17297

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Контрольный

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Серия 1.220-1
дополнение к серии ИИ-04 инф 10/77 стр. 58

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

Выпуск 0

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА
С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×12 м

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

13369
ЦЕНА 0-87

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ 1.220-1
дополнение к серии III-04 инф 10/77 стр. 58

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

Выпуск 0

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×12 м

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

Разработаны
ЦНИИЭП
торгово-бытовых
зданий и туристских
комплексов

Утверждены и
введены в действие с 1 мая 1975г.
Государственным комитетом
по гражданскому строительству
и архитектуре при Госстрое СССР
Приказ N 22 от 11 февраля 1975г.

ЦНИИЭП комплексов г. Москва | Гл. группы | Шифр

10362

1. 1.220-1 Выпуск 0	Указания по применению изделий связевого каркаса с сеткой колонн 6×12 м.
2. 1.220-1 Выпуск 1	Колонны связевого каркаса для зданий с высотой этажа 4,2 м с сеткой колонн 6×12 м.
3. 1.220-1 Выпуск 2	Ригели связевого каркаса с сеткой колонн 6×12 м.
4. 1.220-1 Выпуск 3	Железобетонные плиты типа ТТ
5. 1.220-1 Выпуск 4	Монтажные узлы и детали для зданий с сеткой колонн 6×12 м.

	№№ листов	№№ стр.
Перечень серий и выпусков.		2
Содержание выпуска.		3
Пояснительная записка.		4÷10
Схема загружения поперечных рам.	1	11
Нагрузки на рамы каркаса.	2	12
Монтажные схемы рам.	3-4	13-14
Нагрузки на основания колонн.	5	15
Показатели расхода материалов.	6	16
План перекрытия при расположении лестниц параллельно рамам каркаса.	7	17
План перекрытия при расположении лестниц перпендикулярно рамам каркаса.	8	18
Монтажные схемы диафрагм жесткости в плоскости и из плоскости рам.	9	19
Монтажный план лестниц. Пример решения.	10	20
Деформационные швы при продольном и поперечном каркасах.	11	21
Пример компановки панелей наружных стен.	12-14	22÷24
Пример расположения дополнительных закладных деталей для навески стеновых панелей.	15-17	25÷27

Промпроект г. Москва

1. Общая часть

Указания содержат рекомендации по применению сборных элементов зданий каркасной конструкции с сеткой опор 6×12 м, возводимых в обычных условиях строительства.

Запроектированные сборные железобетонные изделия предназначены для использования в многоэтажных зданиях со связевым каркасом, в котором восприятие горизонтальных нагрузок и общая устойчивость здания в эксплуатационной стадии должна обеспечиваться совместной работой системы горизонтальных дисков перекрытий и вертикальных диафрагм жесткости. Проект содержит только дополнительные изделия к серии ИИ-04. В составе альбомов:

а) Указания по применению изделий связевого каркаса с сеткой колонн 6×12 м.

б) Колонны связевого каркаса для зданий с высотой этажа 4,2 м с сеткой колонн 6×12 м.

в) Ригели связевого каркаса с сеткой колонн 6×12 м.

г) Железобетонные плиты типа „ТТ".

д) Монтажные узлы и детали для зданий с сеткой колонн 6×12 м.

2. Область применения изделий

2.1. Изделия серии предназначены для применения в проектировании и строительстве общественных зданий при снеговой и ветровой нагрузках для I-IV районов СССР по СНиП II-6-74.

Изделия предназначены для зданий до 4 этажей с расчетной унифицированной нагрузкой на перекрытие 800 кг/м² и до 3-х этажей под расчетную унифицированную нагрузку 1250 кг/м².

Высота этажей принята 4.2 метра.

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

Табл. I

Вид нагрузки	Величина нагрузки					
	для плит кг/м²			для ригелей т/пм		
А. Расчетная	450	800	1250	11	14,5	18
Б. Нормативная	360	670	1050	9.3	12.3	15.3
в т.ч. длительно действующая	210	520	900	8.1	11.1	14.1
То же для покрытий с легким утеплителем	150	150	150	—	—	—
В. Временные расчетные	280	600	1080	7.2	10.8	14.4
Г. Временные нормативные	200	500	900	6.0	9.0	12.0

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

2.4. Каркас запроектирован в обоих направлениях по связевой схеме, расположение ригелей длиной 5960 может быть как поперечно так и продольное.

2.5. В конкретном проекте, колонны подвала (технического подполья) должны подбираться с учётом усилий возникающих от давления грунта.
В случае недостаточной несущей способности крайних колонн, давление грунта следует передавать на фундамент и перекрытие.

3. Характеристика изделий серии

3.1. Фундаменты. Фундаменты приняты по серии ИИ-04-1 выпуск 3.

3.2. Колонны. Рабочие чертежи колонн разработаны в альбоме серии 1.220-1 выпуск 1.

Основные конструктивные решения колонн приняты по серии ИИ-04-2 выпуск 5; отличительной особенностью колонн для сетки 6×12 м является усиление консоли под расчетную перерезывающую силу до 55 тонн и изменение ее местоположения в связи с увеличением высоты ригеля.

При этом основные арматурные изделия и закладные детали приняты по серии ИИ-04-2 выпуск 6. Номенклатура колонн предусматривает нижние рядовые и нижние крайние колонны, средние рядовые и средние крайние колонны, верхние рядовые и верхние крайние колонны. Верхние колонны отличаются от средних и нижних колонн конструкцией оголовка. Крайние колонны отличаются от рядовых отсутствием одной консоли.

В номенклатуру включены марки колонн по несущей способности.

Крайние верхние колонны расчитаны на восприятие максимального опорного момента защемления ригеля II т.м.

В альбоме рабочих чертежей колонн 1.220-1 выпуск 1 приведены примеры расположения закладных деталей для крепления диафрагм жесткости, стеновых панелей и лестниц.

Конструкции закладных деталей приняты по серии ИИ-04-8 выпуск 3, ИИ-04-2 выпуск 11. В конкретных проектах в зависимости от особенностей архитектурно-планировочных решений должны проводиться опалубочные чертежи колонн с расположением необходимых закладных деталей с соответствующей маркировкой этих колонн и таблицы расхода металла на закладные детали и их количество на марку.

3.3. Ригели. Рабочие чертежи ригелей разработаны в альбоме 1-220-1 выпуск 2 „Ригели связевого каркаса с сеткой колонн 6×12 м.

Ригели приняты высотой 750 мм таврового сечения с полкой по низу с двумя или одним свесами для опирания плит перекрытия.

Ригели расчитаны и законструированы в соответствии с указаниями по применению унифицированных нагрузок СН 382-67 см. табл. I. Номенклатура предусматривает ригели с обычным армированием длиной 5560 мм. с расчетными унифицированными нагрузками 18; 14,5 и 11 т/п.м. и длиной 2560 мм с расчетными унифицированными нагрузками 18 и 11 т/п.м.

Для лестничных клеток и устройства фахверка применены ригели по серии ИИ-04-3 выпуск 3.

3.4. Плиты перекрытий. Плиты разработаны в альбоме 1.220-1 выпуск 3. Железобетонные плиты типа „ТТ".

Плиты разработаны под расчетные нагрузки (без учета собственного веса) 450, 800, 1250 кг/м² см. табл. 1, что соответствует временной нормативной нагрузке на перекрытие 200, 500 и 900 кг/м²

Плиты типа „ТТ" с продольными и торцевыми ребрами, ширина плит предусматривается 2990 мм длина 11760 мм. Вес плиты из предварительно-напряженного железобетона (бетон марок 500, 400 и 300) рабочая арматура для каждой плиты предусматривается в трех вариантах: стержневая из стали класса А-IV, прядевая из семипроволочных прядей П7 и проволочная из высокопроволочной арматурной проволоки периодического профиля Вр-П.

Для образования жесткого диска перекрытия в плитах предусмотрены закладные детали. Для крепления плит друг к другу и к ригелям фахверка в продольном направлении, а также для крепления торцев плит к основным ригелям. В последних также предусмотрены закладные детали.

3.5. Навески панелей наружных стен приняты по серии ИИ-04-5 выпуски 5-10;

В связи с увеличенной высотой перекрытия привязка низа поясных панелей до уровня чистого пола изменена с 600 до 900 мм

Ограждающие конструкции стен тех. подполья приняты по серии ИИ-04-5. Дополнение к выпуску 4

3.6. Лестничные марши и площадки, и проступи применяются по серии ИИ-04-7 выпуск 1.

3.7. Диафрагмы жесткости ставятся в плоскости и из плоскости рам. Из плоскости рам применяются диафрагмы Д-28-42, Д-26-42, разработанные в серии ИИ-04-10 вып. 3

В плоскости рам ставятся диафрагмы Д-28-36-I, Д-26-36-I Эти диафрагмы отличаются от основных, разработанных в серии ИИ-04-10 вып. 3, тем, что в них нет выпусков, ставятся они под ригели.

Монтаж их ведется следующим образом:

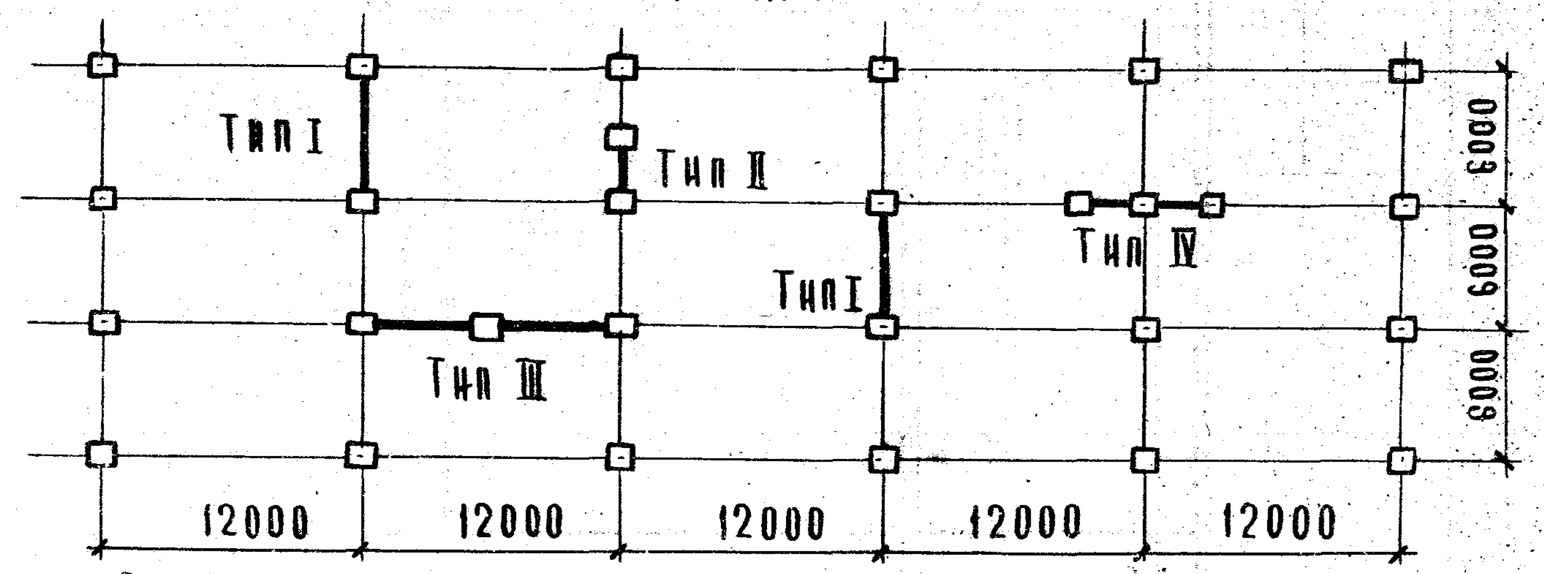
1.) на ригель нижнего этажа при помощи деревянных прокладок установить диафрагмы в проектное положение. Зазор между нижней гранью диафрагмы и верхом ригеля должен быть 110 мм.

2) установить ригель над диафрагмой;

3) приварить закладные детали диафрагм к колоннам, верхним ригелям и между собой.

Заделать зазор между диафрагмой и нижним ригелем бетоном марки 200.

Схема возможного расположения диафрагм жесткости в каркасе 6×12 метров как в плоскости, так и из плоскости рам.



В зависимости от выбора конструктивных решений в конкретном проекте выбирается тот или иной тип диафрагм. Монтажные схемы и марки диафрагм представлены на листе № 9 настоящего альбома.

3.8. Основные стыки каркаса приняты следующие:

Стык колонн принят по серии ИИ-04-10 выпуск 5. Стык ригеля с колонной приведен в альбоме 1.220-1 выпуск 4. „Монтажные узлы и детали для зданий с сеткой колонн 6×12м", отличается от аналогичного стыка каркаса с сеткой 6×6м, высотой опорной части ригеля. В связи с чем величина опорного момента возрастает до 11 т/п.м.

4. Компоновка зданий и подбор элементов каркаса.

4.1. Компоновка зданий различной конфигурации возможна с ригелями в поперечном и продольном направлениях. Возможно также применение в одном здании смешанной схемы-ригелей поперечного и продольного направлений.

Лестничные клетки с размерами 6×3 м могут располагаться вдоль и поперек здания. В модуле 6×3м размещается лестница высотой этажа 4.2 м с выходами с разных сторон лестничной клетки.

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

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

Конструкции каркаса допускают вести опережающий монтаж до 2-х этажей без омоноличивания стыков колонн и вертикальных стыков диафрагм, при обязательной сварке всех соединений в дисках перекрытий.

4.2. Многопустотные панели перекрытий подбираются по действующим на них расчетным нагрузкам в сопоставлении с унифицированными нагрузками по табл. I (стр. 4).

Ригели подбираются в зависимости от действующей на них погонной расчетной нагрузки в сопоставлении с унифицированной по табл. I (стр. 4).

Колонны выбираются по действующим на них вертикальным нагрузкам от междуэтажных перекрытий в сопоставлении с принятой несущей способностью колонны.

4.3. Подбор фундаментов производится по нормативным усилиям, которые можно определять по усилиям от расчетных нагрузок путем деления их на осредненный коэффициент нагрузки = 1,2.

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

Под отдельно стоящие колонны фундаменты подбираются по центральному сжатию.

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

Под составные элементы диафрагм жесткости должен быть неразрезной фундамент.

5. Обеспечение пространственной жесткости.

Пространственная устойчивость каркасных зданий с сеткой опор 6×12 м обеспечивается постановкой вертикальных диафрагм жесткости как в направлении ригелей рам, так и в перпендикулярной им плоскости. Защемленные в фундаментах вертикальные лучи диафрагм, объединяются горизонтальными дисками перекрытий в единую пространственную систему, воспринимающую все усилия, вызывающие горизонтальные перемещения здания.

Для каждого конкретного здания в увязке с его архитектурно планировочным решением должна проектироваться своя система диафрагм, в связи с чем, в каждом конкретном случае должны быть подобраны и рассчитаны диафрагмы жесткости и объединяющие их диски перекрытий.

5.1. Сборная стенка жесткости является заполнением каркаса и работает на сжатие, возникающее в результате действия поперечной силы, и может рассматриваться как условный раскос. При этом сжимающие и растягивающие усилия от изгибающих моментов в составной стенке жесткости воспринимаются крайними колоннами, входящими в состав диафрагмы.

Специфические особенности работы диафрагм в каркасных зданиях с сеткой опор 6×12м, связанные с весьма малой относительной высотой диафрагм $\frac{H}{Z} < 4$ (I) (H- высота диафрагмы, Z - расчетная высота сечения диафрагмы), а также с особенностями их конструктивных решений, предусматривающих передачу нагрузки с перекрытий на ригели, а не на полки диафрагм, делают главными условиями прочности диафрагм соблюдение следующих условий:

1. Недопущение появления растягивающих усилий в наименее нагруженных колоннах, входящих в состав диафрагм. Для этого случая несущая способность диафрагмы [M1] приближенно определяется как $[M_1] = \frac{Q_{min} \cdot Z}{\eta} \varphi$ (2)

Здесь Q_{min} - минимальная нагрузка на колонну - собственный вес конструкции при отсутствии временных нагрузок;

φ - поправка на величину плеча внутренних сил, равная 0,9 для диафрагм, располагаемых в плоскости рам каркаса и 1.0 для ригелей перпендикулярного направления.

η - коэффициент продольного изгиба, определяемый в соответствии с указаниями альбома ИИ-04-0 выпуск 6.

2. Недопущение появления сжимающих усилий в наиболее нагруженных колоннах диафрагм, превышающих несущую способность колонн. Для этого случая несущая способность диафрагм [M2] приближенно определяется как $[M_2] = \frac{[N] - Q_{max}}{\eta} \cdot Z \cdot \varphi$ (3), где

[N] - несущая способность колонны по центральному сжатию.

Q_{max} - максимальная суммарная нагрузка на колонну.

Значение величины Z для различного типа диафрагм приведено на схемах лист № 9 настоящего выпуска.

Расчет прочности соединений в вертикальных швах диафрагмы жесткости проводится в соответствии с указаниями альбома ИИ-04-0 выпуск 6, при этом проверка прочности соединений в горизонтальных швах диафрагм может не производиться.

Деформативность диафрагм с учетом податливости основания под подошвой фундамента проводится в соответствии с указаниями альбома ИИ-04-0 выпуск 6.

5.2. Порядок подбора вертикальных диафрагм жесткости

а) по величине ветрового момента определяется предварительное количество диафрагм из условия:

$M_B < n_1[M_{1\,min}] + n_2[M_{2\,min}] + \ldots n_i[M_{i\,min}]$ (4)

Здесь M_B - момент от ветровой нагрузки, приходящейся на здание, определяемый по табл. 8 альбома ИИ-04-0 выпуск 6;

$n_1; n_2 \ldots n_i$ - количество диафрагм одного типа;

$[M_{1\,min}]; [M_{2\,min}]; [M_{i\,min}]$ - минимальная (в направлении действия ветровой нагрузки) несущая способность диафрагм одного типа - меньшее из значений, определяемых по формулам (2) и (3).

б) в увязке с архитектурно-планировочным решением определяется оптимальное для данного здания место расположения диафрагм.

в) в соответствии с указаниями альбома ИИ-04-0 выпуск 6 определяется взаимное расположение равнодействующей горизонтальной нагрузки, центра кручения (жесткости) и центра масс.

В зависимости от полученных величин ℓ_m - расстояние между центром масс и центром кручения и ℓ_R - расстояние между равнодействующей горизонтальных усилий и центром кручения (жесткости) могут быть вычислены усилия, приходящиеся на каждую из установленных диафрагм жесткости.

г) по полученным усилиям в соответствии с указаниями ИИ-04-0 выпуск 6 проверяется несущая способность каждой из диафрагм.

В общем случае при несовпадении равнодействующей горизонтальных нагрузок с центром жесткости здания усилия в диафрагмах определяется с учетом догружающего влияния момента закручивания здания вокруг центра его кручения $M_{кр} = R\,e_R$
(R - равнодействующая горизонтальной нагрузки), а несущая способность диафрагм определяется с учетом изгибно-крутильной формы потери их устойчивости.

Для малоэтажных зданий (для которых $\frac{H}{z} < 4$), изгибно-крутильная форма потери устойчивости в ряде случаев (при $e \leq 1.5$м) может быть сведена к учету ее изгибных форм с поправочным коэффициентом на величину эксцентриситета e_R.

Такое допущение позволит значительно упростить расчеты без сколько-нибудь заметной потери точности. При этом величина минимального момента, характеризующего несущую способность диафрагмы умножается на поправочные коэффициенты:

для поперечных диафрагм - $[M]^y_{расч.} = \frac{[M] \cdot K_{гл} \cdot K_\omega}{K_e}$ (5)

для продольных диафрагм - $[M]^x_{расч.} = [M] \frac{K_{гл.} \cdot K_\omega}{K_e}$ (6)

$[M]^y$ и $[M]^x$ - несущая способность диафрагм соответственно поперечного и продольного направлений.

$K_{гл.}$ - учитывает глубину здания в плоскости диафрагм сверх 18 м (табл. 10, НИ-04-0 выпуск 6)

K_ω - учитывает поправку на податливость основания в зависимости от вида грунта и принимается по табл. 11, НИ-04-0 вып. 6

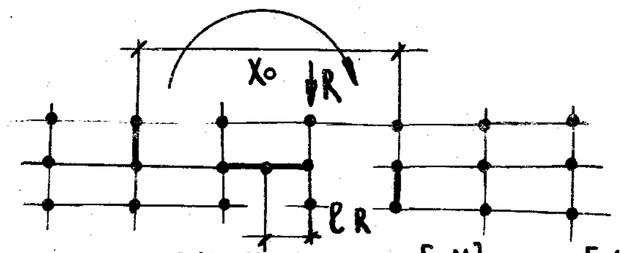
K_e - учитывает поправку на крутильную форму потери устойчивости за счет несовпадения центра масс и центра жесткости

K_m - учитывает догружение диафрагм за счет несовпадения центра горизонтальных нагрузок (равнодействующей) и центра жесткости

$$K_e = \frac{X_0 + e_R}{X_0}$$

X_0 - расстояние между диафрагмами см. рис. 1.

Рис. 1



$M_{кр} = R \cdot e_R$

По полученным значениям $[M]^x$ и $[M]^y$ проверяется принятое количество диафрагм:

$$M^y < \sum_i^i n_i [M_i]^y$$
$$M^x < \sum_1^i n_i [M_i]^x$$

д) проверяются максимальные деформации.

В отдельных случаях конкретного проектирования возможно применение кирпичных диафрагм жесткости. Указания о порядке расчета и подбора кирпичных диафрагм приведены в альбоме НИ-04-0 вып. 10. "Указания по применению изделий связевого каркаса с сеткой колонн 6×9м"

6. Расчет дисков перекрытий.

Диски перекрытий являются важным элементом связевой системы, распределяющим действующие на здание горизонтальные усилия между вертикальными диафрагмами, а также обеспечивающим устойчивость колонн каркаса при их расчетной высоте, равной высоте этажа.

ЦНИИЭП Гражданский г. Москва | Гл. инж. пр-та | Ванян

Расчетная модель диска перекрытия в каркасе с сеткой колонн 6×12 м при поперечном расположении ригелей представляется в виде "ферменного" диска, в котором поперечные ригели рам выполняют роль растянутых стоек, а пристенные (продольные) ригели - растянутых (сжатых) поясов условной фермы.

Заполнение плитами ячейки в плане образует сжатые подкосы, работа которых на восприятие нормальных и сдвигающихся сил обеспечивается сваркой закладных деталей плит.

Работа поясов и стоек условной фермы на растяжение обеспечивается сваркой закладных деталей ригелей; предельное усилие для поясов составляет $[N_п] = 30$ т и для стоек $[N_{ст}] = 15$ т.

При продольном расположении ригелей рам и поперечной раскладке плит "ТТ" образуется "балочный" диск, в котором сжатым и растянутым поясами являются ригели рам, а стенкой балки - элементы настила, соединенные сваркой закладных деталей с предельным усилием $[T] \approx 18$ т

Расчет дисков состоит в определении усилий в элементах условных ферм и балок и последующей проверке восприятия этих усилий элементами перекрытий и их соединениями, а также в проверке закрепления дисков к вертикальным диафрагмам.

В сильно загруженных дисках, когда элементы перекрытий не способны воспринимать возникающие в них усилия, требуется усиление дисков путем устройства дополнительных арматурных поясов, армированных бетонных стяжек, укладываемых на перекрытие и пр.

Ветровая нагрузка собирается на диск с высоты, равной высоте этажа и считается равномерно распределенной по длине (и ширине) диска.

Наибольшие усилия от ветровых нагрузок имеют место в самых верхних этажах. Значение погонной ветровой нагрузки по длине здания q_1 на соответствующем уровне принимается по альбому серии ИИ-04-0 выпуск 6 с использованием зависимости

$$q_1 = [q_н] \cdot h / 60 \ \text{т/п.м.}$$

где $[q_н]$ - ордината ветровых нагрузок на расчетном уровне для здания длиной 60м, h - высота этажа

Усилия от ветровых нагрузок определяются по формулам

$$S_{ветра} = \frac{q_1 \ell^2}{2 B_0}; \quad Q_{ветр.} \quad q \cdot \ell.$$

Значение сдвигающей силы в шве между плитами с учетом поправки на неравномерность распределения усилий 1,2 и минимальной величины коэффициента трения порядка 0.3 при значении расчетной ширины здания B, и продольного шага конструкции $\ell_ш$. можно получить как функцию от сдвигающей силы Q_0:

$$T_m = \left(1.2 \frac{\ell_ш}{B_1} - 0.3\right) \cdot Q_0 = 0.3\, Q_0 \left(4 \cdot \frac{\ell_ш}{B_1} - 1\right)$$

Усилия S и Q в консолях вылетом ℓ соответствует усилиям в балках на двух опорах при $L_{бал.} = 2\ell$

Схема N1

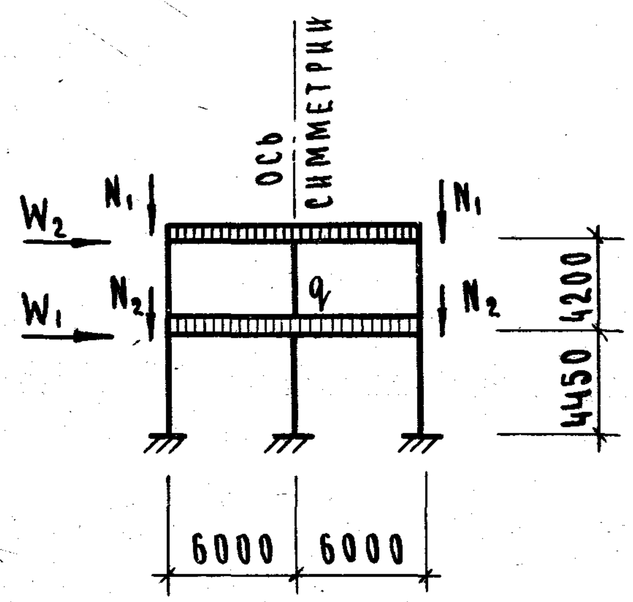


Схема N2

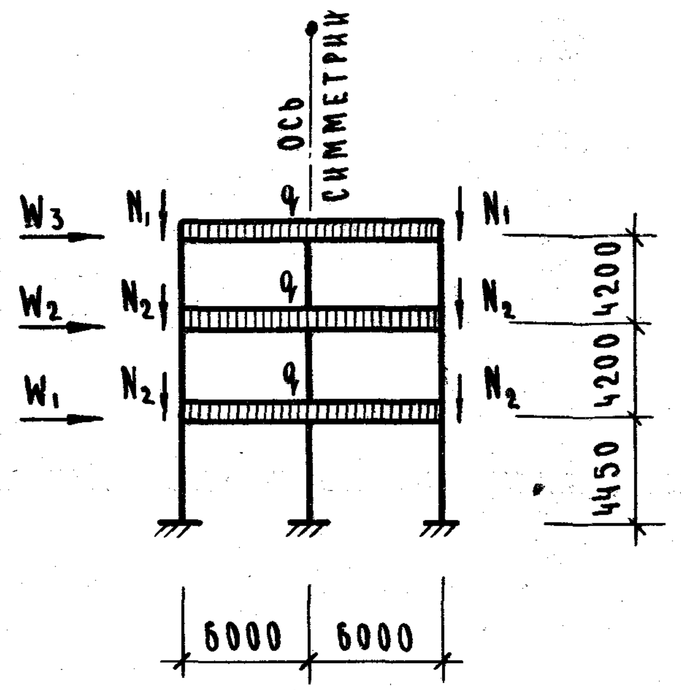


Схема N3

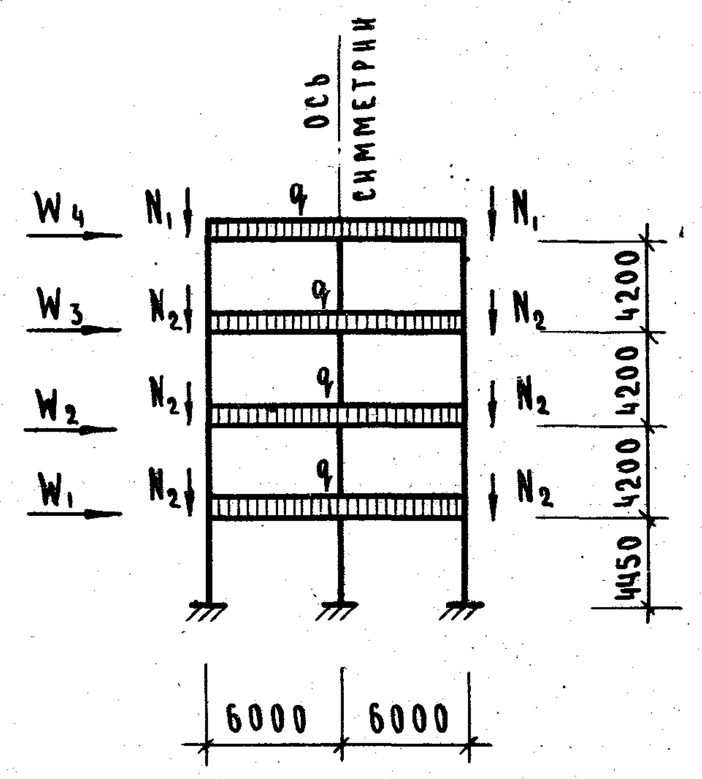


Схема N4

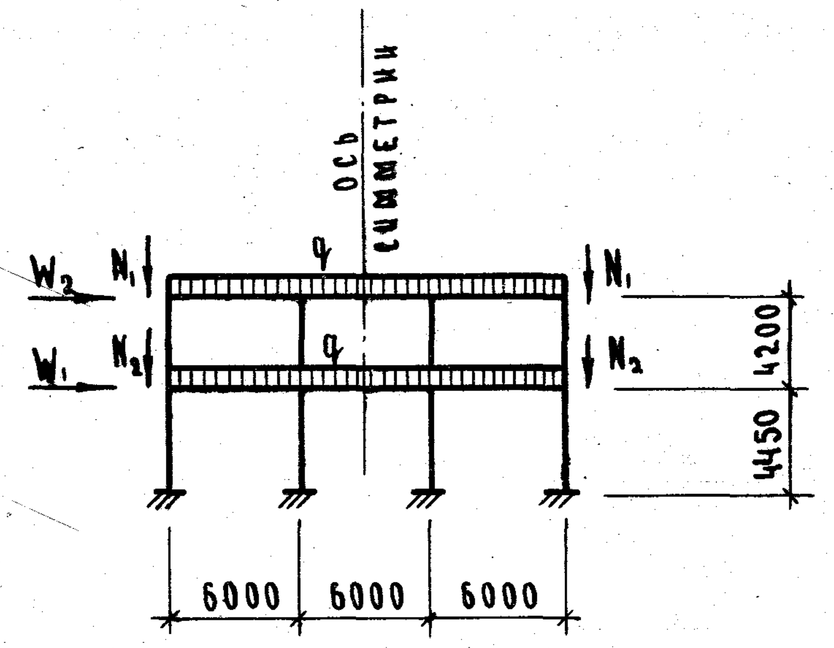


Схема N5

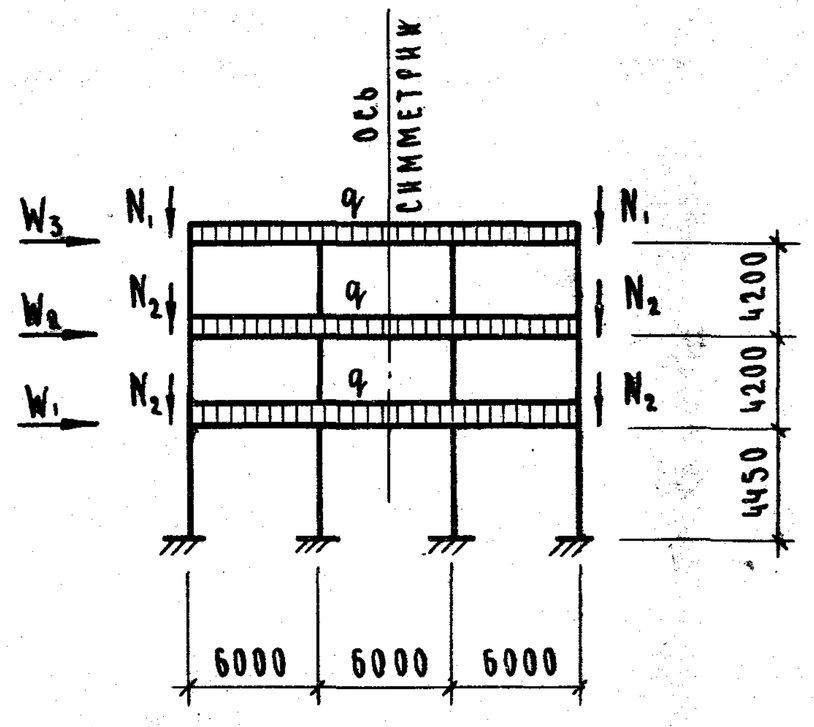
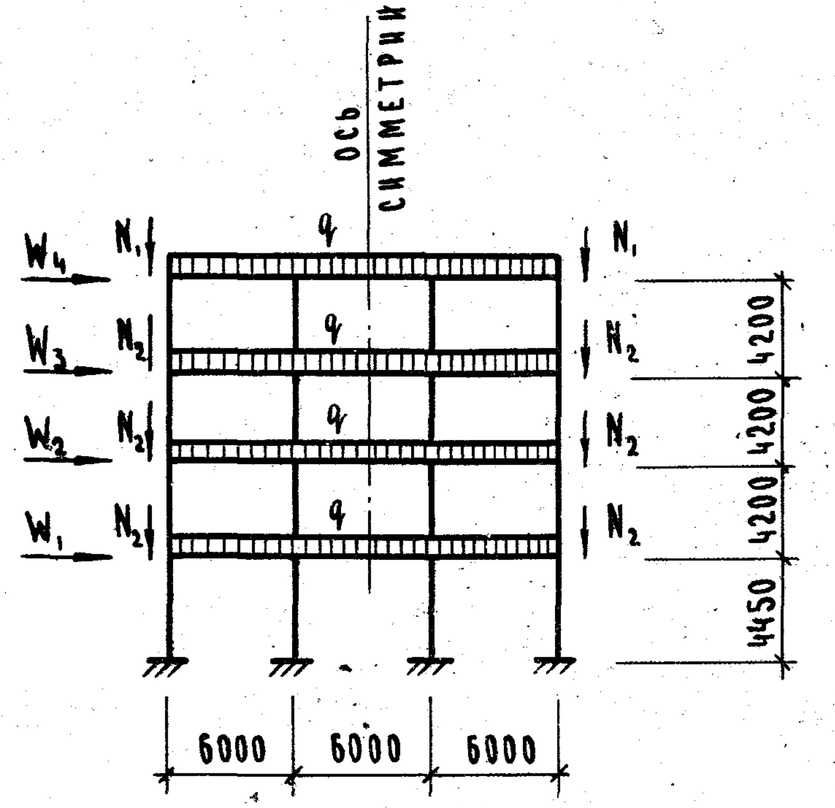


Схема N6



ТК 1974	Схемы загружения поперечных рам	Серия 1.220 – 1	
		Выпуск 0	Лист 1

Исполнил Хорошилова

г. Москва

13369 12

Расчетные горизонтальные ветровые нагрузки /узловые/

При высоте этажа м	Для районов СССР	Нагрузки /тн/			
		W_1	W_2	W_3	W_4
4,2	I	1,15	1,19	0,97	0,91
	II	1,48	1,54	1,26	1,18
	III	1,90	1,93	1,62	1,52
	IV	2,33	2,42	1,98	1,85

Вертикальные расчетные нагрузки на ригелях рам каркаса

Нагрузка	При врем. нормативной нагрузке на перекр. кг/м²	Наименование нагрузок			
		Унифицир нагрузка т/п.м.	В том числе врем т/п.м.	От собств. веса ригеля т/п.м.	Суммарная т/п.м.
На ригелях в уровне междуэтажного перекрытия	500	14,5	10,8	0,5	15,0
	900	18,0	14,4	0,5	18,5
На ригелях в уровне кровельного покрытия	200	11,0	7,2	0,5	11,5

Вертикальная нагрузка от веса наружных стен.

При высоте этажа /м/		Нормативная		Расчетная	
		N_1 т	N_2 т	N_1 т	N_2 т
	Максимальная	1,8	6,5	2,0	7,2
	Минимальная	2,0	1,8	1,80	1,62

Примечания:

1. Нагрузки от веса наружных стен приняты по весу панелей, приведенных в альбоме ИИ-04-5 в. 5, 7.

Максимальная:
- N_1 – от веса парапета, высотой 120 см толщиной 30 см.
- N_2 – от веса глухих стен толщиной 30 см.

Минимальная:
- N_1 – от веса карниза
- N_2 – от веса панели высотой 60 см толщиной 25 см и остекления в остальной части стены 50 кг/м²

Исполнил | Проверил

Схема 1

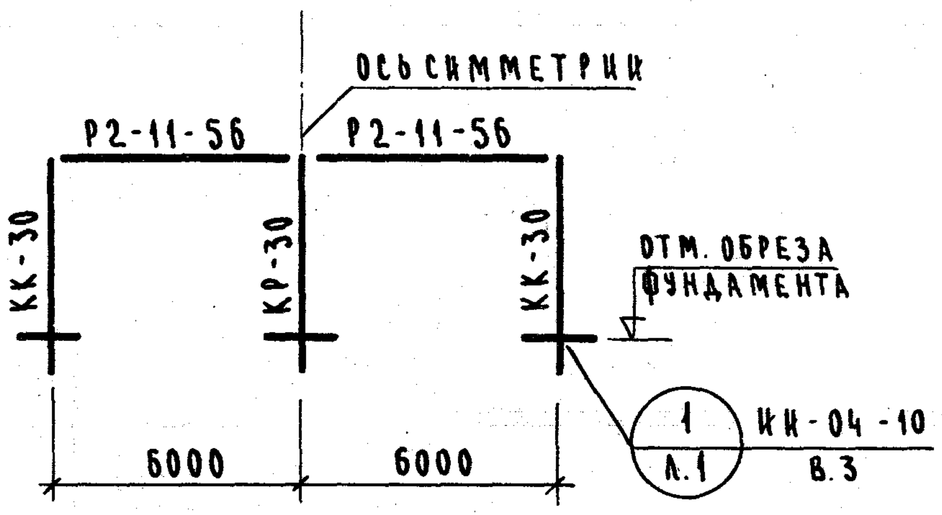


Схема 2

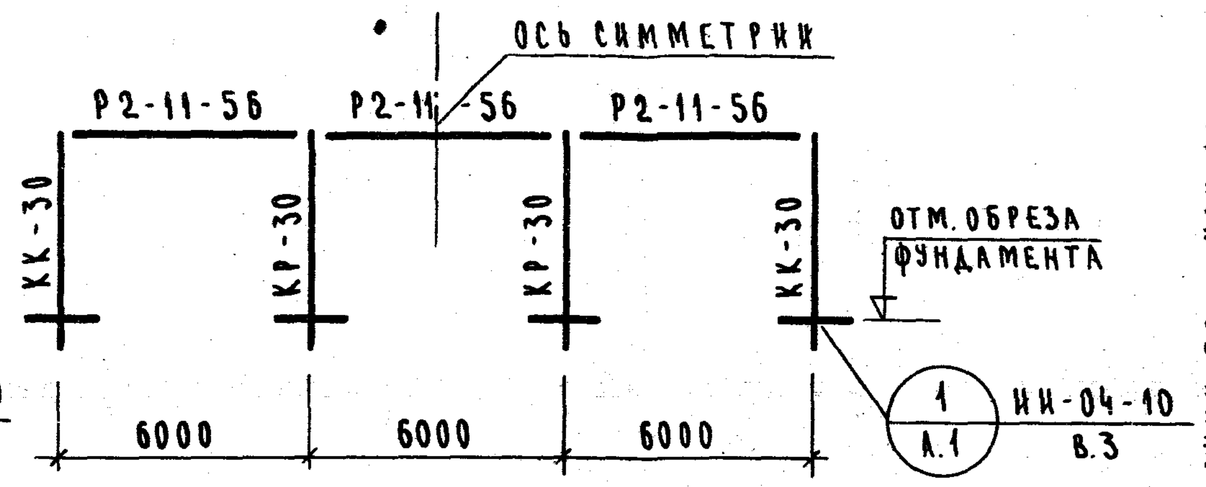


Схема 3 ($q = 800$ кг/м²)

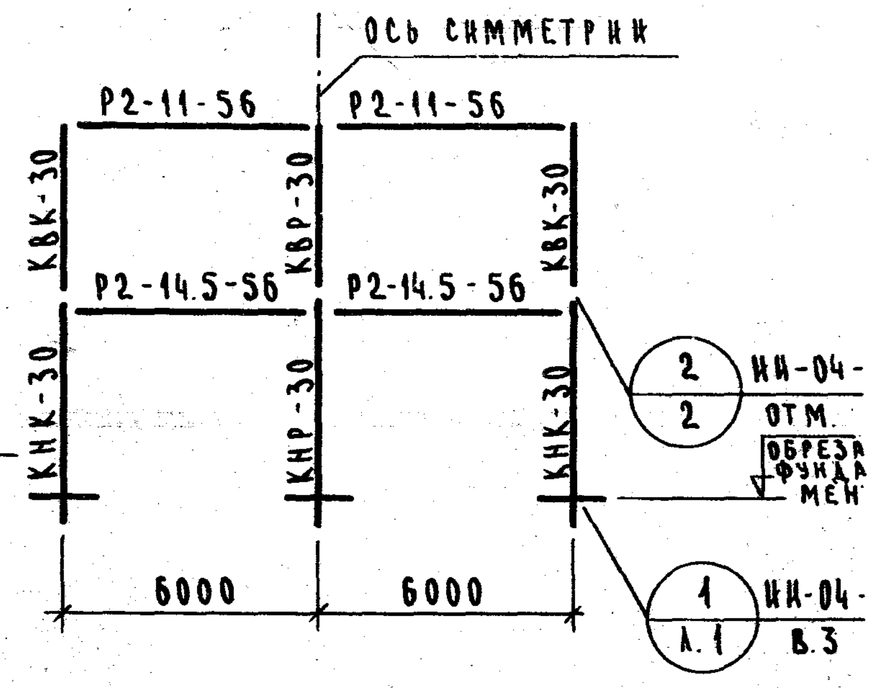


Схема 4 ($q = 1250$ кг/м²)

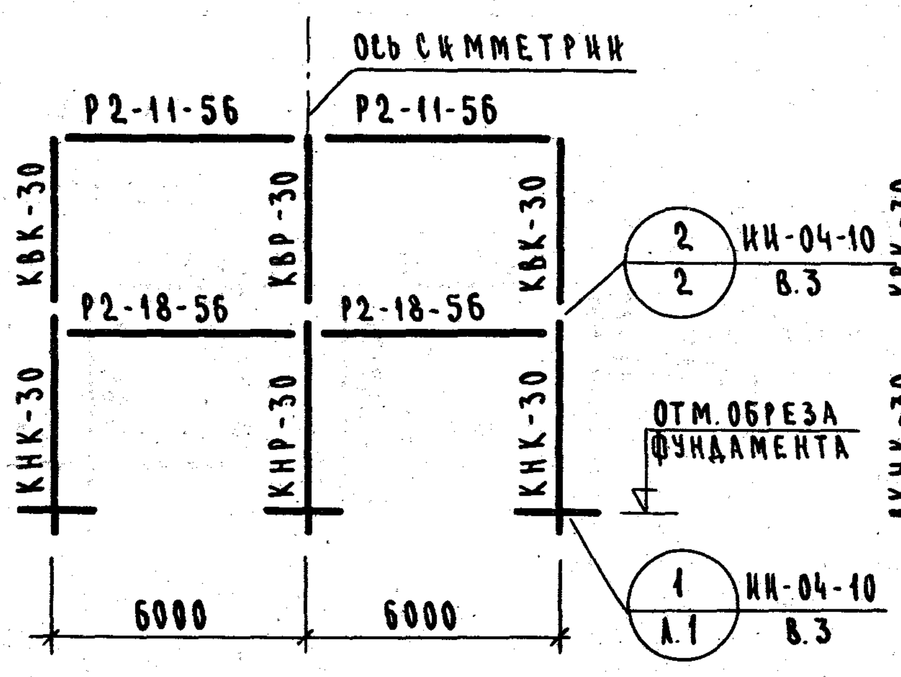


Схема 5 ($q = 800$ кг/м²)

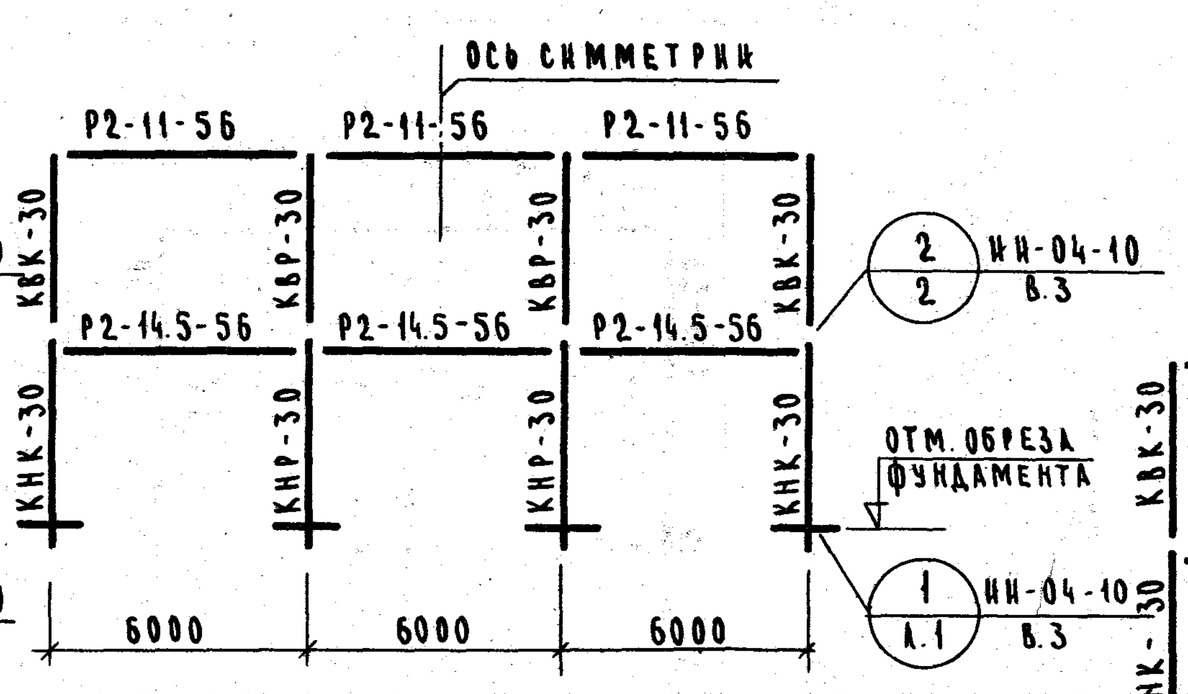
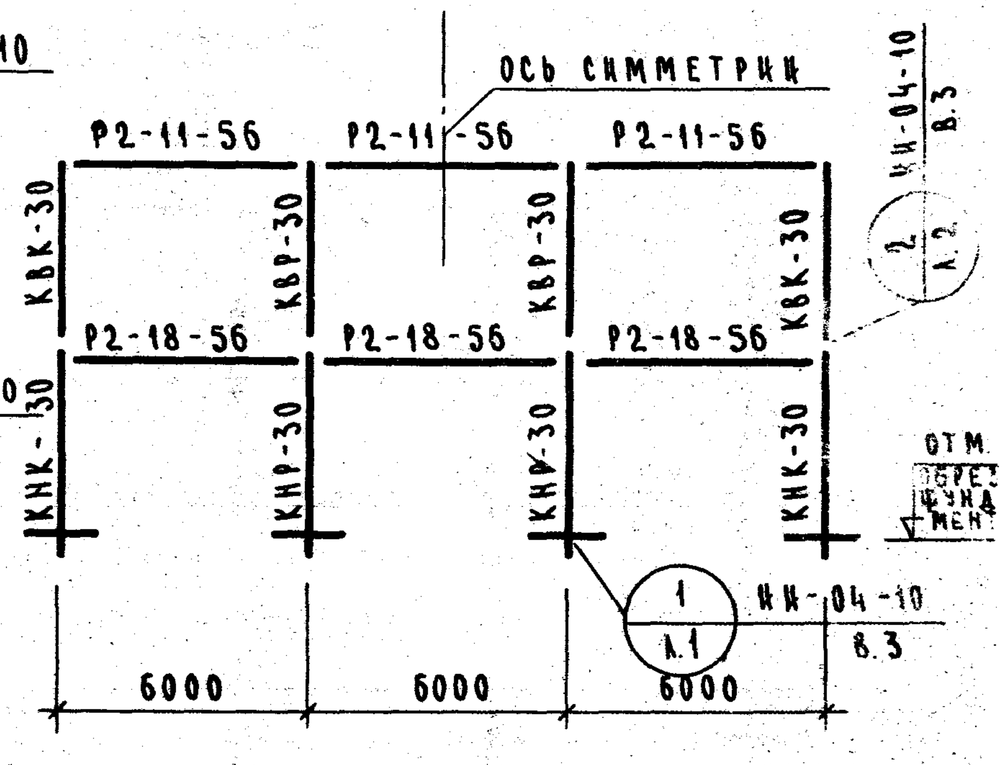


Схема 6 ($q = 1250$ кг/м²)



Примечания:

На данном чертеже разработаны монтажные схемы двух и трехпролетных средних рам.
В крайних торцевых рамах стойки аналогичны средним рамам, представленным на схемах, а все ригели заменяются на однополочные марки Р-11-56.

ЦНИИПСК	Комплексный инж. пр-та г. Москва	Рук. гр.	Ванян
		Инж.	Першеева

ТК 1974

Монтажные схемы рам [illegible]

Серия 1.220-1 | Выпуск 0 | Лист 3

13369

Схема 7 (q = 800 кг/м²)

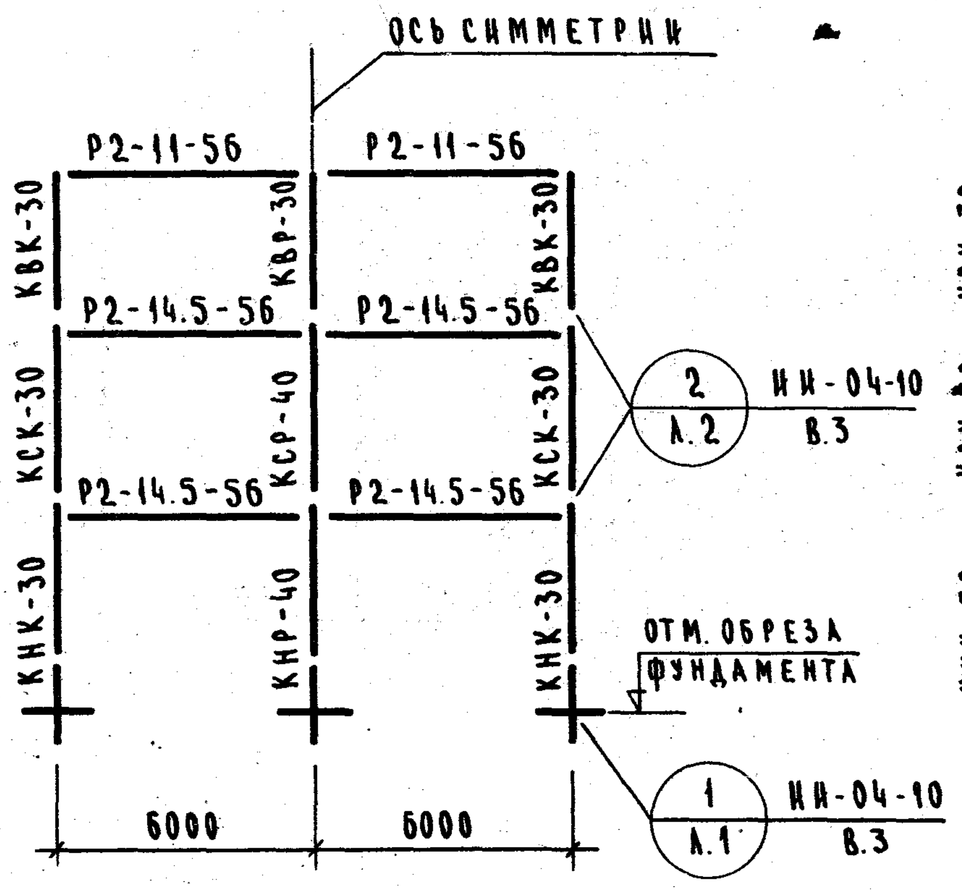


Схема 8 (q = 1250 кг/м²)

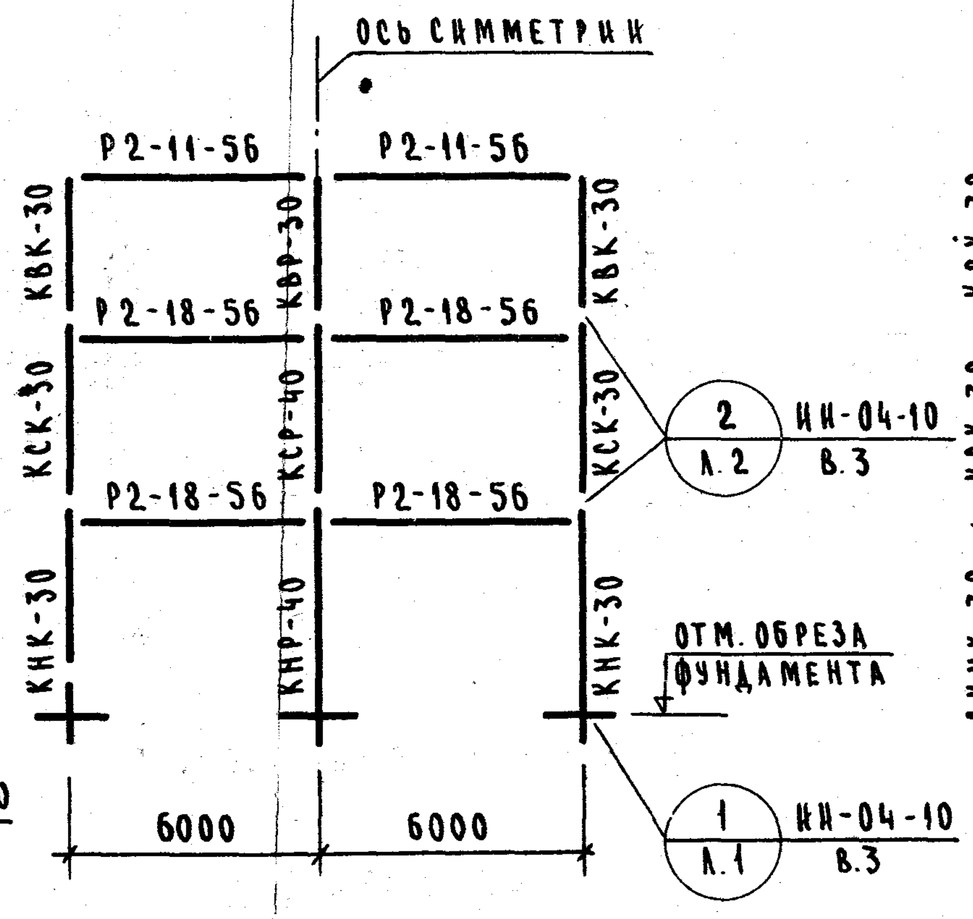


Схема 9 (q = 800 кг/м²)

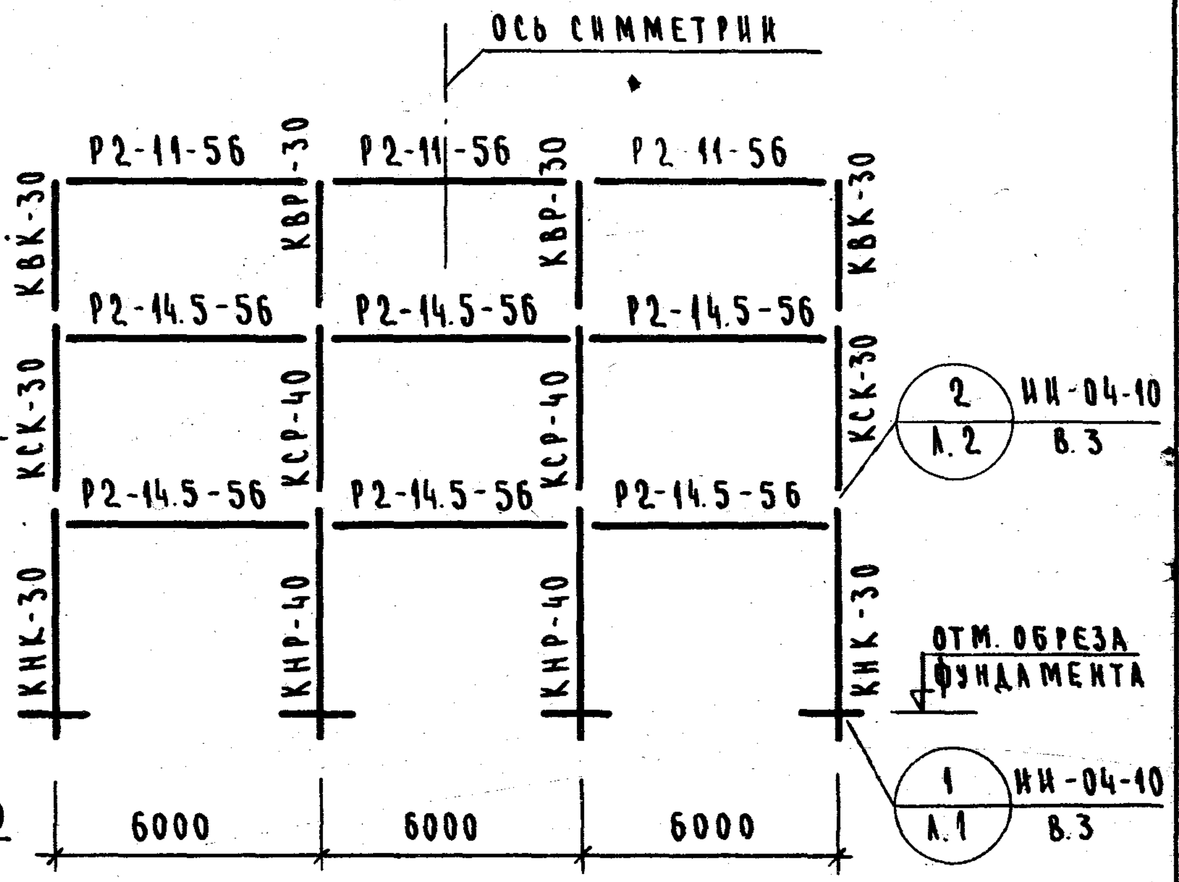


Схема 10 (q = 1250 кг/м²)

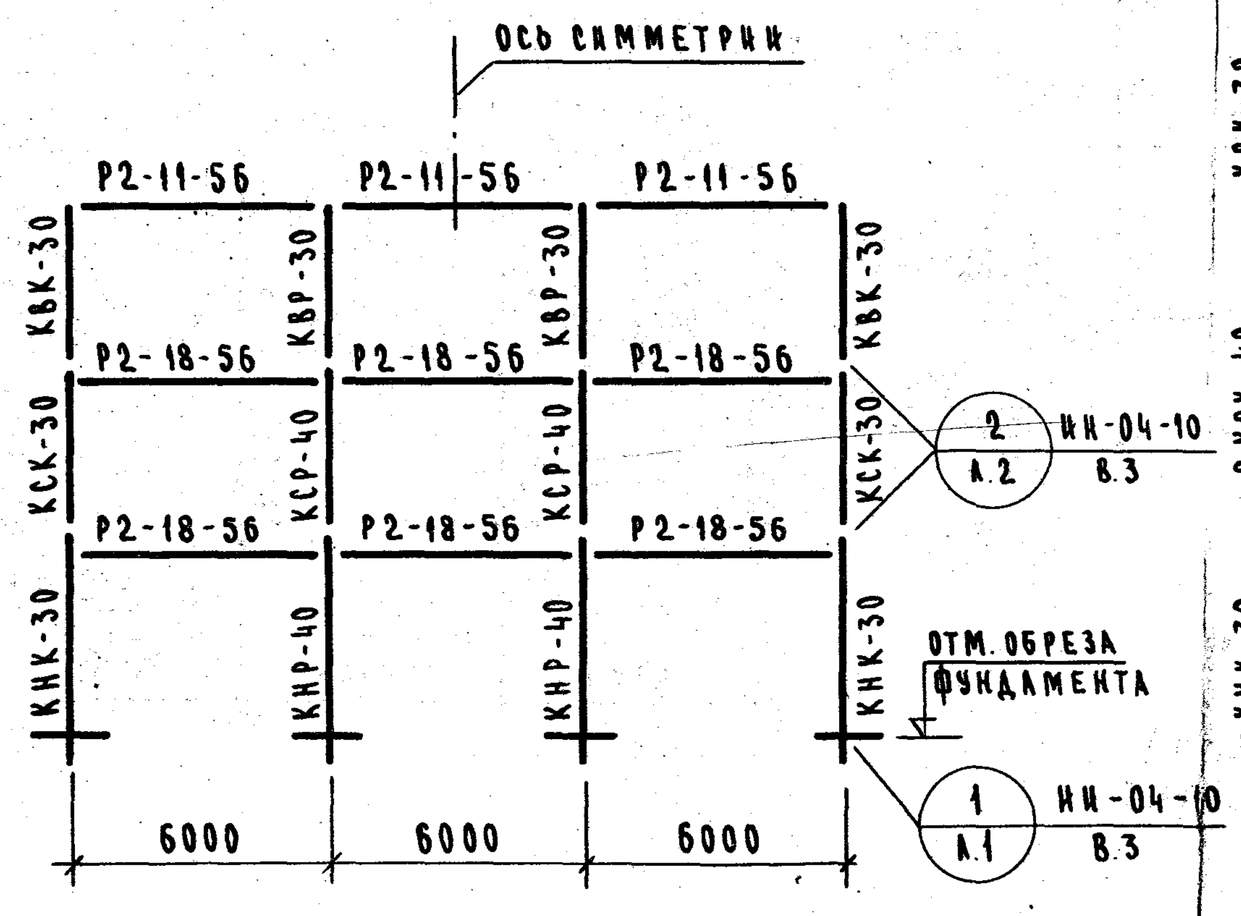


Схема 11 (q = 800 кг/м²)

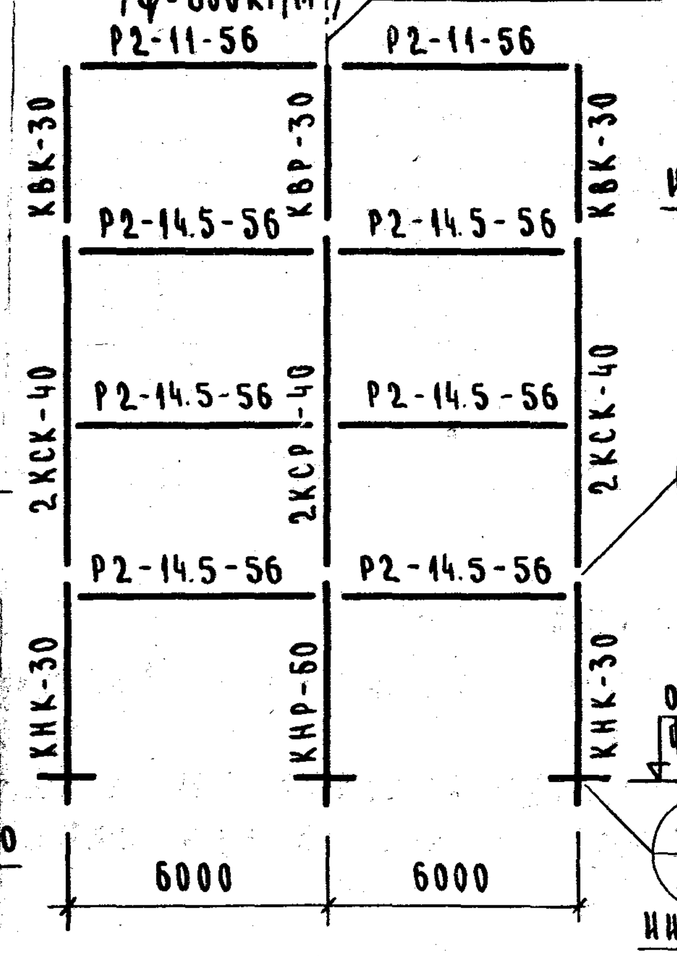
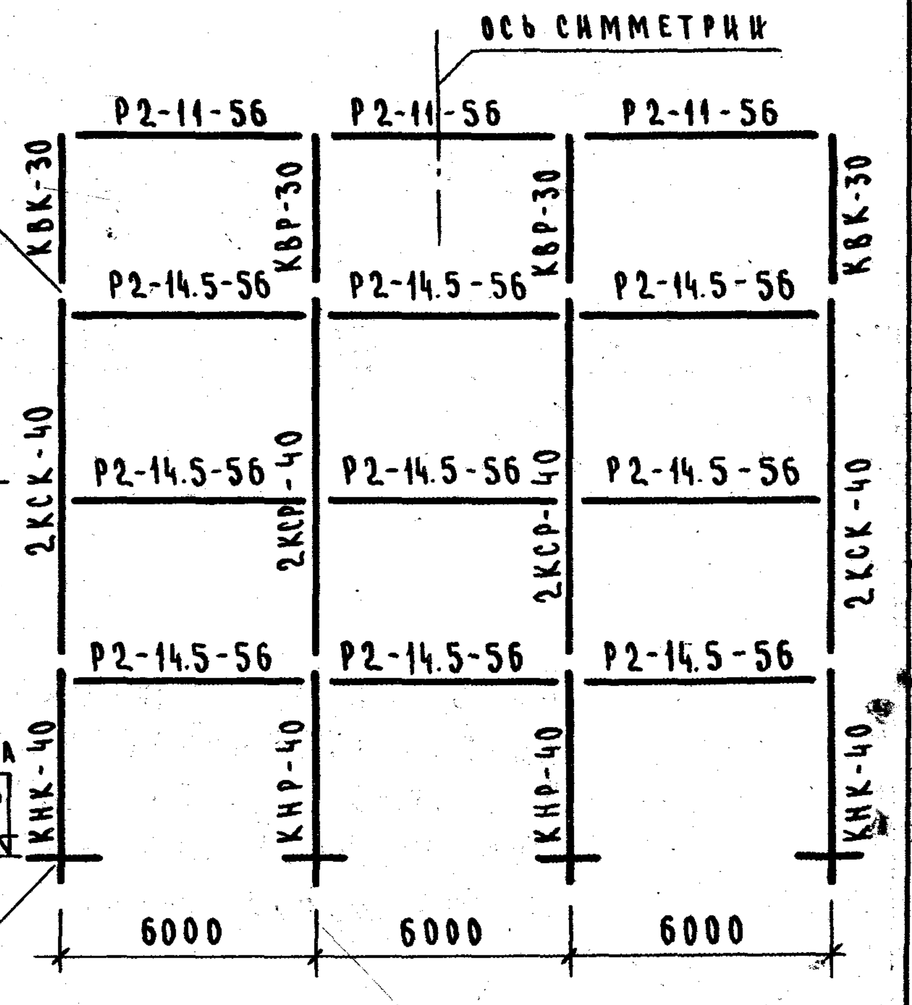


Схема 12 (q = 800 кг/)



К 74	Монтажные схемы рам	Серия 1.220 — 1	Выпуск 0	Лист 4

Нормативные усилия на фундаменты при временной расчетной нагрузке 800 кг/м²

Опалубочные характ. \ Количество этажей			1 этаж	2 этажа	3 этажа	4 этажа
Одноэтажные	Верхние	Крайняя	47.0 т			
		Рядовая	74.0 т			
	Средние	Крайняя		100.0 т	155.0 т	206.0 т
		Рядовая		165.0 т	256.0 т	348.0 т
	Нижние	Крайняя		100.0 т	155.0 т	206.0 т
		Рядовая		165.0 т	256.0 т	348.0 т
Двухэтажные	Средние	Крайняя			155.0 т	206.0 т
		Рядовая			256.0 т	348.0 т

Нормативные усилия на фундаменты при временной расчетной нагрузке 1250 кг/м²

Опалубочные характ. \ Количество этажей			1 этаж	2 этажа	3 этажа
Одноэтажные	Верхние	Крайняя	47.0 т		
		Рядовая	74.0 т		
	Средние	Крайняя		110.0 т	174.0 т
		Рядовая		185.0 т	298.0 т
	Нижние	Крайняя		110.0 т	174.0 т
		Рядовая		185.0 т	298.0 т
Двухэтажные	Средние	Крайняя			174.0 т
		Рядовая			298.0 т

ЦНИИЭП туристских комплексов г. Москва

Гл. конструктор		Приужин
Гл. инж. пр-та	Ванях	
Рук. гр. инж.	Першеева	

ТК 1974

Нагрузки на основания колонн

Серия 1.220-1 | Выпуск 0 | Лист 5

13369. 16

Расход материалов по ж.б. плитам на 1 м² площади перекрытия

Армирование	Бетон в м³		Сталь натуральная в кг	
	Расчетные нагрузки кг/м²			
	800	1250	800	1250
Напряженное	0.11	0.11	10.34	15.44

Расход материалов по ж.б. плитам на 1 м² площади перекрытия принят по серии 1.220-1 вып. 3

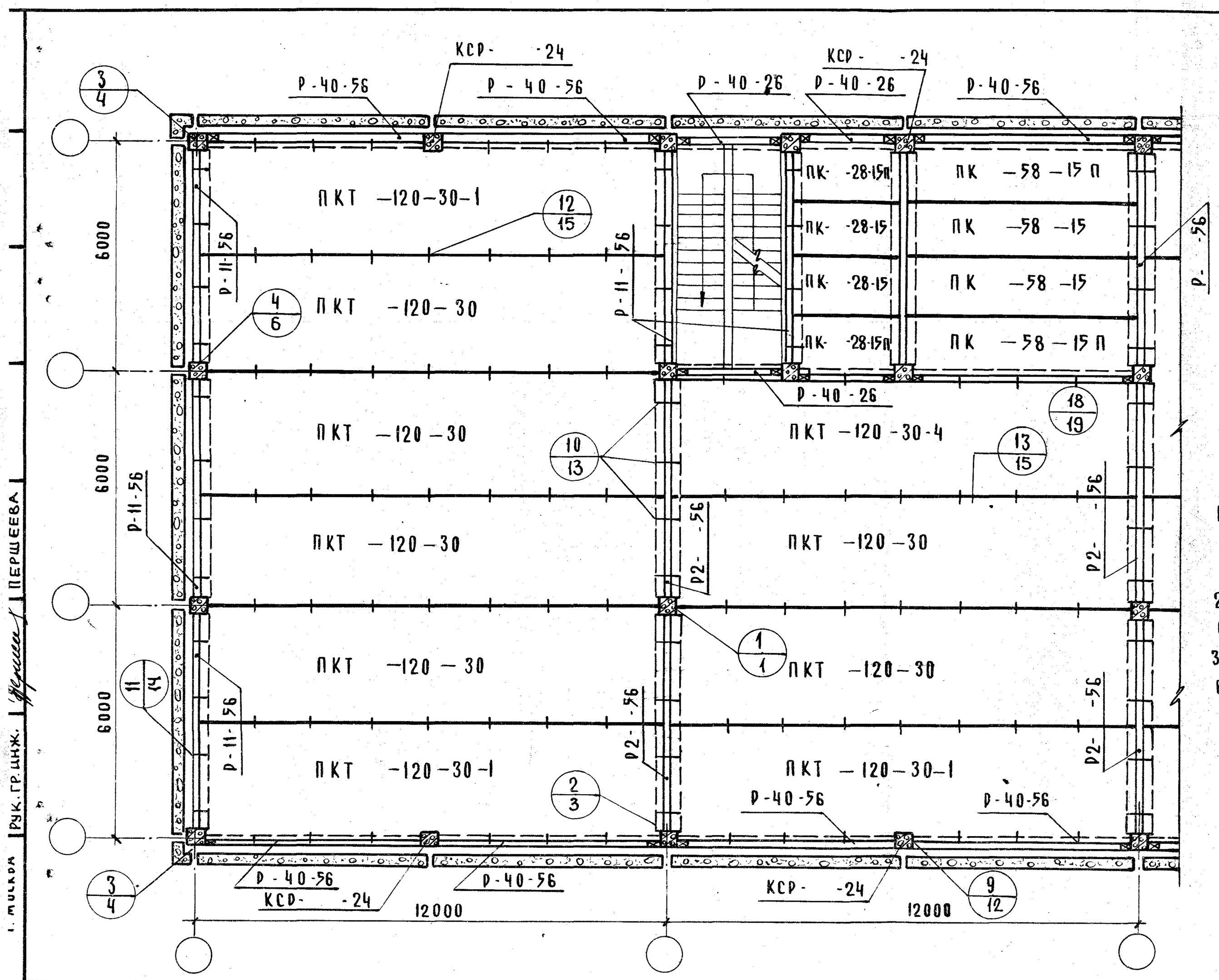
Расход материалов на ж.б. ригели, колонны и диафрагмы жёсткости на 1 м² площади перекрытия 2-го сверху этажа

Бетон в м³		Сталь натуральная в кг	
Расчетные нагрузки кг/м²			
800	1250	800	1250
0.07	0.07	11.53	11.92

Расход материалов на 1 м² площади перекрытия на ж.б. ригели принят по серии 1.220-1 в.2 на железобетонные колонны по серии 1.220-1 в.1 на железобетонные диафрагмы жесткости по серии ИИ-04-10 в.3

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

Бетон в м³		Сталь натуральная в кг	
Расчетные нагрузки кг/м²			
800	1250	800	1250
0.18	0.18	21.87	27.36



Условные обозначения:

⊠ – приваренная металлическая консоль

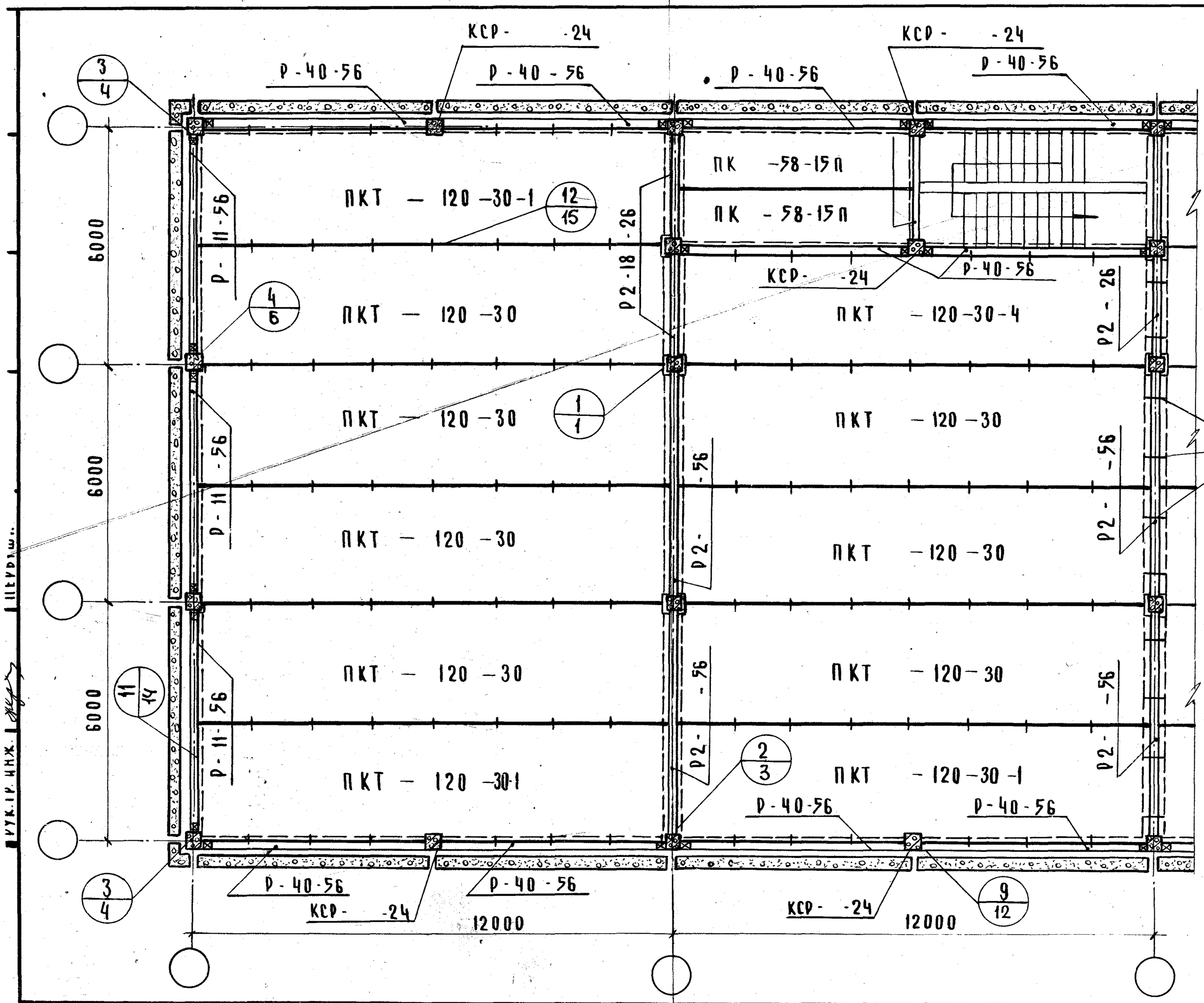
Примечания:

1. Незамаркированные колонны приняты по серии 1.220-1, вып. 1
2. Плиты перекрытий см. серию 1.220-1, вып. 3
3. Узлы см. серию 1.220-1 вып. 4.

Т.К. 1975	План перекрытия при расположении лестниц параллельно рамам каркаса	Серия 1.220-1	Выпуск 0 / Лист 7

Рук. гр. инж. Першеев

13369 1



Условные обозначения

⊠ - приваренная металлическая консоль колонны

Примечания:

1. Примечания смотри на листе №7.

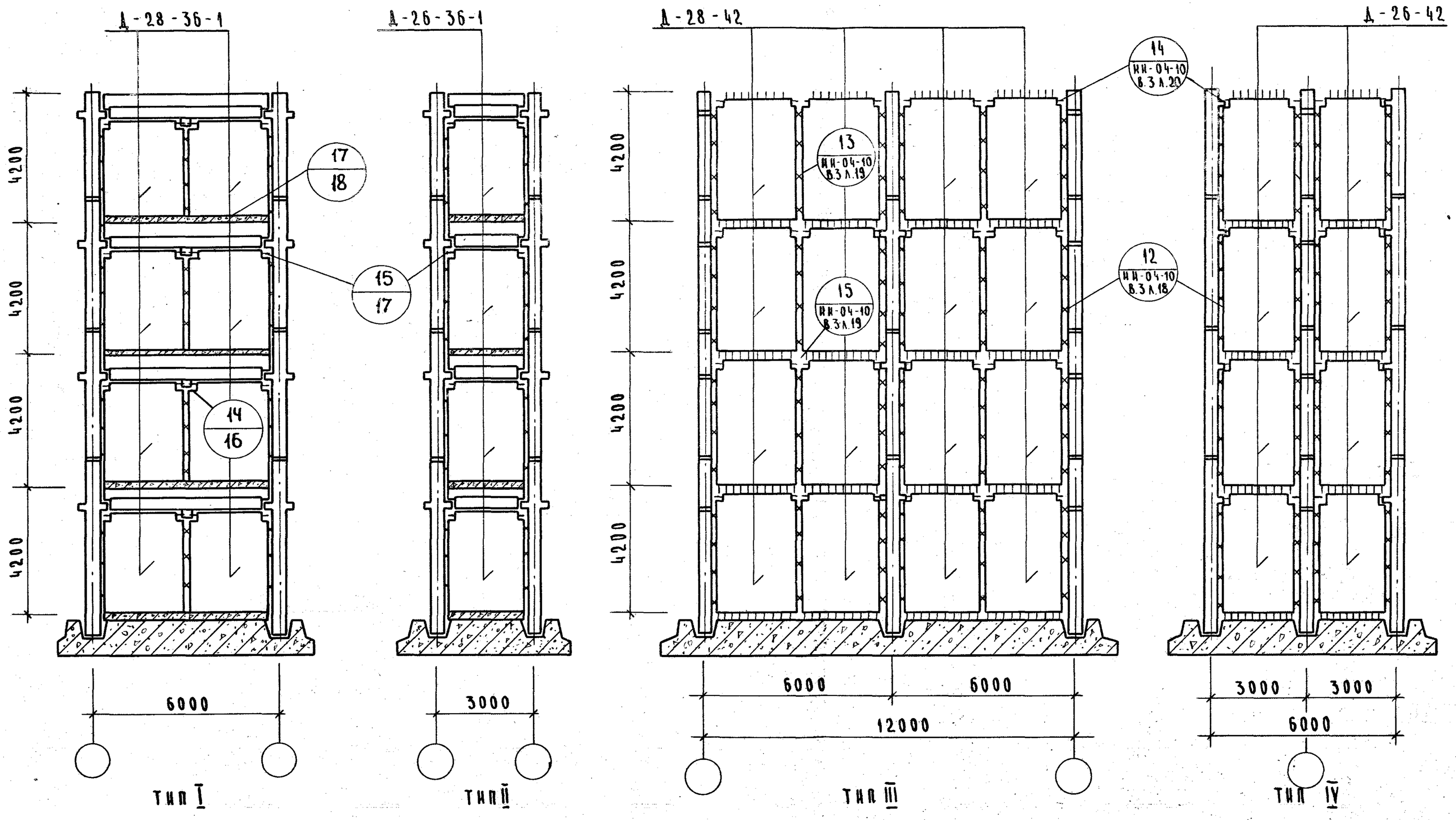
Т.К. 1975	План перекрытия при расположении лестниц перпендикулярно рамам каркаса	Серия 1.220-1	Выпуск 0	Лист 8

Рук.гр. инж. Шерудилло

13369 19

Диафрагмы в плоскости рам

Диафрагмы из плоскости рам

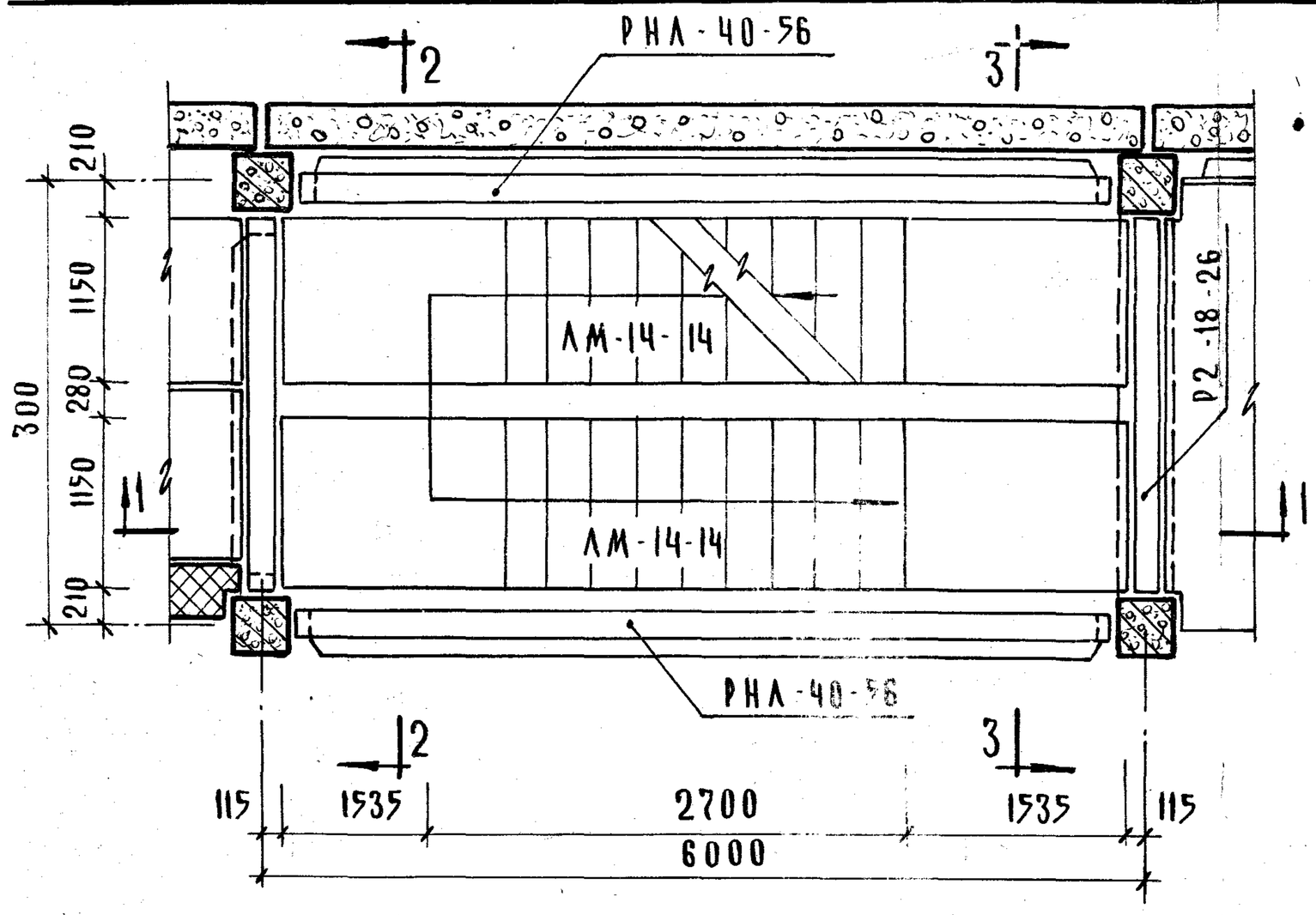


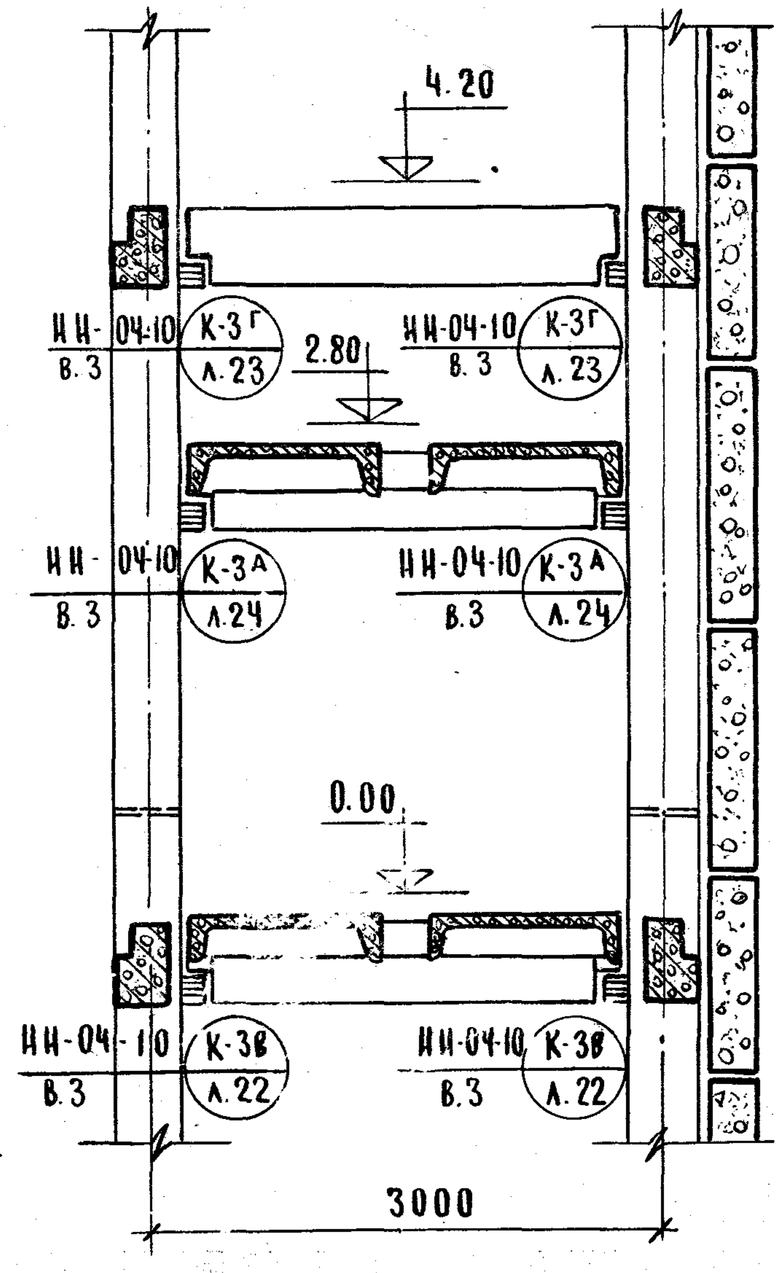
Примечания: 1. Диафрагмы марок Д-28-36-1 и Д-26-36-1 отличаются от основных марок отсутствием выпусков. 2. Узлы см. серию 1.220-1 в.4.

ТК 1974	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости в плоскости и из плоскости рам	Серия 1.220-1	
		Выпуск 0	Лист 9

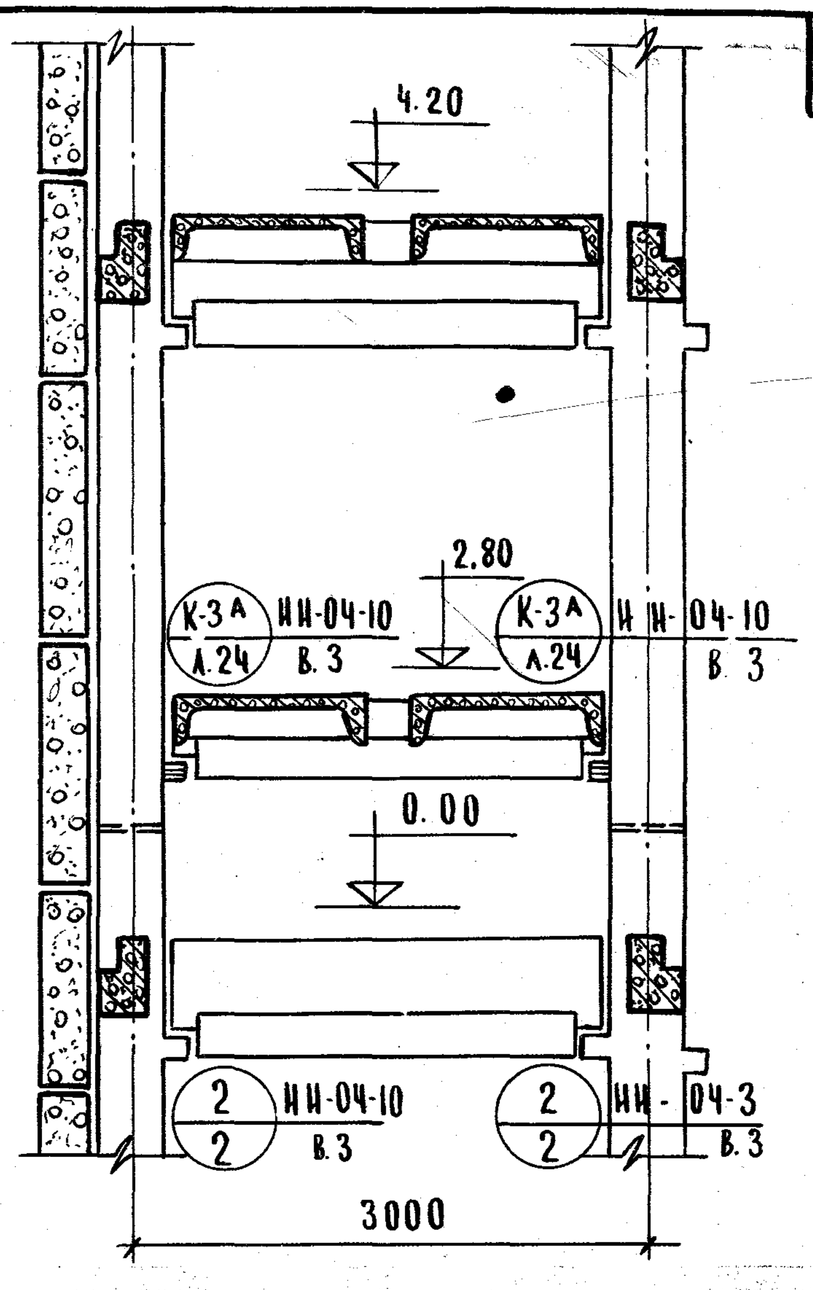
ЦНИИЭП комплексных г. Москва — Гл. констр. отд. — Рук. группы — Пригожий — Ванян

13369 2с

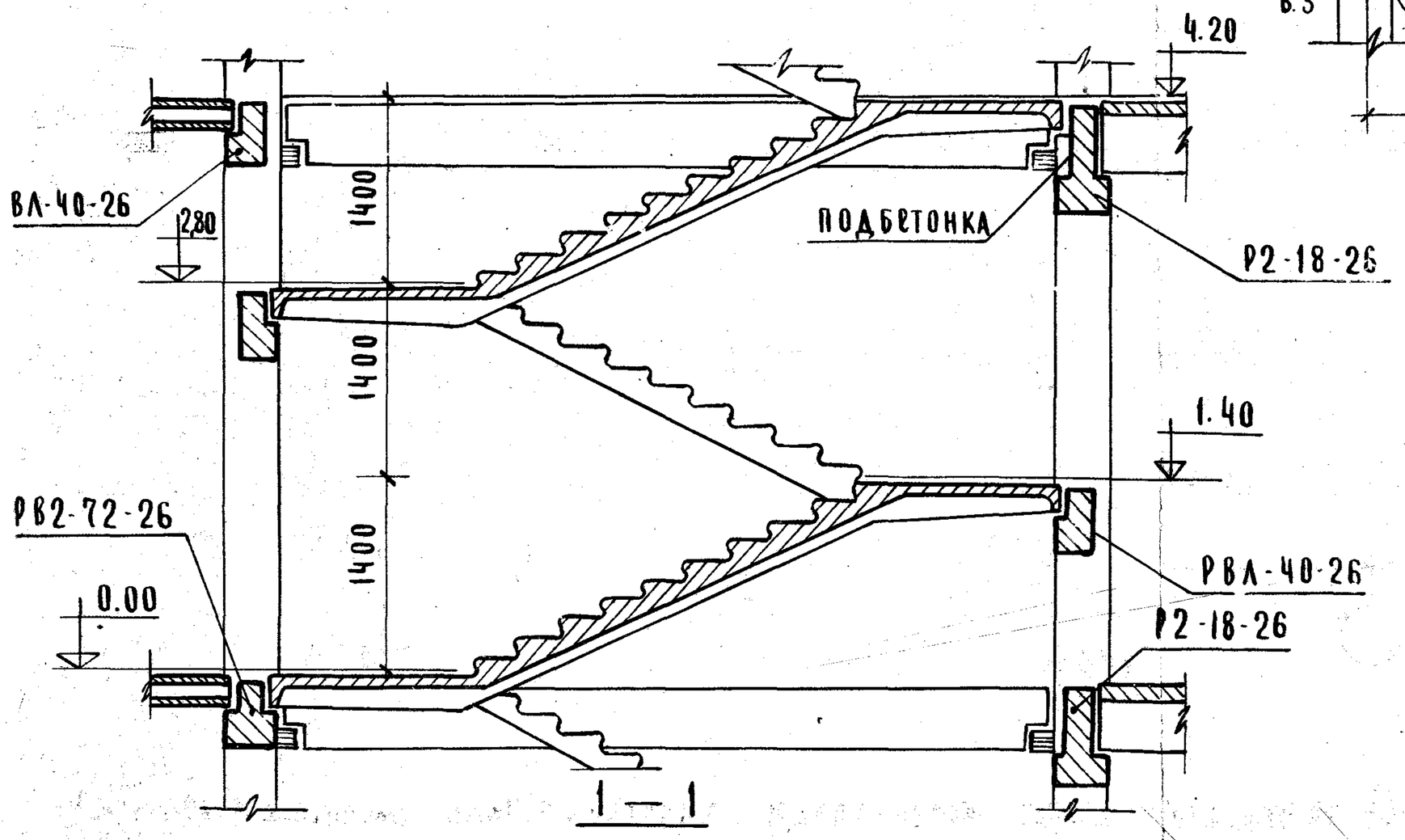




2 — 2



3 — 3



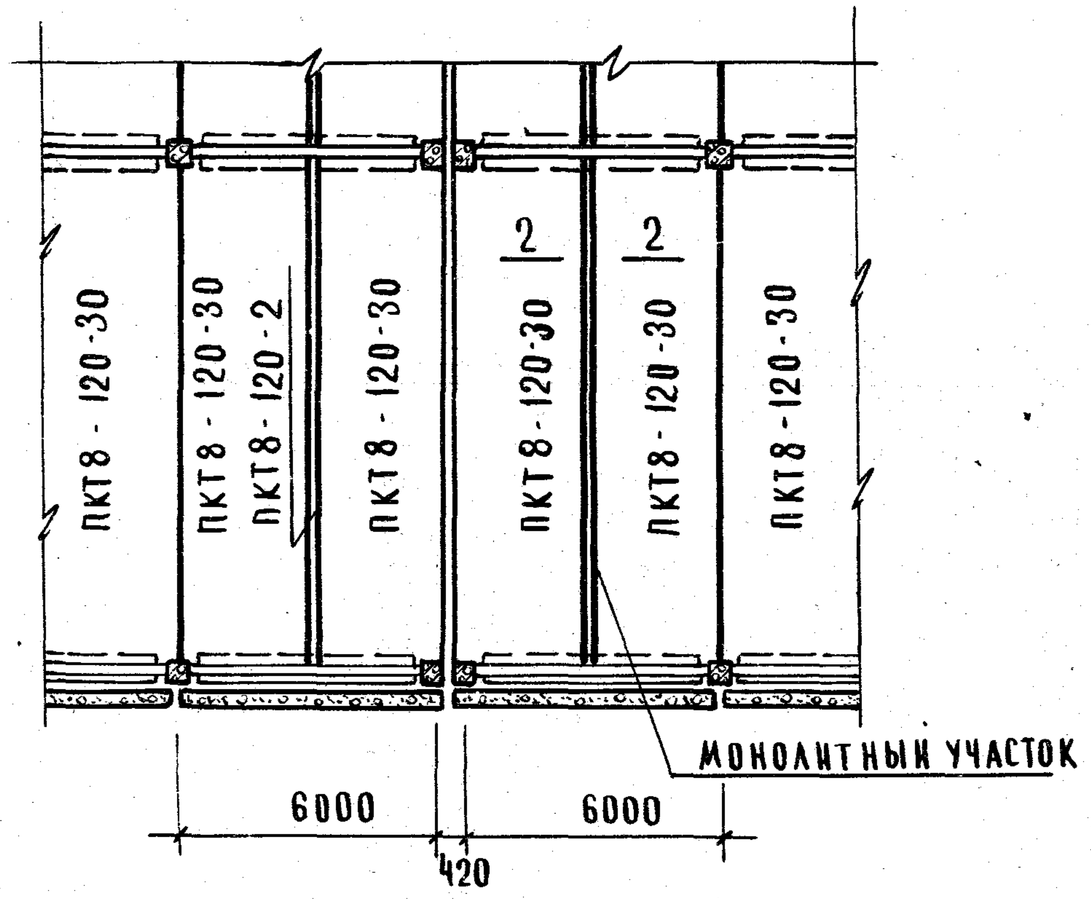
1 — 1

Примечания:

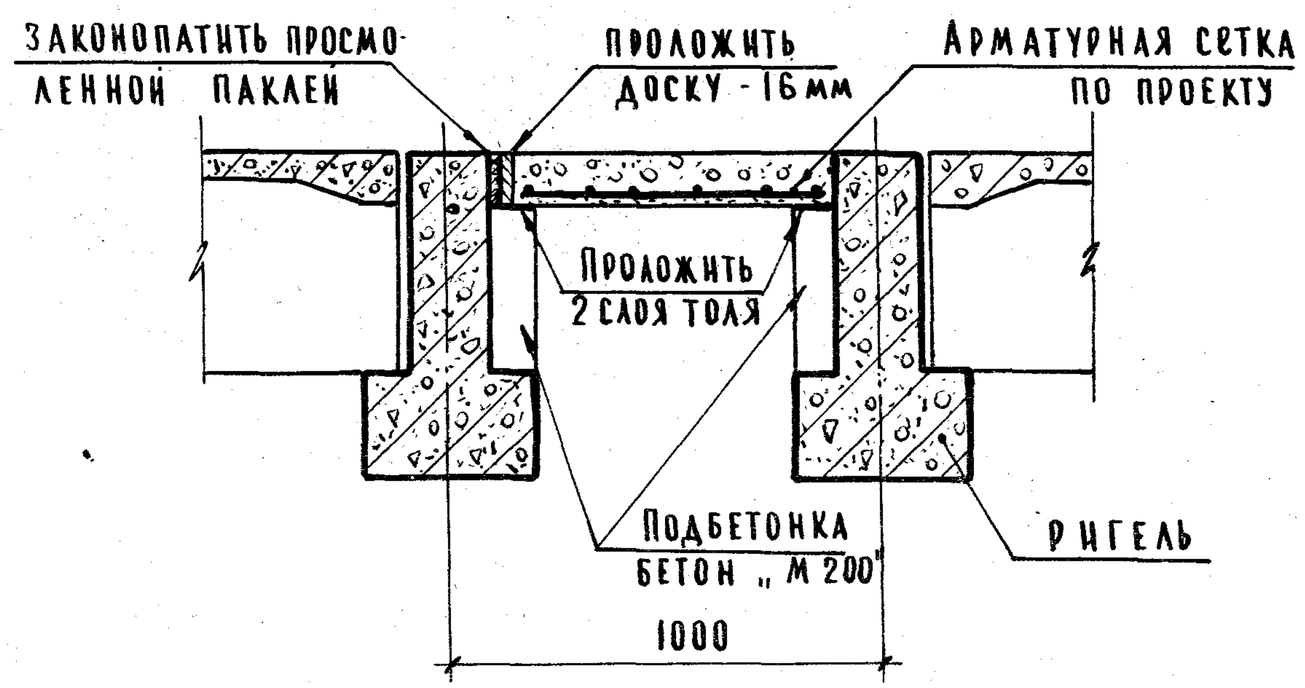
1. Все конструктивные элементы, замаркированные на схеме лестницы см. серию ИИ-04
2. Накладные проступи на данном чертеже условно не показаны, раскладку их смотри серию ИИ-04

.К 374	Монтажный план лестниц. Пример решения.	Серия 1.220-1 Выпуск 0 Лист 10

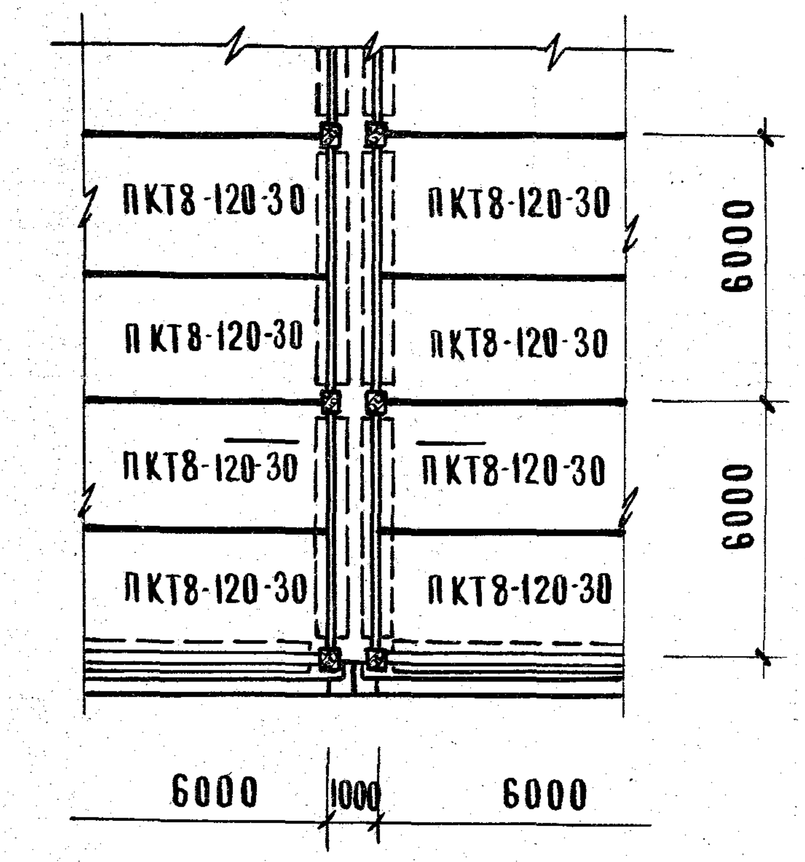
Деформационный шов при продольном каркасе



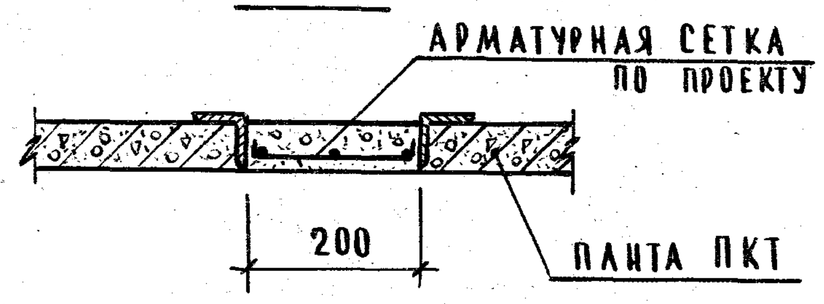
1 - 1



Деформационный шов при поперечном каркасе



2 - 2

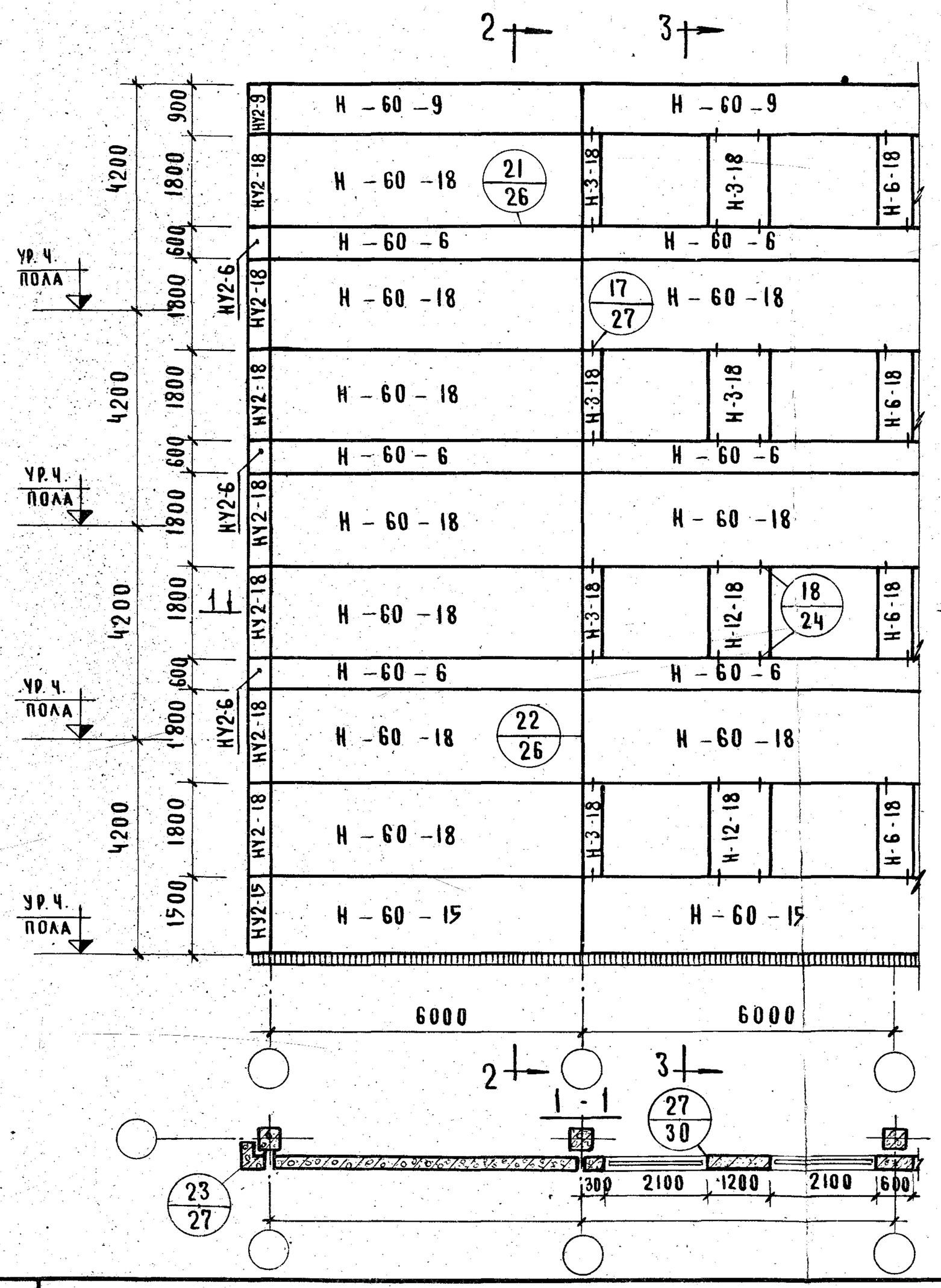


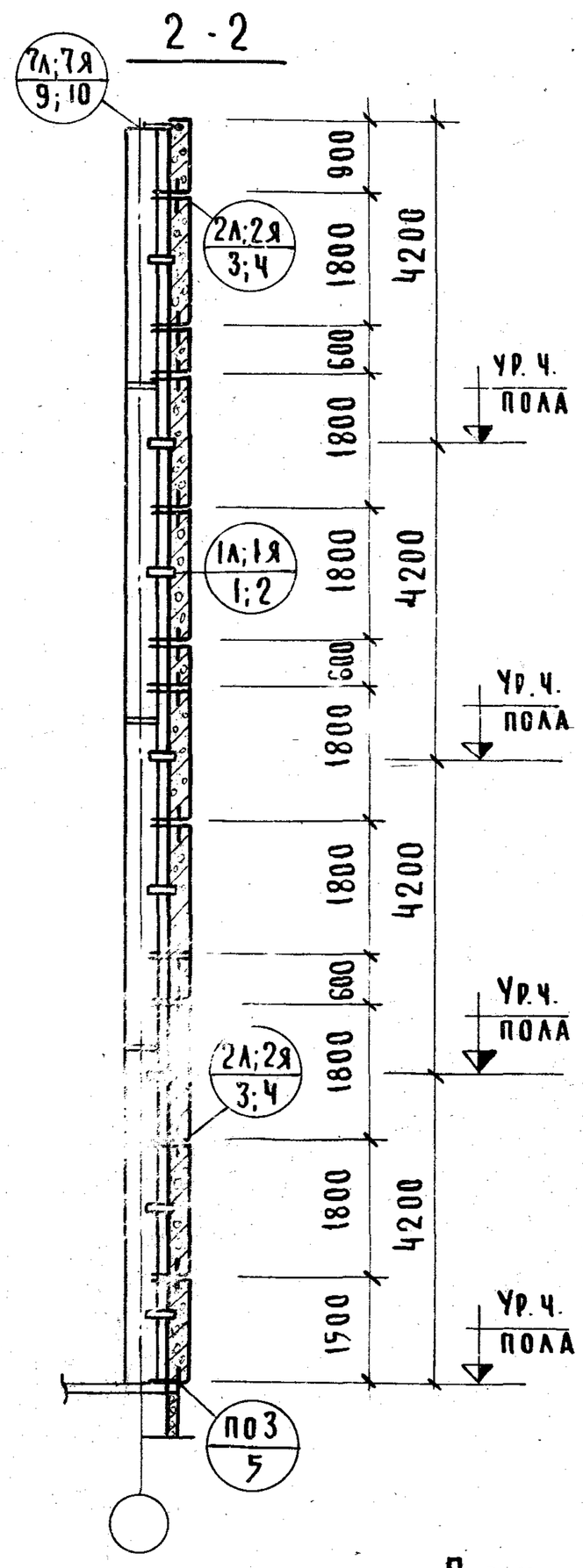
Примечания:

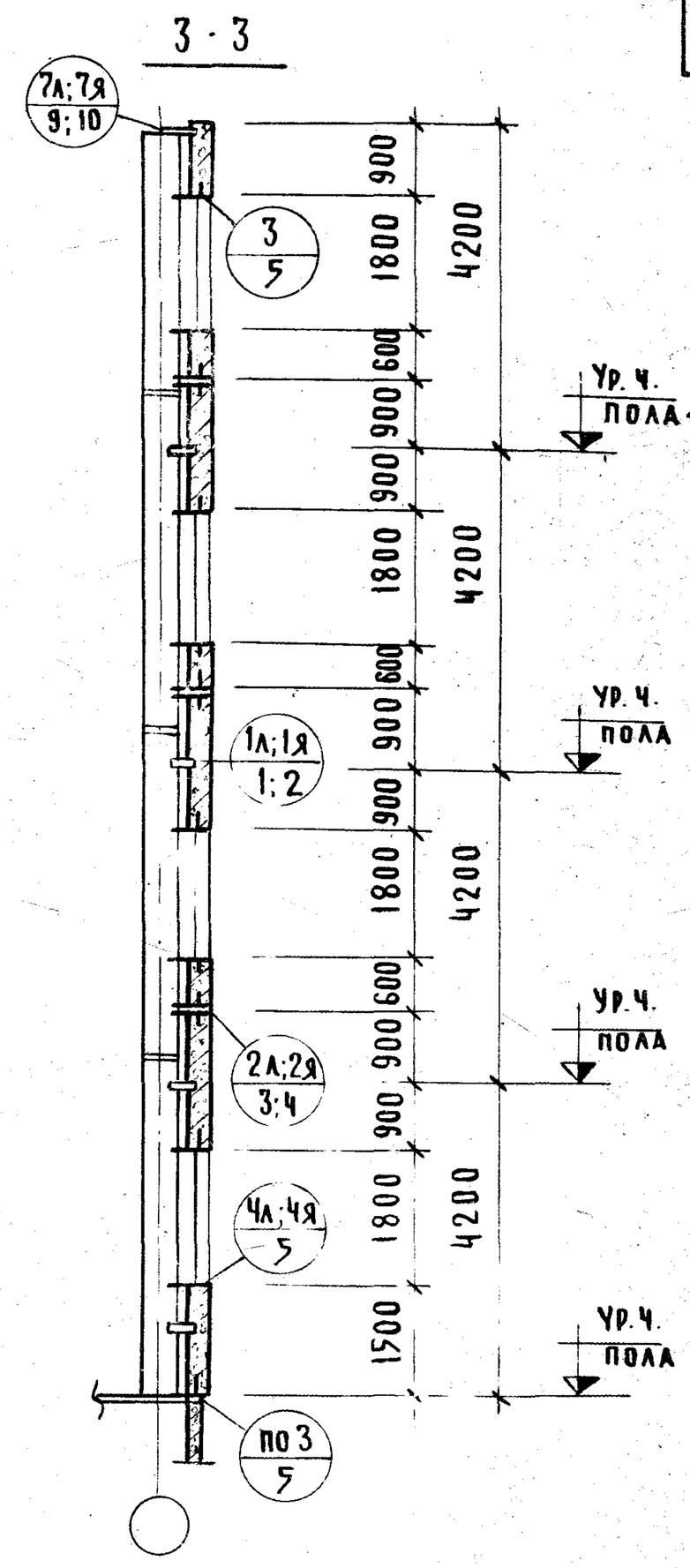
1. Арматурные сетки выполняются по проекту
2. При устройстве монолитного участка перекрытия подвести опалубку и замонолитить бетоном М-200
3. В месте деформационного шва проложить 2 слоя толя

Рук. гр. инж. Шершеева

Т.К.	Деформационные швы при продольном и поперечном каркасе	Серия 1.220-1	
1974		Выпуск 0	Лист 11







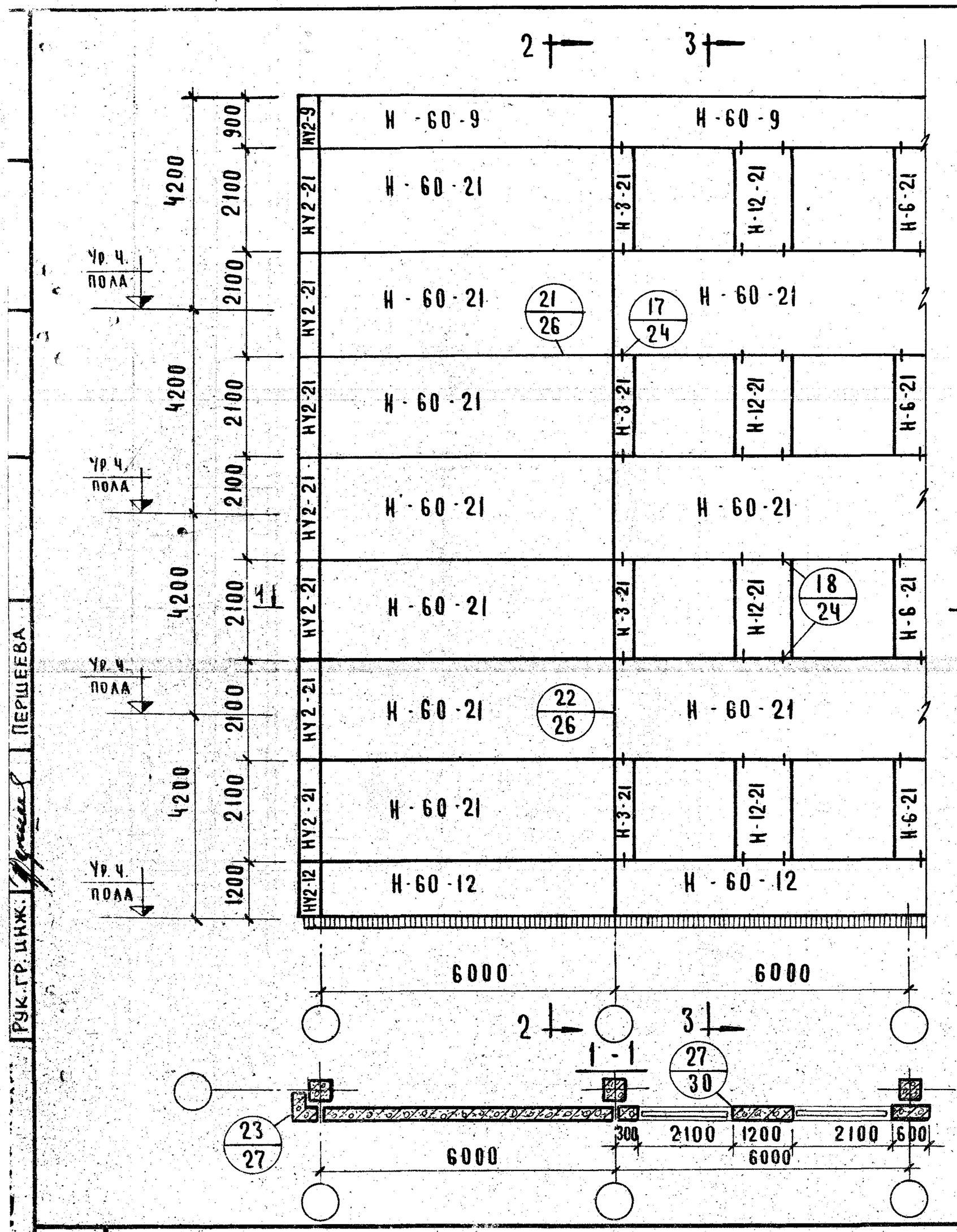
Примечание

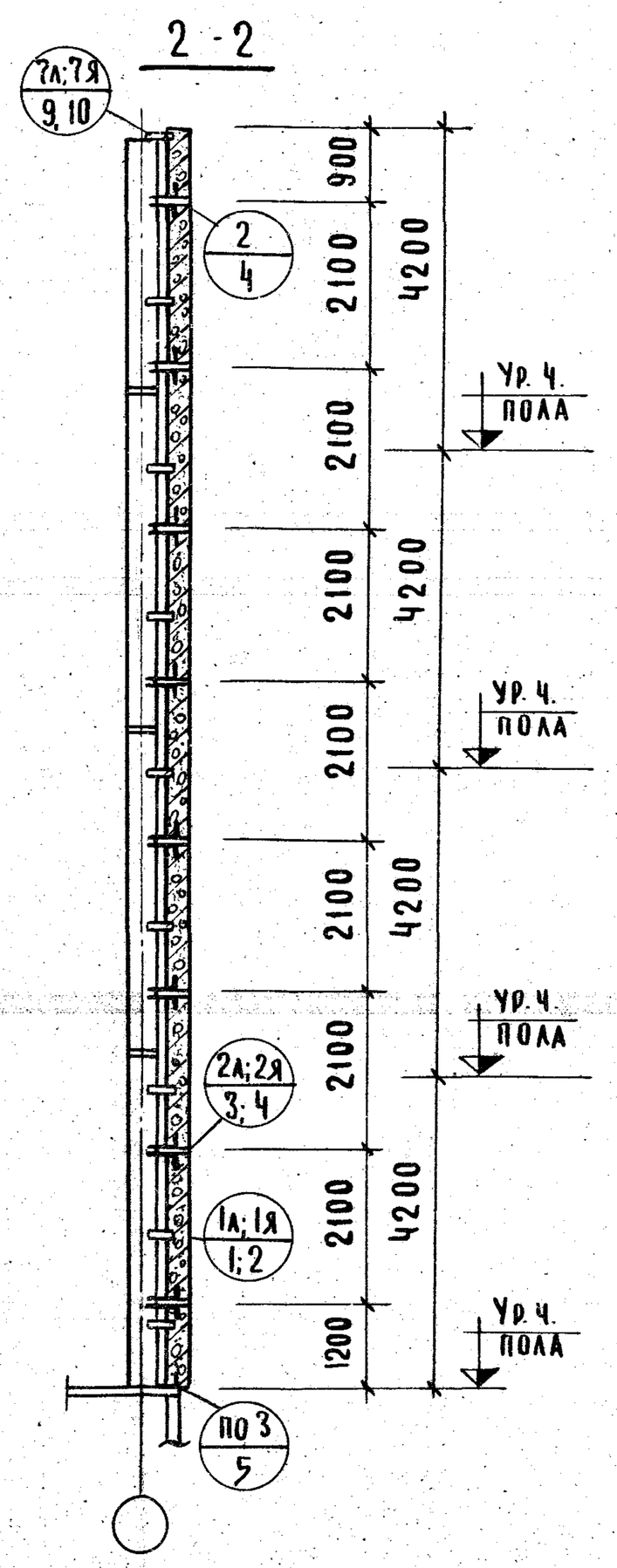
Узлы, замаркированные на данном листе выполняются по типу соответствующих деталей серии ИИ-04-10 выпуск 6 и отличаются привязкой низа поясной панели от уровня чистого пола этажей 900 мм вместо 600 мм

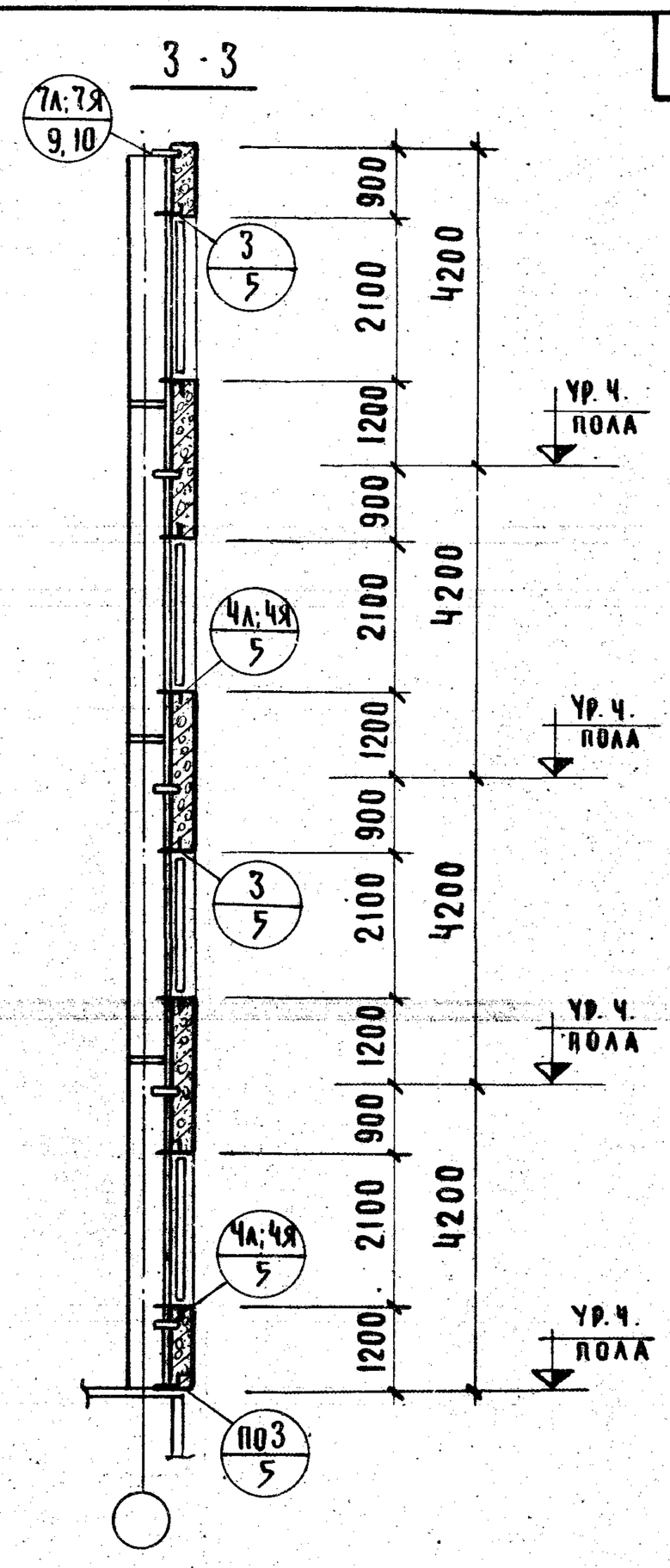
Т.К. 1974	Пример компановки панелей наружных стен	Серия 1.220 – 1	Выпуск 0	Лист 12

Перешеев | Рук. гр. инж. | Инженер | Т. инж. Шикова

13369 23





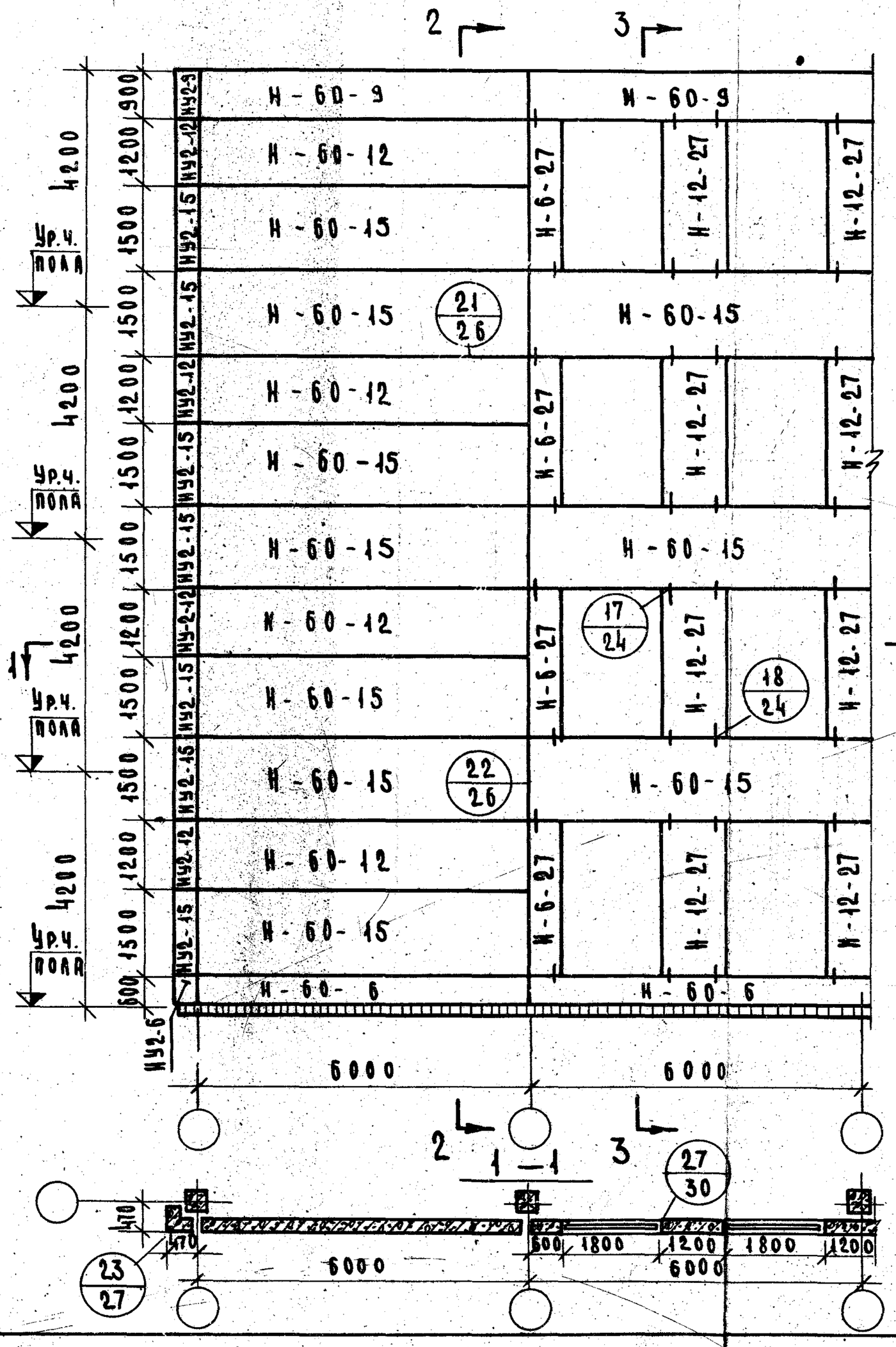


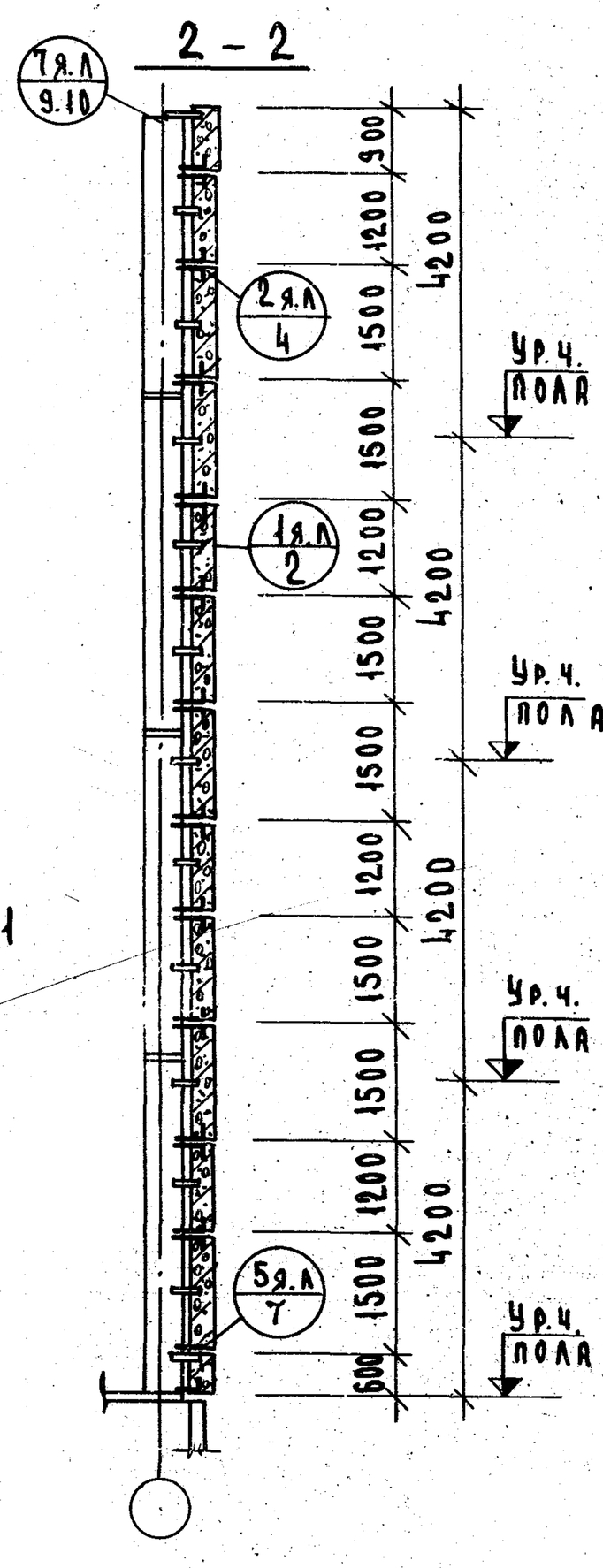
Примечание

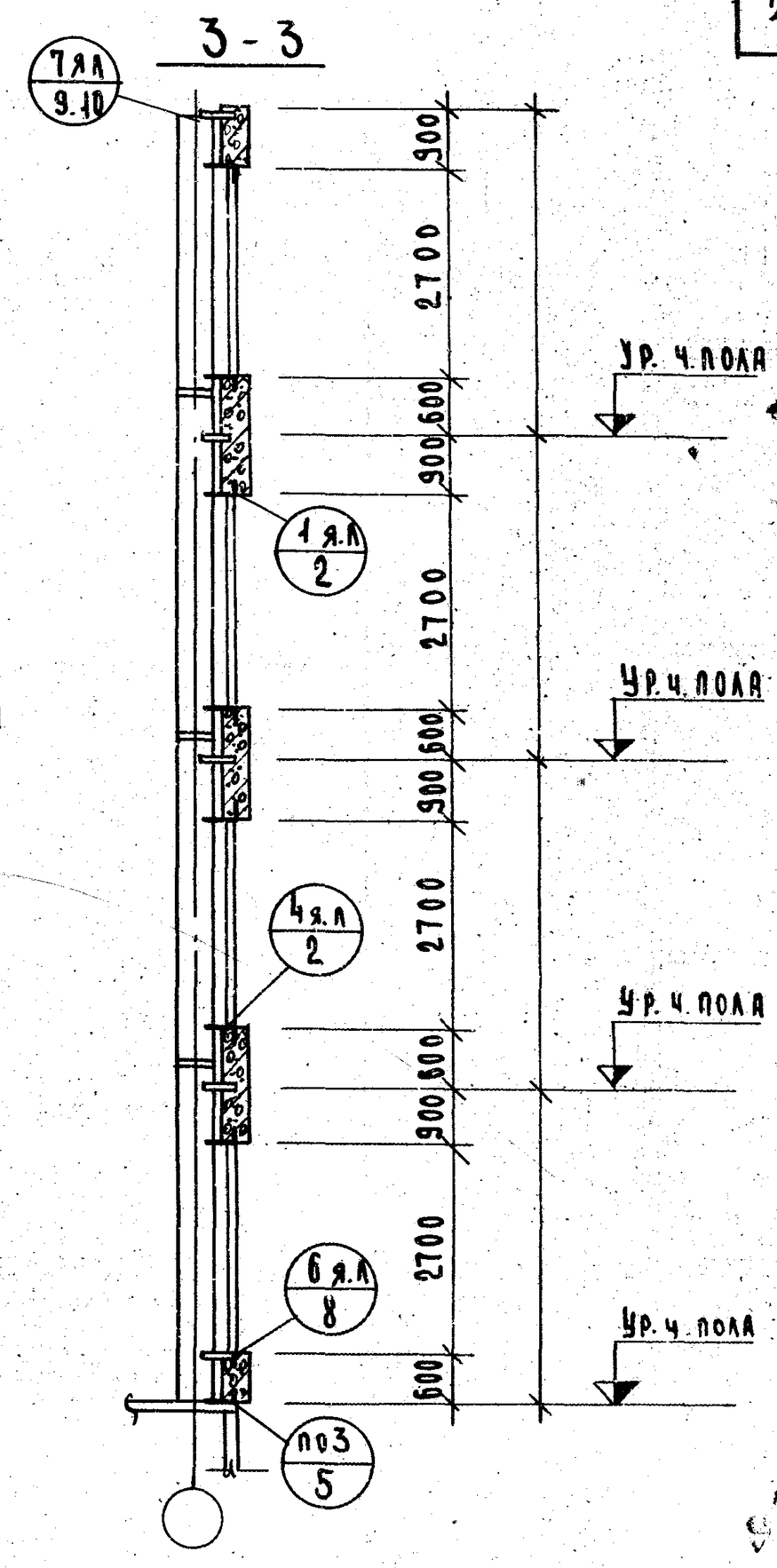
Примечание см. на листе № 12.

Рук. гр. инж. Першеева

Т.К. 1975	Пример компоновки панелей наружных стен	Серия 1.220-1	Выпуск 0	Лист 13







Примечание.

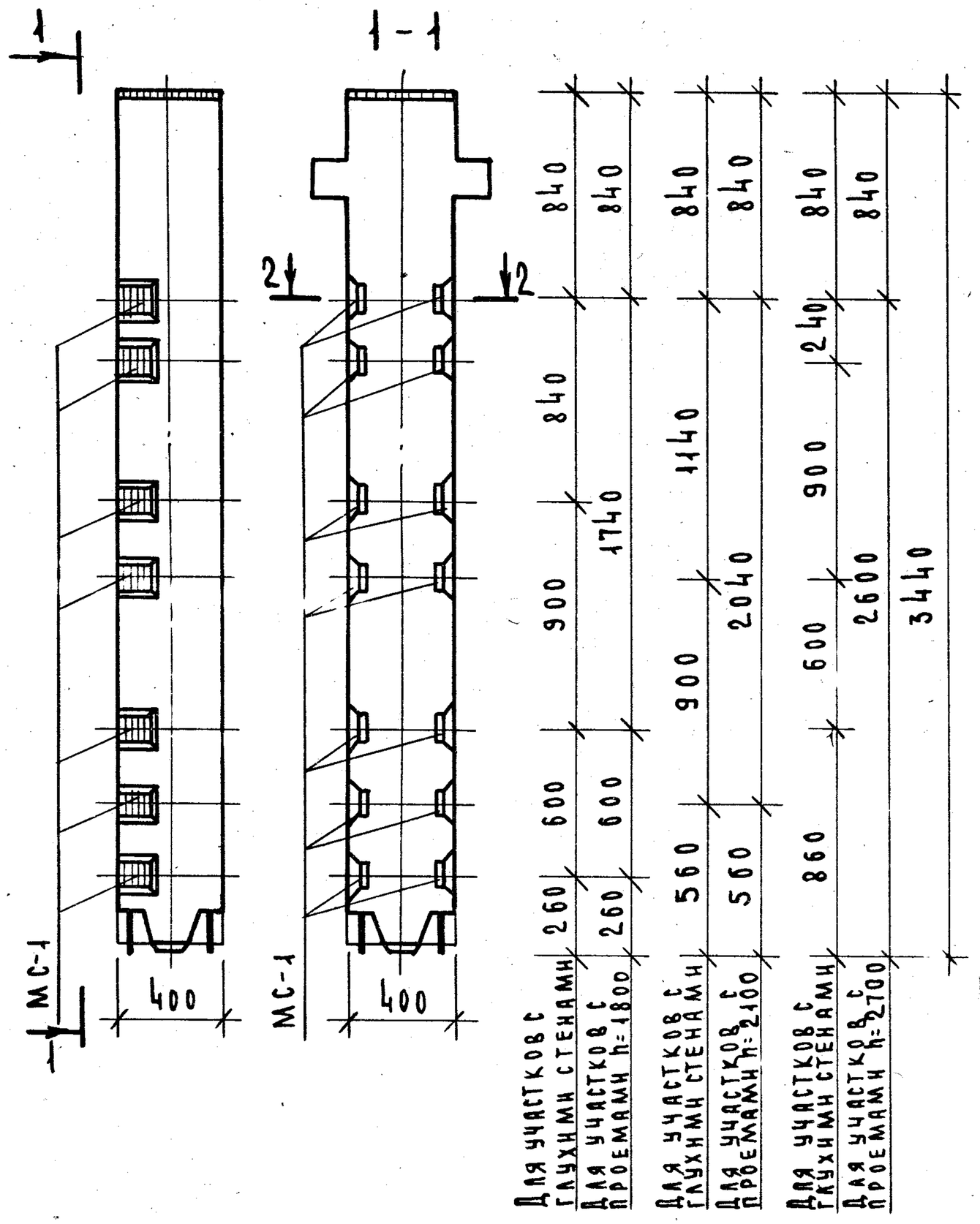
Примечание см. на листе № 12.

ТК 1974	Пример компановки панелей наружных стен.	Серия 1.220-1	Выпуск 0 / Лист 14

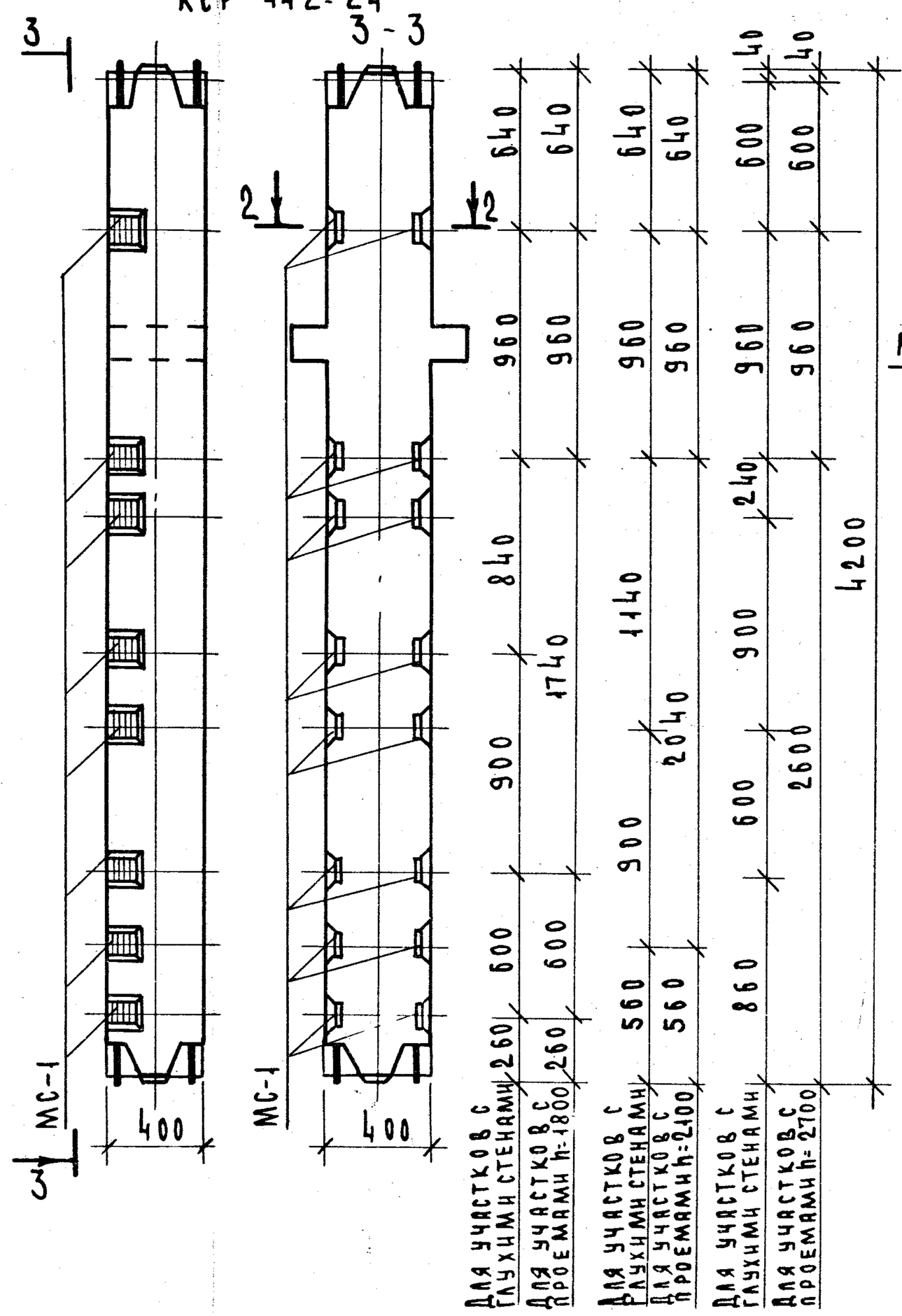
Рук. гр. инж. Шершевский

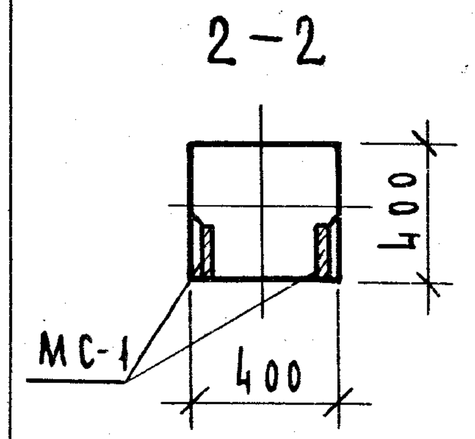
13369

Колонна типа
КВР-442-24



Колонна типа
КСР-442-24



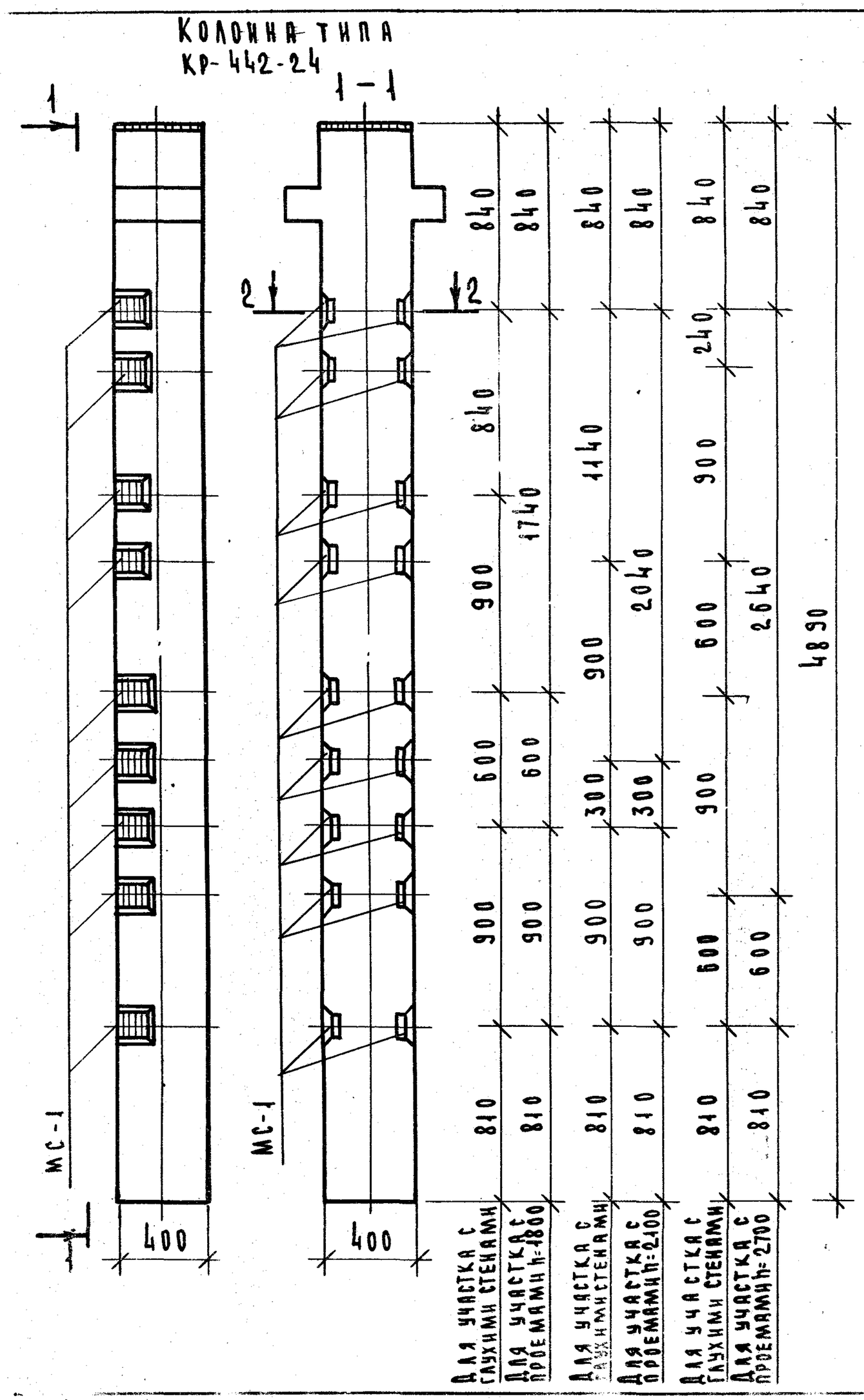


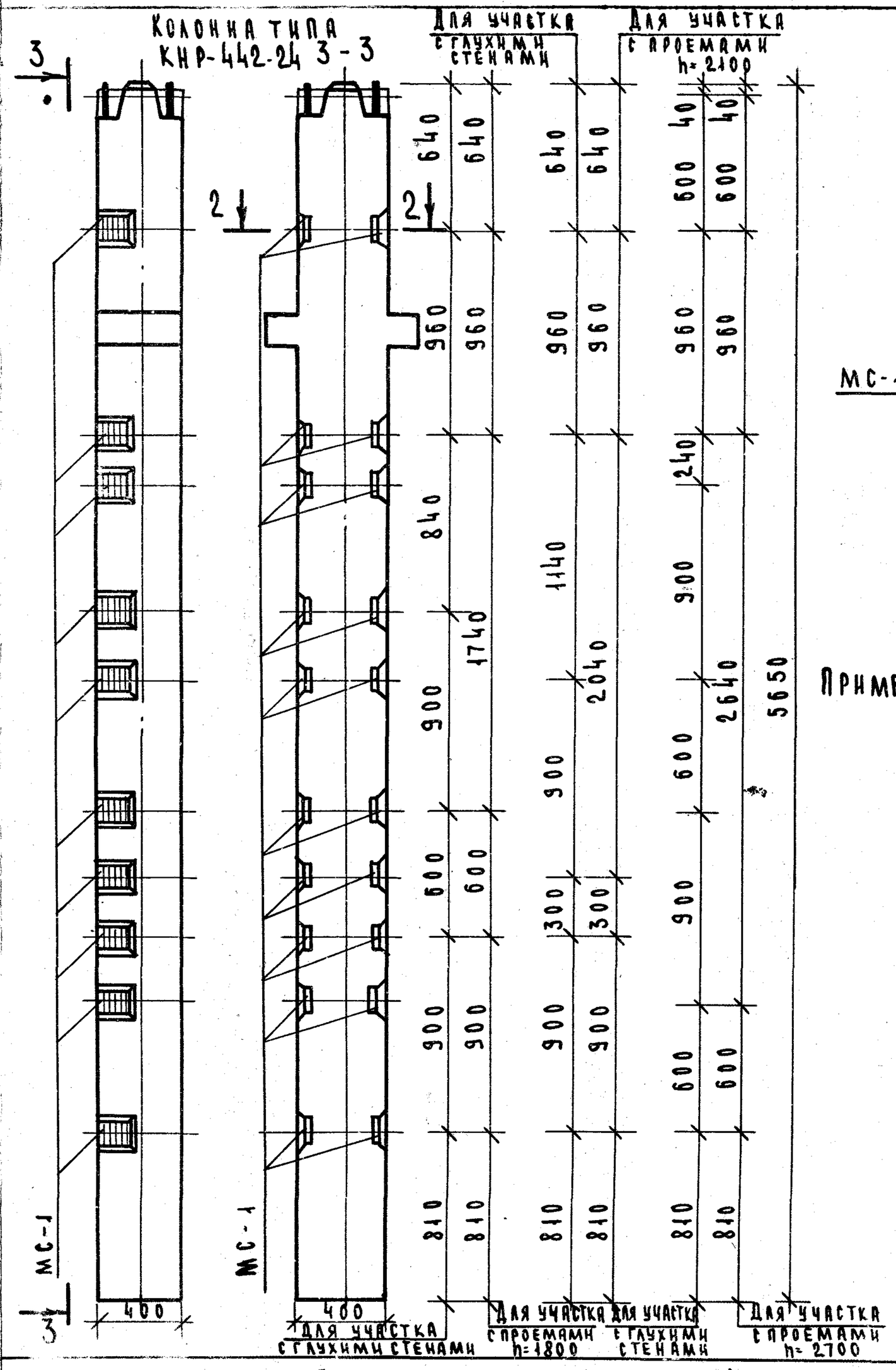
Примечание

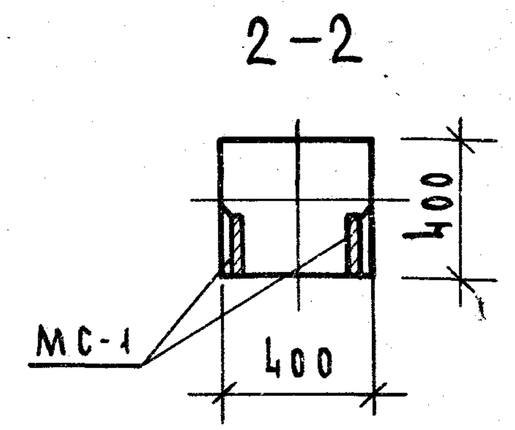
Опалубку и армирование см. серию ИИ-04-2 выпуск 5.

ГК 374	Пример расположения дополнительных закладных деталей для навески стеновых панелей.	Серия 1.220-1 Выпуск 0 Лист 15

3363







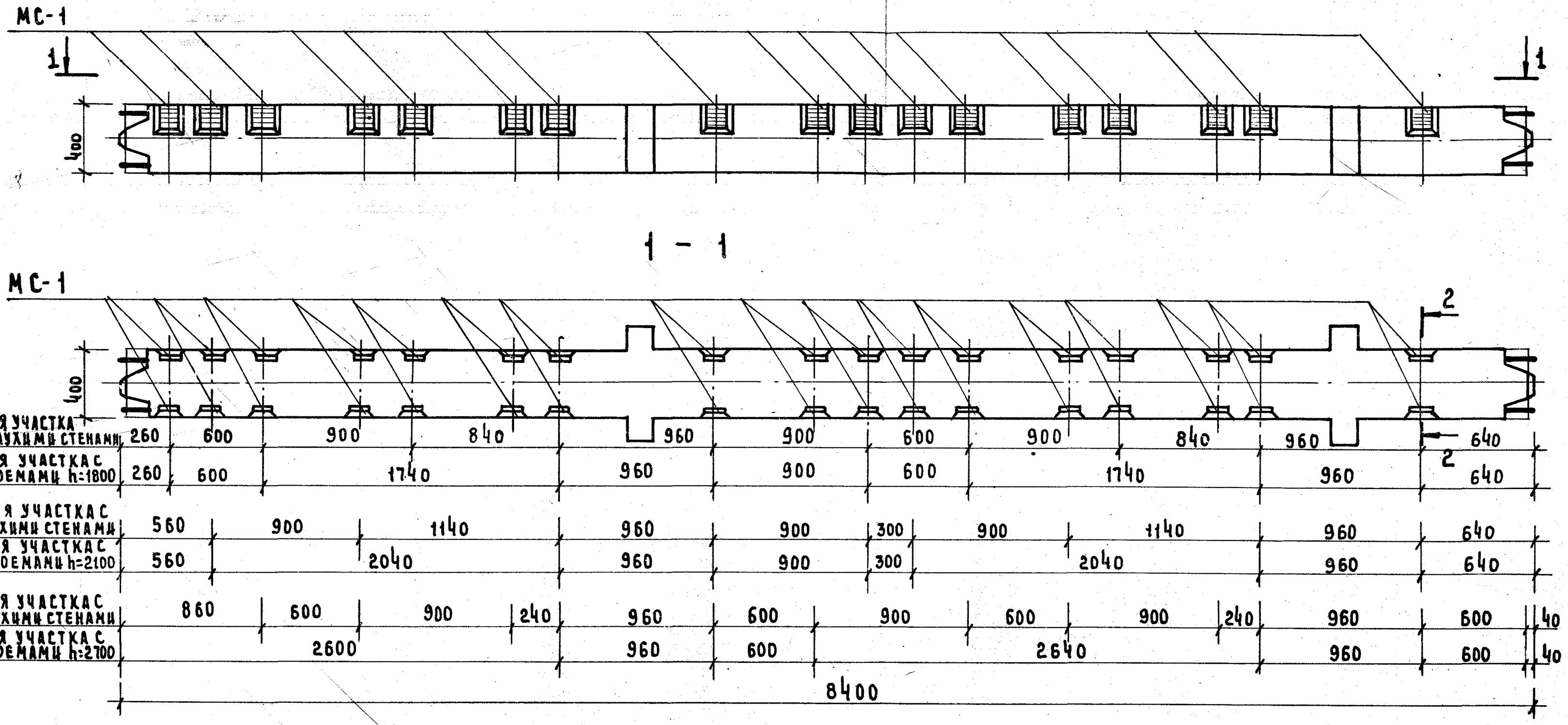
Примечание.

Примечания см. лист 15.

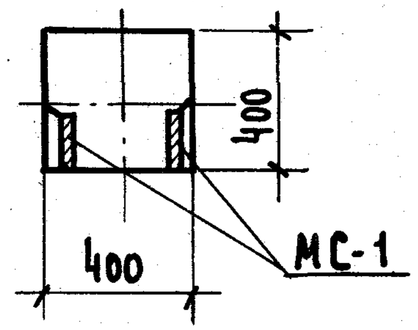
Пример расположения дополнительных закладных деталей для навески стеновых панелей.

Серия 1.220-1	
Выпуск 0	Лист 16

КОЛОННА ТИПА КРС-484-24



2 - 2



ПРИМЕЧАНИЕ.

ПРИМЕЧАНИЕ СМ. НА ЛИСТЕ 15.

Т.К. 1974	ПРИМЕР РАСПОЛОЖЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ ДЛЯ НАВЕСКИ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ.	СЕРИЯ 1.220-1	
		ВЫПУСК 0	ЛИСТ 17

ГПИ ... г. Москва
Рук. гр. инж. ... Ершеева