АБСОЛЮТНО ЖЕСТКИМ ОСНОВАНИЕМ И СИММЕТРИЧНЫМИ ПО ЖЕСТКОСТЯМ КОНСТРУКЦИЯМИ МОЖНО ОПРЕДЕЛИТЬ СУММАРНУЮ ЖЕСТКОСТЬ ДИАФРАГМ, НЕОБХОДИМУЮ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ОГОВОРЕННОГО ВЫШЕ ДОПУСТИМОГО ОТНОСИТЕЛЬНОГО ПРОГИБА ОТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ:

$$B = 250\ м\ н \qquad (16)$$

ОСНОВАНИИ ЗАВИСИМОСТИ (16) МОЖНО ОСУЩЕСТВЛЯТЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР ДИАФРАГМ.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

ВЛИЯНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ НА ВЕЛИЧИНУ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАГМАХ И ИХ ДЕФОРМАЦИЙ УЧИТЫВАЕТСЯ КОЭФФИЦИЕНТОМ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА, КОТОРЫЙ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{\nu}{\nu_{кр}}} \qquad (17)$$

ЗДЕСЬ ν – БЕЗРАЗМЕРНЫЙ ПАРАМЕТР ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЙ НА ЗДАНИЕ, $\nu_{кр}$ – КРИТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ ЭТОГО ПАРАМЕТРА.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ν И $\nu_{кр}$, А ТАКЖЕ ПОРЯДОК РАСЧЕТА С УЧЕТОМ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ЗАВИСИТ ОТ СВОЙСТВ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ, ПРИ ЭТОМ ВОЗМОЖНЫ ДВА СЛУЧАЯ.

1. ЕСЛИ ЗДАНИЕ СИММЕТРИЧНО В ПЛАНЕ И ТОЧКА ПРИЛОЖЕНИЯ РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ СОВПАДАЕТ С ЦЕНТРОМ ЖЕСТКОСТЕЙ ДИАФРАГМ (В ПОДАВЛЯЮЩЕМ БОЛЬШИНСТВЕ СЛУЧАЕВ В СИММЕТРИЧНЫХ ЗДАНИЯХ ЭТО УСЛОВИЕ СОБЛЮДАЕТСЯ), ТО ВОЗМОЖНА ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ В ТРЕХ РАЗЛИЧНЫХ ФОРМАХ: В ФОРМЕ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗДАНИЯ В НАПРАВЛЕНИЯХ КООРДИНАТНЫХ ОСЕЙ И В КРУТИЛЬНОЙ ФОРМЕ. В ЭТОМ СЛУЧАЕ СОСТАВЛЯЮЩИХ ПОЛНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ, СВЯЗАННЫЕ С ОПРЕДЕЛЕННЫМ ВИДОМ ДЕФОРМАЦИЙ, СЛЕДУЕТ УМНОЖАТЬ КАЖДУЮ НА СВОЙ КОЭФФИЦИЕНТ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА, Т.Е. ПРИ ВЫЧИСЛЕНИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ С УЧЕТОМ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ПОЛЬЗОВАТЬСЯ ФОРМУЛАМИ:

$$M_{iy} = M^0_{iy}\cdot\eta_y + \Delta M_{iy}\cdot\eta_{yz}; \qquad M_{iz} = M^0_{iz}\cdot\eta_z + \Delta M_{iz}\cdot\eta_{yz}; \qquad (18)$$

БЕЗРАЗМЕРНЫЕ ПАРАМЕТРЫ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, СООТВЕТСТВУЮЩИЕ КАЖДОМУ ВИДУ ДЕФОРМАЦИИ, ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$\nu_y = \frac{H^2\sum P_i}{B_y}; \qquad \nu_z = \frac{H^2\sum P_i}{B_z}; \qquad \nu_{yz} = \frac{H^2\sum P_i(z_i^2+y_i^2)}{B_{yz}}; \qquad (19)$$

КРИТИЧЕСКИЕ ЗНАЧЕНИЯ ПАРАМЕТРА ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ГРАФИКУ НА РИС. 3 В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ R. ПРИ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОМ ОСНОВАНИИ $\nu_{кр} = 7{,}84$.

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЯ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ВИДА ДЕФОРМАЦИИ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ВЫРАЖЕНИЯМИ:

$$R_y = \frac{B_y}{H\sum m_{iy}}; \qquad R_z = \frac{B_z}{H\sum m_{iz}}; \qquad R_{yz} = \frac{B_{yz}}{H\sum(m_{iy}z_i^2 + m_{iz}y_i^2)}; \qquad (20)$$

В ФОРМУЛЕ (20) m – КОЭФФИЦИЕНТ ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЯ ОТДЕЛЬНОЙ ДИАФРАГМЫ – ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ (15).

НА ГРАФИКЕ ПРЕДСТАВЛЕНЫ ЗНАЧЕНИЯ $\nu_{кр}$ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ СТЕПЕНИ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ В ДИАПАЗОНЕ ОТ $R=0$ (АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОЕ ОСНОВАНИЕ) ДО $R=1$. КАК В ЭТИХ ПРЕДЕЛАХ, ТАК И ПРИ $R>1$ ЗНАЧЕНИЯ КРИТИЧЕСКОГО ПАРАМЕТРА $\nu_{кр}$ МОЖНО ВЫЧИСЛИТЬ ТАКЖЕ ПО ФОРМУЛЕ:

$$\nu_{кр}=\frac{2{,}08}{0{,}266+R}; \qquad (21)$$

АНАЛОГИЧНЫ УВЕЛИЧИВАЮТСЯ ВЕЛИЧИНЫ ДЕФОРМАЦИЙ f_{oy}, f_{oz}, θ УМНОЖЕНИЕМ КАЖДОЙ НА КОЭФФИЦИЕНТЫ η_y, η_z И η_{yz} СООТВЕТСТВЕННО.

2.5. ЕСЛИ ТОЧКА ПРИЛОЖЕНИЯ РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ НЕ СОВПАДАЕТ В ПЛАНЕ С ЦЕНТРОМ ЖЕСТКОСТЕЙ, ТО ДАЖЕ В ТОМ СЛУЧАЕ, КОГДА ОБЩИЕ НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ СИММЕТРИЧНЫ ОТНОСИТЕЛЬНО ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ (РИС 4) ВОЗМОЖНА ЕДИНСТВЕННАЯ ФОРМА ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ – ИЗГИБНО-КРУТИЛЬНАЯ. ОКОНЧАТЕЛЬНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ НАЛОЖЕНИЕМ ПОЛНЫХ МОМЕНТОВ, ВЫЧИСЛЕННЫХ С УЧЕТОМ КРУЧЕНИЯ ПО ФОРМУЛЕ (2), НА ЕДИНЫЙ КОЭФФИЦИЕНТ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА.

$$M_{iy}=(M_{iy}+\Delta M_{iy})\eta; \qquad M_{iz}=(M_{iz}-\Delta M_{iz})\eta; \qquad (22)$$

ПРИ ВЫЧИСЛЕНИИ КОЭФФИЦИЕНТА η БЕЗРАЗМЕРНЫЙ ПАРАМЕТР ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$\nu=\frac{H^2\Sigma P_i}{B_{min}} \qquad (23)$$

КРИТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ ПАРАМЕТРА ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ИЗ РЕШЕНИЯ КУБИЧЕСКОГО УРАВНЕНИЯ

$$\nu_{кр}^3+\nu_{кр}^2\delta_2-\nu_{кр}\delta_1+\delta_0=0 \qquad (24)$$

КОЭФФИЦИЕНТЫ ЭТОГО УРАВНЕНИЯ РАВНЫ:

$$\delta_2=[(\bar\nu_y+\bar\nu_z+\bar\nu_{yz})\tau^2-\bar\nu_y C_y^2-\bar\nu_z C_z^2]\vartheta$$

$$\delta_1=(\bar\nu_y\bar\nu_z+\bar\nu_y\bar\nu_{yz}+\bar\nu_z\bar\nu_{yz})\tau^2\cdot\vartheta$$

$$\delta_0=\bar\nu_y\bar\nu_z\bar\nu_{yz}\tau^2\beta$$

В ФОРМУЛАХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРИНЯТЫ ОБОЗНАЧЕНИЯ:

$$\nu_{кр}=\left(\frac{H^2\Sigma P_i}{B_{min}}\right)_{кр}; \quad \bar\nu_y=\nu_{ykp}\frac{B_y}{B_{min}}; \quad \bar\nu_z=\nu_{zkp}\frac{B_z}{B_{min}}; \quad \bar\nu_{yz}=\nu_{yzkp}$$

$$\beta=\frac{\Sigma P_i}{\Sigma P_i(y_i^2+z_i^2)}; \quad \tau=\frac{B_y+B_z}{\Sigma A_i}+C_y^2+C_z^2; \quad \vartheta=\frac{1}{C_y^2+C_z^2}$$

$$C_y=\frac{\Sigma A_i y_i}{\Sigma A_i}; \qquad C_z=\frac{\Sigma A_i z_i}{\Sigma A_i};$$

ПРИ ЭТОМ:

$\nu_{ykp}; \nu_{zkp}; \nu_{yzkp}$ – ЗНАЧЕНИЯ КРИТИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГ… СООТВЕТСТВУЮЩИЕ ПОСТУПАТЕЛЬНОЙ И КРУТИЛЬНОЙ ФО… ПОТЕРИ УСТОЙЧИВОСТИ И ОПРЕДЕЛЯЕМЫЕ КАК УКАЗАН…

C_y; C_z – РАССТОЯНИЕ ОТ НАЧАЛА КООРДИНАТ (ЦЕНТРА ИЗГИБ… ЖЕСТКОСТЕЙ) ДО ЦЕНТРА ОСЕВЫХ ЖЕСТКОСТЕЙ НЕСУЩ… СИСТЕМЫ ПО НАПРАВЛЕНИЮ СООТВЕТСТВУЮЩИХ ОСЕЙ.

A_i – ОСЕВАЯ ЖЕСТКОСТЬ ВЕРТИКАЛЬНОГО ЭЛЕМЕНТА, ВЫЧИС… КАК ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА. ЗНАЧЕНИЯ A … РАЗЛИЧНЫХ ДИАФРАГМ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ С УЧЕТОМ ПОДАТ… СОЕДИНЕНИЙ, ПРИВЕДЕНЫ В ТАБ. 1.

B_{min} – НАИМЕНЬШЕЕ ИЗ ЗНАЧЕНИЙ СУММАРНЫХ ЖЕСТКОСТЕЙ С… B_y ИЛИ B_z.

УРАВНЕНИЕ (24) РЕКОМЕНДУЕТСЯ РЕШАТЬ МЕТОДОМ ПОСЛЕДОВА… ПРИБЛИЖЕНИЙ. В ПЕРВОМ ПРИБЛИЖЕНИИ ВЕЛИЧИНА КРИТИЧЕСКОГО ПА… РАВНА:

$$\nu_{кр_1}=\frac{\delta_0[\delta_1-(\bar x^2+\delta_2\bar x-\delta_1)]}{-2\delta_1(\bar x^2+\delta_1\bar x-\delta_1)};$$

ГДЕ $\bar x$ – НАИМЕНЬШИЙ ПОЛОЖИТЕЛЬНЫЙ КОРЕНЬ КВАДРАТНОГО УР…

$$3x^2+2\delta_2 x-\delta_1=0$$

ВО ВТОРОМ ПРИБЛИЖЕНИИ $\nu_{кр}$ РАВНО: $\nu_{кр_2}=\nu_{кр_1}\frac{\delta_0}{\delta_0-y_1}$

ГДЕ $y_1=\nu_{кр_1}^3+\nu_{кр_1}^2\delta_2-\nu_{кр_1}\delta_1+\delta_0$ И Т.Д.

ОБЫЧНО ДОСТАТОЧНО ДВУХ-ТРЕХ ПРИБЛИЖЕНИЙ. РАЗРЕШАЕТСЯ О… ВАТЬСЯ ВЫЧИСЛЕНИЕМ ВЕЛИЧИНЫ $\nu_{кр}$ В ПЕРВОМ ПРИБЛИЖЕНИИ.

Произвести проверку прочности и жесткости несущей системы 9-ти этажного здания без подвала размером в плане 54×18 м, строящегося в I ветровом районе.

Высота этажа 4,2 м.

Нормативная временная нагрузка на перекрытие равна 500 кг/м.кв.

Нагрузка от стеновых панелей соответствует стеновым панелям высотой 60 см с остекленной остальной частью стены (см. табл. 6 лист 6) Принятая по архитектурным соображениям, компоновка здания показана на рис. 5; диафрагмы глухие данной 6й типа 1.

Основание здания составляют пески средней крупности, упругие характеристики которых следующие: $E = 1500$ т/м.кв; $\mu = 0,30$.

Жесткость одной диафрагмы типа 1 по табл. 1 $B = 10,5 \times 10^6$ тм^2

Положение центра жесткостей относительно произвольной точки О, совпадающей с точкой пересечения осей Г-Г и 10-10, находим по формуле (1), пренебрегая жесткостями диафрагм из плоскости и жесткостями колонн:

$$a_x = \frac{\Sigma B_{iy} x_i}{\Sigma B_{iy}} = \frac{10,5 \times 10^6 \times (54 + 42 + 36 + 18 + 12)}{6 \times 10,5 \times 10^6} = 27 \text{ м}.$$

$$a_y = \frac{\Sigma B_{ix} y_i}{\Sigma B_{ix}} = \frac{10,5 \times 10^6 \times 18}{2 \times 10,5 \times 10^6} = 9 \text{ м}$$

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

На рисунке 5 показано направление координатных осей и занумерованы вертикальные элементы (диафрагмы и колонны).

Расчет в поперечном направлении.

Ветровые нагрузки по таблице 6 гост 9	Здание длиной 60 м	Здание длиной 54 м
Расчетные ветровые моменты в уровне низа диафрагм M_y^B	2900 тм	$2900 \times \frac{54}{60} = 2610$ тм
в уровне подошвы ф-та M_y^Φ	3160 тм	$3160 \times \frac{54}{60} = 2840$ тм

Примечание: Момент в уровне подошвы фундамента M_y^Φ определяем по линейной интерполяции между значениями моментов в уровне низа диафрагм и пола подвала (табл. 6), принимая глубину заложения фундамента 2,0 м.

Вертикальные нагрузки

1. От веса элементов
   - в покрытии $N_1 = 1,45$ т.
   - в перекрытии $N_2 = 2,20$ т.
2. Опорные реакции ригеля средних рам
   - в покрытии $Q_p^n = 16,8$ т
   - в перекрытии $Q_p = 22,8$ т
3. Опорные реакции ригеля торцевых рам
   - в покрытии $Q_{pt}^n = 13,2$ т
   - в перекрытии $Q_{pt} = 16,8$ т
4. Равномерно распределенная нагрузка на ригель средних рам, с учетом собственного веса ригеля
   - в покрытии $q_p^n = 5,59$ т/п.м.
   - в перекрытии $q_p = 7,59$ т/п.м
5. Равномерно распределенная нагрузка на ригель торцевых рам с учетом собственного веса ригеля
   - в покрытии $q_{pt}^n = 4,39$ т/п.м.
   - в перекрытии $q_{pt} = 5,59$ т/п.м.

Сбор вертикальных нагрузок.

1. Для диафрагм „15" и „22"

$Q_k^n = 16,8$ т $\quad q_p^n = 5,59$ т/п.м.

$Q_p = 22,8$ т $\quad q_p = 7,59$ т/п.м.

$N_1 = 1,45$ т $\quad$ Вес колонны $Q_k = 1,1 \times 0,4 \times 0,4 \times 4,2 \times 9 \times 2,5 = 15,25$ т.

$N_2 = 2,20$ т $\quad$ Вес диафрагмы $Q_д = 1,1 \times 0,14 \times 5,6 \times 9 \times 4,2 \times 2,5 = 74,1$ т.

Равнодействующая вертикальной нагрузки

$$R_B = P_{22} = 1,45 + 16,8 + 5,59 \times 6 + (22,8 + 2,2 + 7,59 \times 6) \times 8 + 30,4 + 74,1 = 725,9 \text{ т}.$$

Нагрузка приложена с эксцентриситетом в направлении оси У:

$$e_{1By} = e_{22y} = \frac{(16,8 - 1,45) \times 3 + (22,8 - 2,2) \times 3 \times 8}{725,9} = -0,721 \text{ м}.$$

2. Для колонны „9"

$Q_{pt}^n = 13,2$ т $\quad N_1 = 1,45$ т

$Q_{pt} = 16,8$ т $\quad N_2 = 2,20$ т

$Q_k = 15,25$ т

$$P_3 = 13,2 + 1,45 + (16,8 + 2,2) \times 8 + 15,25 = 187,5 \text{ т}$$

ТК 1971	Указания по применению изделий. Пояснительная записка.	Серия ИИ-04-Г	Выпуск 4	Лист

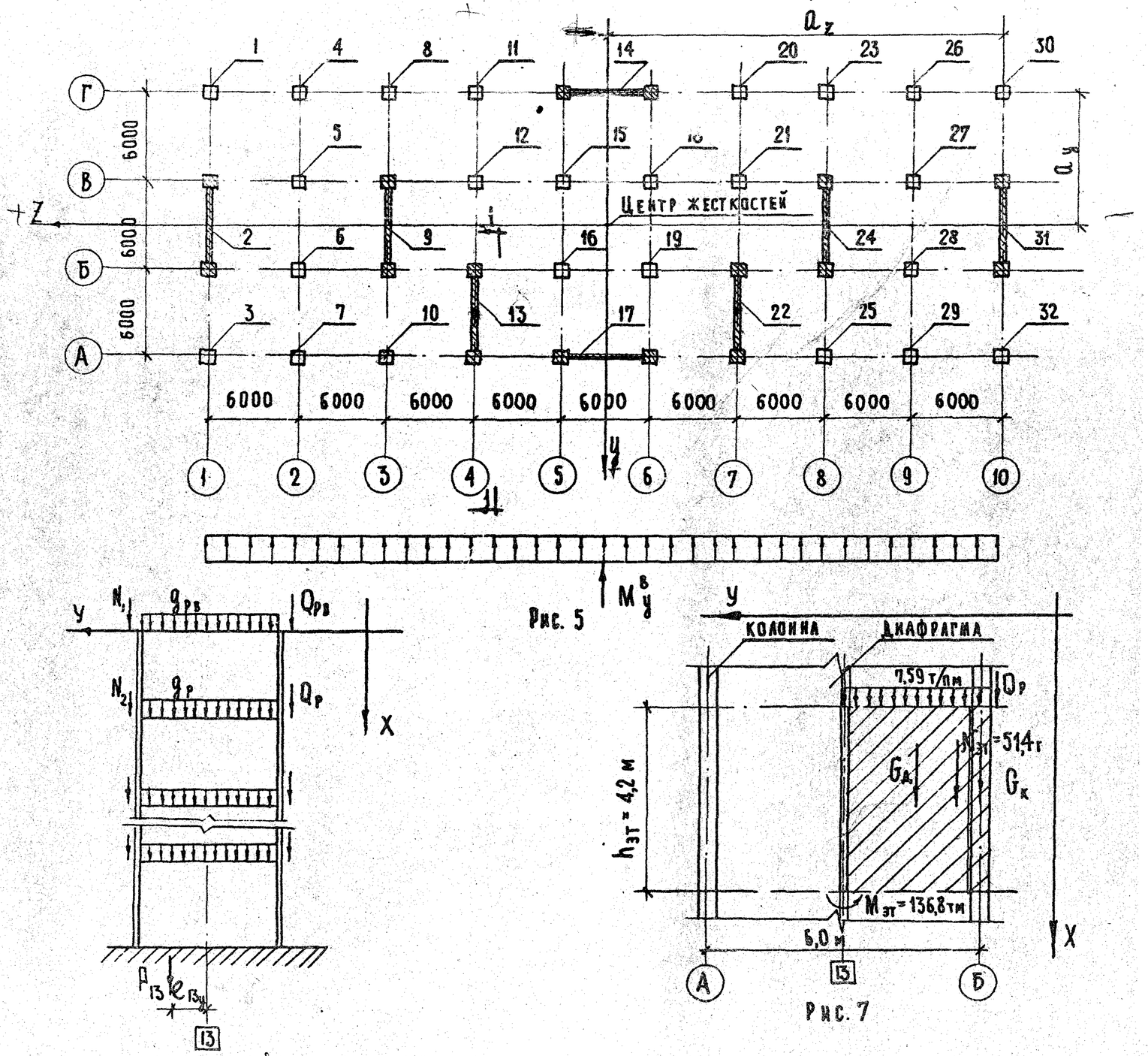


Рис. 5

Рис. 6

Рис. 7

Т.К	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04
1971	Пояснительная записка	Выпуск 4

Аналогично собираются вертикальные нагрузки для всех вертикальных элементов. Результаты расчетов приведены в табл. 4.

Табл. 4

№ вертикального элемента	Кол-во одинаковых вертикальных элементов	Вертикальные нагрузки	
		P (т) на один элемент	P (т) на все элементы
1; 30	2	187,5	375,0
2; 31	2	713,2	1426,4
3; 32	2	187,5	375,0
4; 8; 11; 20; 23; 26	6	239,1	1434,6
5; 6; 12; 15; 16; 18 19; 21; 27; 28	10	413,7	4137,0
9; 24	2	885,6	1771,2
7; 10; 25; 29	4	239,1	956,4
13; 22	2	725,9	1451,8
14	1	552,3	552,3
17	1	552,3	552,3
			Всего: 13032,0

Вычисление изгибающих моментов.

Моменты от эксцентричного действия вертикальной нагрузки во всех колоннах и центрально нагруженных диафрагмах принимаем равными нулю (в виду малости эксцентриситетов).

Суммарный изгибающий момент от эксцентричного действия вертикальной нагрузки:

$$e_{13y} = e_{22y} = -0,721\ м$$

$$P_{22} = P_{13} = 725,9\ т$$

$$\Sigma P_i e_{iy} = P_{13} e_{13y} + P_{22} e_{22y} = 2 \times 725,9 \times (-0,721) = -1048\ тм.$$

Т.к. здание и нагрузки симметричные, крутильные деформации отсутствуют, изгибающие моменты в диафрагмах (одинаковые для всех диафрагм) вычисляем по ф-ле (3)

в) Для отрицательного направления ветрового момента (на ри

$$M_{ix} = M_{iy} = M_y \frac{B_{ix}}{B_y} = (-2610 - 1048) \times \frac{10,5 \times 10^6}{6 \times 10,5 \times 10^6} = -610\ тм$$

б) Для положительного направления ветрового момента

$$M_{ix} = (2610 - 1048) \times \frac{10,5 \times 10^6}{6 \times 10,5 \times 10^6} = 262\ тм$$

здесь $i = 2, 9, 13, 22, 24, 31$.

Вычисление коэффициента продольного изгиба.

Безразмерный параметр вертикальной нагрузки при высоте здания $H = 9 \times 4,2 = 37,8$ м по ф-ле (19) равен:

$$\nu_y = \frac{H^2 \Sigma P_i}{B_y} = \frac{37,8^2 \times 13032}{63 \times 10^6} = 0,296$$

Коэффициент жесткости основания диафрагмы вычисляется по ф-ле (15)

$$m_i = \frac{E_{ср} \left(\frac{c}{2}\right)^2}{(1 - \mu_{ср}^2) K} = \frac{4500 \times \left(\frac{12}{2}\right)^2}{(1 - 0,3^2) \times 1,25} = 8,5 \times 10^5\ тм$$

Фундаменты диафрагм приняты размером 3×12 (м), тогда $\text{прип} = \frac{l_2}{3} = 4$ (см. СНиП II-Б 1-62 рис 4)

находим $K = 1,25$.

Характеристика податливости основания по ф-ле (20) равна

$$R_y = \frac{B_y}{H \Sigma m_{iy}} = \frac{63 \times 10^6}{37,8 \times 8,5 \times 10^5 \times 6} = 0,33$$

Тогда критическое значение параметра вертикальной нагрузки по ф-ле (21)

$$\nu_{кр} = \frac{2,08}{0,266 + R} = \frac{2,08}{0,266 + 0,33} = 3,5$$

Коэффициент продольного изгиба при этом по ф-ле (17)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\nu}{\nu_{кр}}} \quad 1 - \frac{0,296}{3,5} = \frac{1}{1 - 0,08} = 1,09$$

Изгибающий момент в диафрагмах с учетом продольного изгиба по ф-ле (16)

а) При отрицательном направлении ветрового момента

$M_{iy} = M_{iy} \cdot \eta = -610 \times 1{,}09 = -665$ тм

б) При положительном направлении ветрового момента

$M_{iy} = 262 \times 1{,}09 = 287$ тм

($i = 2, 9, 13, 22, 24, 31$)

Проверка несущей способности диафрагм по нормальным сечениям

Принимаем диафрагмы типа 1 с колоннами типа 5.

$N_ц = 1200$ т $\qquad M_ц = 470$ тм

$N_{гр} = 630$ т $\qquad M_{гр} = 1740$ тм

Для всех диафрагм $N_ц > N_{гр}$ (см. табл. А).

Проверяем прочность наиболее нагруженной диафрагмы „9" для которой $P_э = 886$ т.

$M_9 = 665$ тм (взята абсолютная величина)

Проверяем условие (7)

$$M + P\frac{M_{гр}}{N_ц - N_{гр}} \le \frac{N_ц M_{гр}}{N_ц - N_{гр}}$$

Т.к. $665 + 886\frac{1740}{1200-630} = 3375$ тм $< \frac{1200 \times 1740}{1200 - 630} = 3660$ тм

Прочность диафрагмы обеспечена.

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

Проверка прочности вертикальных швов диафрагмы

Проверку прочности вертикальных швов производим для диафрагмы „13", т.к. вертикальная нагрузка приложена к этой диафрагме с наибольшим эксцентриситетом и поэтому сдвигающие усилия в вертикальных швах имеют наибольшую величину. Расчет производим при положительном и отрицательном ветровом моменте.

а) При отрицательном ветровом моменте растянутая грань диафрагмы расположена по оси А-А (рис. 5). Если смотреть на диафрагму по 1-1 растянутые волокна слева, следовательно изгибающий момент в формуле (14) принимать положительным (рис. 7).

$$M_{эт} = M\frac{2n-1}{n^2} = 665\frac{2 \times 9 - 1}{9^2} = 139 \text{ тм}$$

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

Для части расположенной правее вертикального шва (рис. 7)

$$\bar{N}_{эт} = Q_р + \frac{g_{рв}}{2} + \frac{G_к + 0{,}5G_д}{n} = 22{,}8 + \frac{7{,}59 \times 8}{2} + \frac{15{,}25 + 0{,}5 \times 74{,}1}{9} = 54{,}1 \text{ т}$$

По таблице 1 момент инерции диафрагмы типа 1 $J = 4{,}93$ м площадь $F = 1{,}105$ м^2

Для среднего шва $\frac{\bar{S}}{J} = 0{,}21$ $\qquad \frac{\bar{F}}{F} = 0{,}5$ (по табл. 1)

Сдвигающая сила в шве по ф-ле (10) равна:

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

$$= 139 \times 0{,}21 + (80{,}7 \times 0{,}5 - 51{,}4) = 18{,}2 \text{ т}$$

Знак „плюс" перед скобкой принимается при определении сдвигающего усилия, действующего на часть диафрагмы, расположенную правее вертикального шва.

Условие (9) выполняется

$$T = 18{,}2 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$$

Прочность шва обеспечена.

б) При ветре противоположного направления в диафрагме „13" растянутая грань по оси Б-Б

$$M_{эт} = -287\frac{2 \times 9 - 1}{9^2} = -60 \text{ тм}$$

Для части, расположенной правее вертикального шва $\bar{N}_{эт} = 51{,}4$ т

Сдвигающая сила в среднем шве

$$T = -60 \times 0{,}21 + (80{,}7 \times 0{,}5 - 51{,}4) = -23{,}6 \text{ т}$$

Т.к. $T = 23{,}6$ т $< [T] = 60$ т прочность шва обеспечена.

Т.К.	Указания по применению изделий	Серия ИИ 04 0	
1971	Пояснительная записка	Выпуск 4	Лист

Проверка деформаций

Нормативный изгибающий момент в уровне низа диафрагм

$$M_y^н = 1.09\,\frac{(-2610-1048)}{1.2} = -3330\ тм$$

То же в уровне подошвы фундамента

$$M_{фу}^н = 1.09\,\frac{(-2840-1048)}{1.2} = -3530\ тм$$

Относительный прогиб здания за счет изгиба несущих конструкций равен:

$$f_y = \frac{M_y^н H}{4B_y} = \frac{3330\times 37.8}{4\times 63\times 10^6} = \frac{1}{2000} < [f] = \frac{1}{1000};$$

Относительный прогиб за счет податливости основания:

$$f_y = \frac{M_{фу}^н}{\Sigma m_{iy}} = \frac{3530}{85\times 10^6\times 6} = \frac{1}{1440} < [f] = \frac{1}{1000};$$

Прогиб здания $\left(\frac{1}{2000}\right)$ значительно меньше допустимого $\left(\frac{1}{1000}\right)$ говорит об избыточной жесткости, следовательно можно уменьшить жесткость диафрагм.

Суммарная суммарная жесткость диафрагм по формуле (16)

$$B = 250 M^н H = 250\times 3330\times 37.8 = 32\times 10^6\ тм^2$$

Их количество $n = \frac{B}{10.5\times 10^6} = \frac{32\times 10^6}{10.5\times 10^6} \approx 4$

Для здания с 4-мя диафрагмами ("9", "13", "22", "24") производим расчеты на прочность и деформативность, используя данные, полученные для здания с 6-ю диафрагмами: $\Sigma P_i e_{iy} = -1048\ тм$

Для отрицательного направления ветрового момента

$$M_{iy}^o = (-2610-1048)\times\frac{1}{4} = -915\ тм$$

Для положительного направления $M_{iy}^o = (2610-1048)\times\frac{1}{4} = 391\ тм$

$$\frac{H^2\Sigma P_i}{B_y} = \frac{37.8^2\times 13032}{4\times 10.5\times 10^6} = 0.442;\quad m_i = \frac{E_{cp}\left(\frac{c}{2}\right)^2}{(1-\mu_{cp}^2)K} = 8.5\times 10^5\ тм$$

$$\frac{B_y}{H\Sigma m_{iy}} = \frac{42\times 10^6}{37.8\times 8.5\times 10^4\times 4} = 0.33,\quad \gamma_{кр} = \frac{2.08}{0.266+R} = \frac{2.08}{0.266+0.33} = 3.5$$

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{\gamma}{\gamma_{кр}}} = \frac{1}{1-\frac{0.442}{3.5}} = 1.14$$

Изгибающий момент в диафрагме с учетом продольного изгиба

при отрицательном ветре $M_{iy} = -915\times 1.14 = -1040\ тм$

при положительном ветре $M_{iy} = 390\times 1.14 = 445\ тм$

Проверка несущей способности диафрагм по нормальным сечениям

Проверяем ранее принятую диафрагму типа Б с колоннами типа Б

$N_ц = 1200\ т$ $N_{гр} = 630\ т$ $M_и = 470\ тм$ $M_{гр} = 1740\ тм$

для диафрагмы „9" $P_9 = 886\ т$ $M_9 = 1040\ тм$

Проверяем условие (7): $1040 + 886\,\frac{1740}{1200-630} = 3750 > \frac{1200\times 1740}{1200-630} = 3660$;

Прочность диафрагмы не обеспечена. Принимаем колонны типа Б, для которых $N_ц = 1360\ т$ $N_{гр} = 660\ т$ $M_и = 740\ тм$ $M_{гр} = 2130\ тм$

для всех диафрагм $P_L > N_{гр} = 660\ т$

Проверяем условие (7): $1040 + 886\,\frac{2130}{1360-660} = 3740 < \frac{1360\times 2130}{1360-660} = 4150$

Прочность диафрагмы обеспечена.

Проверка прочности вертикальных швов

а) при отрицательном направлении ветра

$$M_{эт} = 1040\,\frac{2\times 9-1}{9^2} = 218\ тм \qquad N_{эт} = 80.7\ т$$

Сдвигающая сила в шве: $T = M_{эт}\frac{\bar{S}}{J} + \left(N_{эт}\frac{\bar{F}}{F} - \bar{N}_{эт}\right) =$

$= 218\times 0.21 + (80.7\times 0.5 - 51.4) = 35\ т < [T] = 60\ т$

б) при положительном направлении ветра

$$M_{эт} = -445\,\frac{2\times 9-1}{9^2} = -94\ тм \qquad T = -94\times 0.21 + (80.7\times 0.5 - 51.4) = -30.6 < [T] = 60\ т$$

Прочность шва обеспечена.

Проверка деформаций

$$M_y^н = 1.14\,\frac{(-2610-1048)}{1.2} = 3470\ тм \qquad M_{фу}^н = 1.14\,\frac{(-2840-1048)}{1.2} = 3690\ тм$$

Относительный прогиб за счет изгиба несущих конструкций равен

$$f_y = \frac{M_y^н H}{4B_y} = \frac{3470\times 37.8}{4\times 42\times 10^6} = \frac{1}{1280} < [f] = \frac{1}{1000};$$

Относительный прогиб за счет податливости основания

$$f_y = \frac{M_{фу}^н}{\Sigma m_{iy}} = \frac{3690}{8.5\times 10^6\times 4} = \frac{1}{920} > [f] = \frac{1}{1000};$$

Относительный прогиб здания за счет податливости основания незначительно больше допустимого. Деформативность основания можно снизить увеличением размеров фундамента не увеличивая количества диафрагм.

Т.К.	Указание по применению изделий	Серия ИИ-04-9
1971	Пояснительная записка	Выпуск 4 / Лист

Пример расчета № 2

Произвести проверку прочности и жесткости несущей системы 9 ти этажного здания размером в плане 54х18м, строящегося в I ветровом районе. Высота этажа 4,2м.

Нормативная временная нагрузка на перекрытие равна 500кг/м²

Нагрузка от стеновых панелей соответствует стеновым панелям высотой 60 см с остеклением остальной части стены (см. табл. 5 лист 6). Принятая по архитектурным соображениям компоновка здания показана на рис. 8; диафрагмы глухие длиной 6м типа 1, колонны типа 6.

Основание здания принято абсолютно жестким.

Жесткость одной диафрагмы типа 1 по табл. 1

$B = 10,5 \times 10^6 тм^2$; $\sum B_{iy} = 5 \times 10,5 \times 10^6 = 52,5 \times 10^6 тм^2$;

Положение центра жесткостей относительно произвольной точки 0, совпадающей с точкой пересечения осей Г-Г и 10-10, находим по формуле (1), пренебрегая жесткостями диафрагм из плоскости и жесткостями колонн.

$$a_z = \frac{\sum B_{iy} \bar{z}_i}{\sum B_{iy}} = \frac{10,5 \times 10^6 (9+7+6+3+2) 6}{5 \times 10,5 \times 10^6} = 32,4 м$$

$$a_y = \frac{\sum B_{iz} \bar{y}_i}{\sum B_{iz}} = \frac{10,5 \times 10^6 \times 6 \times 3}{2 \times 10,5 \times 10^6} = 9 м$$

На рисунке 8 показано направление координатных осей и занумерованы вертикальные элементы (диафрагмы и колонны).

Расчет в поперечном направлении

Ветровые нагрузки по табл. 8 лист 9	Здание длиной	
	60м	54м
Расчетный ветровой момент в уровне низа диафрагм M^R	2900тм	$2900 \frac{54}{60} = 2610тм$

Вертикальные нагрузки

1) от веса наружных стен

в покрытии $N_1 = 1,45т$

в перекрытии $N_2 = 2,20т$

2) Опорные реакции ригеля средних рам

в покрытии $Q_p^n = 16,8т$

в перекрытии $Q_p = 22,8т$

3) Опорные реакции ригеля торцевых рам

в покрытии $Q_{pт}^n = 13,2т$

в перекрытии $Q_{pт} = 16,8т$

4) Равномерно распределенная нагрузка на ригель средних рам, с учетом собственного веса ригеля

в покрытии $g_p^n = 5,59 т/п.м$

в перекрытии $g_p = 7,59 т/п.м$

5) Равномерно распределенная нагрузка на ригель торцевых рам с учетом собственного веса ригеля.

в покрытии $g_{pт}^n = 4,39 т/п.м$

в перекрытии $g_{pт} = 5,59 т/п.м$

Сбор вертикальных нагрузок

Вертикальные нагрузки, действующие на колонны и диафр принимаем такими же, как в примере 1. Вертикальная нагрузка приложена к диафрагмам „13" и „22" с эксцентриситетами $e_{13y} = e_{22y} = -0,721$. Эксцентриситеты вертикальных нагрузок, при ных к колоннам и остальным диафрагмам в направлении осей У принимаем равным нулю.

Вычисление суммарных изгибающих моментов

$\Sigma P_i e_{iy} = P_{13} e_{13y} + P_{22} e_{22y} = -524 - 524 = -1048$ тм (для примера (4))

$\Sigma P_i e_{iz} = 0$

Суммарные изгибающие моменты по формуле (5):

а) при положительном направлении ветра

$$M_y = M_y^B + \Sigma P_{iy} e_{iy} = 2610 - 1048 = 1562 \text{ тм.}$$

б) при отрицательном направлении ветра

$$M_y = -2610 - 1048 = -3658 \text{ тм}$$

Суммарный бимомент вычисляем по формуле (6):

$$M_{yz} = M_y^B z_0 - M_z^B y_0 + \Sigma P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i);$$

Расстояние от точки приложения равнодействующей ветровой нагрузки до центра жесткостей $z_0 = -5,4$м. Часть суммарного бимомента, зависящая от вертикальных сил

$$\Sigma P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i) = \Sigma P_i e_{iy} z_i = P_{13} e_{13y} z_{13} + P_{22} e_{22y} z_{22} =$$
$$= -524 \times 3.6 - 524 \times (-14.4) = 5660 \text{ тм}^2$$

Суммарный бимомент равен:

а) при положительном направлении ветра

$$M_{yz} = 2610 \times (-5.4) + 5660 = -8440 \text{ тм}^2$$

б) при отрицательном направлении ветра

$$M_{yz} = -2610 \times (-5.4) + 5660 = 19760 \text{ тм}^2$$

Вычисление изгибающих моментов в диафрагмах

Изгибающие моменты в диафрагмах, появляющиеся вследствие поступательных перемещений здания вычисляем по формуле (3)

а) при положительном направлении ветра

$$M_{iy}^{\circ} = M_y \frac{B_{iy}}{B_y} = 1562 \times \frac{1}{5} = 312 \text{ тм}$$

б) при отрицательном направлении ветра

$$M_{iy}^{\circ} = -3658 \times \frac{1}{5} = -734 \text{ тм}$$

Таблица 6

№ № диафр. жесткостей	z_i	y_i	z_i^2	y_i^2	$B_{iy} = B_{iz} = 10,5 \times 10^6$		Направление ветра отрицательное				Направление ветра положительное			
					$B_{iy} \cdot z_i^2$	$B_{iz} \cdot y_i^2$	$\Delta M_{iy} = -14,5 z_i$	$\Delta M_{iz} = -14,5 y_i$	$M_{iy} = -734 + \Delta M_{iz}$	$M_{iz} = -\Delta M_{iz}$	$\Delta M_{iy} = -6,2 z_i$	$\Delta M_{iz} = -6,2 y_i$	$M_{iy} = -312 + \Delta M_{iz}$	$M_{iz} = -\Delta M_{iz}$
2	+21,6		467		4900×10^6		+312		-426,0		-134		-178,0	
9	+ 9,6		92		965×10^6		+138		-596,0		-60		-250,0	
20	-20,4		416		4400×10^6		-296		-1030,0		+126		-438,0	
13	+3,6		13		136×10^6		+ 52		-682,0		-23		-289,0	
22	-14,4		207		2180×10^6		-208		-942,0		+89		-401,0	
14		-9.0		81		850×10^6		-130		+130		+56		-56
17		+9.0		81		850×10^6		+130		-130		-56		+56
					Σ 12584×10^6	1700×10^6								

$B_{yz} = 14284 \times 10^6$

Дополнительные изгибающие моменты в диафрагмах, возникающие в результате кручения, определяем по формуле

$$\Delta M_{iy} = M_{yz}\frac{\beta_{iy}}{\beta_{yz}}z_i; \qquad \Delta M_{ix} = M_{xz}\frac{\beta_{ix}}{\beta_{xz}}y_i;$$

а) при отрицательном направлении ветра

$$\Delta M_{iy} = 19760 \times \frac{10.5\times10^6}{14281\times10^6}\times z_i = 14.5\,z_i$$

$$\Delta M_{ix} = 14.5\,y_i$$

б) при положительном направлении ветра

$$\Delta M_{iy} = -8440 \times \frac{10.5\times10^6}{14281\times10^6}\times z_i = -6.2\,z_i$$

$$\Delta M_{ix} = -6.2\,y_i$$

Дополнительные изгибающие моменты в диафрагмах ΔM_{iy} и ΔM_{ix} и полные изгибающие моменты, равные в соответствии с формулой (2):

$$M_{iy} = M^{o}_{iy} + \Delta M_{iy}; \qquad M_{ix} = M^{o}_{ix} - \Delta M_{ix},$$

вычислены в табл. 6. В этой же таблице вычислена суммарная крутильная жесткость здания $\beta_{yz} = \sum\left(\beta_{iy}z_i^2 + \beta_{ix}y_i^2\right) = 14281\times10^6$ тм^4

Вычисление коэффициента продольного изгиба

Безразмерный параметр вертикальной нагрузки при высоте здания $H = 9\times4{,}2 = 37{,}8$м вычисляется по формуле (23), принимая $\beta_{min} = \beta_z$:

$$\nu = \frac{H^2\sum P_i}{\beta_{min}} = \frac{37{,}8^2\times13032}{2\times10.5\times10^6} = 0{,}89$$

Критическое значение $\nu_{кр}$ безразмерного параметра вертикальной нагрузки определяется из решения кубического уравнения (24).

Предварительно вычисляем коэффициенты

$$c_y = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{2.78\times10^6\times(-9+9)}{2\times2.78\times10^6} = 0$$

$$c_x = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{2.78\times10^6\times(21.6+9.6+3.6-20.4-14.4)}{5\times2.78\times10^6} = 0$$

$$r^2 = \frac{\beta_y+\beta_x}{\sum A_i} + c_y^2 + c_x^2 = \frac{5\times10.5\times10^6 + 2\times10.5\times10^6}{2\times2.78\times10^6} = 13.2$$

$$\vartheta = \frac{1}{c_y^2 + c_x^2 - r^2} = \frac{1}{-13.2} = -0.076$$

Табл 6

№ точек (1-30)	P_i т	Для точек крепления вертикальных элементов: z_i м	y_i м	z_i^2	y_i^2	$z_i^2+y_i^2$	$\sum D(z_i^2+y_i^2)$
1	187,5	+ 21.6	- 9.0	467	81	548	31,4 × 10⁴
30		- 32,4		1050		1131	
2	213,2	+ 21.6	0	467	0	467	33,3 × 10⁴
3	187.2	+ 21.6	+ 9.0	467	81	548	31,4 × 10⁴
33		- 32.4		1050		1131	
4	239,1	+ 15.6	- 9.0	244	81	326	61,7 × 10⁴
8		+ 9.6		92		173	
11		+ 3.6		13		94	
20		- 14.4		207		288	
23		- 20.4		416		497	
26		- 26.4		697		778	
5	413,7	+ 15.6	- 3.0	244	9	253	87,1 × 10⁴
10		+ 15.6	+ 3.0	244		253	
12		+ 3.6	- 3.0	13		22	
15		- 2,4	- 3.0	6		15	
16		- 2,4	+ 3.0	6		15	
18		- 8,4	- 3.0	71		80	
19		- 8,4	+ 3.0	71		80	
21		- 14.4	- 3.0	207		216	
27		- 26.4	- 3.0	697		706	
28		- 26.4	+ 3.0	697		706	
9	885,6	+ 9,6	0	92	0	92	45 0 × 10⁴
24		- 20.4		416		416	
7	239.1	+ 15,4	+ 9.0	244	81	325	42,6 × 10⁴
10		+ 9,6		92		173	
25		- 20,4		416		497	
29		- 26.4		697		778	
13	725.9	+ 3.6	+ 6.0	13	36	49	8 1 2 × 10⁴
22		- 14.4		207		243	
31	319.8	- 32.4	- 3.0	1050	9	1059	67,8 × 10⁴
32		- 32.4	+ 3.0	1050		1059	
14	552.3	- 5,4	- 9.0	29	81	110	12,2 × 10⁴
17		- 5,4	+ 9.0	29		110	
Σ	13032					Σ	433,7 × 10⁴

$$\beta = \frac{\sum P_i}{\sum P_i (y_i^2 + z_i^2)} = \frac{13032}{433.7 \times 10^4} = 0.003$$

$$\sum P_i (y_i^2 + z_i^2) = 433.7 \times 10^4$$ (вычисляем по табл. 6)

Т.к. основание абсолютно жесткое

$$\nu_{y\,кр} = \nu_{z\,кр} = \nu_{yz\,кр} = 7.84$$

$$\bar{\nu}_y = \nu_{y\,кр} \frac{B_y}{B_{min}} = 7.84 \times \frac{5 \times 10.5 \times 10^6}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 19.6$$

$$\bar{\nu}_z = \nu_{z\,кр} \frac{B_z}{B_{min}} = 7.84 \times \frac{2 \times 10.5 \times 10^6}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 7.84$$

$$\bar{\nu}_{yz} = \nu_{yz\,кр}\, \beta \frac{B_{yz}}{B_{min}} = 7.84 \times 0.003 \frac{14281 \times 10^5}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 16.0$$

Вычисляем коэффициенты уравнения (24)

$$\delta_0 = \bar{\nu}_y \bar{\nu}_z \bar{\nu}_{yz} r^2 \varphi = 19.6 \times 7.84 \times 16.0 \times 13.2 \times (-0.076) = -2440$$

$$\delta_1 = (\bar{\nu}_y \bar{\nu}_z + \bar{\nu}_y \bar{\nu}_{yz} + \bar{\nu}_z \bar{\nu}_{yz}) r^2 \varphi =$$

$$= (19.6 \times 7.84 + 19.6 \times 16.0 + 7.84 \times 16.0) \times 13.2 \times (-0.076) = -590$$

$$\delta_2 = [(\bar{\nu}_y + \bar{\nu}_z + \bar{\nu}_{yz}) r^2 - \bar{\nu}_y C_y^2 - \bar{\nu}_z C_z^2] \varphi =$$

$$= [(19.6 + 7.84 + 16.0) \times 13.2] \times (-0.076) = -43$$

В первом приближении величину $\nu_{кр}$ безразмерного параметра вертикальной нагрузки определяем по формуле (25), предварительно найдя $\bar{x}$ – наименьший положительный корень квадратного уравнения.

$$3\bar{x}^2 + 2\delta_2 \bar{x} - \delta_1 = 0$$

$$3\bar{x}^2 - 2 \times 43\, \bar{x} + 590 = 0$$

$$\bar{x} = \frac{86 - \sqrt{86^2 - 4 \times 3 \times 590}}{2 \times 3} = 11.3$$

$$\nu_{кр} = \frac{\delta_0 [\delta_1 - (\bar{x}^2 + \delta_2 \bar{x} - \delta_2)]}{-2\delta_1 (\bar{x}^2 + \delta_2 \bar{x} - \delta_1)} = \frac{-2440[-590 - (11.3^2 - 43 \times 11.3 + 590)]}{+2 \times 590\, (11.3^2 - 43 \times 11.3 + 590)} = 7.4$$

Ограничиваемся первым приближением.

Коэффициент продольного изгиба при этом по формуле (17)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\nu}{\nu_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{0.89}{7.4}} = 1.14$$

Проверка несущей способности диафрагм по нормальным сечениям

По геометрическим характеристикам диафрагмы относятся к типу 1 колонны по несущей способности – к типу 6 по табл. 2 находим

$N_ц = 1360$ т $\qquad M_ц = 740$ тм

$N_{гр} = 660$ т $\qquad M_{гр} = 2130$ тм

Проверяем прочность диафрагмы "24" при действии максимальной продольной силы и максимального изгибающего момента.

Продольная сила в диафрагме: $P_{24} = 886$ т

Изгибающий момент в диафрагме с учетом коэффициента продольного изгиба $\eta = 1.14$ равен:

$M_{24} = 1030 \times 1.14 = 1170$ тм (взята абсолютная величина)

Т.к. $P = 886$ т $> N_{гр} = 660$ т, прочность проверяется по условию (7).

$$M + P \frac{M_{гр}}{N_ц - N_{гр}} \leq \frac{N_ц M_{гр}}{N_ц - N_{гр}}$$

$$1170 + 886 \frac{2130}{1360 - 660} = 3870 < \frac{1360 \times 2130}{1360 - 660} = 4150$$

Прочность диафрагмы обеспечена.

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

Проверка прочности диафрагм по вертикальным швам

Проверку прочности по вертикальным швам производим для диафрагмы "22", т.к. вертикальная нагрузка приложена к этой диафрагме с наибольшим эксцентриситетом и поэтому сдвигающие усилия имеют наибольшие значения.

а) при отрицательном направлении ветрового момента

Момент в диафрагме "22" – отрицателен, растянутая грань по оси А-А (рис. 6)

Т.К.	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1971	Пояснительная записка.	Выпуск 4	Лист

ЕСЛИ СМОТРЕТЬ НА ДИАФРАГМУ ПО 1-1 РАСТЯНУТЫЕ ВОЛОКНА СЛЕВА, СЛЕДОВАТЕЛЬНО ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ ПО ФОРМУЛЕ (10) СЧИТАЕТСЯ ПОЛОЖИТЕЛЕН (СМОТРИ АНАЛОГИЧНЫЙ РАСЧЕТ ДИАФРАГМЫ "В" В ПЕРВОМ ПРИМЕРЕ)

$$M_{эт} = \eta M \frac{2n-1}{n^2} = 1{,}14 \times 342 \frac{2\times 9-1}{9^2} = 225 \text{ тм}.$$

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

ДЛЯ ЧАСТИ, РАСПОЛОЖЕННОЙ ПРАВЕЕ ВЕРТИКАЛЬНОГО ШВА,

$\bar{N}_{эт} = 51{,}4$ т

ПО ТАБЛ. I МОМЕНТ ИНЕРЦИИ ДИАФРАГМЫ ТИПА 4 $y = 4{,}05$ м

ПЛОЩАДЬ $\mathcal{F} = 1{,}105$ м²

ДЛЯ СРЕДНЕГО ШВА $\frac{\bar{S}}{\mathcal{J}} = 0{,}21$ $\frac{\bar{\mathcal{J}}}{\mathcal{J}} = 0{,}5$

СДВИГАЮЩАЯ СИЛА В ШВЕ ПО ФОРМУЛЕ (10) РАВНА

$$T = M_{эт}\frac{\bar{S}}{\mathcal{J}} + \left[N_{эт}\frac{\bar{\mathcal{J}}}{\mathcal{J}} - \bar{N}_{эт}\right] = 225 \times 0{,}21 + [80{,}7 \times 8{,}5 - 51{,}4] = 36{,}0 \text{ т}.$$

ЗНАК "ПЛЮС" ПРИНИМАЕТСЯ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ СДВИГАЮЩЕГО УСИЛИЯ, ДЕЙСТВУЮЩЕГО НА ЧАСТЬ ДИАФРАГМЫ, РАСПОЛОЖЕННУЮ ПРАВЕЕ ВЕРТИКАЛЬНОГО ШВА.

УСЛОВИЕ (9) ВЫПОЛНЯЕТСЯ

$36 \text{ т} < [T] = 60$ т

ПРОЧНОСТЬ ШВА ОБЕСПЕЧЕНА.

б) ПРИ ВЕТРЕ ПОЛОЖИТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ „22" – ПОЛОЖИТЕЛЕН (РАСТЯНУТАЯ ГРАНЬ ПО ОСИ Б-Б)

$M_{эт} = -401 \times \frac{2\times 9-1}{9^2} \times 1{,}14 = -96$ тм

$N_{эт} = 80{,}7$ т

$\bar{N}_{эт} = 51{,}4$ т

СДВИГАЮЩАЯ СИЛА В СРЕДНЕМ ШВЕ

$$T = -36 \times 0{,}21 + [80{,}7 \times 0{,}5 - 51{,}4] = -31{,}1 \text{ т}$$

$31{,}1 \text{ т} < [T] = 60$ т

ПРОЧНОСТЬ ШВА ОБЕСПЕЧЕНА

ПРОВЕРКА ДЕФОРМАЦИЙ

а) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И БИМОМЕНТА С УЧЕТОМ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА $\eta = 1{,}14$ РАВНЫ:

$$M^н_y = \frac{M_{эт}\eta}{1{,}2} = -\frac{3580 \times 1{,}14}{1{,}2} = -3580 \text{ тм}$$

$$M^н_z = 0$$

$$M^н_{yz} = \frac{19760 \times 1{,}14}{1{,}2} = 18\,800 \text{ тм}^2$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И УГЛОВ ПОВОРОТА ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛАМ (13) ÷ (14)

ПРИ ЭТОМ $\frac{1}{m_i} = 0$, ПОСКОЛЬКУ ОСНОВАНИЕ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОЕ

$$f_{0x} = M^н_y \frac{H}{48_y} = -3580 \times \frac{37{,}8}{4\times 5\times 10{,}5\times 10^6} = -\frac{1}{1490}$$

$$f_{0z} = 0$$

$$\theta = M^н_{yz}\frac{H}{46_{yz}} = 18\,800 \times \frac{37{,}8}{4\times 14\,281\times 10^6} = \frac{1}{80\,500} \quad (1/\text{м})$$

ПРОВЕРЯЕМ ПОЛНЫЙ ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ, КОТОРЫЙ В ДАННОМ СЛУЧАЕ ЗАВИСИТ ТОЛЬКО ОТ ИЗГИБА КОНСТРУКЦИИ.

В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ У НАИБОЛЬШЕЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ИМЕЮТ ТОЧКИ, РАСПОЛОЖЕННЫЕ ПО ОСИ 10-10

$$f_y = f_{0y} + \theta z = -\frac{1}{1490} + \frac{1\times(-32{,}4)}{80\,580} = -\frac{1}{1490} - \frac{1}{2\,490} = -\frac{1}{978} \approx [f] = \frac{1}{1\,000};$$

В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Х НАИБОЛЬШЕЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ИМЕЮТ ТОЧКИ, РАСПОЛОЖЕННЫЕ ПО ОСИ А-А

$$f_x = f_{0x} - \theta y = 0 - \frac{1\times 9}{91\,000} = -\frac{1}{10\,100}$$

$$f_x = \frac{1}{10\,100} < [f] = \frac{1}{1\,000}$$

б) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И БИМОМЕНТА ОТ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ РАВНЫ

$$M^н_y = -\frac{1562 \times 1{,}14}{1{,}2} = -1480 \text{ тм}$$

$$M^н_z = 0$$

$$M^н_{yz} = -\frac{3448 \times 1{,}14}{1{,}2} = -3030 \text{ тм}^2$$

Относительные величины поступательных перемещений и угла по-
та вершины здания:

$$f_{oy} = -1480 \frac{37,8}{4 \times 5 \times 10,5 \times 10^6} = -\frac{1}{3760}$$

$$f_{oz} = 0$$

$$\theta = -8030 \frac{37,8}{4 \times 14261 \times 10^6} = -\frac{1}{188000} \quad (1/м)$$

Проверяем величину полного относительного прогиба
шины здания.

Наибольшее перемещение в направлении оси У имеют
ки, расположенные по оси 1-1:

$$f_y = -\frac{1}{3760} - \frac{1 \times 21,6}{188000} = -\frac{1}{3760} - \frac{1}{8740} = -\frac{1}{2620}$$

$$f_y = \frac{1}{2620} < [f] = \frac{1}{1000};$$

Наибольшее перемещение в направлении оси Z имеют
чки, расположенные по оси А-А

$$f_z = -\frac{1 \times 9}{188000} = -\frac{1}{20900}$$

$$f_z = \frac{1}{20900} < [f] = \frac{1}{1000};$$

Расчет диска перекрытий и рекомендации по проектированию.

Общие положения

Диски перекрытий должны воспринимать усилия, возникающие
действия ветровой и вертикальной нагрузок.

В конструктивном отношении диск перекрытия представляет собой
поясную балку (рис.8), в которой поясами являются панты-
рки (а), соединенные сваркой закладных деталей. Распорки рабо-
та продольные усилия, возникающие от действия изгибающего
та и нормальных сил в плоскости перекрытия. Передача попе-
х сил обеспечивается соединением на шпонках (б) плит перекрытий (в).

При расчете дисков перекрытий необходимо проверять прочность
распорок, шпонок, соединяющих плиты перекрытий, соединения ригелей
с колоннами и крепление диафрагм к диску.

Прочность распорок проверяется по растягивающим усилиям
из условия

$$S_{pi} \leq [S_{pi}] \qquad (26)$$

где: S_{pi} – продольные (растягивающие) усилия в распорке

$[S_{pi}] = 20т$ – прочность распорок на растяжение для средних колонн, $[S_{pi}] = 10т$ – для крайних колонн

Растягивающее усилие в распорке равно (рис.8)

$$S_{pi} = M_y^g \frac{[S_{pi}] \cdot d_i}{\Sigma [S_{pi}] d_i^2} + N_z^g \frac{[S_{pi}]}{\Sigma [S_{pi}]} \qquad (27)$$

где: M_y^g – изгибающий момент в диске перекрытия от горизонтальных и вертикальных нагрузок, вызывающих изгиб в направлении оси У

N_z^g – растягивающее усилие в диске, направленное вдоль оси Z

В случае ориентации распорок вдоль оси У в уравнении (27)
следует подставлять M_z^g и N_y^g

Прочность шпонок, соединяющих плиты перекрытий, проверяется
на действие сдвигающих усилий $Q_{шп}$, направленных вдоль шва.
из условия:

$$Q_{шп} \leq [Q_{шп}]; \qquad (28)$$

здесь $[Q_{шп}] = 2т$ – несущая способность шпоночного шва в пределах
длины панели перекрытия.

Сдвигающая сила $Q_{шп}$ в шпоночном шве

$$Q_{шп} = \Sigma \Delta S_{pi} \qquad (29)$$

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-С	
1971	Пояснительная записка.	Выпуск 4	Лист

а – плиты – распорки; в – шпонки;
б – рядовые плиты перекрытия; г – ригели

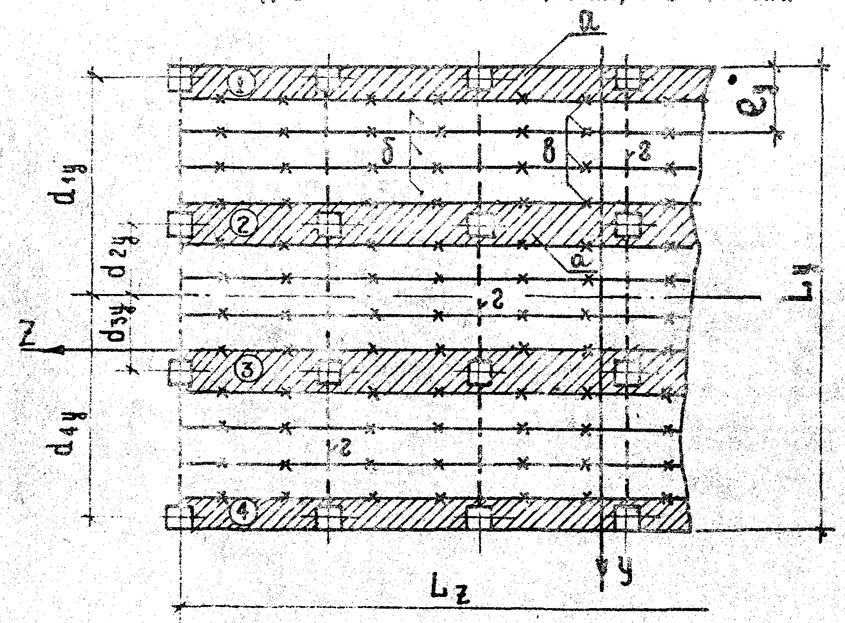


Рис. 9

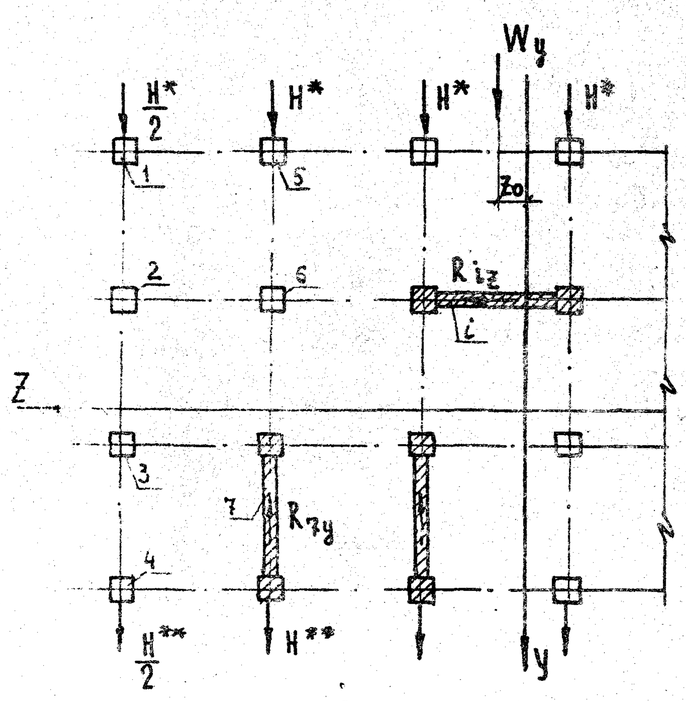


Рис. 10

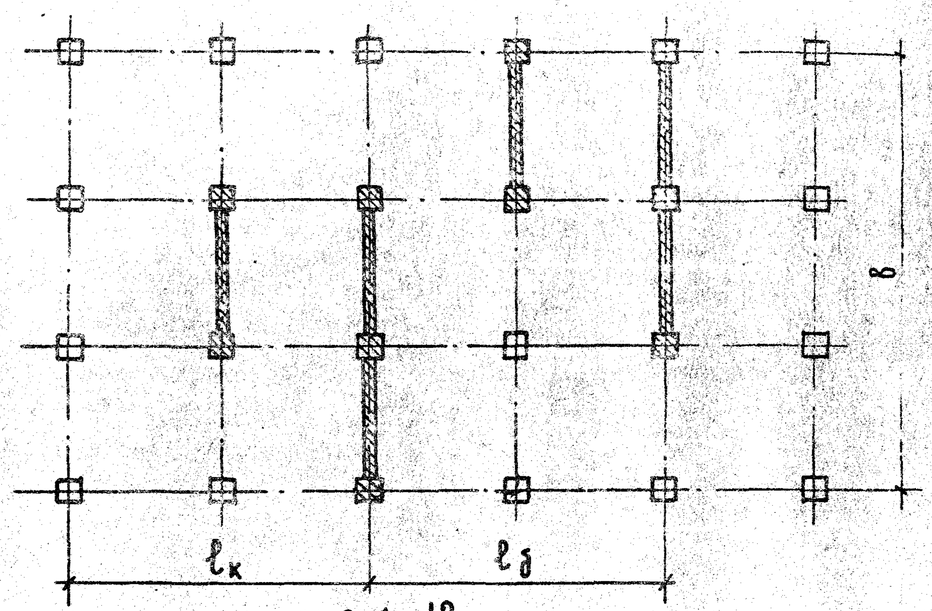


Рис. 12

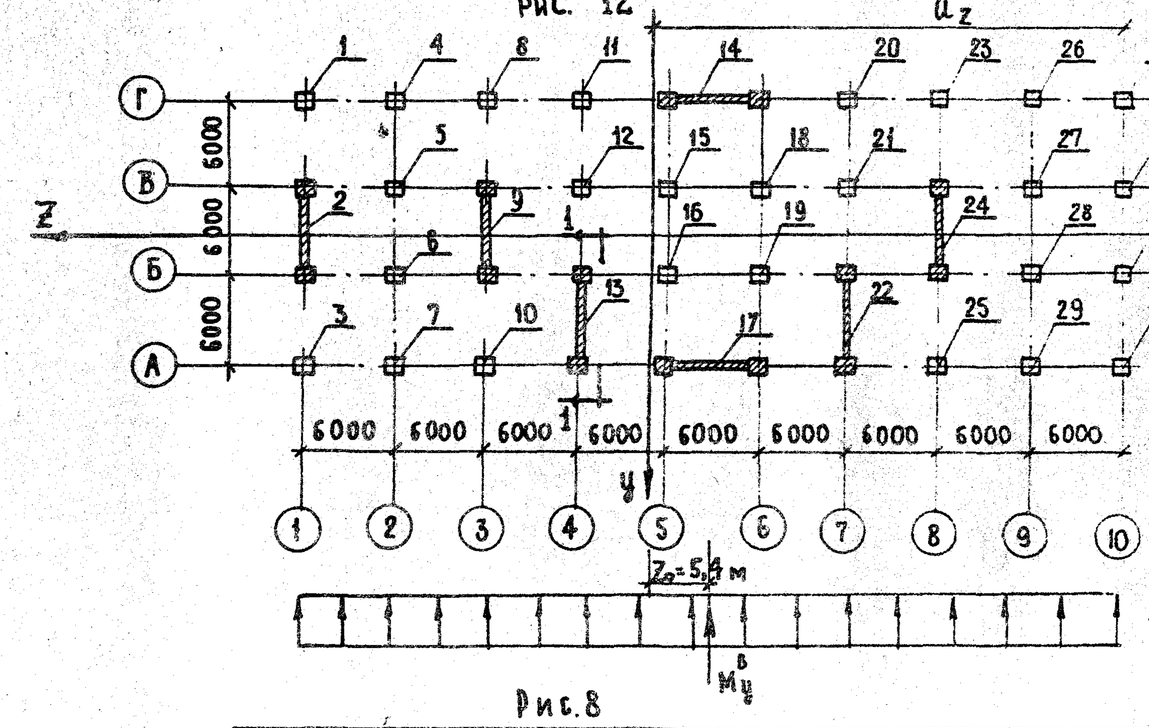


Рис.8

Т.К	Указания по применению изделий	ИИ СЕ
1971	Пояснительная записка	выпуск 4

при этом ΔS_i – приращение продольных усилий в распорке в пределах одного шага колонн (суммирование распространяется на все распорки, расположенные по одну сторону от рассматриваемого шпоночного шва)

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

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

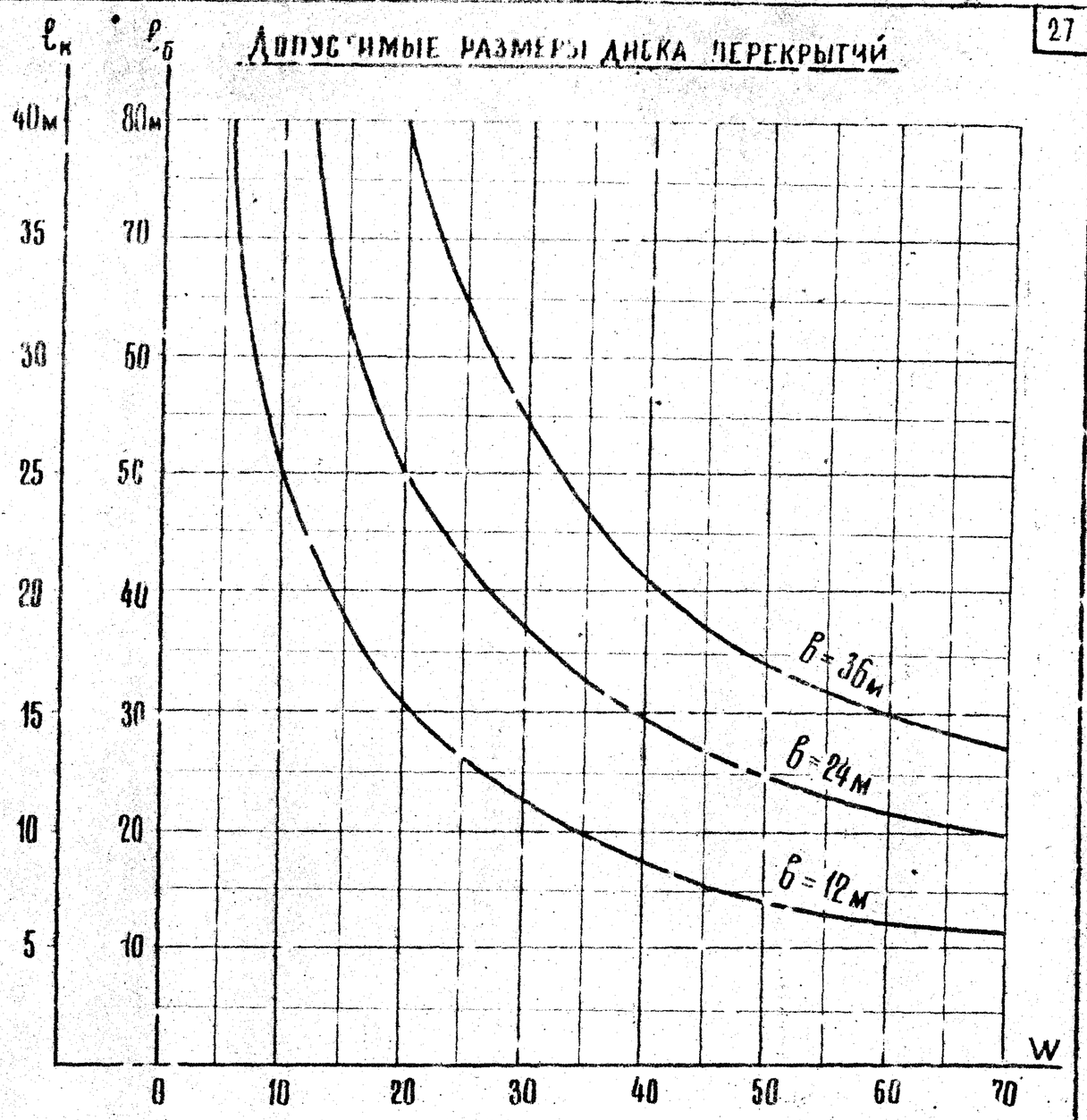
Нагрузки, действующие на диск перекрытия

На диск перекрытия действуют горизонтальные ветровые нагрузки (рис.9), направленные вдоль разбивочных осей. При расчете на ветровые нагрузки для определения знака нормальных усилий в ригелях и распорках необходимо раздельно учитывать нагрузки H^*, вызванные активным давлением ветра и нагрузки H^{**}, вызванные отсосом

При этом $H^* = \frac{W}{1,75K}$, $H^{**} = 0,75H^*$

где W – ветровая нагрузка данного этажа по табл. 3 листы 4.5

K – число пролетов в пределах длины или ширины рассчитываемого блока



Допустимые размеры диска перекрытий

Рис. 11

Если длина или ширина рассчитываемого блока меньше 60м, величина W уменьшается пропорционально фактической длине грузового фронта.

Определение изгибающих моментов в диске перекрытия и продольных усилий в распорках и ригелях

Вертикальные диафрагмы играют роль упруго-смещающихся опор для диска перекрытий. Реакции диафрагм R_{iy} и R_{iz} вычисляются по формулам:

$$R_{iy} = -W_y\frac{B_{iy}}{B_y} - [W_y z_0 - W_z y_0]\frac{z_i B_{iy}}{B_{yz}}\ ;$$
$$R_{iz} = -W_z\frac{B_{iz}}{B_z} + [W_y z_0 - W_z y_0]\frac{y_i B_{iz}}{B_{yz}}\ ; \qquad (31)$$

здесь W_y, W_z – 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 покрытия возникают реакции $\bar{R}_i$ от эксцентричного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам:

$$\bar{R}_{iy} = \frac{1}{n}\left[P_i e_{iy} - \left(\frac{B_{iy}}{B_y}\sum P_i e_{iy} + \frac{z_i B_{iy}}{B_{yz}}\sum P_i(e_{iy}z_i - e_{iz}y_i)\right)\right]$$
$$\bar{R}_{iz} = \frac{1}{n}\left[P_i e_{iz} - \left(\frac{B_{iz}}{B_z}\sum P_i e_{iz} + \frac{y_i B_{iz}}{B_{yz}}\sum P_i(e_{iy}z_i - e_{iz}y_i)\right)\right] \qquad (32)$$

От совместного действия на диск перекрытия горизонтальных нагрузок и реакций опор строятся эпюры изгибающих моментов и продольных усилий в диске, по которым затем определяются по формуле (27) растягивающие усилия в распорках.

Наибольшие усилия от ветровых нагрузок имеют место во втором сверху диске. В диске покрытия возникают дополнительные усилия от внецентренного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам, таким образом расчетными являются: верхний диск (диск покрытия) и второй сверху диск.

Рекомендации по проектированию диска перекрытий

Диск перекрытий может не рассчитываться, если длины его консольных и балочных участков не превышают предельно допустимых величин, которые определяются с помощью графика на рис. 11.

На графике отложены предельно допустимые длины: $\ell_к$ – консольных участков и $\ell_б$ – балочных участков в зависимости от величин ветровых узловых нагрузок W действующих на расчетный диск перекрытия здания.

Сбор горизонтальных нагрузок производится применительно к 60-метровому блоку, т.е. ветровые нагрузки W принимаются по табл. 3 независимо от действительной длины грузового фронта здания.

При одинаковых диафрагмах длина консольного участка диска принимается равной расстоянию от края здания до первой диафрагмы, длина балочного участка – расстоянию между двумя соседними диафрагмами. Если жесткость диафрагм отличаются более, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания до первой более жесткой диафрагмы, а длина балочного участка – расстоянию между ближайшими более жесткими диафрагмами (рис. 12). При этом предельные величины $\ell_б$ и $\ell_к$ будут определяться по графику на рис. 11 с некоторым запасом и в случае необходимости могут быть уточнены расчетом диска по приведенной выше методике.

АТЕРИАЛЫ ПО РАСЧЕТУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОЛОНН.

РАСЧЕТ СТВОЛОВ КОЛОНН ВЫПОЛНЕН В СООТВЕТСТВИИ С СНиП II-В. 1-62.

ИМАЛЬНАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КОЛОННЫ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

ЖЕНА В МАРКИРОВКЕ КОЛОННЫ. ПРИ НЕОБХОДИМОСТИ ЗАМЕНЫ РАБОЧЕЙ

АТУРЫ СТВОЛОВ КОЛОНН ДОЛЖЕН БЫТЬ ПРОИЗВЕДЕН РАСЧЕТ В СООТВЕТ-

ИИ С СНиП И МОЖЕТ БЫТЬ ИСПОЛЬЗОВАНА ТАБЛИЦА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

ОЛОВ КОЛОНН.

ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ДИАМЕТРОВ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛОВ КОЛОНН

ОБХОДИМО ПРОИЗВЕСТИ РАСЧЕТ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ С УЧЕТОМ

ОВЫХ ПРИНЯТЫХ ДИАМЕТРОВ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛОВ.

КОЛОННЫ РАССЧИТАНЫ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ.

$N = \frac{N_n}{K_{дл}} = \frac{\varphi(R_{пр}F + R_{ac}F_a)}{K_{дл}} = \frac{\varphi}{K_{дл}}(R_{пр}F + R_{ac}F_a)$; ГДЕ $F = 40\times40 = 1600 см^2$;

БЕТОН СТВОЛА М-„300" и М-„400"; СТАЛЬ А-III $R_{ac} = 3400 кг/см^2$;

ПРИ $l_0 = 420 см$ и $\delta = 40 см$, $\varphi = 0{,}96$, $m = 0{,}96$.

О УНИФИЦИРОВАННОМУ РЯДУ:

$q_{пол} = 800 кг/м^2$ $\qquad q_p = 1250 кг/м^2$

$q^н = 1050 кг/м^2$

$q^н_{дл} = 900 кг/м^2$ $\qquad \frac{q^р_{дл}}{q_р} = \frac{1071}{1250} = 0{,}86$

$q^р_{дл} = 1071 кг/м^2$

$N_{дл} = 0{,}86\,N$ $\qquad N_{кр} = 0{,}14\,N$

$N_n = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_{кр} = \frac{0{,}86N}{0{,}96} + 0{,}14N = 1{,}037\,K$ $\qquad K_{дл} = 1{,}037$

8 РАСЧЕТАХ $K_{дл}$ ПРИНЯТ 1,04

$N] = \frac{\varphi}{K_{дл}}(R_{пр}F + R_{ac}F) = \frac{0{,}96}{1{,}04}(R_{пр}F + R_{ac}F)$

РАСЧЕТ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ ПРОИЗВЕДЕН ПО МЕТОДИКЕ ЖБ(α), РАЗРАБОТАННОЙ ЛАБОРАТОРИЕЙ „СБОРНОГО И МОНОЛИТНОГО ЛЕЗОБЕТОНА" ПОД РУКОВОДСТВОМ ПРОФ. ВАСИЛЬЕВА А.П. ПРИ НЕОБХОДИМОСТ ЗАМЕНЫ ДИАМЕТРОВ ИЛИ МАРОК СТАЛИ В СЕТКАХ КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ, ЛЖЕН БЫТЬ ПРОИЗВЕДЕН СООТВЕТСТВУЮЩИЙ РАСЧЕТ ИЛИ ПОДБОР НЕОБХОДИ-Й АРМАТУРЫ МОЖЕТ БЫТЬ ВЫПОЛНЕН ПО НИЖЕПРИВЕДЕННЫМ ТАБЛИЦАМ СУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКА КОЛОНН. ПРИЧЕМ, ПРИ ИЗМЕНЕНИИ АРМАТУРЫ

СТЫКА ДОЛЖНА ПРОТЕКАТЬ [illegible]

РАСЧЕТ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ.

$[N] = 0{,}8\left(R_{пр(к)} + K\cdot\mu_к R_a^{сет}\right)F_я + 0{,}8\,R_{пр(з)}F_з + R_{ac}F_a$; ГДЕ:

$R_{пр(к)}$ – ПРИЗМЕННАЯ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА СТВОЛА КОЛОННЫ

$R_{пр(з)}$ – ПРИЗМЕННАЯ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА ЗАМОНОЛИЧИВАЮЩЕГО УЧАСТКА

R_{ac} – ПРОЧНОСТЬ СТАЛИ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛА КОЛОННЫ

$R_a^{сет}$ – ПРОЧНОСТЬ СТАЛИ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ

$F_я$ – ПЛОЩАДЬ ЯДРА СЕЧЕНИЯ КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ (ПО КОНТУРУ КРАЙНИХ СТЕРЖНЕЙ)

$F_з$ – ПЛОЩАДЬ ЗАМОНОЛИЧИВАЮЩЕГО УЧАСТКА

F_a – ПЛОЩАДЬ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛА КОЛОННЫ

$\mu_к$ – КОЭФФИЦИЕНТ КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ; $\mu_к = \frac{n_1 f_{a1} l_1 + n_2 f_{a2} l_2}{l_1 l_2 S}$

n_1 – ЧИСЛО СТЕРЖНЕЙ СЕТКИ В ОДНОМ НАПРАВЛЕНИИ

n_2 – ЧИСЛО СТЕРЖНЕЙ СЕТКИ В ДРУГОМ НАПРАВЛЕНИИ

f_{a1} – ПЛОЩАДЬ СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ОДНОМ НАПРАВЛЕНИИ.

f_{a2} – ПЛОЩАДЬ СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ДРУГОМ НАПРАВЛЕНИИ

l_1 – ДЛИНА СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ОДНОМ НАПРАВЛЕНИИ

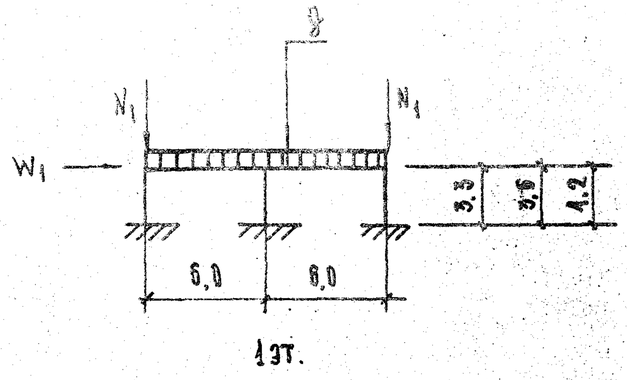
l_2 – ДЛИНА СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ДРУГОМ НАПРАВЛЕНИИ

S – РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ СЕТКАМИ.

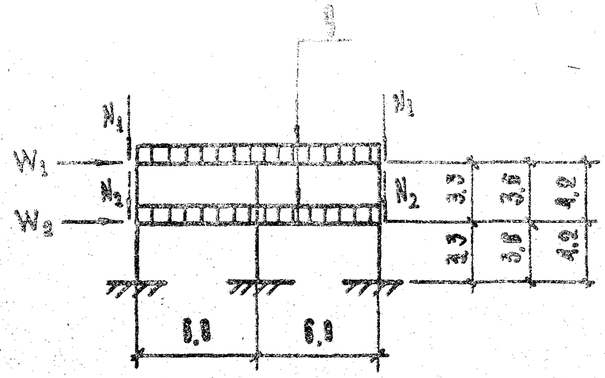
K – КОЭФФИЦИЕНТ ПРИНИМАЕМЫЙ: $K = \frac{130\mu_к + 9{,}5}{200\mu_к}$

ДИАМЕТР СТЕРЖНЯ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ НЕ ДОЛЖЕН ПРЕВЫШАТЬ 12 ММ. В ПРОТИВНОМ СЛУЧАЕ ИМЕЕТ МЕСТО НЕДОСТАТОЧНАЯ СЦЕПЛЯЕМОСТЬ БЕТОНА С АРМАТУРОЙ СЕТОК, ЧТО ВЕДЕТ К ОСЛАБЛЕНИЮ СТЫКА.

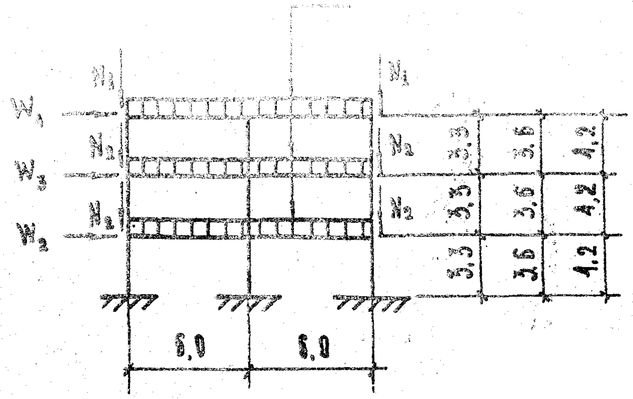
СВАРНЫЕ СЕТКИ ДОЛЖНЫ УСТАНАВЛИВАТЬСЯ У ТОРЦА ЭЛЕМЕНТА В КОЛИЧЕСТВЕ НЕ МЕНЕЕ 4 ШТУК; ПРОДОЛЬНАЯ РАБОЧАЯ АРМАТУРА ДОЛЖНА ПРОХОДИТЬ ВНУТРИ КОНТУРА СВАРНЫХ СЕТОК, КОТОРЫЕ РАСПОЛАГАЮТСЯ НА ДЛИНЕ (СЧИТАЯ ОТ ТОРЦА ЭЛЕМЕНТА) НЕ МЕНЕЕ $10d$ (ДИАМЕТР РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ ПРИ $R_a = 3400$).



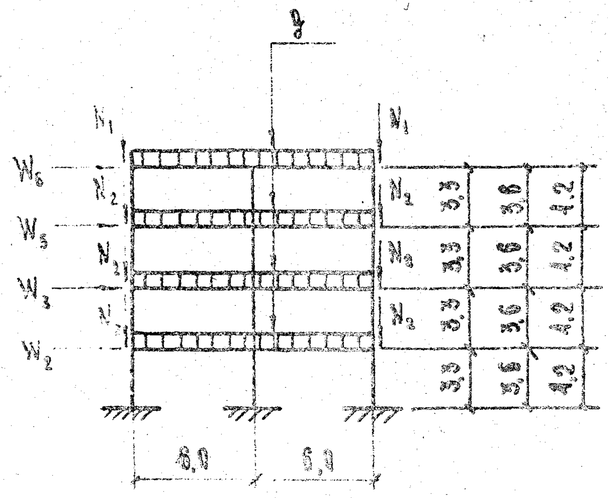
1 ЭТ.



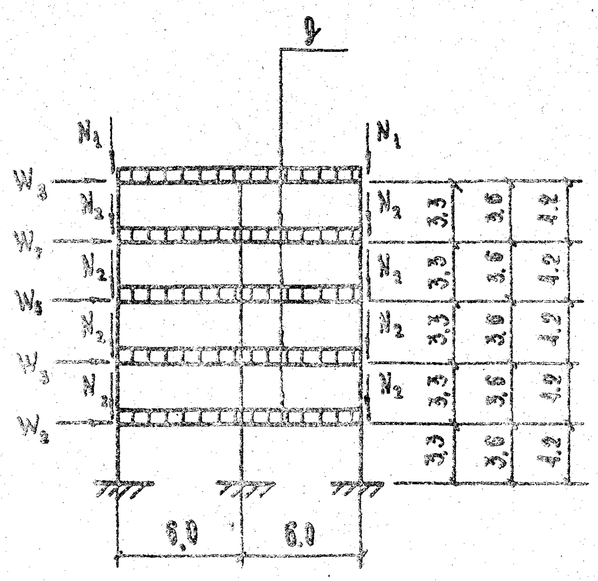
2 ЭТ



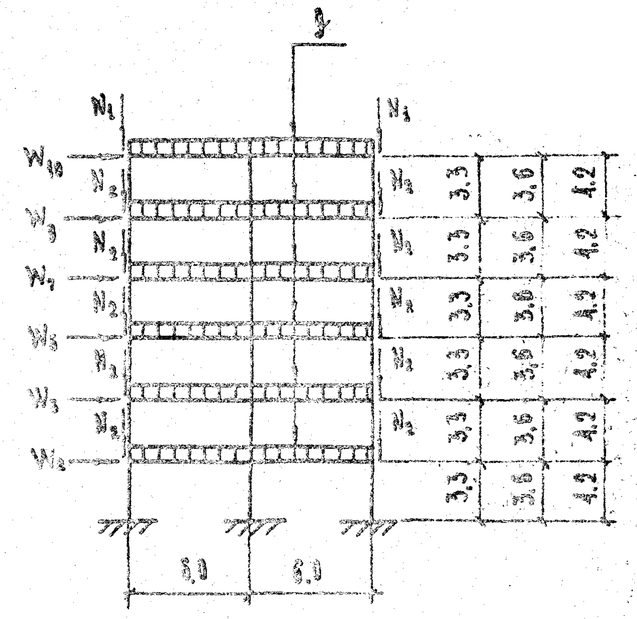
3 ЭТ.



4 ЭТ.



5 ЭТ

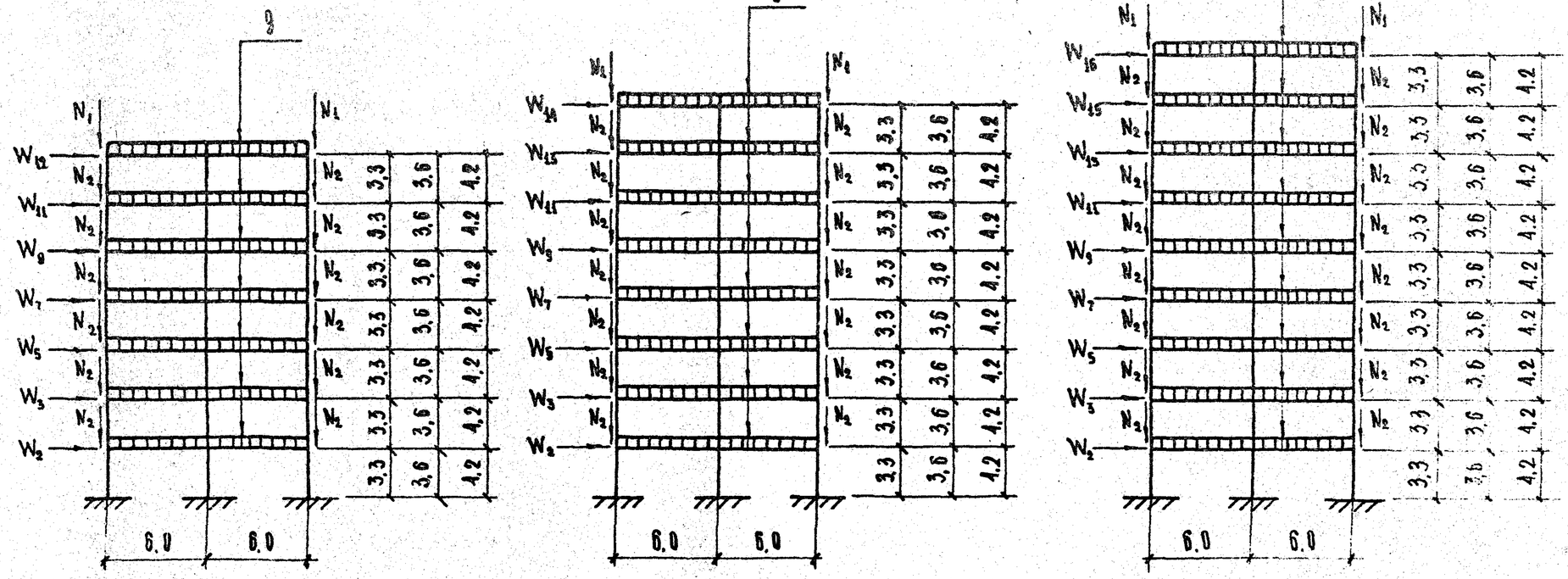


6 ЭТ.

Примечания:

1. Примечания см. лист 2.

Т.К. 1971	Указания по применению изделий Схемы загружения поперечных рам каркаса	Серия ИН-04- Выпуск 4

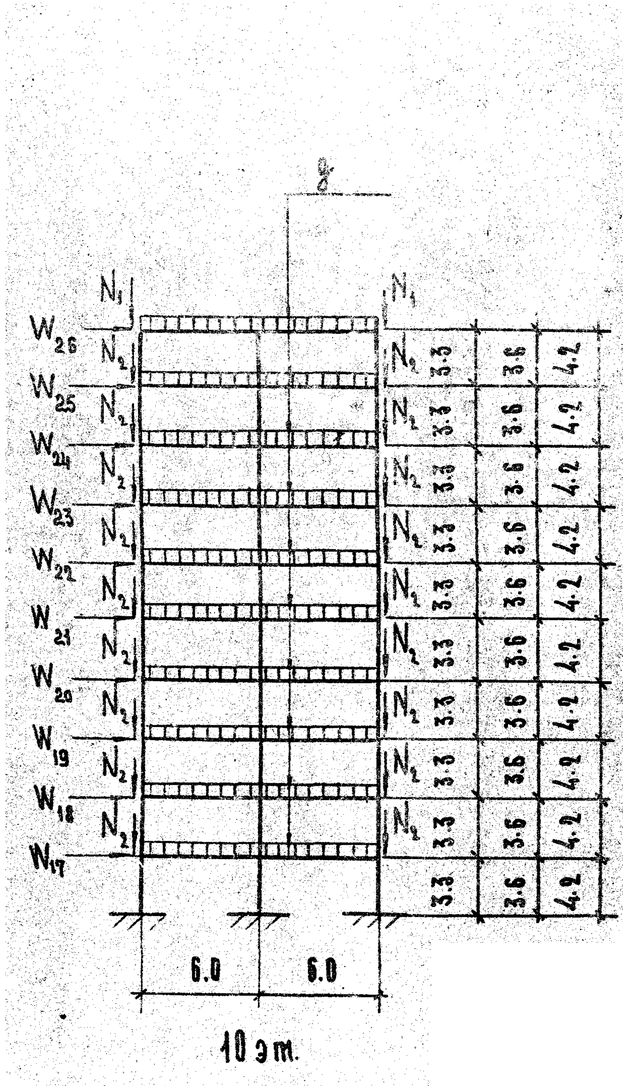


7 ЭТ. 8 ЭТ. 9 ЭТ.

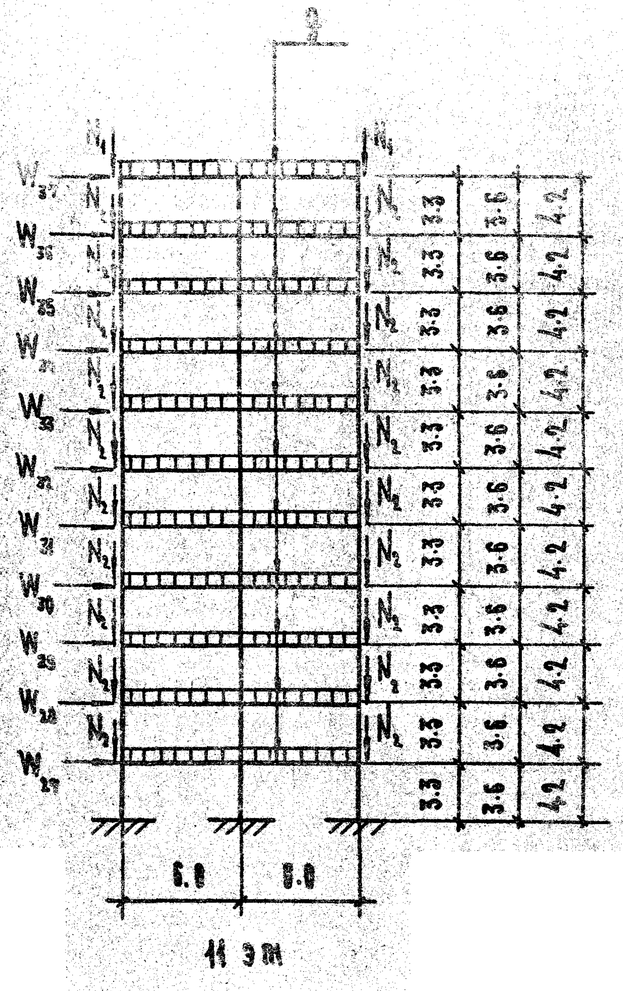
Примечания:

1. Величины нагрузок см. листы №: 5-6.
2. Расчетные горизонтальные ветровые нагрузки /узловые/ определены с грузовой площади по длине равной 6м /протяженность здания/, а по высоте равной высоте этажа: 3,3м; 3,6м; 4,2м. Для верхнего яруса учтено наличие парапета высотой 0,6м от оси рамы.
3. Область применения каркаса: для зданий в 5-12 этажей с унифицированными нагрузками на перекрытиях 450, 600, 800 и 1250 кг/м² и для зданий в 1-4 этажа с унифицированными нагрузками на перекрытиях 1250 кг/м².

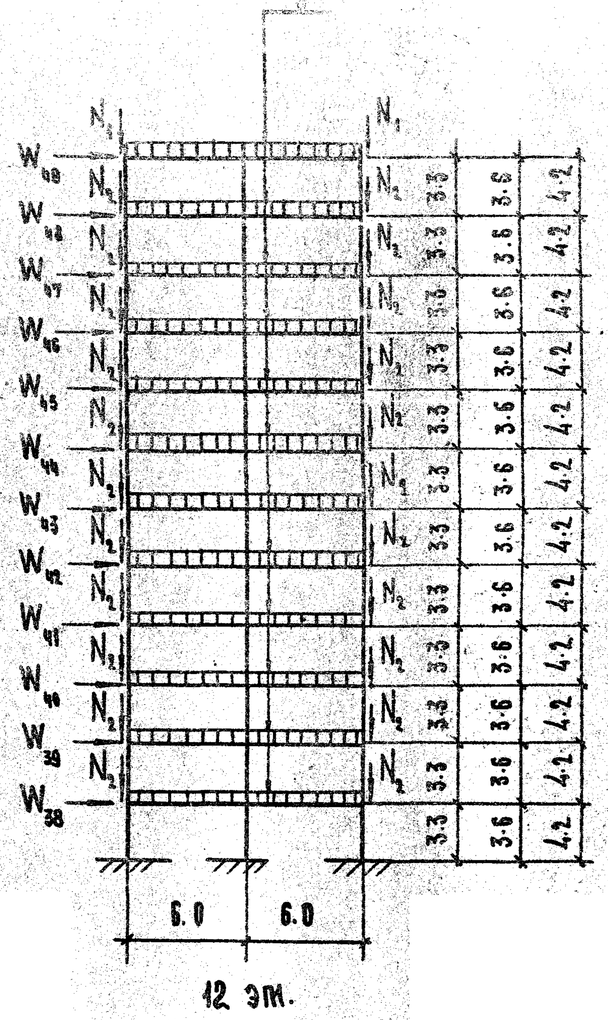
Т.К.	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04	
1971	Схемы загружения поперечных рам каркаса	Выпуск 4	Лист 2



10 эт.



11 эт.



12 эт.

Примечания

1. Примечания см. лист 2.

Т.К.	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04
1971	Схемы загружения поперечных рам каркаса	Выпуск 4

Расчетные горизонтальные ветровые нагрузки (узловые)

Табл. 3

Высота этажа	Ветр. рон	Нагрузка, т																													
		W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11	W12	W13	W14	W15	W16	W17	W18	W19	W20	W21	W22	W23	W24	W25	W26	W27	W28	W29	W30	W31
3,3	I	6.14	8.98	8.98	6.48	9.40	6.84	10.10	7.55	11.2	8.50	12.2	8.8	12.8	9.2	13.5	9.65	8.98	8.98	9.40	10.10	11.2	12.2	12.8	13.5	14.2	10.16	8.98	8.98	9.10	10.10	11.2
	II	7.98	11.68	11.68	8.04	11.81	3.89	13.13	9.80	14.6	10.75	15.85	11.4	16.77	11.92	17.55	12.6	11.68	11.58	11.81	13.13	14.6	15.85	16.77	17.55	18.6	13.1	11.68	11.63	11.81	13.17	14.6
	III	10.25	15.00	15.00	10.32	15.20	11.60	16.90	12.61	18.7	13.89	20.39	14.7	21.9	15.35	22.67	16.10	15.0	15.0	15.20	16.90	18.7	20.39	21.59	22.67	23.9	16.9	15.0	15.0	15.2	16.9	18.7
	IV	12.51	18.30	18.30	12.60	18.55	13.95	20.60	15.40	22.8	16.91	24.49	17.9	26.1	18.8	27.5	19.61	18.28	18.30	18.55	20.6	22.8	24.49	26.3	27.50	29.2	20.6	18.3	18.3	18.55	20.6	22.8
3,6	I	8.52	9.80	9.80	6.67	10.20	7.56	11.40	8.40	12.6	9.10	13.6	9.6	14.3	10.15	15.2	10.6	9.8	9.8	10.2	11.40	12.6	13.6	14.3	15.2	15.8	11.42	10.2	11.92	13.0	13.3	17.5
	II	8.46	12.70	12.70	8.70	13.25	9.81	14.81	10.90	16.40	11.91	17.7	12.5	18.6	13.21	19.8	13.8	12.70	12.7	13.25	14.81	16.4	17.7	18.6	19.8	20.78	14.49	13.9	15.51	16.9	19.9	22.8
	III	10.89	16.35	16.35	11.18	17.05	12.61	19.10	14.00	21.0	15.20	22.7	15.0	23.80	16.99	25.4	17.7	16.35	16.35	17.05	19.10	21.0	22.7	23.80	25.4	26.81	18.6	17.9	19.91	21.7	25.6	29.2
	IV	13.10	20.00	20.00	13.62	20.80	15.46	23.25	17.15	25.7	18.5	27.7	19.6	29.20	20.79	31.0	21.62	20.0	20.0	20.8	23.25	25.7	27.7	29.20	31.0	32.45	23.75	21.8	24.39	26.4	31.2	35.7
4,2	I	7.4	11.42	11.47	8.0	12.60	9.20	14.1	10.5	15.60	10.7	16.6	11.3	17.6	12.9	18.6	12.5	12.7	12.9	16.3	19.1	21.9	24.1	26.4	28.6	30.4	20.2	12.4	13.76	15.8	18.7	21.3
	II	9.60	14.85	14.91	10.4	16.40	11.95	18.3	13.6	20.3	13.9	21.6	14.7	22.9	15.5	24.2	16.2	16.5	18.10	21.2	24.8	28.5	31.3	34.4	37.2	39.6	27.6	16.1	17.8	20.7	24.3	27.7
	III	12.4	19.10	19.18	13.4	21.01	15.35	23.5	17.5	26.1	17.9	27.7	18.9	29.4	19.9	31.0	20.9	21.2	23.2	27.2	31.9	36.3	40.3	44.1	47.8	50.7	35.4	20.7	22.9	26.6	31.2	35.6
	IV	15.1	23.30	23.40	16.3	25.70	18.72	28.8	21.40	32.2	21.8	33.8	23.0	35.9	24.3	38.0	26.4	25.9	28.3	33.3	39.0	44.8	49.0	54.0	58.2	62.0	43.2	25.2	28.0	32.4	38.1	43.5

Примечания

1. Примечания см. лист 5

ЦНИИЭП Типовой комплекс УК-ТР 9 эт. Здания и сооружения. Конструкции железобетонные. Монтажные. Гл. инж. пр. Гл. конструктор пр. Нач. отд. Руководитель группы

Т.К.	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-9	
1971	Таблица горизонтальных ветровых нагрузок	Выпуск 4	Лист 4

Расчетные горизонтальные ветровые нагрузки (узловые)

Продолжение табл. 3

Высота здания	Ветровой район	Нагрузка, т																	
		W_{34}	W_{35}	W_{36}	W_{37}	W_{38}	W_{39}	W_{40}	W_{41}	W_{42}	W_{43}	W_{44}	W_{45}	W_{46}	W_{47}	W_{48}	W_{49}		
33	I	12,2	12,8	13,5	14,2	14,8	10,5	9,6	10,60	11,4	13,4	15,25	17,0	18,5	20,0	21,50	22,9	25,20	16,30
	II	16,85	16,77	17,55	18,4	19,3	13,6	12,50	14,00	14,9	17,40	19,90	22,10	24,7	26,0	28,0	29,8	32,8	21,5
	III	20,39	21,4	22,6	23,7	24,8	17,5	16,00	18,10	19,0	22,4	25,5	28,4	31,0	33,4	36,0	38,2	42,0	27,6
	IV	25,39	26,1	27,5	29,0	30,20	21,4	19,6	22,00	23,2	27,4	31,1	34,7	37,8	40,7	43,9	46,6	51,4	33,6
36	I	19,40	21,10	22,0	24,70	26,30	18,70	10,7	21,60	12,8	16,00	17,10	19,0	20,6	22,3	24,0	25,6	27,4	18,5
	II	25,2	27,4	30,0	32,2	34,9	24,30	13,9	15,1	16,6	19,30	22,30	24,7	26,8	29,0	31,20	33,2	35,6	24,0
	III	32,4	35,2	38,4	41,2	44,0	31,2	17,9	19,4	21,4	25,1	28,6	31,8	34,4	37,3	40,0	42,6	45,7	31,0
	IV	39,5	43,0	47,0	50,4	53,6	38,2	21,8	23,6	26,1	30,6	34,8	38,7	42,0	45,6	48,9	52,0	55,9	37,8
48	I	25,6	26,6	27,10	29,5	31,8	22,30	12,80	15,20	15,7	18,2	20,8	22,9	25,0	27,0	28,8	30,8	32,0	21,5
	II	32,5	33,3	35,3	38,40	41,4	28,7	16,1	19,5	20,5	23,8	27,0	29,80	32,6	35,0	37,4	40,0	41,6	27,8
	III	39,2	42,9	45,4	49,5	53,0	35,6	20,7	23,6	26,2	30,6	34,8	38,4	41,8	45,0	48,1	51,4	53,5	35,6
	IV	48,0	52,2	55,5	60,4	64,9	43,5	25,2	27,5	32,0	37,4	42,4	46,7	51,0	55,0	58,6	62,7	65,0	43,5

Примечания:

1. Расчетные горизонтальные ветровые нагрузки (узловые) определены с грузовой площади, по длине равной 6,0 м. (протяженность здания) а по высоте равной высоте этажа (3,3 м, 3,6 и 4,2 м). Для верхнего яруса учтено наличие парапета высотой 0,6 м от оси рамы.
2. Для зданий высотой более 40 м (при высоте этажа 3,3 м – 13 этажное здание, при высоте этажа 3,6 м – 11 и 12 этажные здания, при высоте этажа 4,2 м – 10, 11 и 12 этажные здания) расчетная ветровая нагрузка определялась с учетом динамического воздействия пульсации скоростного напора, вызванной порывами ветра.
3. W_1 по W_{31} – см. лист 4.

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1971	Таблица горизонтальных ветровых нагрузок	Выпуск 4	Лист 5

Вертикальные расчетные нагрузки на ригелях рам каркаса

Табл. 4

Нагрузка	Нормативная временная вертикальная нагрузка на перекрытие кг/м²	Наименование расчетных нагрузок: Усредненная нагрузка т/пм	в том числе временная т/пм	от собственного веса ригеля т/пм	Σ суммарная т/пм
На ригелях в уровне междуэтажного перекрытия	200	5.8	2.3	0.385	5.59
	300	5.2	2.3	0.385	5.59
	500	7.2	3.6	0.385	7.59
	900	9.0	5.4	0.385	9.39
На ригелях в уровне кровельного покрытия	—	5.2	2.3	0.385	5.59
На ригелях в уровне междуэтажного перекрытия торцевых рам	200	4.0	1.6	0.385	4.39
	300	4.0	1.6	0.385	4.39
	500	5.2	2.3	0.385	5.59
	900	7.2	3.6	0.385	7.59
На ригелях в уровне кровельного покрытия торцевых рам	—	4.0	1.6	0.385	4.39

Вертикальная нагрузка от веса наружных стен

Табл. 5

При высоте этажа, м		N_1, т	N_2, т
3,3	Максимальн.	2.20	7.90
	Минимальн.	1.45	1.90
3,6	Максимальн.	2.20	8.75
	Минимальн.	1.45	2.00
4,2	Максимальн.	2.20	10.20
	Минимальн.	1.45	2.20

Примечания:

Нагрузки от веса наружных стен приняты по серии ИИ-04-5 вып. 1.

Максим. N_1 - расчетная от веса карниза
N_2 - ——— / ——— глухих стен толщиной 32 см.

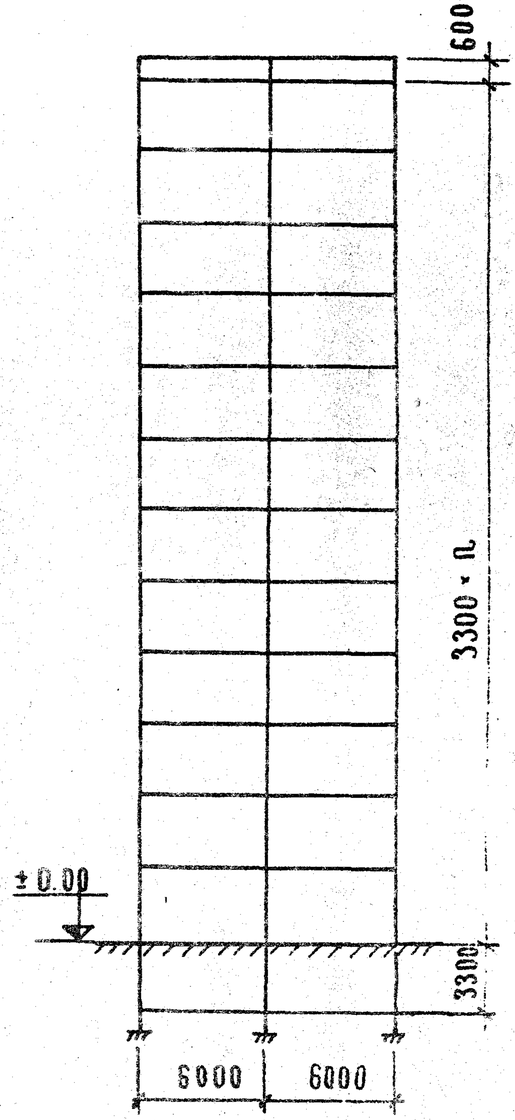
Минимал. N_1 - нормативная от веса парапета высотой 60 см
N_2 - ——— / ——— панелей высотой 60 см, толщиной 24 см и остекления в вставной части стены 50 кг/м²

ТАБЛ. 6

Этажность здания		1	2	3	4	5	6
$[M_в]_1$ тм	I ветровой район	20.7	70.5	150.2	267.8	433,3	653,5
	II — " — " —	26.8	91.4	194.6	347.1	561.7	847.2
	III — " — " —	34.2	117.6	250.5	446.3	722,1	1089.2
	IV — " — " —	42.2	144.0	306.6	545.5	882,6	1331.2
$[M_в]_2$ тм	I — " — " —	55.7	135.2	244.5	394.0	594.8	853.7
	II — " — " —	72.2	175.3	316.9	510.7	771.0	1106.6
	III — " — " —	92.9	225.3	407.5	656.6	991.3	1422,8
	IV — " — " —	113.5	275.4	498.0	802.5	1211.5	1739.0

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 6

Этажность здания		7	8	9	10	11	12
$[M_в]_1$ тм	I ветровой район	930.2	1265.1	1662.8	2127.5	2663.7	4847,1
	II — " — " —	1205,6	1640.0	2155.5	2757.9	3452.9	6283.1
	III — " — " —	1550.3	2108.6	2771.3	3545.8	4439,5	8078.6
	IV — " — " —	1894.8	2577.1	3387.2	4333.8	5426.1	9873.5
$[M_в]_2$ тм	I — " — " —	1171.7	1550.2	1993,7	2506.4	3092,7	5715.6
	II — " — " —	1518,9	2009.6	2584.4	3249.0	4009,1	7409.0
	III — " — " —	1952.9	2583.8	3322.8	4177.3	5154.6	9526,2
	IV — " — " —	2386.8	3157.9	4061.3	5105,6	6300.2	11643,0



Примечания:

$[M_в]$ - расчетный момент от ветровой нагрузки для здания без подвала длиной 60м относительно низа диафрагм.

$[M_в]_2$ - тоже для здания с подвалом.

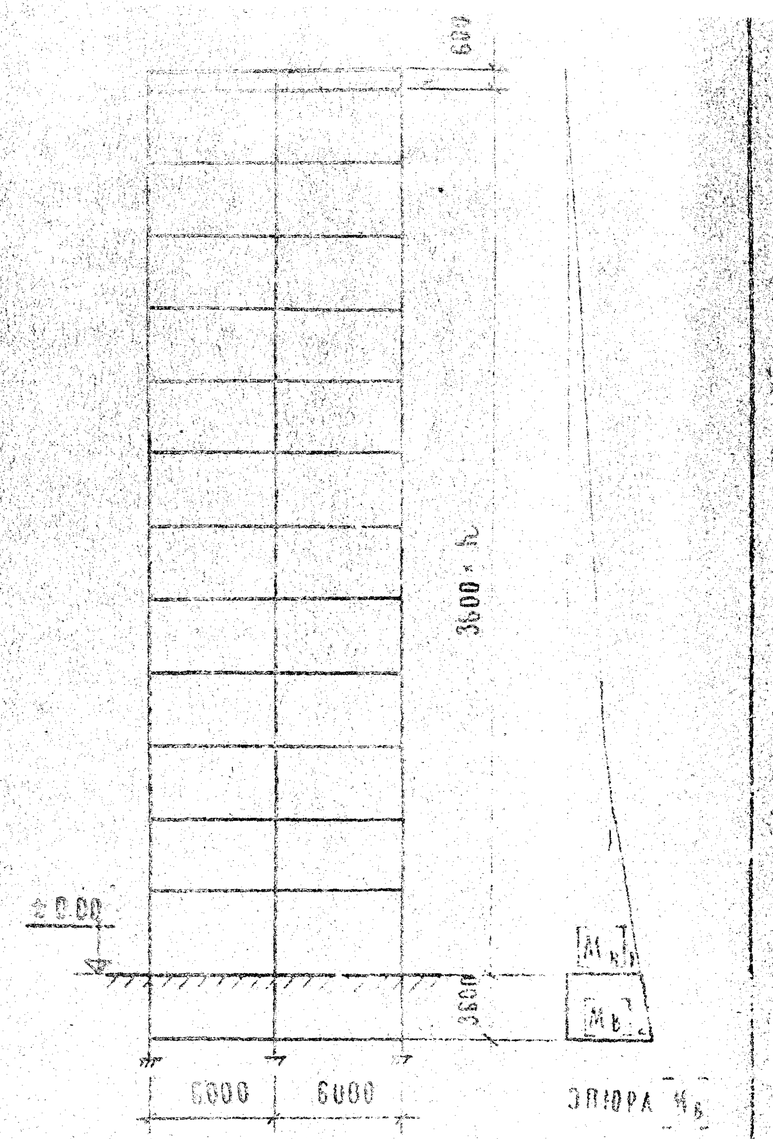
Т.К. 1971	Указания по применению изделий. Значения максимальных ветровых моментов для зданий с высотой этажа 3.3м

Табл.7

Этажность здания		1	2	3	4	5	6
$[M_б]_1$ тм	I ветровой район	24.9	82.8	171.9	322.1	776.2	1787.9
	II — " — " —	31.1	101.3	238.6	417.5	682.1	1033.2
	III — " — " —	40.0	138.6	296.5	536.7	877.0	1329.1
	IV — " — " —	48.9	168.6	362.3	696.0	1071.6	1629.2
$[M_б]_2$ тм	I — " — " —	61.7	172.8	280.6	460.7	709.9	1049.9
	II — " — " —	80.0	198.1	363.7	591.2	913.7	1322.1
	III — " — " —	102.9	254.7	467.6	767.8	1174.7	1699.9
	IV — " — " —	125.7	311.3	571.5	938.4	1435.7	2077.7

Продолжение табл.7

Этажность здания		7	8	9	10	11	12
$[M_б]_1$ тм	I ветровой район	1136.3	1547.6	2037.8	2611.9	4847.1	5951.3
	II — " — " —	1478.0	2006.5	2641.6	3385.8	6283.1	7714.4
	III — " — " —	1893.9	2579.8	3396.3	4358.1	8078.6	9918.6
	IV — " — " —	2314.7	3153.0	4151.1	5320.5	9873.5	12122.0
$[M_б]_2$ тм	I — " — " —	1405.3	1866.0	2407.8	3036.3	5715.6	6927.4
	II — " — " —	1821.7	2419.0	3121.2	3936.0	7409.0	8980.0
	III — " — " —	2342.3	3110.1	4013.0	5060.5	9526.2	11545.0
	IV — " — " —	2862.7	3801.2	4904.8	6185.1	11643.0	14111.0



Примечания:

$[M_б]_c$ - расчетный момент от ветровой нагрузки для зданий без подвала длиной 60м относительно низа диафрагм.

$[M_б]_2$ - тоже для здания с подвалом.

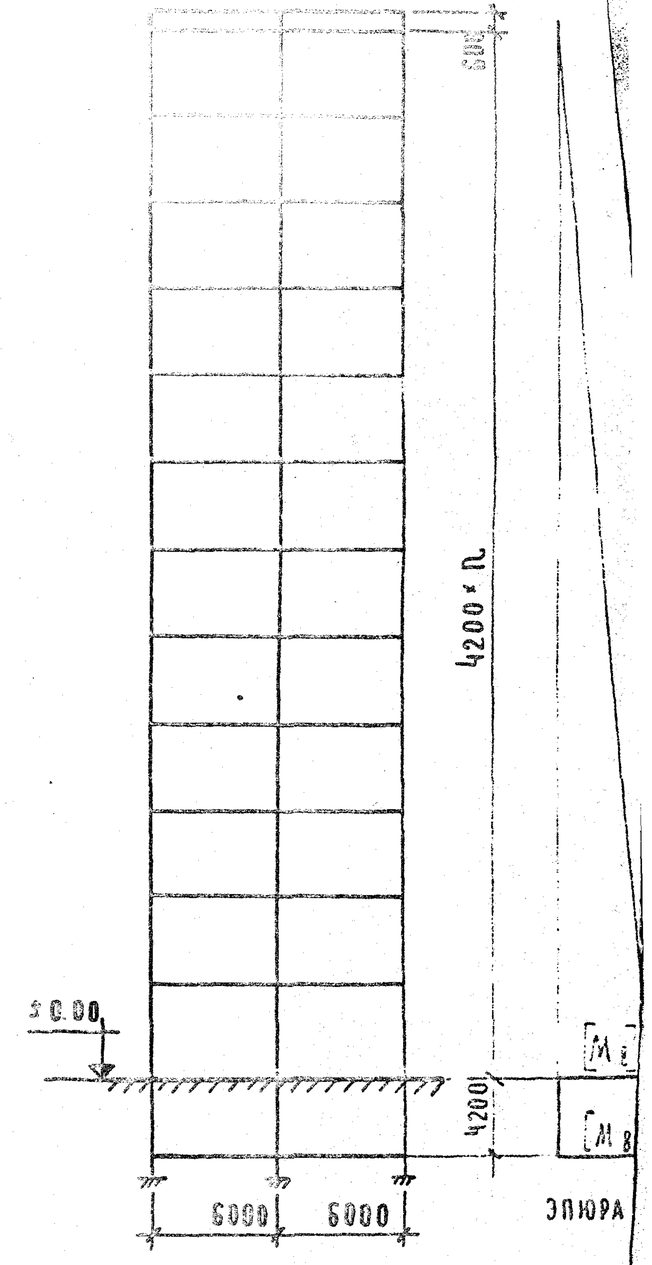
Т.К.	Указания по применению изделий	Серия ИИ 04-0	
1976	Значения максимальных ветровых моментов для зданий с высотой этажа 3.6 м	Выпуск 4	Лист 8

ТАБЛ. 8

Этажность здания		1	2	3	4	5	6
$[M_в]_1$	I ветровой район	31.4	110.2	243.0	430.9	747.7	1136.3
	II — " — " —	48.6	142.9	313.0	554.6	969.2	1473.8
	III — " — " —	52.3	184.0	405.0	722.6	1256.1	1930.9
	IV — " — " —	68.9	224.9	493.0	918.6	1525.0	2314.7
$[M_в]_2$	I — " — " —	78.5	191.1	363.2	615.8	962.7	1409.3
	II — " — " —	96.9	257.7	478.8	798.3	1247.9	1821.7
	III — " — " —	124.1	318.4	665.3	1026.3	1604.4	2342.3
	IV — " — " —	151.7	389.2	739.8	1254.4	1960.9	2862.7

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 8

Этажность здания		7	8	9	10	11	12
$[M_в]_1$	I ветровой район	1623.9	2219.5	2900.0	5570.9	6956.1	8494.2
	II — " — " —	2105.1	2877.2	3801.0	7221.4	9017.1	11010.0
	III — " — " —	2706.5	3699.2	4887.0	9284.8	11593.0	14157.0
	IV — " — " —	3308.0	4521.3	5973.1	11347.0	14169.0	17302.0
$[M_в]_2$	I — " — " —	1950.5	2607.3	3440.0	6511.2	8228.0	9688.5
	II — " — " —	2928.5	3919.9	4387.7	8440.2	10400.0	12558.0
	III — " — " —	3290.9	4345.6	5641.3	10852.0	13371.0	16147.0
	IV " "	3973.4	5311.4	6895.1	13263.0	16342.0	19734.0



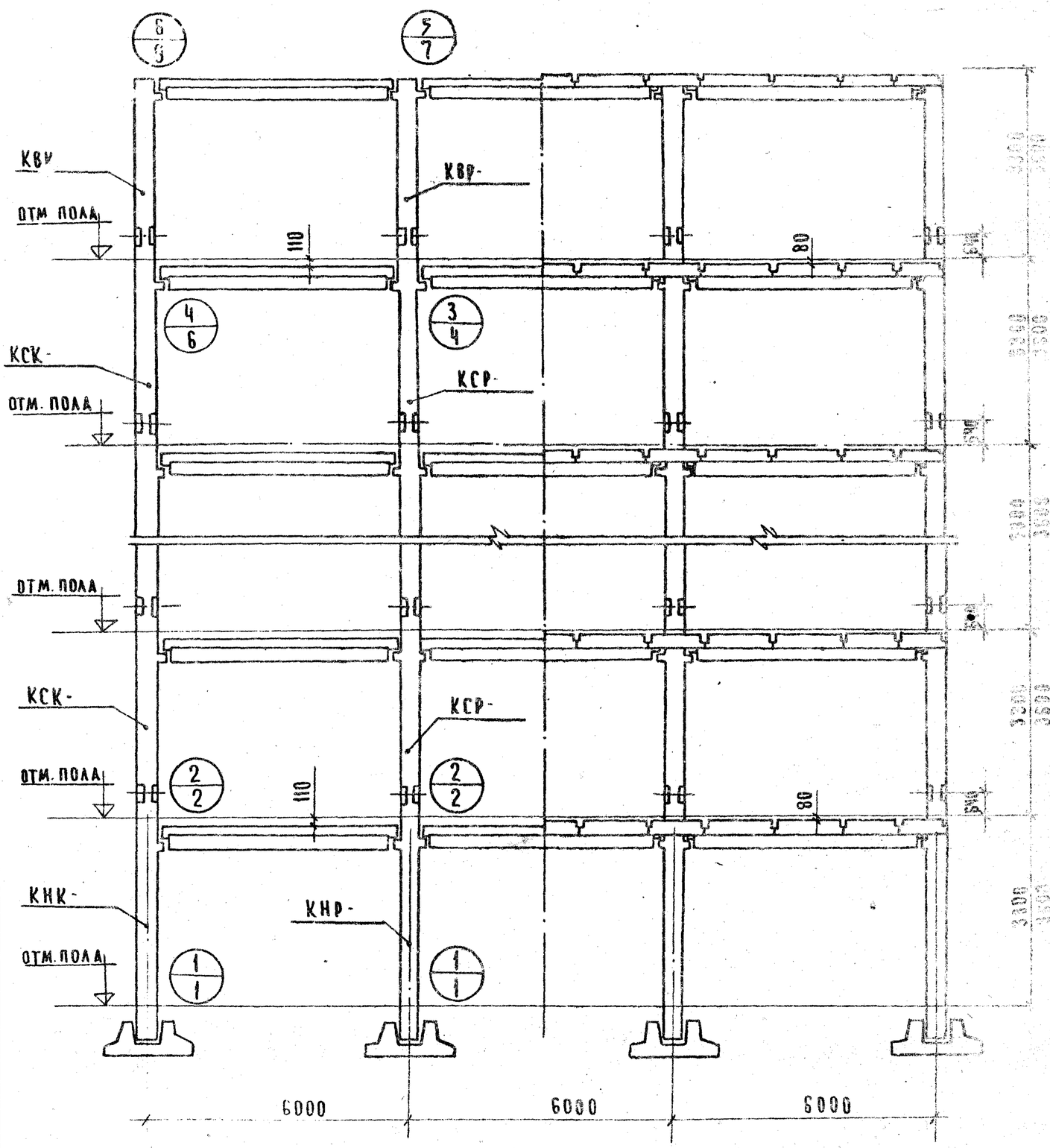
ЭПЮРА

ПРИМЕЧАНИЯ:

$[M_в]_1$ - РАСЧЕТНЫЙ МОМЕНТ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ДЛЯ ЗДАНИЯ БЕЗ ПОДВАЛА ДАННОЙ БОМ ОТНОСИТЕЛЬНО НИЗА ДИАФРАГМ.

$[M_в]_2$ - ТОЖЕ ДЛЯ ЗДАНИЯ С ПОДВАЛОМ.

Т.К. 1971	Указания по применению изделий	Н.К.
	Значения максимальных ветровых моментов для зданий с высотой этажа 4.2 м	Сер.

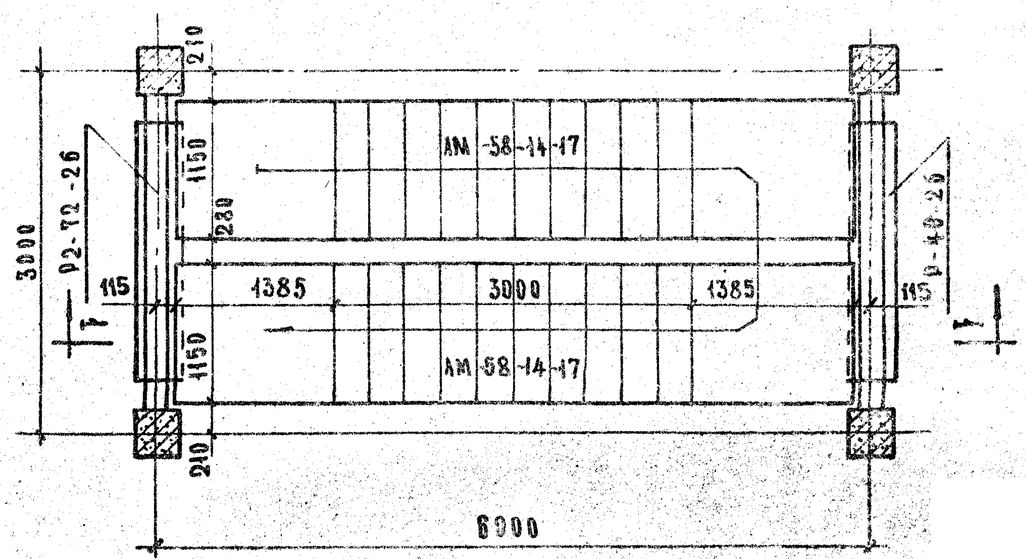


Примечания:

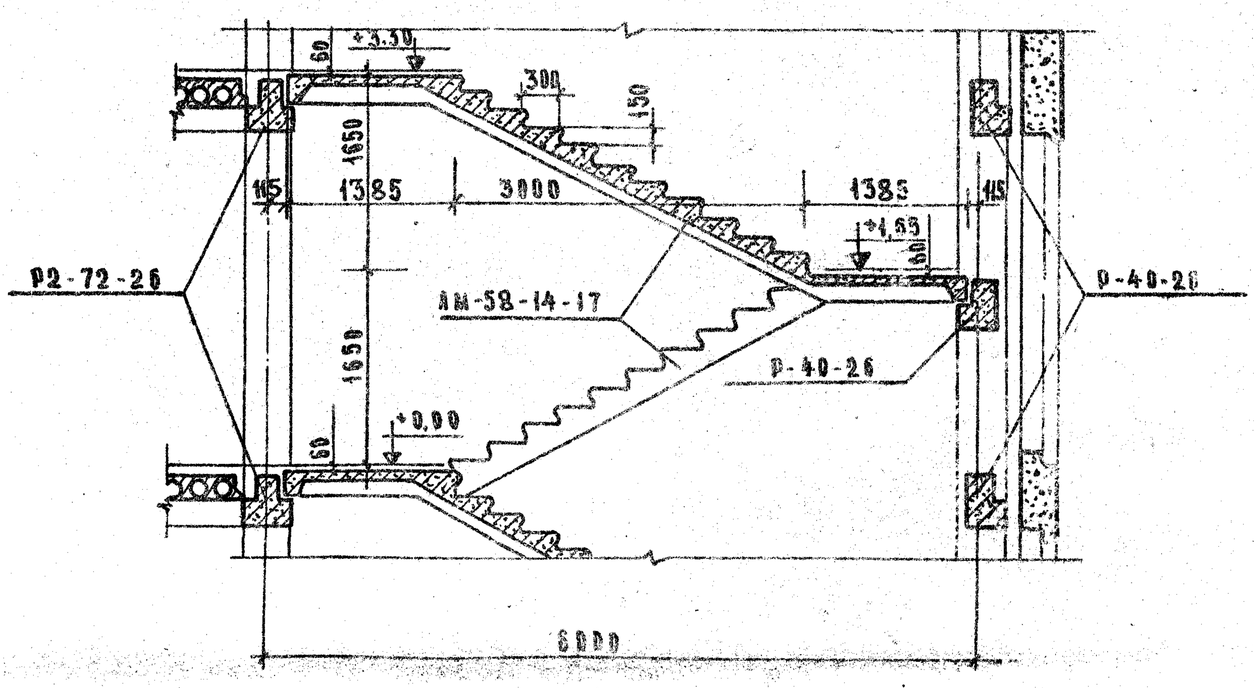
1. Узлы, заимствованные на данном листе см. серию ИИ-04-10 выпуск 3

Т.К.	Указания по применению изделий
1971	Маркировка узлов каркаса

ИИ-04-0



Лестница для зданий с высотой этажа 3,30 м.

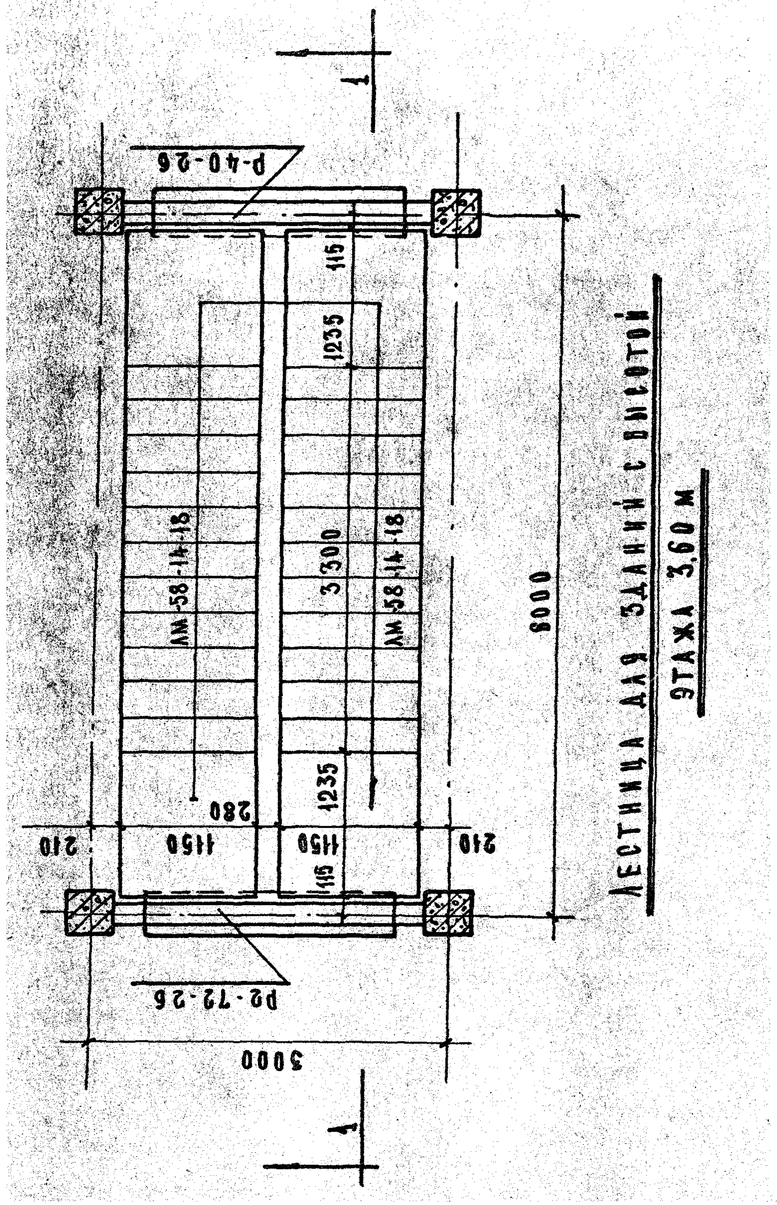


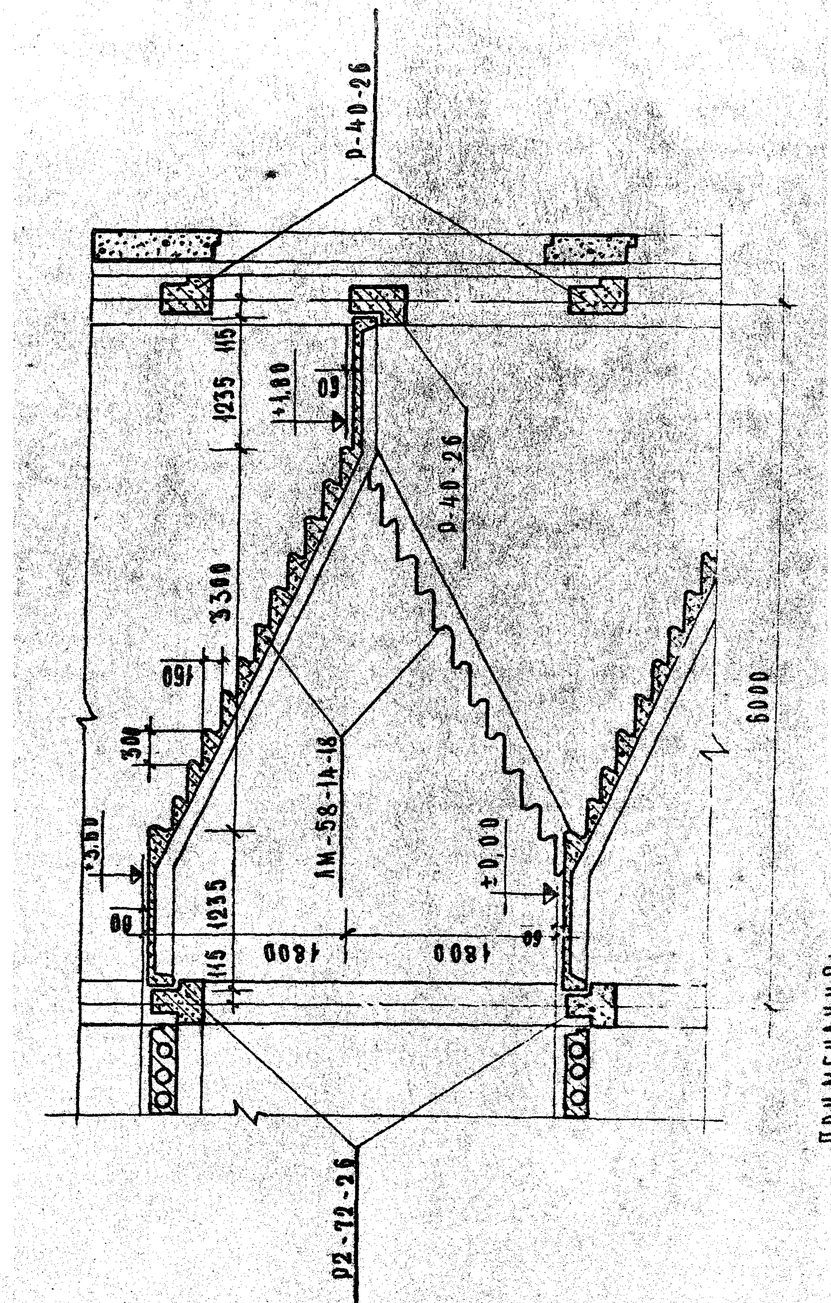
по 1-1

Примечания:

1. Лестничные марши укладываются на полки ригелей по слою цементного раствора толщиной 1 см.
2. Накладные проступи на ступенях условно не показаны.
3. Узлы крепления ограждения к лестничному маршу и верхней площадке, укладки накладных проступей, опирания верхней площадки

Т.К.	Указания по применению изделий	Сер. ИИ-
1971	Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3,3 м.	Выпус 4

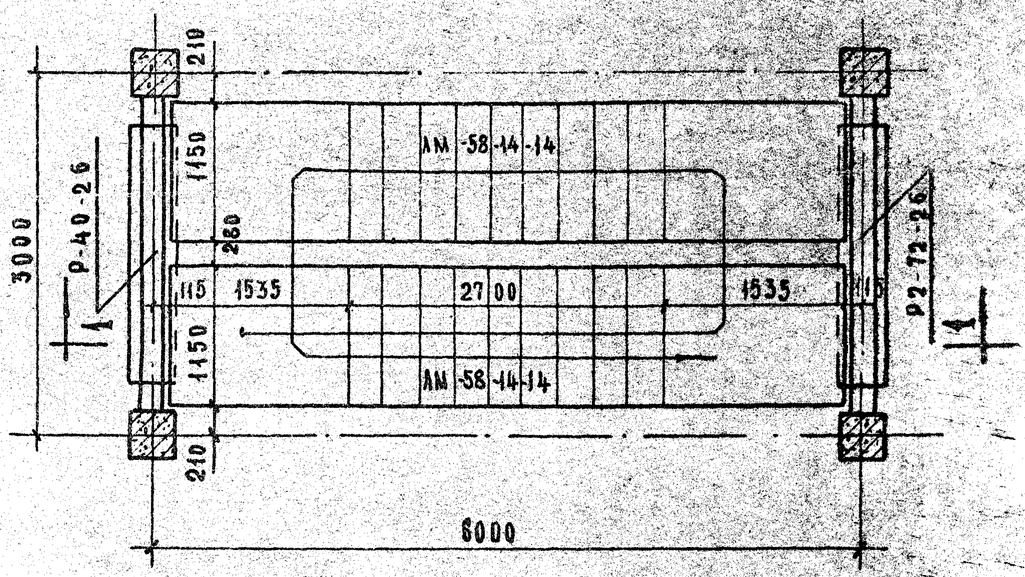




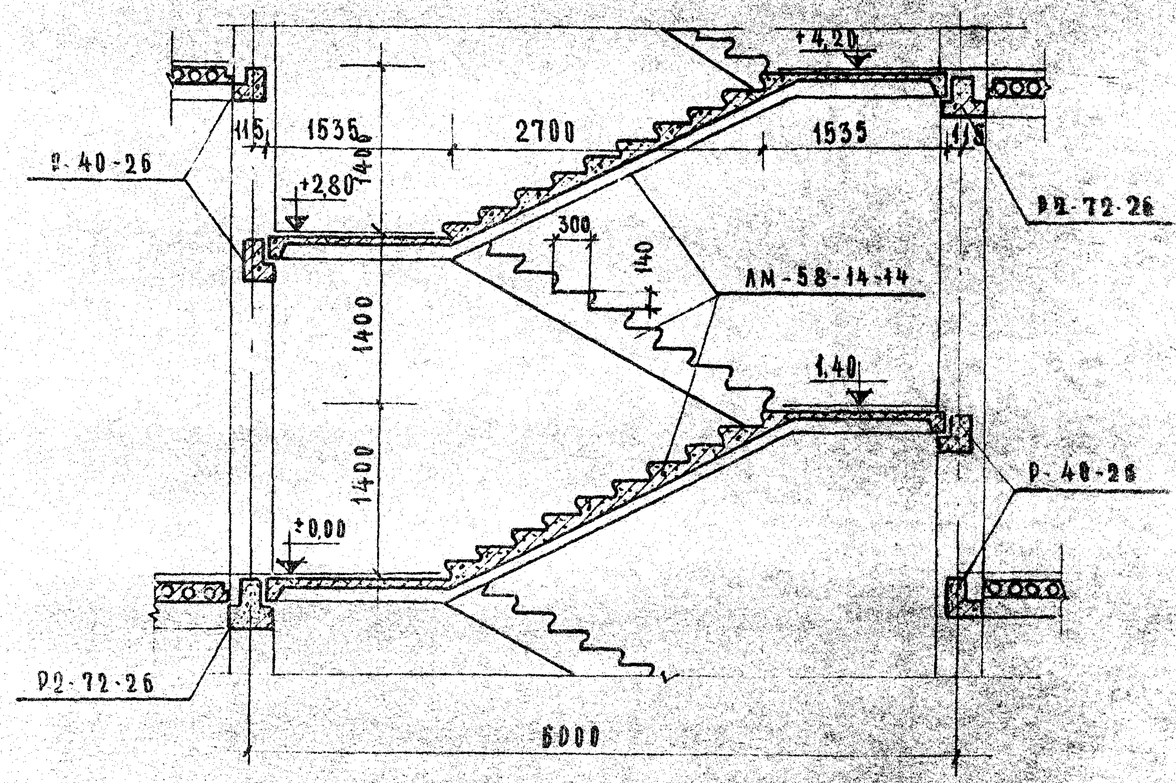
Примечания:

1. Примечания см. лист 11.

ГК 1971	Указания по применению изделий. Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3.6 м.	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 4	Лист 12



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 4,20м.

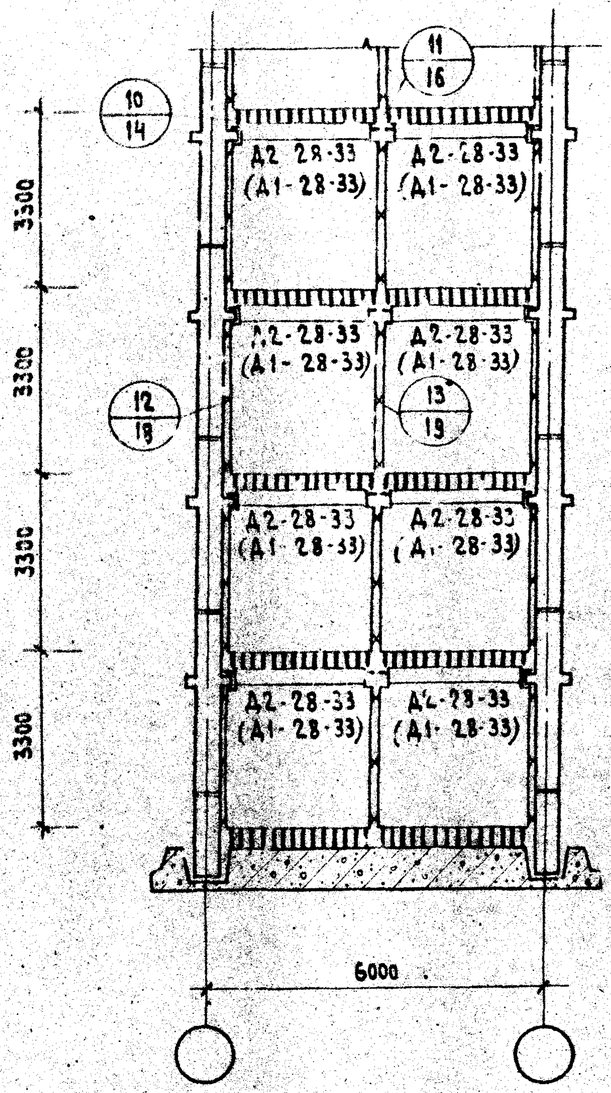


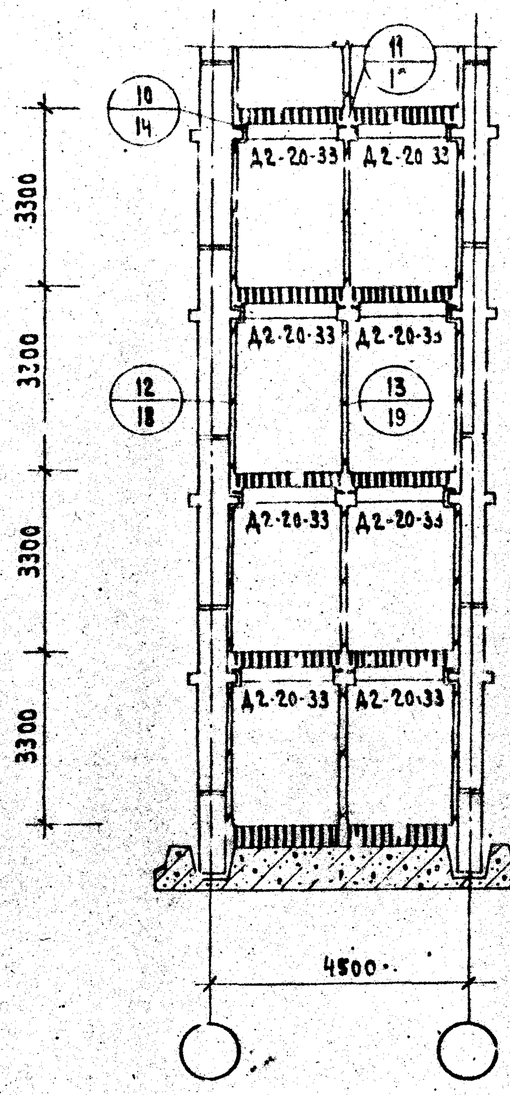
ПО 1-1

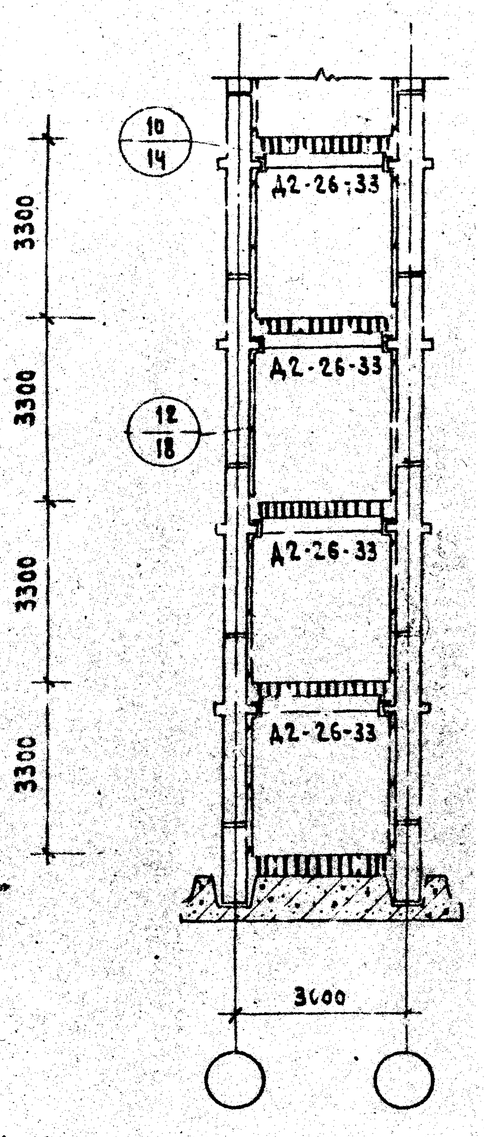
Примечания:

1. Примечания см. лист 11.

ТК	Указания по применению изделий	
1971	Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 4,2 м	





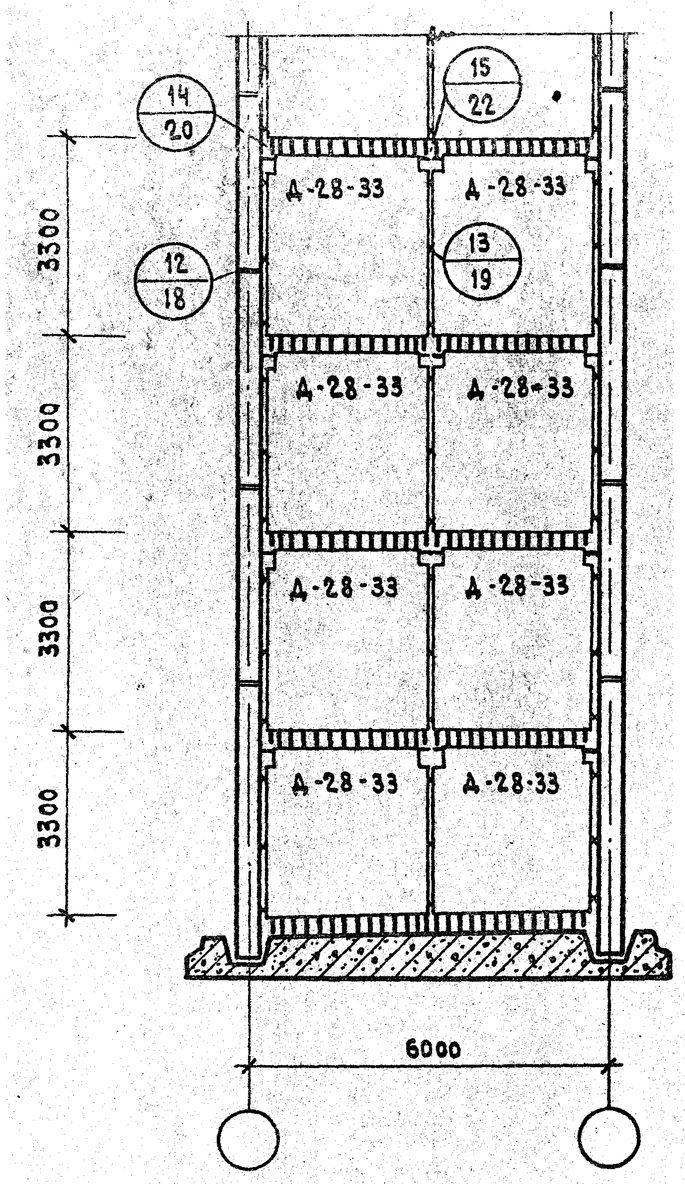


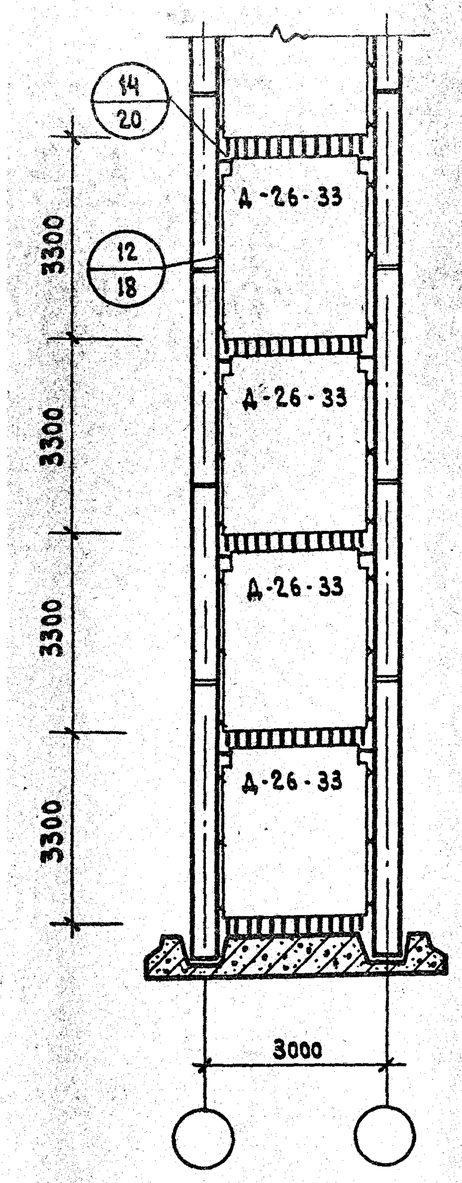
ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

Примечания:

1. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10 выпуск 3.

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1971	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости в плоскости рам при высоте этажа 3,3 м.	Выпуск 4	Лист 14



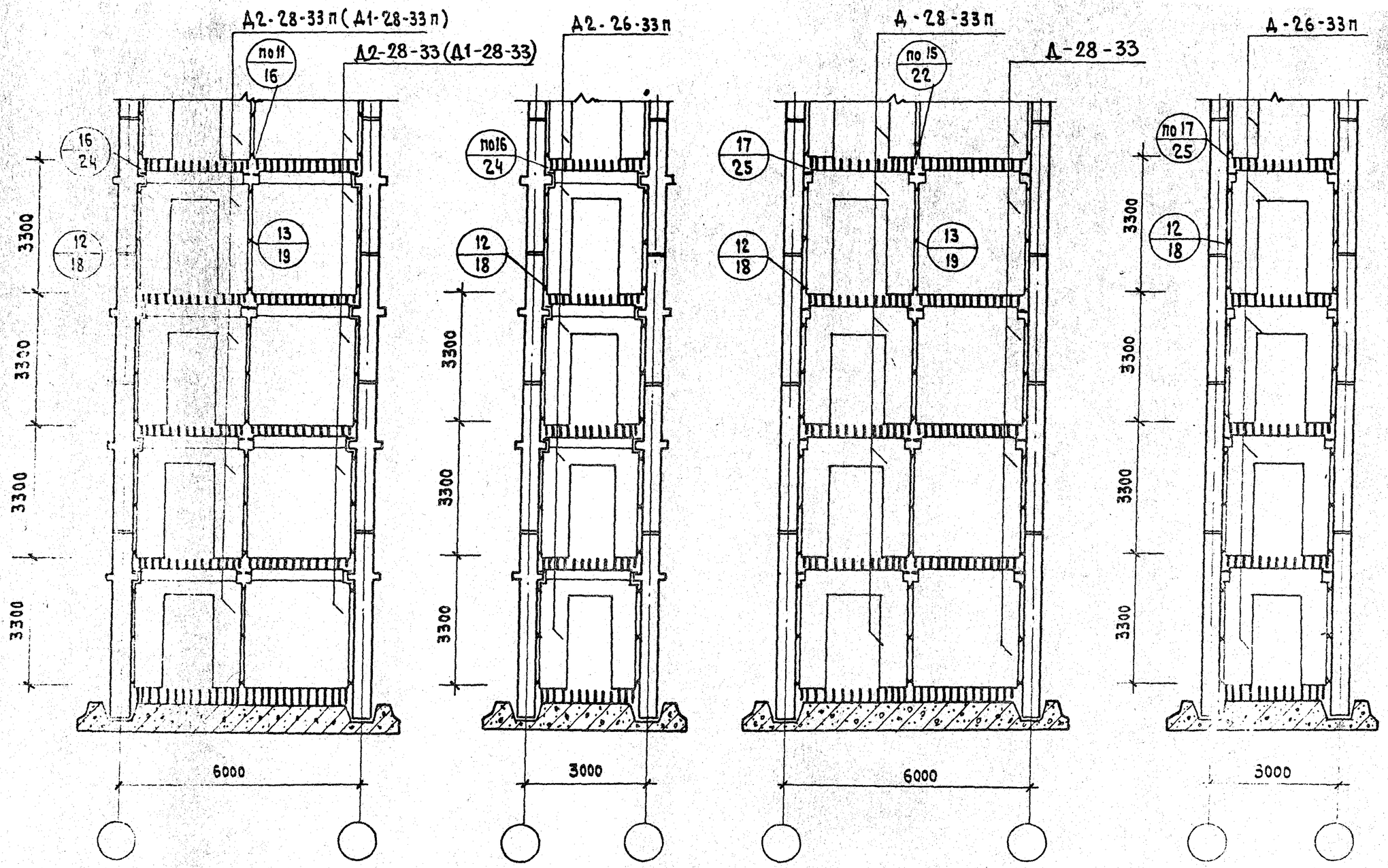


ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

1. УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ СМ. СЕРИЮ ИИ-04-10 ВЫПУСК 3.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕР ИИ-
1971	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости перпендикулярных плоскости рам при высоте этажа 3.3 м.	выпуск 4



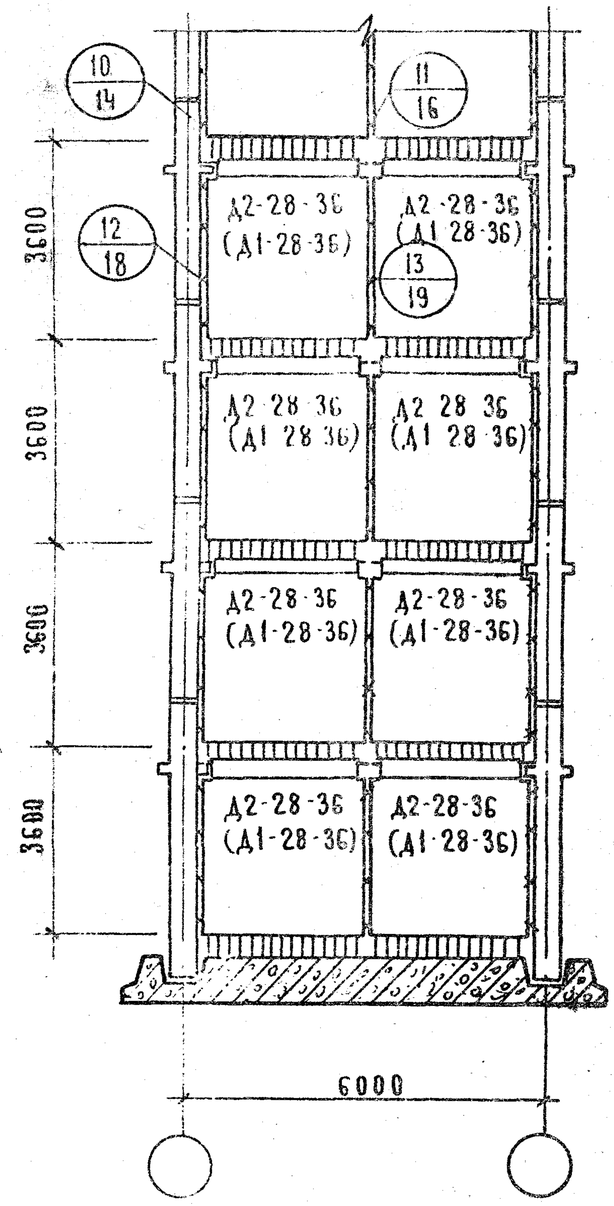
ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

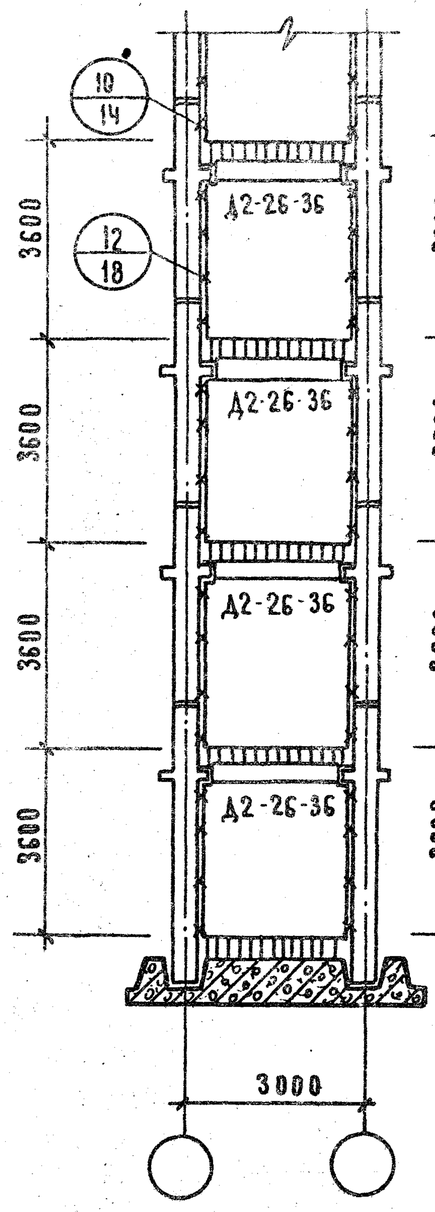
ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

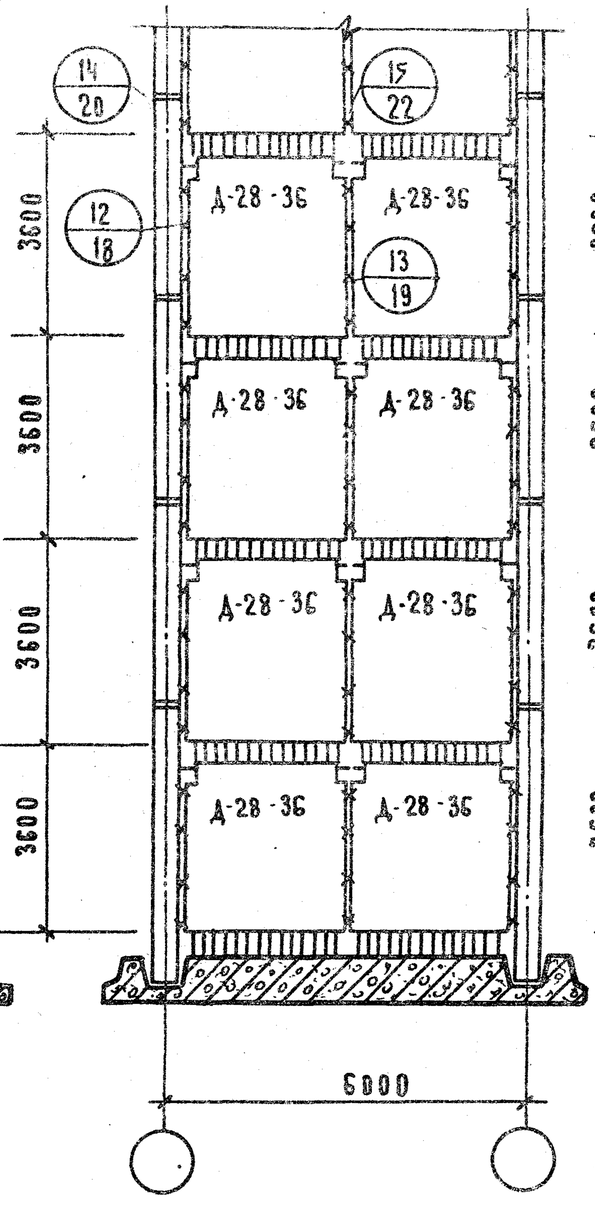
1. УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ СМ. СЕРИЮ ИИ-04-10 ВЫПУСК 3

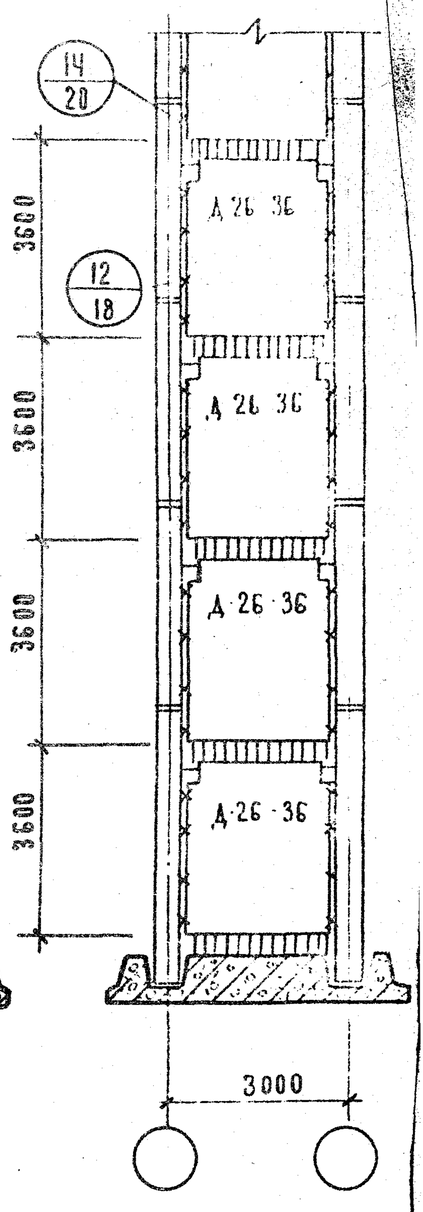
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-С
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРОЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 М.	ВЫПУСК 4





Диафрагмы в плоскости рам



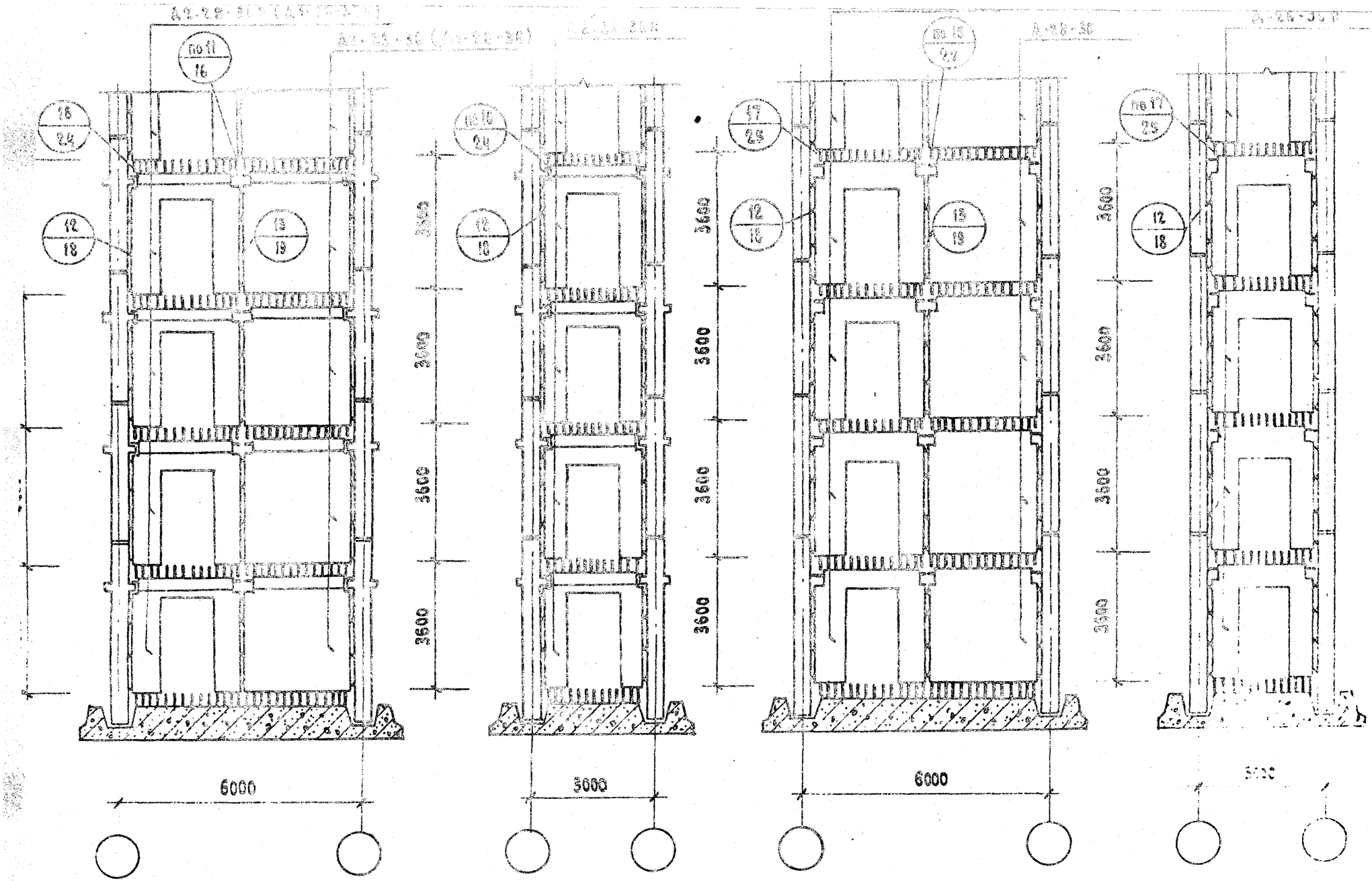


Диафрагмы перпендикулярные плоскости ра

Примечание:

1 Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-ОЧ-10 выпуск 3

Т.К.	Указания по применению изделий	
1971	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости при высоте этажа 3.6 м	



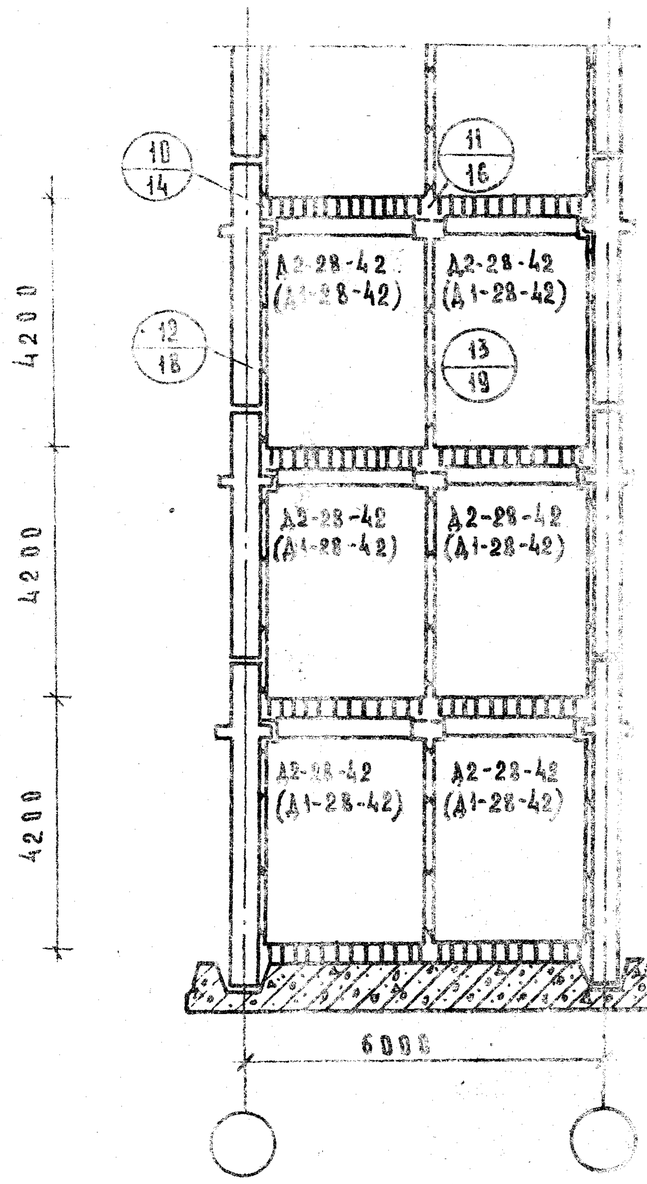
Диафрагмы в плоскости рам

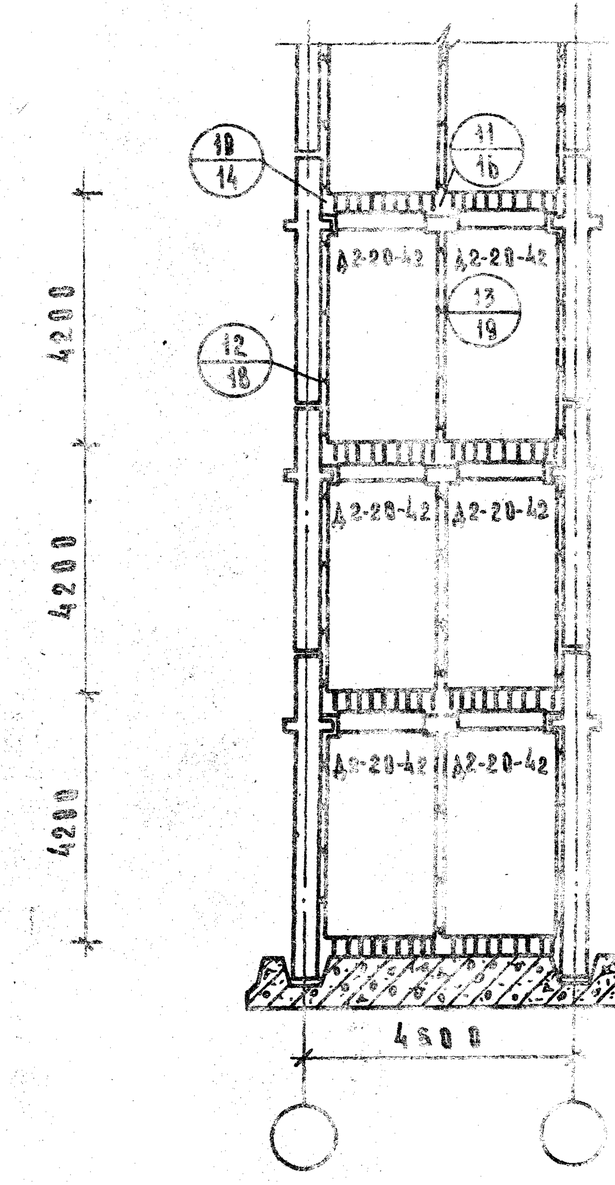
Диафрагмы перпендикулярные плоскости рам

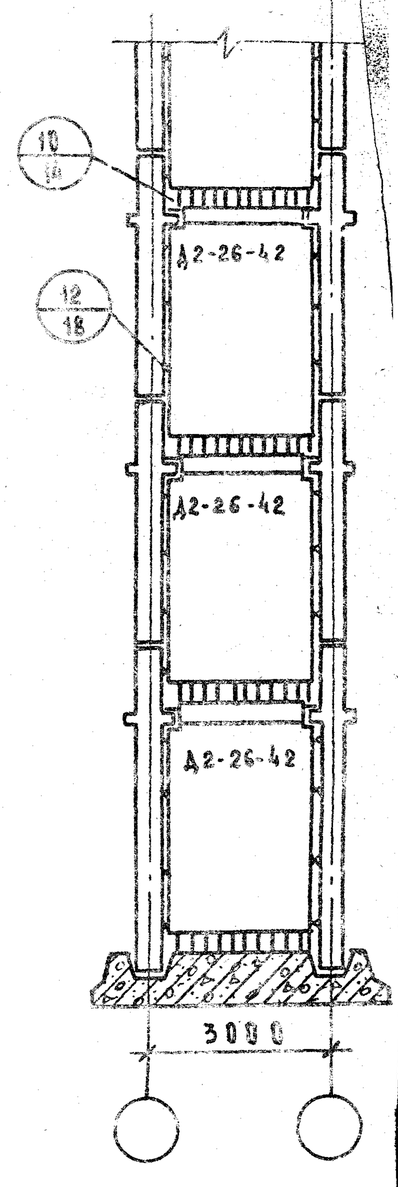
Примечание:

Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10 выпуск 3

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04.0	
1971	Монтажные схемы диафрагм жесткости с проемами при высоте этажа 3.6 м	Выпуск 4	Лист 18





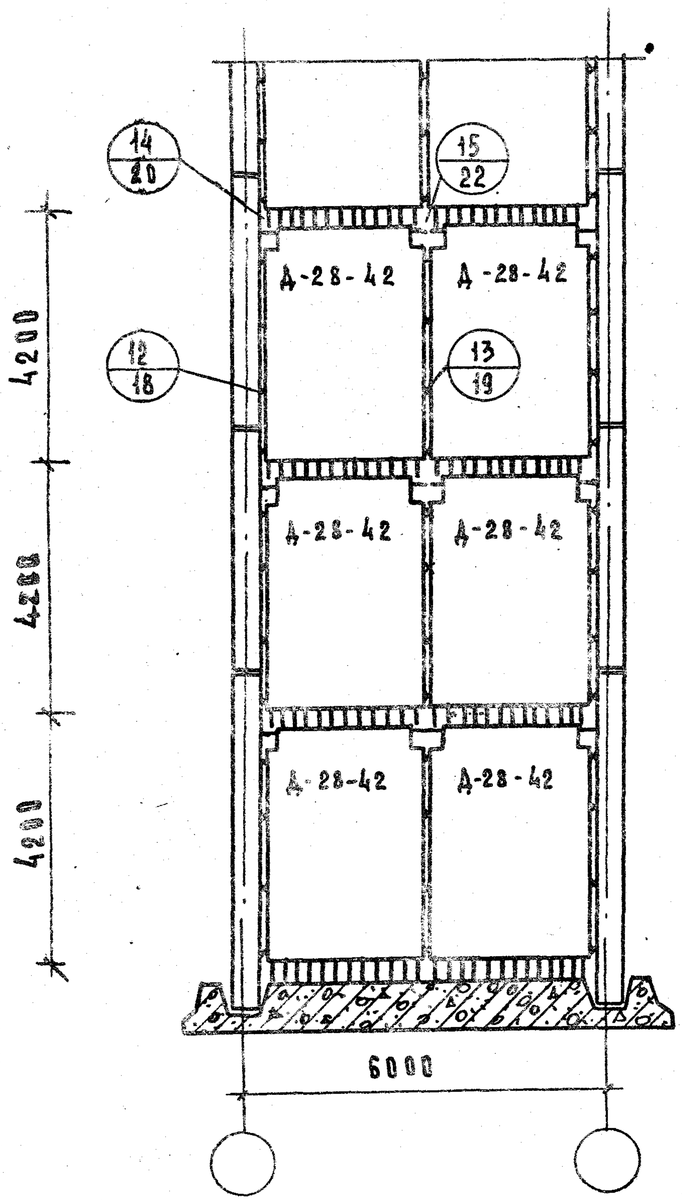


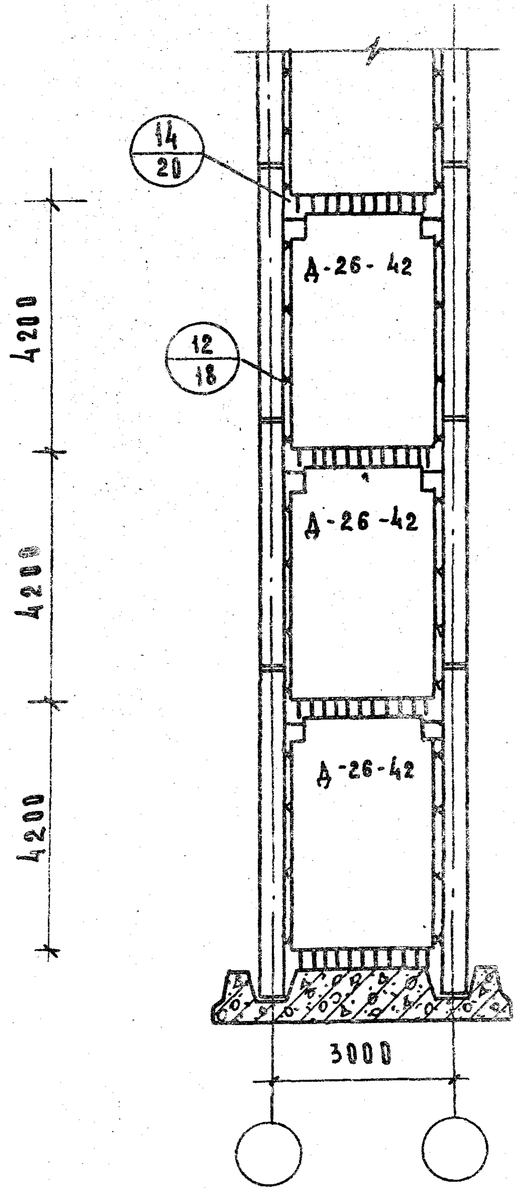
Диафрагмы в плоскости рам

Примечание:

1. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10 выпуск 2.

ТК	Указания по применению изделий	Ц
1977	Монтажные схемы сборных диафрагм жесткости в плоскости рам при высоте этажа 4,2 м	2-2



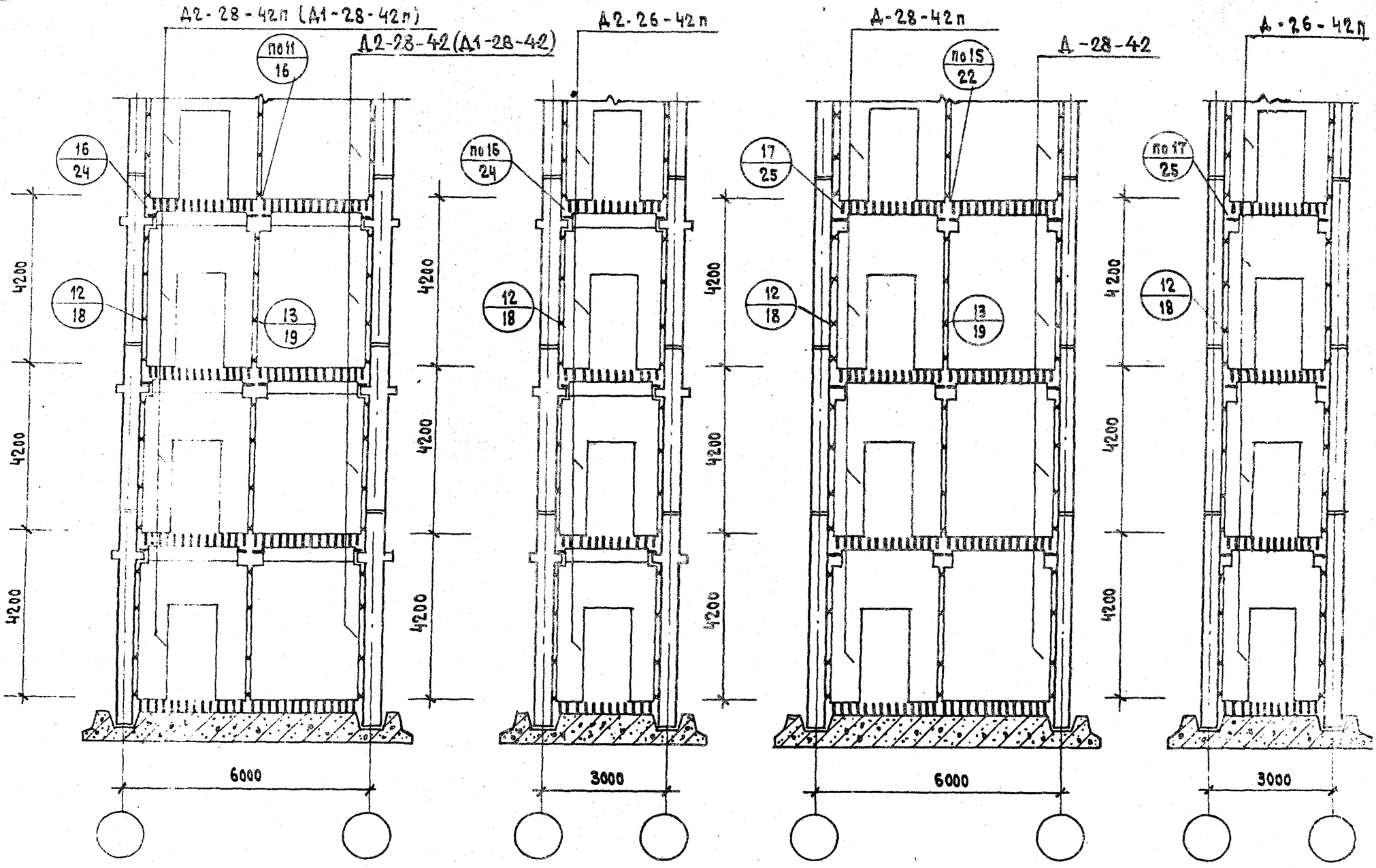


ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

Примечание:

1. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10 выпуск-3.

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-10	
1971	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости перпендикулярных плоскости рам при высоте этажа 4,2м	Выпуск 4	Лист 20



ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

Примечание:

1. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10 выпуск 3

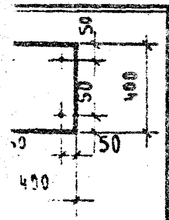
ТК	Указания по применению изделий	СЕ ИИ
1971	Монтажные схемы диафрагм жесткости с проемами при высоте этажа 4.2 м.	Выпуск 4

[illegible] НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТВОЛОВ КОЛОНН
(РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ)

$$N = \frac{N_п}{K_{дл}} = \frac{\varphi}{K_{дл}} \left(R_{пр} \cdot F + R_{ас} \cdot F_a \right)$$

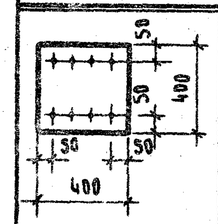
РАБОЧАЯ АРМАТУРА ИЗ СТАЛИ КЛАССА А-III, $R_{ас} = 3400$ кг/см²

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТВОЛА КОЛОННЫ В ТН



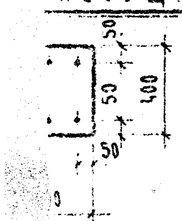
ПРИ СХЕМЕ АРМИРОВАНИЯ	ПРИ БЕТОНЕ / ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА	ϕ РАБ. АР-РЫ	20	28	32	36	40
		$F_a R_a$	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
	МАРКА БЕТОНА	$R_{пр} F$					
	М-300	208.00	241.10	269.30	294.00	320.20	350.00
	М-400	272.00	291.00	328.20	352.10	379.00	408.00

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТВОЛА КОЛОННЫ В ТН



ПРИ СХЕМЕ АРМИРОВАНИЯ	ПРИ БЕТОНЕ / ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА	ϕ РАБ. АР-РЫ	20	28	32	36	40
		$F_a R_a$	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
	МАРКА БЕТОНА	$R_{пр} F$					
	М-300	208.00	271.00	348.00	393.00	446.00	523.00
	М-400	272.00	330.00	405.00	453.00	505.00	581.00

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТВОЛА КОЛОННЫ В ТН



ПРИ СХЕМЕ АРМИРОВАНИЯ	ПРИ БЕТОНЕ / ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА	ϕ РАБ. АР-РЫ	20	28	32	36	40
		$F_a R_a$	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
	МАРКА БЕТОНА	$R_{пр} \cdot F$					
	М-300	208.00	251.00	306.50	343.00	386.00	428.00
	М-400	272.00	310.00	366.10	403.00	442.00	487.00

ПРИМЕЧАНИЕ.

РАСЧЕТ ПРОИЗВЕДЕН ПРИ $l_0 = 4.2$ м
$\varphi = 0.96$
$m_{дл} = 0.96$
$K_{дл} = 1.04$

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЯ	[illegible]
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТВОЛОВ КОЛОНН	[illegible] 4 / [illegible] 2[illegible]

ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН (РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ). ВАРИАНТ I (СМ. СХЕМУ)

$$CN_{п}\Delta = 0{,}8\,C\,R_{пр(к)} + K\cdot\mu\cdot R_{сет}\,\Delta\cdot F_{я} + 0{,}8\,R_{пр_3}\cdot F_{в} + R_{а}\cdot F_{а}$$

СТВОЛ КОЛОННЫ: БЕТОН М-400
СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-I
$R_{сет} = 2100$ кг/см²

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.

При бетоне замоноличивания М-200, $R_{пр_3} = 80$ кг/см², $0{,}8\,R_{пр_3}\,F_{з} = 48{,}70$ т

При сетке косвенного армиров. / При раб. ар-ре ствола	Ø раб. ар-ры	20	28	32	36	40
	$F_а R_а$	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
Ø сетки	$0{,}8(R_{пр}+K\mu R_c)F_я$					
		ШАГ 6 СМ				
6	206,93	298,33	339,63	365,63	394,63	426,63
8	226,71	318,11	359,41	385,41	414,41	446,41
10	251,70	343,10	384,40	410,40	439,40	471,40
12	283,41	374,81	416,11	442,11	471,11	503,11
		ШАГ 8 СМ				
6	192,31	283,71	325,01	351,01	380,01	412,01
8	215,01	306,41	347,71	373,71	402,71	434,71
10	233,52	324,92	366,22	392,22	421,22	453,22
12	257,13	348,53	389,83	415,83	444,83	476,83

СХЕМА АРМИРОВАНИЯ, ВАРИАНТ I

СТВОЛ КОЛОННЫ: БЕТОН М-300
СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-I
$R_{сет} = 2100$ кг/см²

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН

При бетоне замоноличивания М-200, $R_{пр_3} = 80$ кг/см², $0{,}8\,R_{пр_3}\,F_{з} = 48{,}70$ т

При сетке косвенного армиров. / При раб. ар-ре ствола	Ø раб. ар-ры	20	28	32	36	
	$F_а R_а$	42,7	84,0	110,0	139,0	1
Ø сетки	$0{,}8(R_{пр}+K\mu R_c)F_я$					
		ШАГ 6 СМ				
6	180,06	271,46	312,76	338,76	367,76	3
8	199,84	291,24	332,54	358,54	387,54	4
10	224,82	316,22	357,52	383,52	412,52	4
12	256,53	347,93	389,23	415,23	444,23	4
		ШАГ 8 СМ.				
6	165,44	256,84	298,14	324,14	353,14	3
8	188,13	279,53	320,83	346,83	375,83	4
10	206,64	298,04	339,34	365,34	394,34	4
12	230,25	321,65	362,95	388,95	417,95	4

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕР ИИ-
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН. ВАРИАНТ I.	ВЫПУ 4

Таблицы несущей способности стыков колонн (работающих на центральное сжатие). Вариант I (см. схему)

$$[N_n] = 0{,}8 \cdot [R_{пр(к)} + K_M R_{сет}] F_я + 0{,}8 \cdot R_{пр_3} \cdot F_3 + R_a F_a$$

Ствола колонны: бетон М-400
Сталь сеток косвенного армирования А-II
$R_{сет} = 2700$ кг/см²

При замоноличивании М-200; $R_{пр_3} = 80$ кг/см²
$0{,}8\, R_{пр_3} F_3 = 48{,}7$ т

Несущая способность стыка в тн.						
При раб. ар-ре ствола / при сетке косвенного армиров.		ϕ раб. ар-ры	20	28	32	36	40
		$F_a R_a$	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
ϕ сетки	$0{,}8(R_{пр}+K_M R_c)F_я$						
			Шаг 6 см				
6	233,42		324,82	366,12	392,12	421,12	453,12
8	258,85		350,25	391,55	417,55	446,55	478,55
10	290,98		382,38	423,68	449,68	478,68	510,68
12	331,75		423,15	464,75	490,45	519,45	551,45
			Шаг 8 см				
6	214,63		306,03	347,33	373,33	402,33	434,33
8	243,81		335,21	376,51	402,51	431,51	463,51
10	267,60		359,00	400,30	426,30	455,30	487,30
12	297,97		389,37	430,67	456,67	485,67	517,67

Ствола колонны: бетон М-300
Сталь сеток косвенного армирования А-II
$R_{сет} = 2700$ кг/см²

При бетоне замоноличивания М-200 $R_{пр_3} = 80$ кг/см²
$0{,}8\, R_{пр_3} F_3 = 48{,}7$ т

Несущая способность стыка в тн.						
При раб. ар-ре ствола / при сетке косвенного армиров.		ϕ раб. ар-ры	20	28	32	36	40
		$F_a R_a$	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
ϕ сетки	$0{,}8(R_{пр}+K_M R_c)F_я$						
			Шаг 6 см				
6	206,54		297,94	339,24	365,24	394,24	426,24
8	231,60		323,00	364,30	390,30	419,30	451,30
10	264,09		355,49	396,79	422,79	451,79	483,79
12	304,87		396,27	437,57	463,57	492,57	524,57
			Шаг 8 см				
6	187,75		279,15	320,45	346,45	375,45	407,45
8	216,92		308,32	349,62	375,62	404,62	436,62
10	240,72		332,12	373,42	399,42	428,42	460,42
12	271,09		362,49	403,79	429,79	458,79	490,79

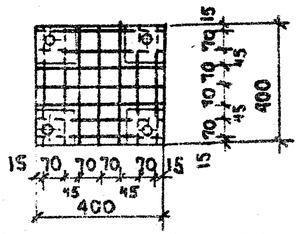


Схема армирования, вариант-I

Т.К.	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04
1971	Таблицы несущей способности стыков колонн. Вариант I.	Выпуск 4

ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН (РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ) ВАРИАНТ I (СМ. СХЕМУ).

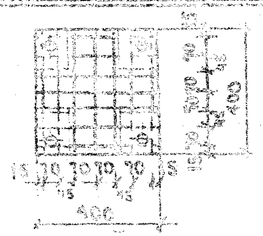
$$[N_n] = 0{,}8\,[R_{пр(н)} + K \cdot M \cdot R_{сет}] \cdot F_я + 0{,}8 \cdot R_{пр_3} \cdot F_з + R_a \cdot F_a$$

СТВОЛ КОЛОННЫ БЕТОН М-400
СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III
$R_{сет} = 3400$ кг/см²

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.

При бетоне замоноличивания М-200, $R_{пр_3} = 80$ кг/см², $0{,}8\,R_{пр_3} \cdot F_з = 48{,}7$ т

При сетке косвенного армиров. / При раб. ар-ре ствола	ф раб ар-ры	20	28	32	36	40
	$F_a R_a$	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
ф сетки	$0{,}8(R_{пр} + KMR_c)F_я$					
		ШАГ 6 СМ				
6	264,30	355,70	397,00	423,00	452,00	484,00
8	296,35	387,75	429,05	455,05	484,05	516,06
10	336,80	428,20	469,50	495,50	524,50	556,50
12	388,14	479,54	520,84	546,84	575,84	607,84
		ШАГ 8 СМ				
6	240,65	332,05	373,35	399,35	428,35	460,35
8	277,40	368,80	410,10	436,10	465,10	497,10
10	307,36	398,76	440,06	466,06	495,06	527,06
12	345,59	436,99	478,29	504,29	533,29	565,30



СТВОЛ КОЛОННЫ БЕТОН М-300
СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III
$R_{сет} = 3400$ кг/см²

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.

При бетоне замоноличивания М-200, $R_{пр_3} = 80$ кг/см², $0{,}8\,R_{пр_3} \cdot F_з = 48{,}7$ т

При сетке косвенного армиров. / При раб. ар-ре ствола	ф раб ар-ры	20	28	32	36	40
	$F_a R_a$	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
ф сетки	$0{,}8(R_{пр} + KMR_c)F_я$					
		ШАГ 6 СМ				
6	237,44	328,84	370,14	396,14	425,14	457,1
8	269,50	360,90	402,20	428,20	457,20	489,2
10	309,90	401,30	442,60	468,60	497,60	529,6
12	361,30	452,70	494,00	520,00	549,00	581,0
		ШАГ 8 СМ				
6	215,77	305,17	346,47	372,47	401,47	433,4
8	250,52	341,92	383,22	409,22	438,22	470,2
10	280,48	371,88	413,18	439,18	468,18	500,
12	318,72	410,12	451,42	477,42	506,42	538,

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИ ИИ-0
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН. ВАРИАНТ I.	ВЫПУСК 4

ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН (РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ). ВАРИАНТ II. (СМ СХЕМУ).

$$[N_{\text{п}}] = 0{,}8\,[R_{\text{пр}(\text{к})} + K\mu R_{\text{сет}}]\,F_{\text{я}} + 0{,}8\,R_{\text{пр}_3}F_{\text{з}} + R_{\text{а}}F_{\text{а}}$$

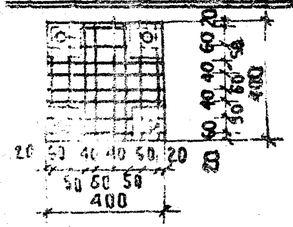
КОЛОННЫ БЕТОН М-400
СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-I
$R_{\text{сет}} = 2100$ кг/см²

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.						
ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА / ПРИ СЕТКЕ КОСВЕННОГО АРМИРОВ.	Ф РАБ. АР-РЫ	20	28	32	36	40
	$F_{\text{а}}R_{\text{а}}$	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
Ф СЕТКИ	$0{,}8(R_{\text{пр}_{\text{а}}} + K\mu R_{\text{с}})F_{\text{я}}$					
		ШАГ 6 СМ				
6	234,69	319,09	360,39	386,39	415,39	447,39
8	257,95	342,35	383,65	409,65	438,65	470,65
10	287,90	372,30	413,60	439,60	468,60	500,60
12	324,79	409,15	450,45	476,45	505,45	537,45
		ШАГ 8 СМ				
6	223,71	308,11	349,41	375,41	404,41	436,41
8	244,48	328,88	370,18	396,18	425,18	457,18
10	267,44	351,84	393,14	419,14	448,14	480,14
12	294,57	378,97	420,27	446,27	475,27	507,27

СТВОЛ КОЛОННЫ БЕТОН М-300
СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-I
$R_{\text{сет}} = 2100$ кг/см²

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.						
ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА / ПРИ СЕТКЕ КОСВЕННОГО АРМИРОВ.	Ф РАБ АР-РЫ	20	28	32	36	40
	$F_{\text{а}}R_{\text{а}}$	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
Ф СЕТКИ	$0{,}8(R_{\text{пр}_{\text{а}}} + K\mu R_{\text{с}})F_{\text{я}}$					
		ШАГ 6 СМ				
6	204,35	288,75	330,45	356,05	385,05	417,05
8	227,61	312,01	353,31	379,31	408,31	440,31
10	257,56	341,96	383,26	409,26	438,26	470,26
12	294,42	378,82	420,12	446,12	475,12	507,12
		ШАГ 8 СМ				
6	193,37	277,77	319,07	345,07	374,07	406,07
8	214,14	298,54	339,84	365,84	394,84	426,84
10	237,11	321,51	362,81	388,81	417,81	449,81
12	264,23	348,63	389,93	415,93	444,93	476,93

ПРИ БЕТОНЕ ЗАМОНОЛИЧИВАНИЯ М-200 $R_{\text{пр}_3} = 80$ кг/см²
$0{,}8\,R_{\text{пр}_3}F_{\text{з}} = 41{,}7$ т



АРМИРОВАНИЯ. ВАРИАНТ II.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН. ВАРИАНТ II	ВЫПУСК 4	ЛИСТ 26

Таблицы несущей способности стыков колонн
(работающих на центральное сжатие) Вариант II (см. схемы)

$$(N_{ст}) = 0.8 \left(R_{пр(к)} \cdot K_{\phi} \cdot R_{сст} \cdot F_б + 0.8 \cdot R_{пр_2} \cdot F_б \cdot K_м \cdot F_м \right)$$

Стыки колонн бетон М-400
Стальные сетки косвенного армирования А-II
$R_{сст}$ = 2100 кг/см²

Несущая способность стыка в тн

При бетоне замоноличивания М-200 $R_{пр_2}$ = 80 кг/см² $0.8 R_{пр_2} F_б$ = 41,7 тн	При расположении сеток косвенного армирования	ϕ сетки	$0.8/R_{пр(к)} + K_м R_{сст}/F_м$	ϕ раб. арматуры	28	28	32	36	40
				$F_а R_а$	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
				шаг 6 см					
	6		264.91		349.31	390.61	416.61	445.61	477.61
	8		294.81		379.21	420.51	446.51	475.51	507.51
	10		333.32		417.12	459.02	485.02	514.02	546.02
	12		380.74		465.11	506.41	532.41	561.41	593.41
				шаг 8 см.					
	6		250.79		335.19	376.49	402.49	431.49	463.49
	8		277.69		361.89	403.19	429.19	458.19	490.19
	10		307.02		391.42	432.72	458.72	487.72	519.72
	12		341.89		426.29	467.59	493.59	522.59	554.59

Стыки колонн бетон М-300
Стальные сетки косвенного армирования А-III
$R_{сст}$ = 2700 кг/см²

Несущая способность стыка в тн

При бетоне замоноличивания М-200 $R_{пр_2}$ = 80 кг/см² $0.8 R_{пр_2} F_б$ = 41,7 тн	При расположении сеток косвенного армирования	ϕ сетки	$0.8/R_{пр(к)} + K_м R_{сст}/F_м$	ϕ раб. арматуры	28	28	32	36	40
				$F_а R_а$	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
				шаг 6 см					
	6		234.57		318.97	360.27	386.27	415.27	447.27
	8		254.47		338.87	380.17	406.17	435.17	467.17
	10		302.99		387.39	428.69	454.69	483.69	515.69
	12		350.57		434.77	476.07	502.07	531.07	563.07
				шаг 8 см					
	6		270.45		304.85	346.15	372.15	401.15	433.15
	8		241.16		331.56	372.86	398.86	427.86	459.86
	10		276.69		364.09	402.39	428.39	457.39	489.39
	12		311.58		395.96	437.26	463.26	492.26	524.26

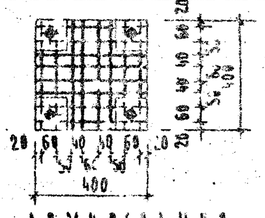


Схема армирования. Вариант II.

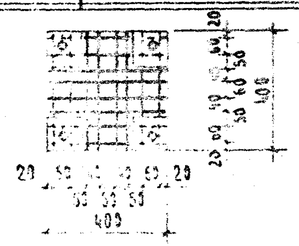
ТК	Указания по применению изделий	Серия КЖ-04-0
1971	Таблицы несущей способности стыков колонн. Вариант II.	Выпуск 4 / Лист 27

/КОЛОННЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
/РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ/. ВАРИАНТ II /СМ. СХЕМУ/.

$$[N_n] = 0.8\,[R_{пр(к)} + K \cdot M \cdot R_{сет.}]\cdot F_s + 0.8 \cdot R_{пр_2} \cdot F_s + R_a \cdot F_a$$

КОЛОННЫ БЕТОН М-400
СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III
$R_{сет} = 3400$ кг/см²

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.						
ПРИ СЕТКЕ КОСВЕННОГО АРМИРОВ. / ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА	⌀ РАБ. АР-РИ	20	28	32	36	40
	F_a R_a	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
⌀ СЕТКИ	$0.8(R_{пр(к)} + K\mu R_c)F_s$					
		ШАГ 6 СМ				
5	300.17	384.57	427.87	451.87	480.87	512.87
8	337.82	422.22	453.52	489.52	518.52	550.52
10	386.32	470.72	512.02	538.02	567.02	599.02
12	445.38	530.38	571.68	597.68	626.68	658.68
		ШАГ 8 СМ				
6	282.39	366.79	408.09	434.09	463.09	495.09
8	316.02	400.42	441.72	467.72	496.72	528.72
10	353.20	437.60	478.90	504.90	533.90	565.90
12	397.12	481.52	522.82	538.82	577.82	609.82



АРМИРОВАНИЯ. ВАРИАНТ II

СТВОЛА КОЛОННЫ БЕТОН М-300
СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III.
$R_{сет} = 3400$ кг/см²

ПРИ БЕТОНЕ ЗАМОНОЛИЧИВАНИЯ М-200 $R_{пр_2} = 80$ кг/см²
$0.8\,F_s = 41.7$ т

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.						
ПРИ СЕТКЕ КОСВЕННОГО АРМИР. / ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА	⌀ РАБ. АР-РИ	20	28	32	36	40
	F_a R_a	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
⌀ СЕТКИ	$0.8(R_{пр(к)} + K\mu R_c)F_s$					
		ШАГ 6 СМ				
6	269.84	354.24	395.24	421.54	450.54	482.54
8	308.9	393.3	434.6	460.6	489.6	521.6
10	355.98	440.38	481.68	507.68	536.68	568.68
12	415.65	500.05	541.35	567.35	596.35	628.35
		ШАГ 8 СМ				
6	153.46	237.86	279.16	305.16	334.16	366.16
8	285.68	370.08	411.38	457.38	466.38	498.38
10	322.86	407.26	448.56	474.56	503.56	535.56
12	368.19	452.59	494.89	519.89	548.89	580.89

Т.К. 1971	Указания по применению изделий Таблицы несущей способности стыков колонн. Вариант II.	СЕРИЯ ИИ 04 0 Выпуск 4	Лист 28

Расход материалов по ж.б. плитам на 1м² площади перекрытия 2-го сверху этажа.

Кол-во пролётов	Армирование	Бетон в м³									Сталь (натуральная), кг		
		Расчетные унифицированные нагрузки, кг/м²									Расчетные унифицированные нагрузки, кг/м²		
		450			800			1250			450	800	12
		Сборн.	Монолит.	Всего	Сборн.	Монолит.	Всего	Сборн.	Монолит.	Всего			
6+6	Напряж.	0,116		0,116	0,116		0,116	0,105	0,004	0,109	5,85	6,87	7,

Расход материалов на 1м² площади перекрытия 2-го сверху этажа по ж.б. плитам при расчетных нагру 450кг/м² и 800кг/м² принят по серии ИИ-04-0 выпуск 2, при расчетной нагрузке 1250кг/м² расход подсчитан плитам серии ИИ-04-14 выпуск 3.

Расход материалов на ж.б. ригели, колонны и диафрагмы жесткости на 1м² площади перекрытия 0-го

Кол-во пролетов	Армирование	Бетон в м³									Сталь (натуралная), кг		
		Расчетные унифицированные нагрузки, кг/м²									Расчетные унифицированные нагрузки, кг/м²		
		450			800			1250			450	800	12
		Сборн.	Монолит.	Всего	Сборн.	Монолит.	Всего	Сборн.	Монолит.	Всего			
6+6	Ненапряж.	0,054	0,002	0,056	0,058	0,002	0,060	0,079	0,002	0,081	8,10	9,25	17,

Расход материалов на 1м² площади перекрытия на ж.б. ригели принят по серии ИИ-04-3 выпуск 3, на ж.б. колонны по серии ИИ-04-2 выпуск 3, на ж.б. диафрагмы жесткости по серии ИИ-04-6 выпуск Объем бетона ж.б. изделий подсчитан по геометрическим размерам без вычета объёма арматуры.

Суммарный расход материалов на ж.б. элементы на 1м² площади перекрытия 2-го сверху этажа

Кол-во пролетов	Армирование	Бетон в м³									Сталь (натуралная), кг		
		Расчетные унифицированные нагрузки, кг/м²									Расчетные унифицированные нагрузки, кг/м²		
		450			800			1250			450	800	
		Сборн.	Монолит.	Всего	Сборн.	Монолит.	Всего	Сборн.	Монолит.	Всего			
6+6	Напряж.	0,170	0,002	0,172	0,174	0,002	0,176	0,184	0,006	0,190	13,95	16,12	

Примечания: Подсчет расхода материалов произведён для 24-х пролетного здания в 10 этажей с попе речным каркасом при высоте этажей 3,3м, во II районе СССР по скоростному напору вет по средней секции длиной 6м.

Т.К.	Указания по применению изделий.
1971	Показатели расхода материалов.