

Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный
институт промышленных зданий и сооружений

ЦНИИПРОМЗДАНИИ

ШИФР М33/96с

ПОВЫШЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИИ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИИ
(дополнение к выпускам 0-6 и 0-8 серии 0.00-2.96с)

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИИ

Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный
институт промышленных зданий и сооружений

ЦНИИПРОМЗАДАНИИ

ШИФР М33/96с

ПОВЫШЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ
(дополнение к выпускам 0-6 и 0-8 серии 0.00-2.96с)

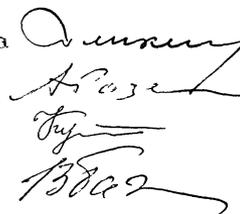
ПРИМЕРЫ РЕШЕНИИ

Заместитель директора института

Начальник отдела

Главный инженер проекта

Главный инженер проекта



С.М. Гликин

А.Я. Розенблюм

Т.М. Кутырина

В.А. Бажанова

Обозначение документа	Наименование	Стр.
М33/96с-ПЗ	Пояснительная записка	3
-1	Каркас здания без опорных кранов с расчетной сейсмичностью 6 баллов	10
-2	Каркас здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов	11
-3	Каркас здания без опорных кранов с расчетной сейсмичностью 7 баллов	14
-4	Каркас здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов	15
-5	Каркас здания с опорными кранами с расчетной сейсмичностью 6 баллов	21
-6	Каркас здания с опорными кранами при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов	23
-7	Фундаменты под колонны каркаса здания без опорных кранов при расчетной сейсмичности 7 баллов	34
-8	Фундаменты под колонны каркаса здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов	36

Изм.	Копия	Лист	Имя	Подпись	Дата
Исполнит.	Рытковская				
Н. контр.	Кутыгина				

М33/96с

СОДЕРЖАНИЕ

Страниц	Лист	Листов
Р	1	2

ЦНИИПРОМЗАДАНИЙ

Обозначение документа	Наименование	Стр.
М33/96с-9	Фундаменты под колонны каркаса здания с опорными кранами при расчетной сейсмичности 6 баллов	40
-10	Фундаменты под колонны каркаса здания с опорными кранами при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов	44
-11	Примеры расчета усиленных фундаментов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов	50

Инв. № подл. Подпись и дата

Изм.	Копия	Лист	Имя	Подпись	Дата

М33/96с

Лист
2

Таблица 1

1. Общая часть

1.1. Настоящая работа является дополнением к серии 0.00-2.96с "Повышение сейсмостойкости зданий и сооружений", вып. 0-6 "Одноэтажные здания промышленных предприятий" и вып. 0-8 "Фундаменты под колонны" и содержит примеры решений по повышению сейсмостойкости каркасов и фундаментов зданий с различной конструктивной схемой при увеличении их расчетной сейсмичности с 6 до 7 и с 7 до 8 баллов.

1.2. Примеры составлены применительно к двум одноэтажным производственным зданиям со следующими параметрами:

- четырехпролетное здание размером в плане 72x72 м с пролетами по 18 м, высотой 6 м, шагом колонн по крайним и средним рядам 6 м, бескрановое, фонарное, с покрытием из железобетонных плит размером 3x6 м по железобетонным решетчатым балкам, расположенное в IV снеговом и III ветровом районах;

- четырехпролетное здание размером в плане 96x108 м с пролетами по 24 м, высотой 10,8 м, шагом колонн по крайним рядам 6 м, по средним - 12 м, с опорными кранами грузоподъемностью 10 т, с покрытием из железобетонных плит размером 3x6 м по железобетонным стропильным и ферменным фермам пролетом 24 м и подстропильным железобетонным фермам пролетом 12 м, с железобетонными подкрановыми балками пролетами 6 м по крайним рядам и 12 м по средним рядам. Здание расположено в IV снеговом и III ветровом районах.

1.3. Для бескранового здания рассмотрены две проектные ситуации:

- 1) здание запроектировано и построено при расчетной сейсмичности 6 баллов, когда нормами проектирования не предусматриваются антисейсмические мероприятия. По измененным условиям конструкции здания должны удовлетворять требованиям расчетной сейсмичности 7 баллов;
- 2) здание запроектировано и построено с учетом сейсмичности 7 баллов. По измененным условиям конструкции здания должны удовлетворять требованиям расчетной сейсмичности 8 баллов.

Для здания с опорными мостовыми кранами рассмотрена одна проектная ситуация, когда здание запроектировано и построено при расчетной сейсмичности 6 баллов. По измененным условиям конструкции здания должны удовлетворять требованиям расчетной сейсмичности 7 баллов.

1.4. Для каждой из перечисленных проектных ситуаций разработаны рекомендации по усилению, представленные в соответствующих документах (см. табл.1).

Характеристика здания	Расчетная сейсмичность, баллы	Документ, содержащий рекомендации по усилению	
		каркаса *) здания	фундаментов под колонны
Бескрановое здание размером в плане 72x72 м	6	М33/96с-1	М33/96с-11
	6—7	-2	-11
	7	-3	-7
	7—8	≤ -4	-8
С опорными кранами размером в плане 96x108 м	6	-5	-9
	6—7	-6	-10

*) термином "каркас здания" условно названы несущие конструкции, расположенные выше нулевой отметки

1.5. Примеры решений разработаны на основе серии 0.00-2.96с "Повышение сейсмостойкости зданий и сооружений", вып. 0-6 "Одноэтажные здания промышленных предприятий" и вып. 0-8 "Фундаменты под колонны"

1.6. При повышении расчетной сейсмичности здания с 6 до 7 баллов его конструкции дополнительно рассчитаны на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия, соответствующего 7 баллам.

При повышении сейсмичности здания с 7 до 8 баллов выполнен расчет на особое сочетание нагрузок с учетом увеличенных значений усилий от сейсмического воздействия, соответствующих 8 баллам.

Все конструкции и узлы их сопряжений проверены на соответствие требованиям СНиП П-7-81 "Строительство в сейсмических районах", "Пособия по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах" и конструктивным решениям, предусмотренным типовой проектной документацией для строительства в сейсмических районах.

Перечень конструктивных мероприятий, выполненных для усиления конструкций рассматриваемых зданий, приведен в табл. 2.

М33/96с-ПЗ					
Изм.	Колон.	Лист	Лист	Лист	Лист
Пояснительная записка					
Нач. отд.	Ровенский	Л.В.			
Н.контр.	Кутырниц	В.В.			
			Специя	Лист	Листов
			Р	1	7
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ					

Таблица 2

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛИЦЫ 2

№№ п/п	Признак, обуславливающий необходимость конструктивного мероприятия	Конструктивное мероприятие	Докум., где приведена схема здания, для которого применяется данное мероприятие	Обозначение мероприятия и докум. где оно приведено	№№ п/п	Признак, обуславливающий необходимость конструктивного мероприятия	Конструктивное мероприятие	Докум., где приведена схема здания, для которого применяется данное мероприятие	Обозначение мероприятия и докум. где оно приведено
1	Не обеспечено предохранение плит от обрушения при сейсмическом воздействии	Соединение шпильками смежных торцевых ребер плит	-2 -4 -6	У1, докум.-2, лист 3	8	Недостаточная прочность закладных изделий колонн для крепления связей	Устройство дополнительных связей	-6	СВД, докум.-6, лист 10. Узел 4, докум.-6, лист 5
2	Недостаточная прочность и жесткость диска покрытия	Соединение болтами смежных продольных ребер плит	-2 -4 -6	У2, докум.-4, лист 2	9	Недостаточная прочность закладных изделий колонн для опирания подкрановых балок при передаче горизонтальных сейсмических сил	Изменение схемы крепления связей, обеспечивающее передачу усилий с подкрановых балок на связи, минуя колонны	-6	Узел 3, докум.-6, лист 5. Узел 5, докум.-6, лист 6
3	Недостаточная несущая способность колонн	Усиление части колонн железобетонными обоймами	-2 -6	КУ2, докум.-2, лист 2 КУ2, докум.-6, лист 3					
		Усиление части колонн стальными обоймами	-4	КУ2, докум.-4, лист 2					
4	Недостаточная прочность соединения стропильных балок с колоннами	Усиление узла опирания стропильных балок на колонны	-4	У3, У3-1, докум.-4, лист 3. У4, У4-1, докум.-4, лист 4. У5, докум.-4, лист 5	10	Недостаточная прочность опорных участков железобетонных подкрановых балок при действии горизонтальных сейсмических сил	Замена железобетонных подкрановых балок на стальные	-6	Узел 1 и 2, докум.-6, лист 4
5				Недостаточная жесткость нижних поясов стропильных ферм	Установка распорок и вертикальных связей в середине стропила ферм				
6	Недостаточная прочность соединения стропильных ферм с подстропильными	Установка упоров по опорам стропильных ферм	-6	Узлы 6, 7 и 8, докум.-6, лист 8	12	Недостаточная несущая способность плитной части фундамента на изгиб по нормальному сечению	Увеличение размеров в плане плитной части фундамента с размещением в бетоне усиления дополнительной арматуры или увеличение высоты плитной части	-8	ФУ4-2, докум.-8, лист 2 ФУ4-1, докум.-8, лист 2
7									

Изм.	Кол-во	Лист	Имя	Подпись	Дата

МЗЗ/96с-ПЗ

Лист
2

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛИЦЫ 2

№№ л/п	Признак, обуславливающий необходимость конструктивного мероприятия	Конструктивное мероприятие	Докум., где приведена схема здания, для которого применяется данное мероприятие	Обозначение мероприятия и докум., где оно приведено
13	Недостаточная несущая способность подколонника в прямоугольной части	Увеличение размеров подколонника с анкеровкой вертикальной арматуры его усиления в плитной части фундамента	- 8	ФУ4-2 Докум.-8, лист 2
14	Недостаточная несущая способность подколонника в стальной части	Увеличение размеров подколонника с размещением в бетоне усиления вертикальной арматуры и горизонтальных сеток поперечного армирования	- 8	ФУ4-2 Докум.-8, лист 2
			-10	ФУ1, ФУ2, ФУ5, ФУ6 Докум.-10 листы 3 и 4
15	Необходимость анкеровки в фундаменте элементов усиления колонны. - продольной арматуры - стальных профилей	Соединение элементов усиления колонны с анкерами в шпурках, просверленных в подколоннике	- 8	Узел 2 Докум.-8, лист 2
			-10	Узел 6 Докум.-10, лист 4
16	Недостаточная прочность стыка фундаментных балок с фундаментом	Укладка арматурной сетки над стыками фундаментных балок	-10	Узел 1 Докум.-10, лист 2

1.7. Работы по повышению сейсмостойкости здания следует производить согласно проекту производства работ (ППР) в соответствии со СНиП Ш-18-75 "Правила производства и приемки работ. Металлические конструкции", СНиП 3.03.01-87 "Несущие и ограждающие конструкции", СНиП Ш-4-80 "Правила производства и приемки работ. Техника безопасности в строительстве", СНиП 3.04.03-85 "Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии" с учетом при производстве сварочных работ материалов серии 1.420.2-27.

2. Пример решения по повышению сейсмостойкости каркаса здания без опорных кранов с 6 до 7 баллов

2.1. Мероприятия по повышению сейсмостойкости каркаса здания по докум.-1 приведены в докум.-2.

Пояснения к этим мероприятиям приведены в п.п. 2.2...2.5.

2.2. На основании статического расчета каркаса по докум.-1 на особые сочетания нагрузок и проверки несущей способности существующих колонн при расчетной сейсмичности 7 баллов усилены двенадцать колонн по осям Б и Г железобетонными обоймами (докум.-2, листы 1 и 2). Расчет усиленной колонны произведен как единого элемента, состоящего из обоймы и существующей колонны. Требуемая отпорность усиленных колонн и, соответственно, армирование и длина усиления определены как разность между требуемой отпорностью каркаса и отпорностью неусиленных колонн.

Работы по усилению колонн железобетонными обоймами рекомендуется производить в соответствии с РСН 342-91 "Технология производства работ по усилению строительных конструкций на реконструируемых предприятиях" (НИИСП, НИИЖБ, НИИСК).

2.3. При соединении торцевых ребер плит (У1, докум.-2, лист 3) применены шпильки вместо болтов, т.к. в сортаменте отсутствуют болты необходимого размера.

Площадь сечения шпилек определена по формуле $F = \frac{A}{R_{\text{ст}}}$ где А - опорная реакция одного продольного ребра плиты от вертикальных расчетных нагрузок, определенная с учетом коэффициентов сочетаний γ_c по СНиП П-7-81 ($\gamma_c=0,5$ для снеговой нагрузки, $\gamma_c=0,9$ для собственного веса покрытия, включая вес плит); $R_{\text{ст}}=1700$ кгс/см² - расчетное сопротивление растяжению болтов класса прочности 4.6 по СНиП Ц-23-81.

2.4. При соединении болтами продольных ребер плит (У2, докум.-4, лист 2) площадь сечения болтов определена в соответствии с п. 3.28 "Пособия по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах", принимая расчетное сопротивление растяжению болтов равным $R_{\text{ст}}=1700$ кгс/см², а коэффициент условий работы $\psi_{\text{кр}}=1,1$.

Изм.	Кол-во	Лист	Число	Подпись	Дата
------	--------	------	-------	---------	------

МЗЗ/96с-ПЗ

Лист

3

2.5. Усиление крепления вертикальных связей по фонарш (узлы 1 и 2, докум.-2, лист 3) производится с целью обеспечения передачи горизонтальных сейсмических сил с фонарной надстройки на диск покрытия здания применительно к конструкциям фонарей по серии 1.464-11/82, вып. 1. Усиление конструкций фонарей и связей производится по необходимости.

2.6. Принятые в примере марки конструкций и серии чертежей приведены в докум.-1.

3. Пример решения по повышению сейсмостойкости каркаса здания без опорных кранов с 7 до 8 баллов

3.1. Мероприятия по повышению сейсмостойкости каркаса здания по докум.-3 приведены в докум.-4.

Пояснения к этим мероприятиям приведены в п.п. 3.2...3.4.

3.2. На основании статического расчета каркаса по докум. 3 на особые сочетания нагрузок при расчетной сейсмичности 8 баллов и проверки несущей способности существующих колонн усилены шесть колонн по осям Б и Г стальными обоймами (докум.-4, лист 1).

Стальные обоймы рассчитаны как стальные колонны с отпорностью, равной разности между требуемой отпорностью каркаса и суммарной отпорностью железобетонных колонн.

Продольные уголки обойм должны плотно прижимать к бетону усиляемых колонн путем применения стальных устройств, зачеканки зазоров, либо нагрева соединительных планок в процессе их приварки.

Особенно тщательно эти мероприятия должны быть выполнены в верхней части усиления.

3.3. Усиления плит (У1 и У2) и крепления вертикальных связей по фонарш выполнены по аналогии с предыдущим примером (п.п. 2.3, 2.4 и 2.5).

3.4. Усиление узлов опирания стропильных балок на колонны с помощью вертикальных элементов, соединяющих арматуру колонны с верхним поясом балки, приведено на докум.-4, листы 3...6 (узлы У3, У3-1, У4, У4-1, У5).

Расчет вертикальных элементов усиления произведен на горизонтальные сейсмические силы, действующие в плоскости буквенных осей в уровне верха балок, как консолей, заделанных в горизонтальную полосу, рассматриваемую как однопролетная шарнирно опертая балка, опирающаяся на продольную арматуру колонны.

Для устройства усиления необходимо обнажить арматуру колонны в верхней части, а после монтажа элементов усиления следует восстановить защитный слой бетона колонны.

Вертикальные элементы усиления следует расклинить в уровне брусьев стропильных балок.

3.5. Все принятые в примере марки конструкций и серии чертежей приведены в докум.-3.

4. Пример решения по повышению сейсмостойкости каркаса здания с опорными кранами с 6 до 7 баллов

4.1. Мероприятия по повышению сейсмостойкости каркаса здания по докум.-5 приведены в докум.-6.

Пояснения к этим мероприятиям приведены в п.п. 4.2...4.8.

4.2. Усиление колонн железобетонными обоймами (докум.-6, лист 3) произведено согласно положений, приведенных в п. 2.2.

4.3. Железобетонные подкрановые балки из-за недостаточной несущей способности опорных закладных изделий воспринять сейсмические силы заменены на стальные подкрановые балки серии 1.426.2-7 (докум.-6, лист 4).

Стальные подкрановые балки по средним рядам устанавливаются с торзовыми фермами.

Для установки стальных подкрановых балок взамен железобетонных в закладном изделии консоли колонн режутся болты и приваривается лист толщиной 20 мм в колоннах крайних рядов и 25 мм в колоннах средних рядов с болтами диаметром 20 мм. Толщина листов определяется по расчету на действие опорной реакции стальных подкрановых балок.

Верх подкрановой балки крайнего ряда крепится с помощью фасонки к закладному изделию колонны, установленному для крепления железобетонной подкрановой балки. Передача усилий в плоскости цифровых осей с подкрановых балок средних рядов на колонны осуществляется с помощью упоров - уголков по вершине подкрановой балки (узел 2, докум.-6, лист 4).

В месте крепления связей усилие с подкрановой балки, минуя колонну, передается на связи через дополнительную фасонку по крайним рядам (узел 3, докум.-6, лист 5) и через швеллеры и дополнительные элементы связей по средним рядам колонн (узел 5, докум.-6, лист 6).

Монтаж дополнительных элементов связей производится в процессе замены железобетонных подкрановых балок на стальные.

4.4. По крайним рядам колонн усилены сечения расположенных в одном шаге связей по колоннам и установлены дополнительные связи в двух соседних шагах (докум.-6, лист 10), так как недостаточна несущая

Изм.	Конт.	Чл.	Лист	И.Дж.	Подпись	Дата

1133/96с-113

Лист

4

чая способность существующих связей и закладных изделий колонн для крепления связей.

Усиление сечений связей произведено такими же элементами, как и существующие (швеллером I16, уголками 100x100x8), увеличены катеты сварных швов приварки раскосов к фасонкам до 8 мм.

Дополнительные связи запроектированы из гнутых замкнутых квадратных сварных элементов сечением 160x160x7 в виде одного подкоса без горизонтального элемента.

Крепление дополнительных вертикальных связей к колоннам по верху производится к имеющимся закладным изделиям для крепления связей, а крепление по низу - к продольной арматуре колонны через стальную обойму. При этом уголок со стороны связей следует плотно прижать к колонне, а между уголком с другой стороны и колонной плотно подогнать по месту стальные клинья и приварить их к уголку.

Для устройства стальной обоймы необходимо обнажить арматуру колонны в нижней части, а после установки элементов обоймы следует восстановить защитный слой бетона колонны.

4.5. По средним рядам колонн усилены сечения всех элементов связей. Усиление произведено такими же элементами, как и существующие сечения (швеллеры I16 и I10) (докум.-6, лист 11).

4.6. Конструкция дополнительных вертикальных связей и распорок по стропильным фермам (докум.-6, лист 2) принята по серии 1.463.1-16, вып. 6.

Для крепления вертикальных связей и распорок к фермам в середине верхнего и нижнего поясов ферм устраиваются стальные обоймы, состоящие из уголков, соединительных листов и соединительных стержней (узлы 9 и 10, докум.-6, лист 8).

Чтобы усилия через связи передавались на фермы необходимо стальные клинья плотно подогнать по месту и приварить их к уголку в узле 9 и к пластинам в узле 10.

4.7. Усиление узлов опирания стропильных ферм на подстропильные (узлы 6, 7 и 8, докум.-6, лист 7) произведено в соответствии с указаниями п. 3.32 "Пособия по проектированию каркасных промзданий в сейсмических районах".

4.8. Усиления плит (У1 и У2) и крепления вертикальных связей по фону выполнены по аналогии с предыдущими примерами (п.п. 2.3, 2.4 и 2.5).

4.9. Принятые в примере марки конструкций и серии чертежей приведены в докум.-5.

5. Примеры решения по повышению сейсмостойкости фундаментов под колонны каркаса здания

5.1. Схемы фундаментов и фундаментных балок зданий, применительно к которым решаются вопросы усиления, приведены в докум.-7 для бескаркасного здания при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 и с 7 до 8 баллов и в докум.-9 - для здания, оборудованного опорными кранами, при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов.

5.2. Мероприятия по усилению конструкций нулевого цикла, связанные с повышением расчетной сейсмичности здания, приведены в докум.-8 и -10 (см. табл. 1 на л. 1).

5.3. Разработке конструктивного решения усиления фундаментов предшествовала их расчетная проверка на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия, соответствующего новым условиям эксплуатации (примеры такого расчета, выполненного для колонн средних рядов каркасов рассматриваемых зданий, приведены в докум.-11).

Расчеты выполнены применительно к грунтовым условиям, оговоренным в исходных данных к примеру 1.

5.4. При реальном проектировании расчету фундаментов на новые условия эксплуатации должно предшествовать обследование, включающее осмотр их состояния, выборочное освобождение от грунта и частичное обнажение арматуры, определение фактических величин прочности бетона, диаметра и класса арматурной стали.

5.5. Как следует из конструктивных мероприятий по усилению каркасов зданий (см. разделы 2, 3 и 4 пояснительной записки), восприятие дополнительных усилий, возникающих при увеличении расчетной сейсмичности здания, предусмотрено за счет повышения жесткости диска покрытия, усиления колонн средних рядов для восприятия дополнительных усилий при сейсмическом воздействии в плоскости поперечной рамы и усиления связей по колоннам для восприятия дополнительных усилий при сейсмическом воздействии в плоскости продольной рамы (последнее - только в здании с опорными кранами).

В крайних рядах на новые условия работы проверялись фундаменты под колонны, к которым крепятся связи.

По средним рядам в каждой расчетной ситуации проверялись фундаменты под рядовые неусиленные колонны, под колонны, усиленные железобетонной или стальной обоймой, а в зданиях с опорными кранами - и под **связевые колонны.**

Изм.	Кол. уч.	Листы	Начк	Подпись	Дата		

МЗЗ/36с-113

Лист

5

5.6. Как показали расчеты, при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов усиления фундаментов под рядовые неусиленные колонны не требуется (усиление подлежит только стик фундаментных балок с фундаментом, см. п. 5.13), фундаменты под связевые и усиленные рядовые колонны требуют усиления с увеличением их габаритных размеров и установкой дополнительной арматуры.

5.7. Усиление фундаментов выполнено способом наращивания путем увеличения размеров их отдельных элементов (подожвы, высоты плитной части, сечения подколонника) с соответствующим армированием.

5.8. При наращивании плитной части с увеличением размеров подошвы соединение новой части с существующей производится приваркой арматуры усиления к предварительно обнаженной арматуре усиливаемого фундамента (см. узел 1 на л. 2 докум.-8).

В случаях, когда принятые размеры подошвы фундамента удовлетворяют возросшим нагрузкам с точки зрения несущей способности основания, а существующее армирование является недостаточным производится усиление фундамента путем утолщения его плитной части (см. фундамент марки ФУ4-1 на л. 2 докум.-8). При таком усилении по всей поверхности плиты существующего фундамента укладывается арматурная сетка из стержней 8AIII для обеспечения совместной работы старого и нового бетона.

Если по условиям производства работ увеличение высоты плитной части невозможно (например, наличие проложенных рядом с фундаментом коммуникаций), следует увеличить длину стороны подошвы фундамента, перпендикулярной плоскости действия момента, для укладки дополнительной арматуры, требуемой по расчету усиления (такой вариант для этого же фундамента рассмотрен в примере 2, докум.-11, л. 8).

5.9. При усилении подколонника наращиванием с увеличением его поперечного сечения толщина железобетонной обоймы принимается не менее 150 мм для размещения в бетоне усиления дополнительной вертикальной и горизонтальной арматуры, а также стержневых анкеров. В фундаментах под колонны, не требующие усиления, вертикальная арматура усиления подколонника заанкеривается в бетоне плитной части фундамента по аналогии с заделкой анкеров (см. п. 5.10).

Длина заделки стержней должна быть не менее 250 мм и не менее $50d_t$, где d_t - теоретическая величина диаметра стержня вертикальной арматуры, определенная из расчета сечения подколонника усиленного фундамента в уровне его плитной части.

5.10. При усилении фундаментов под колонны, усиленные железобетонной или стальной обоймой, выполняются мероприятия по анкерровке продольной арматуры или стальных профилей в бетоне подколонника. Конструктивное решение сопряжения усиленной колонны с подколонником дано в докум.-8 (узел 4 на л. 3) - при стальной обойме и в докум.-10 (узел 6 на л. 5) - при железобетонной обойме. При этом дополнительные усилия с колонны передаются на фундамент через стальные элементы усиления колонны, приваренные при помощи соединительных элементов (МС1, МС2, МС3) к анкерам из стали класса А-III, располагаемых в бетоне усиления подколонника с заделкой нижних концов в шпурах, просверленных в бетоне плитной части существующего фундамента на длину не менее $10d$, где d - диаметр анкера. При этом обшая длина заделки анкера, считая от верха фундамента, должна быть не менее $50d$, а длина его заделки в плитную часть усиленного фундамента - не менее $50d_t$, где d_t - теоретическая величина диаметра анкера, определенная из расчета сечения подколонника усиленного фундамента в уровне верха его плитной части, выполненного с учетом установленной вертикальной арматуры и растянутых анкеров (сваята арматура в расчете не учитывается).

Расстояние от оси анкера до грани усиленного подколонника должно быть не менее $5d$.

Указания по производству работ по закреплению анкеров и выпусков арматурных стержней в бетоне существующего фундамента даны в разделе 7 пояснительной записки к вып. 0-8 серии 0.00-2.96с.

5.11. Пояснения к мероприятиям по усилению конструкций нулевого цикла в рассматриваемых зданиях, приведенных в рабочих чертежах в докум.-8 и -10 и в примерах докум.-11, даны в п. 5.12...5.14.

5.12. В здании без опорных крапов при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов требуют усиления только двенадцать фундаментов под колонны усиленные железобетонной обоймой. В бетоне усиления плитной части и подколонника размещается дополнительная арматура, диаметр и количество которой указаны в примере 1.

Поскольку при расчетной сейсмичности 6 баллов нормами проектирования на предусматриваются антисейсмические мероприятия, в частности, по созданию жесткого пояса по линии расположения фундаментных балок, необходимо при увеличении расчетной сейсмичности здания с 6 до 7 баллов выполнить работы по усилению всех стиков фундаментных балок с фундаментами. Для этого

Изм	Кол. в	Лист	№ док	Подпись	Дата				

МЗЗ/96с-ПЗ

Лист

6

в нижней части стенового ограждения над фундаментом должна быть пробита штриба высотой 50 мм на глубину, соответствующую толщине стены, в которую на цементном растворе укладывается симметрично относительно координационной оси здания арматурная сетка длиной 2 м из стержней $\varnothing 10\text{АВ}$, после чего вся штриба плотно зачеканивается бетоном класса В15.

Учитывая, что все перечисленные мероприятия по усилению фундаментов и узлов их сопряжения с фундаментными балками повторяются в здании с опорными кранами, рабочие чертежи для этой проектной ситуации в настоящем альбоме не приводятся.

5.13. При увеличении расчетной сейсмичности здания без опорных кранов с 7 до 8 баллов (см. пример 2 на л. 8 докум.-11) в фундаментах под средние рядовые колонны из условия обеспечения несущей способности основания ширина фундамента должна быть увеличена с 1,5 до 1,8 м путем наращивания с двух сторон бетона плитной части с установкой арматуры усиления (см. л. 2 докум.-8).

В фундаментах под усиленные колонны требуется усиление как плитной части, так и подколонника. В связи с большими размерами подошвы усиленного фундамента по конструктивным соображениям предусматриваем 2-х ступенчатую плитную часть.

Усиления стыков фундаментов с фундаментными балками в этом случае не требуется, поскольку антисейсмическое мероприятие было предусмотрено в проекте здания при его строительстве.

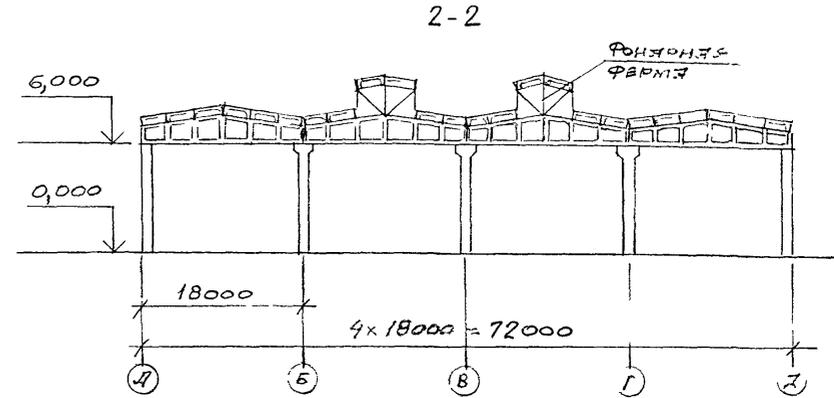
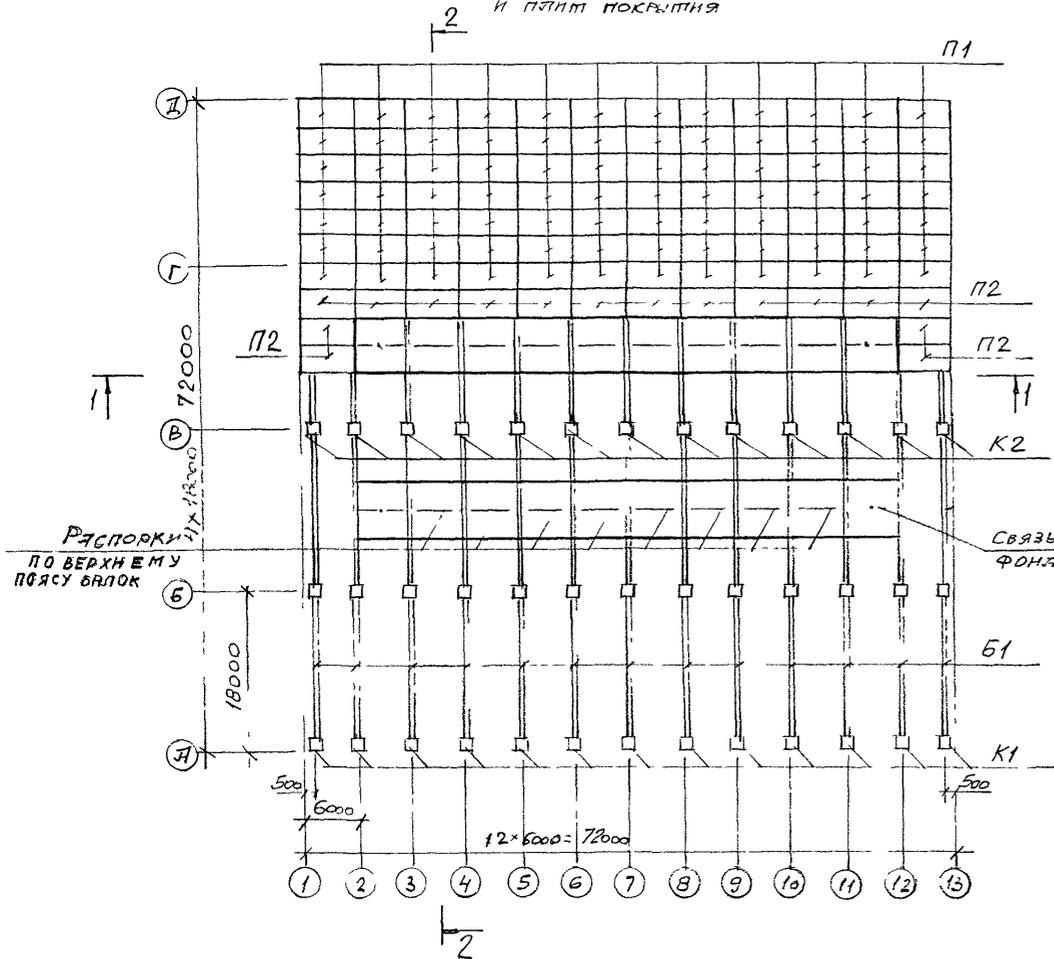
5.14. При увеличении расчетной сейсмичности здания с опорными кранами с 6 до 7 баллов (см. пример 3 на л. 14 докум.-11) усиления подлежат фундаменты под усиленные колонны и фундаменты под связевые колонны, в т.ч. колонны по крайним рядам в местах установки дополнительных связей (см. докум.-10 л. 3). Кроме того, для равномерного распределения горизонтальных нагрузок, передающихся на фундаменты связевых шагов, они соединяются между собой монолитной железобетонной распоркой.

При сооружении распорок по крайним рядам в осях "А" и "Д" в набетонке над верхним обрезаем фундамента вдоль колонны пробивается штриба размером не менее 50х50 мм для пропуска верхней продольной арматуры распорки за колонну (см. л. 6 докум.-10). Штриба заделывается бетоном одновременно с бетонированием распорки.

5.15. В материалы по усилению конструкций нулевого цикла должны входить рабочие чертежи всех сварных арматурных изделий, установленных в зонах усиления, с соответствующими спецификациями на них.

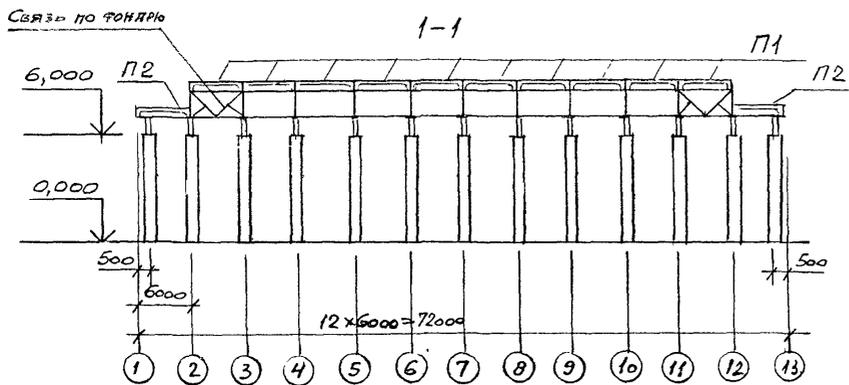
В настоящем альбоме в докум.-10 они не приведены в связи с простотой их конфигурации и наличием достаточной информации в рабочих чертежах фундаментов и в приведенных примерах.

Схема расположения колонн, стропильных бляток и плит покрытия



Спецификация к схеме расположения колонн, стропильных бляток и плит покрытия

Материал	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, кг	Примечание
К1	1.423.1-3/88	Колонна 1К60-3М2	26		
К2		Колонна 5К60-2М2	39		
Б1	1.463.1-3/80	Бляка 2БДР19-5	52		
П1	ГОСТ 22701.0-77 22701.1-77 22701.5-77	Плита ПГ-3ЛШВТ	232		
П2		Плита ПГ-5ЛШВТ	56		



Колонны торцового фаяверка условно не показаны

МЗЗ/96с-1						Страна	Лист	Листов
Изм.	Колуч.	Лист	Илок.	Подпись	Дата	Страна Р	Лист 1	Листов 1
Клинич. пр.	Кузьмина	Р						
Разработал	Рутковский	Р						
Проверил	Кузьмина	Р						
И. контр.	Кузьмина	Р				КВАРТИС ЗДАНИЯ БЕЗ ОПОРНЫХ КРАНОВ С РАЧЕТНОЙ СЕЙСМИЧНОСТЬЮ 6 БАЛЛОВ		
						ЦНИИПРОМЗДАНИИ		

Схема расположения усиленных колонн и усиления узлов крепления фонарей

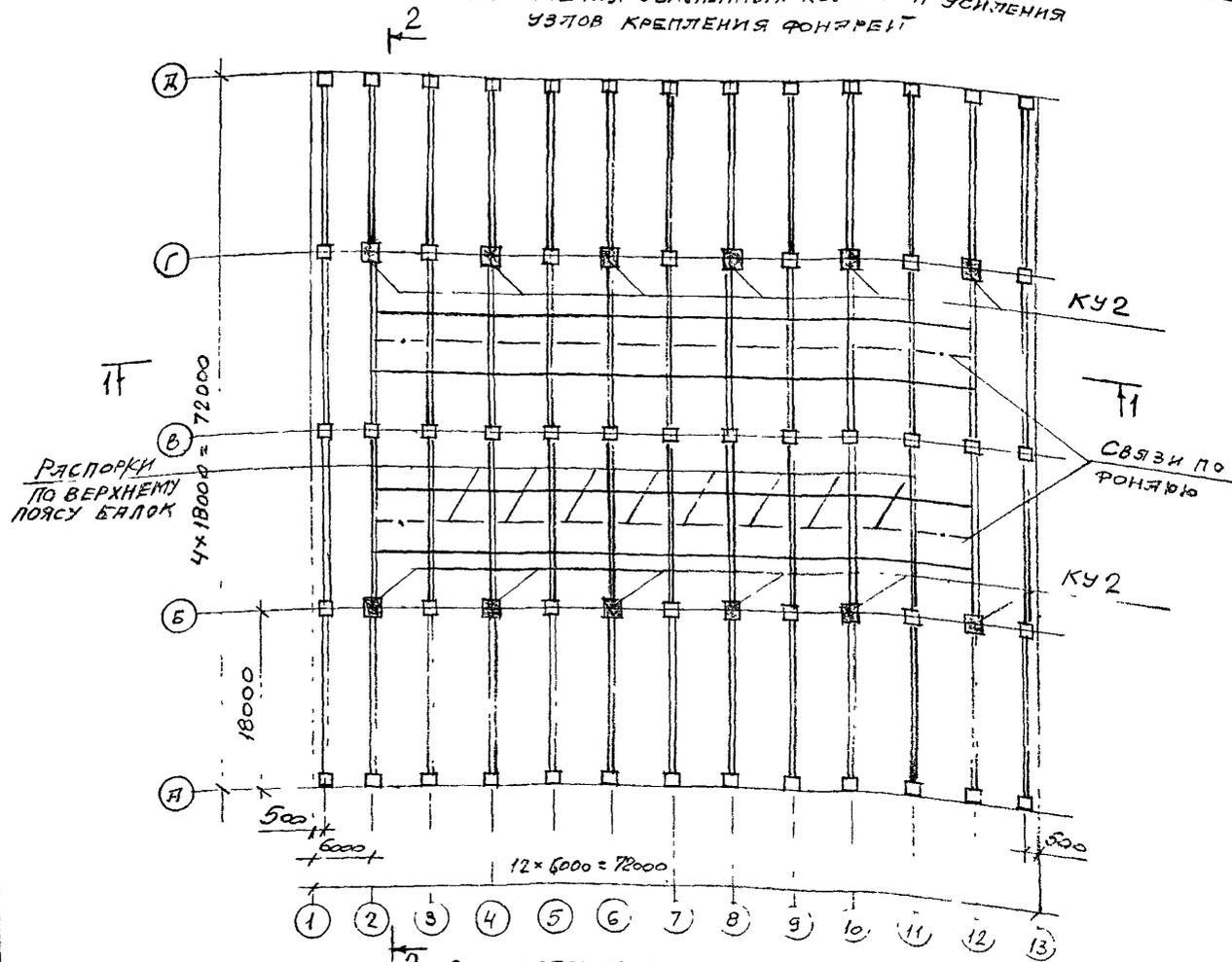


Схема расположения усиления плит, усредненных по фонарям

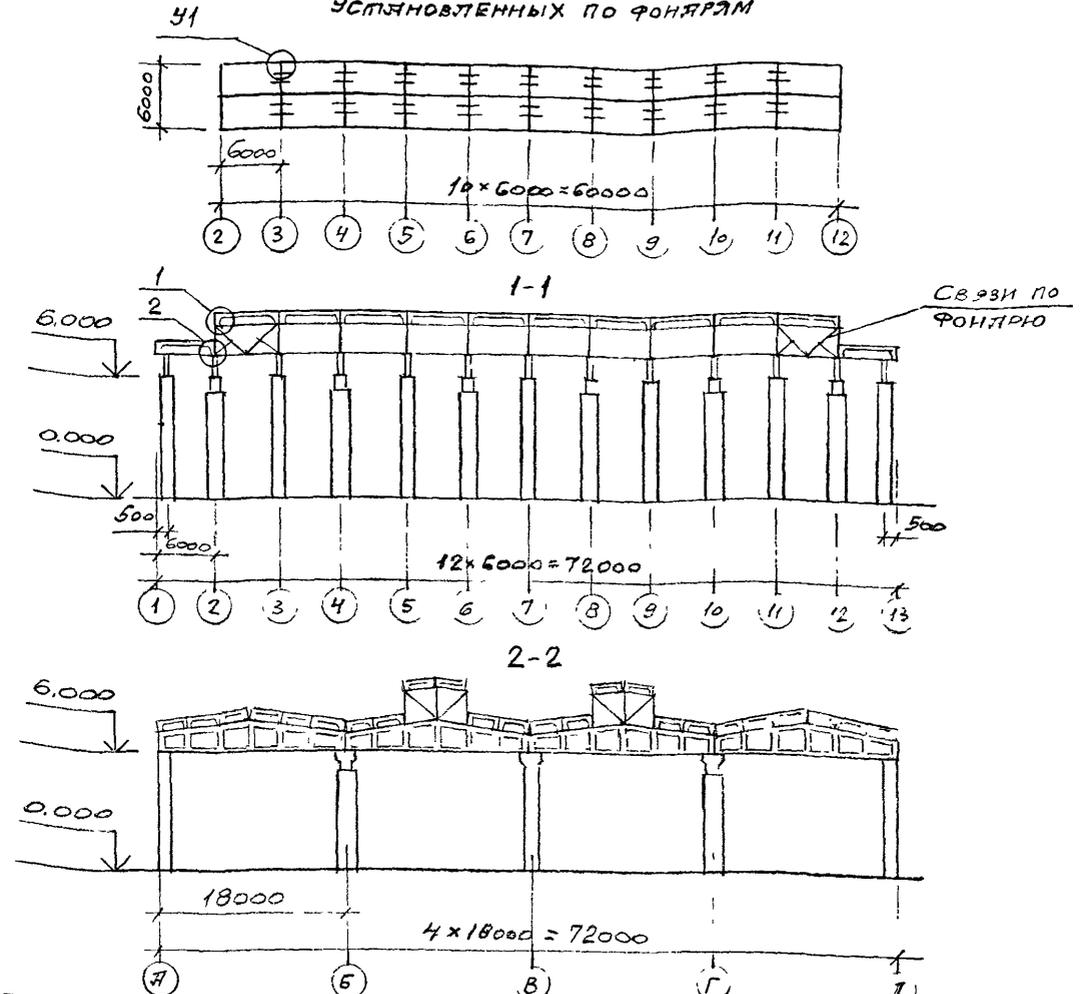
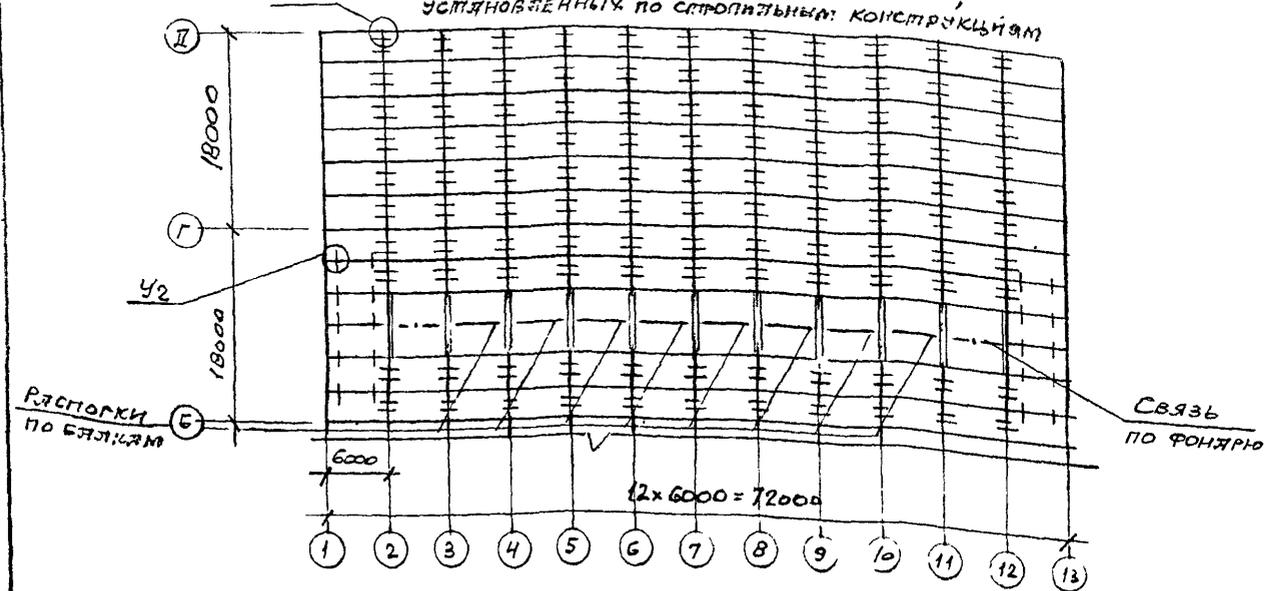


Схема расположения усиления плит, усредненных по стропильным конструкциям

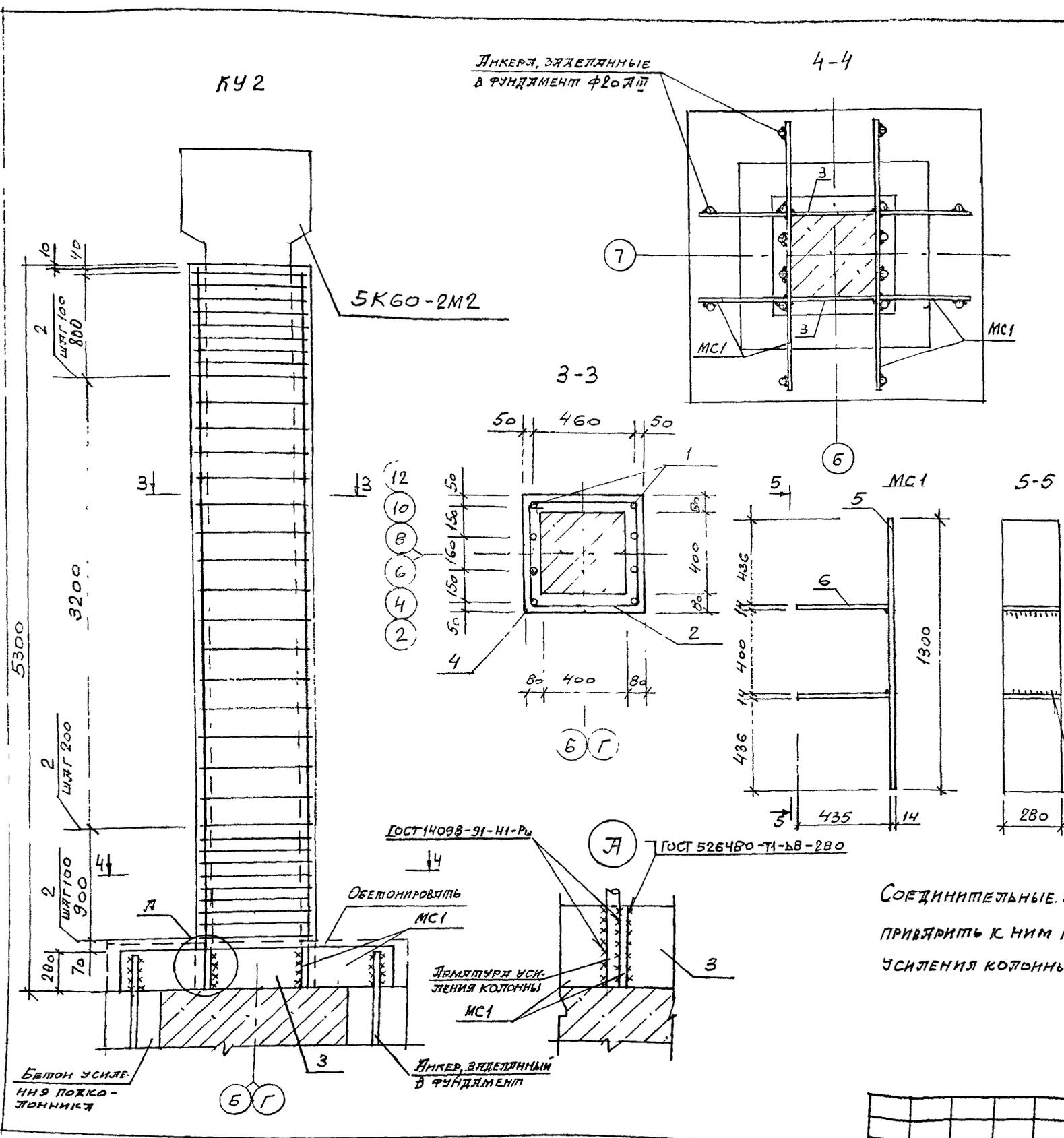


Спецификация к схемам расположения усиляемых колонн и усиления плит

Марка, позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечание
КУ2	Докум. - 2 лист 2	Железобетонная обояня	12	378,0	Сталь
У1	Докум. - 2 лист 3	Усиление плит	512	3,08	
У2	Докум. - 4 лист 2	Усиление плит	40	0,55	

Усиляемый каркас приведен на докум. - 1

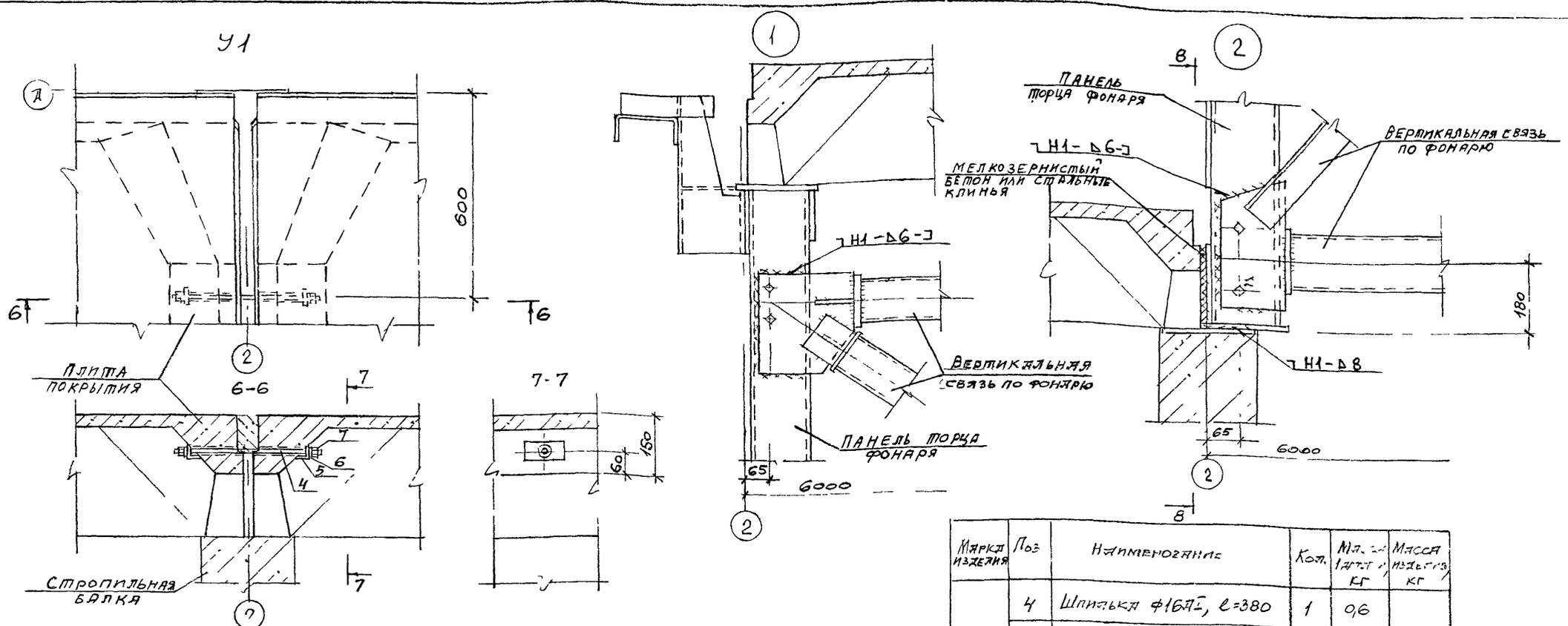
МЗЗ/96с-2						Стяжка плит		
Изм.	Кол. л.	Лист	И. док.	Подпись	Дата	Р	1	Листов 3
Гл. инж. пр.			Кутыриня	Ку		Каркас здания без опорных		
Разработчик			Рутковский	Ру		Кранов при увеличении		
Проверил			Кутыриня	Ку		расчетной сейсмичности с		
И. контр.			Кутыриня	Ку		6 до 7 баллов		
						ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		



Марка изделия	Поз. Дел.	Наименование	Кол.	Масса изделия, кг	Масса изделия, кг
КУ2	1	φ28 АШ, l=5290	8	25,6	378,0
	2	φ6 АІ, l=2000	34	9,44	
	3	Лист 280x14 ГОСТ 19903-74 С345-3 ГОСТ 27772-88, l=400	2	12,3	
	МС1		2	66,8	
	4	Бетон класса В20, м ³	0,81		

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса изделия, кг	Масса изделия, кг
МС1	5	Лист 280x14 ГОСТ 19903-74 С345-3 ГОСТ 27772-88 l=1300	1	49,0	66,8
	6	Лист 280x14 ГОСТ 19903-74 С345-3 ГОСТ 27772-88 l=435	2	13,4	

Соединительные элементы МС1 установить на подкотлонник, приварить к ним поз. 3 и после этого установить арматуру усиления колонны и приварить ее к МС1.



Марка изделия	Поз	Наименование	Кол.	Масса шт, кг	Масса изделия, кг
У1	4	Шпилька $\phi 16$ А2, $l=380$	1	0,6	3,08
	5	Уголок $100 \times 63 \times 10$ ГОСТ 8510-72, С245 ГОСТ 27772-88			
		$l=100$	2	1,2	
	6	Шайба пружинная 16			
		ГОСТ 6402-70	2	0,008	
	7	Гайка 16 ГОСТ 5915-70*	2	0,033	

1. В уголке поз. 5 укоротить длинную полку до 70 мм, обрезав её под углом 45°.
2. Узлы 1 и 2 разработаны применительно к конструкциям фонарей серии 1.464-11/82, выпуск 2

3. В местах примыкания вертикальных связей по фонарю к панели торца и к фонарной ферме пояса вертикальных связей должны быть прикреплены монтажной сваркой, башмак вертикальной стойки панели торца в месте примыкания вертикальных связей по фонарю также должен быть прикреплен монтажной сваркой, а зазор между башмаком и примыкающими торцами плит должен быть тщательно заделан мелкозернистым бетоном либо с помощью стальных клиньев.

4. Отверстие в У1 под шпильку $\phi 16$ диаметром 19 мм.

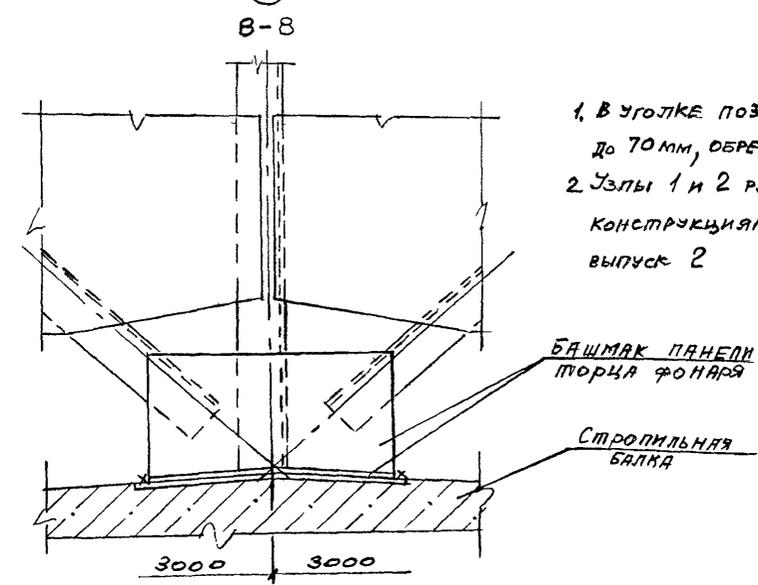
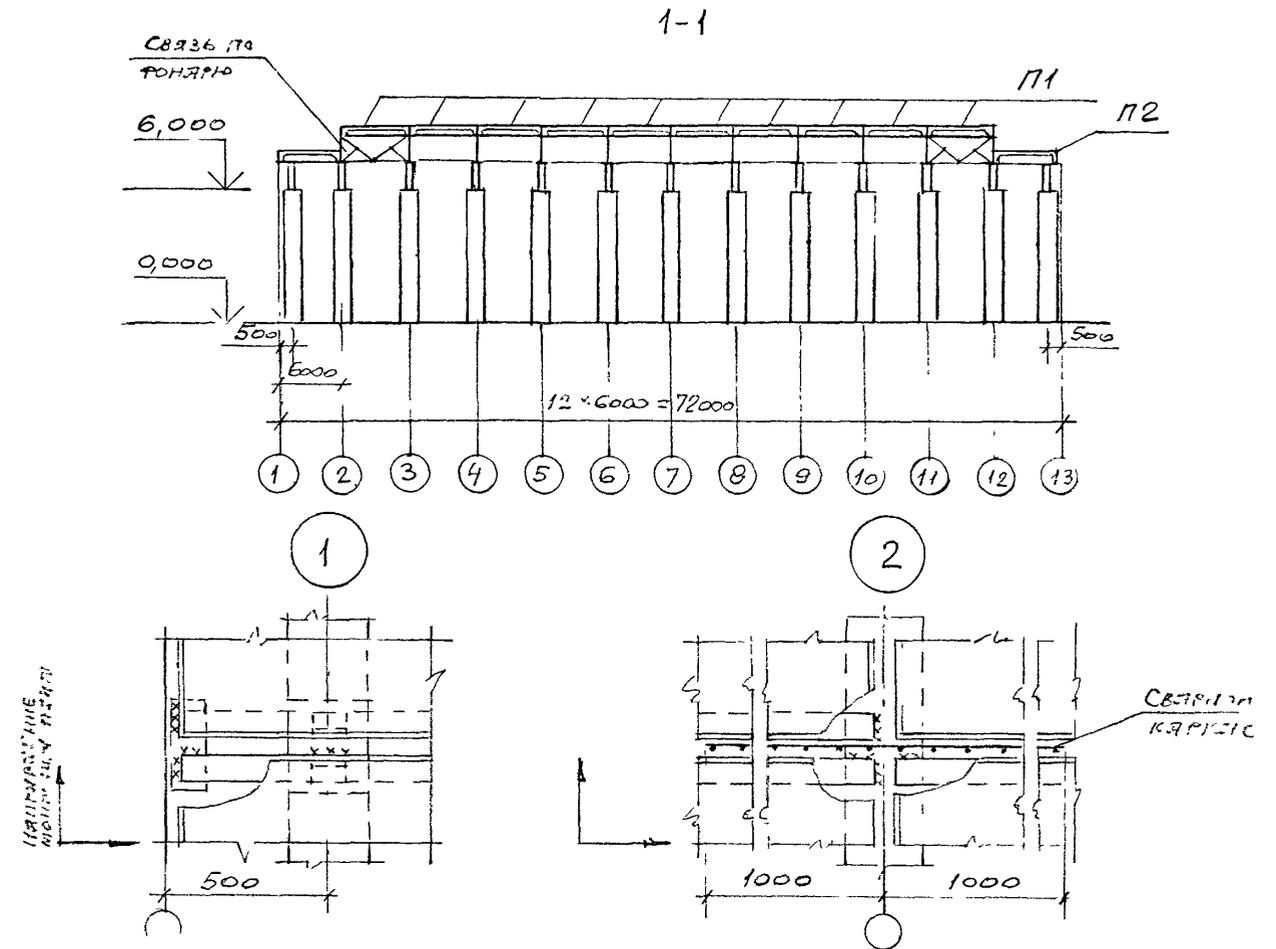
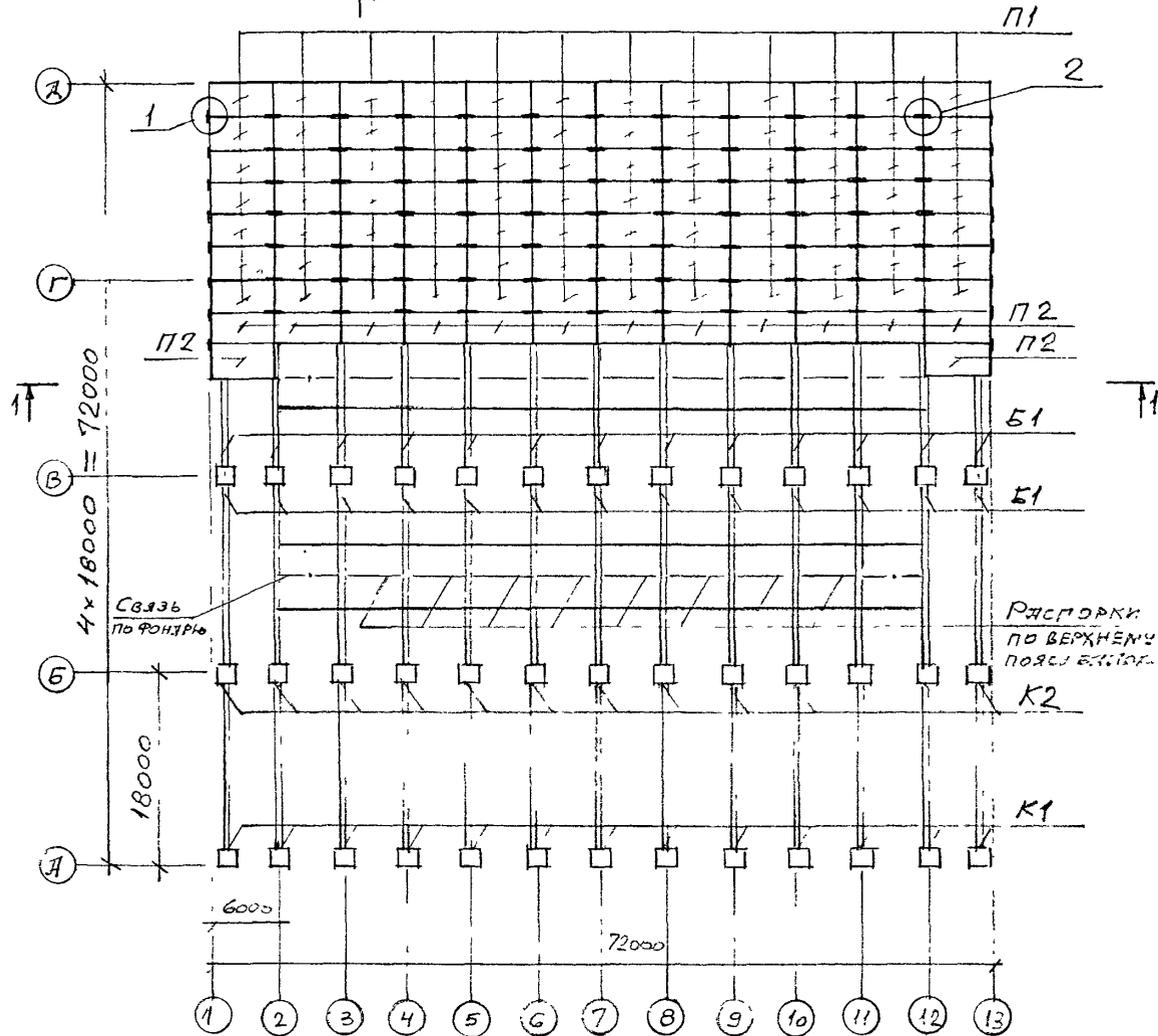


СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ КОЛОНН, СТРОПИЛЬНЫХ
БЕЛОК И ПЛИТ ПОКРЫТИЯ



СПЕЦИФИКАЦИЯ К СХЕМЕ РАСПОЛОЖЕНИЯ КОЛОНН, СТРОПИЛЬНЫХ БЕЛОК И ПЛИТ ПОКРЫТИЯ

Материал позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг/шт	Примечание
К1	1.423.1-3/88	Колонна 1К60-4М2	26		
К2		Колонна 5К60-5М2	39		
Б1	1.462.1-3/80	Балка 2БДР1В-5	52		
П1	ГОСТ 22701.0-77 ГОСТ 22701.1-77 ГОСТ 22701.5-77	Плита ПГ-3АШВТ	232		
П2		Плита ПГ-5АШВТ	56		

Колонны торцового фаяхверка условно не показаны

МЗЗ/96с-3					
Изм.	Кол.	Лист	Воск.	Подпись	Дата
Гл. инж. пр.	Кулырина	Тру			
Разработал	Рутковский	Рутковский			
Проверил	Кулырина	Тру			
Н. контр.	Кулырина	Тру			
КАРКАС ЗДАНИЯ БЕЗ ОПОРНЫХ КРАНОВ С РАСЧЕТНОЙ СЕЙСМИЧНОСТЬЮ 7 БАЛЛОВ					Стяжка Р
					Листов 1
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ					

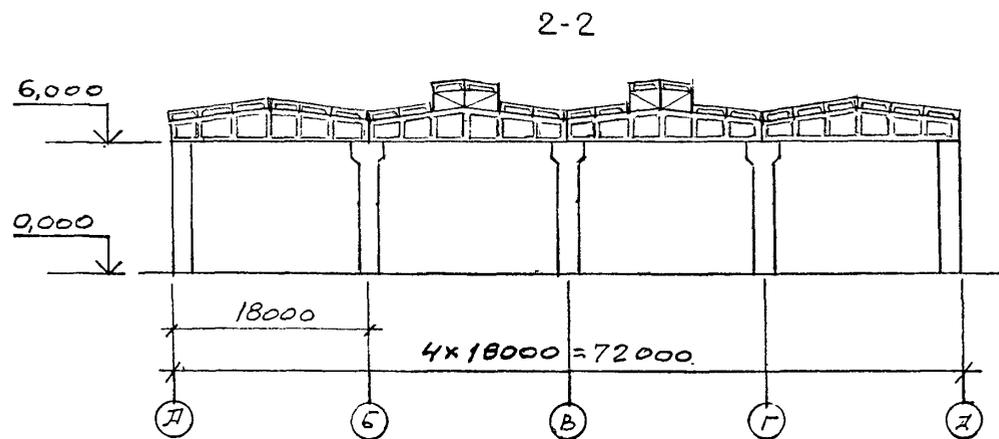


СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕННЫХ КОЛОНН И УСИЛЕНИЯ УЗЛОВ ОПИРАНИЯ СТРОПИЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ НА КОЛОННЫ

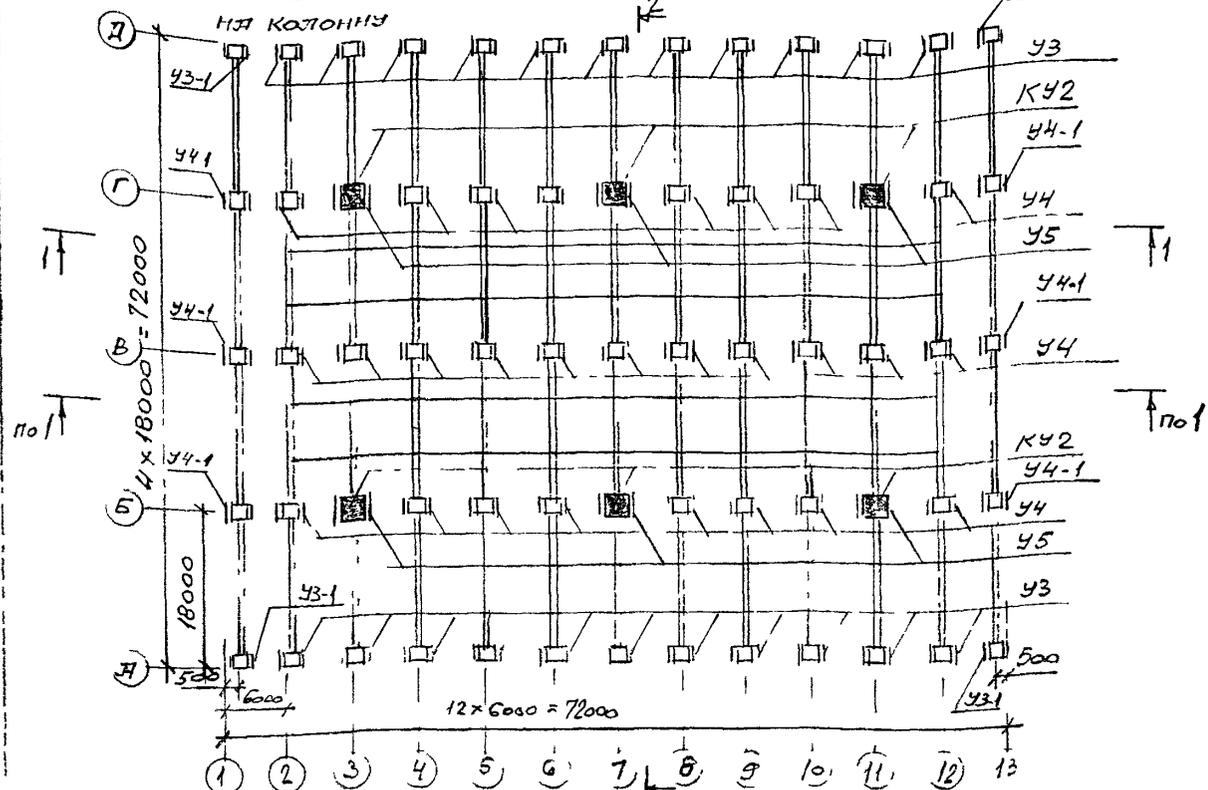
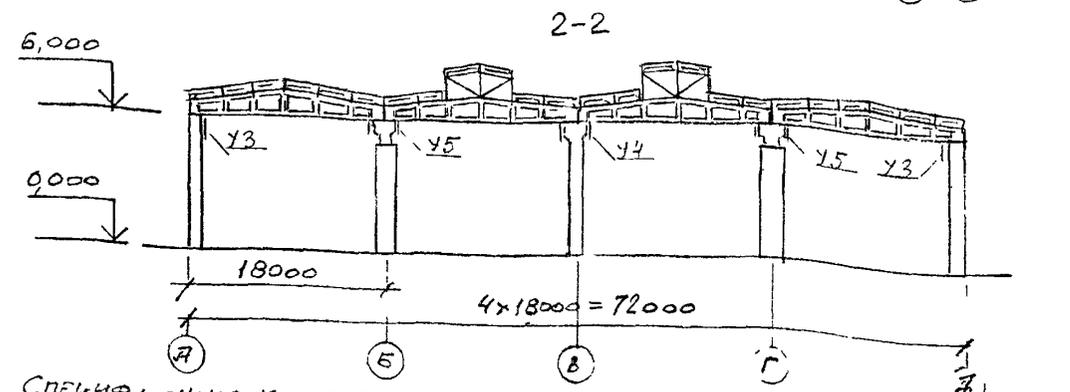
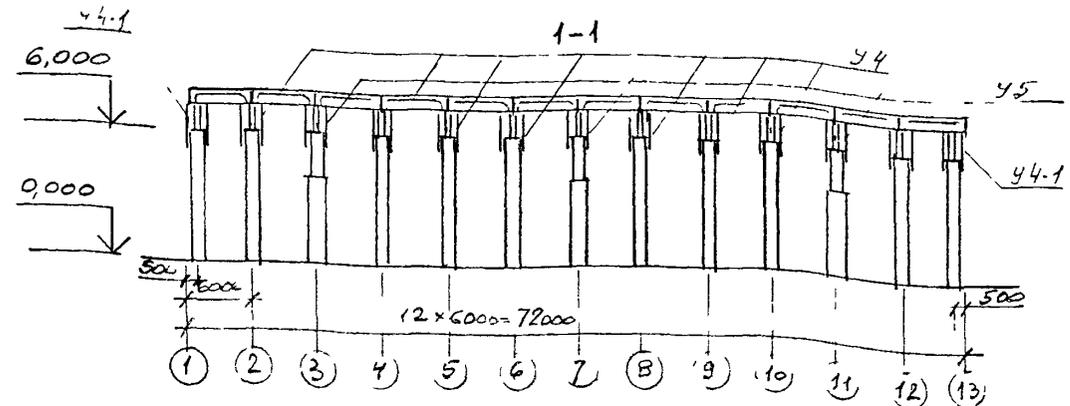
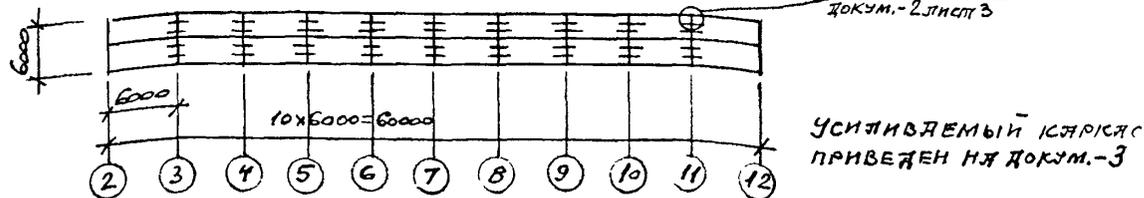


СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕНИЯ ПЛИТ, УСТАНОВЛЕННЫХ ПО СТРОПИЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ



СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕНИЯ ПЛИТ, УСТАНОВЛЕННЫХ ПО ФОНАРЯМ У1

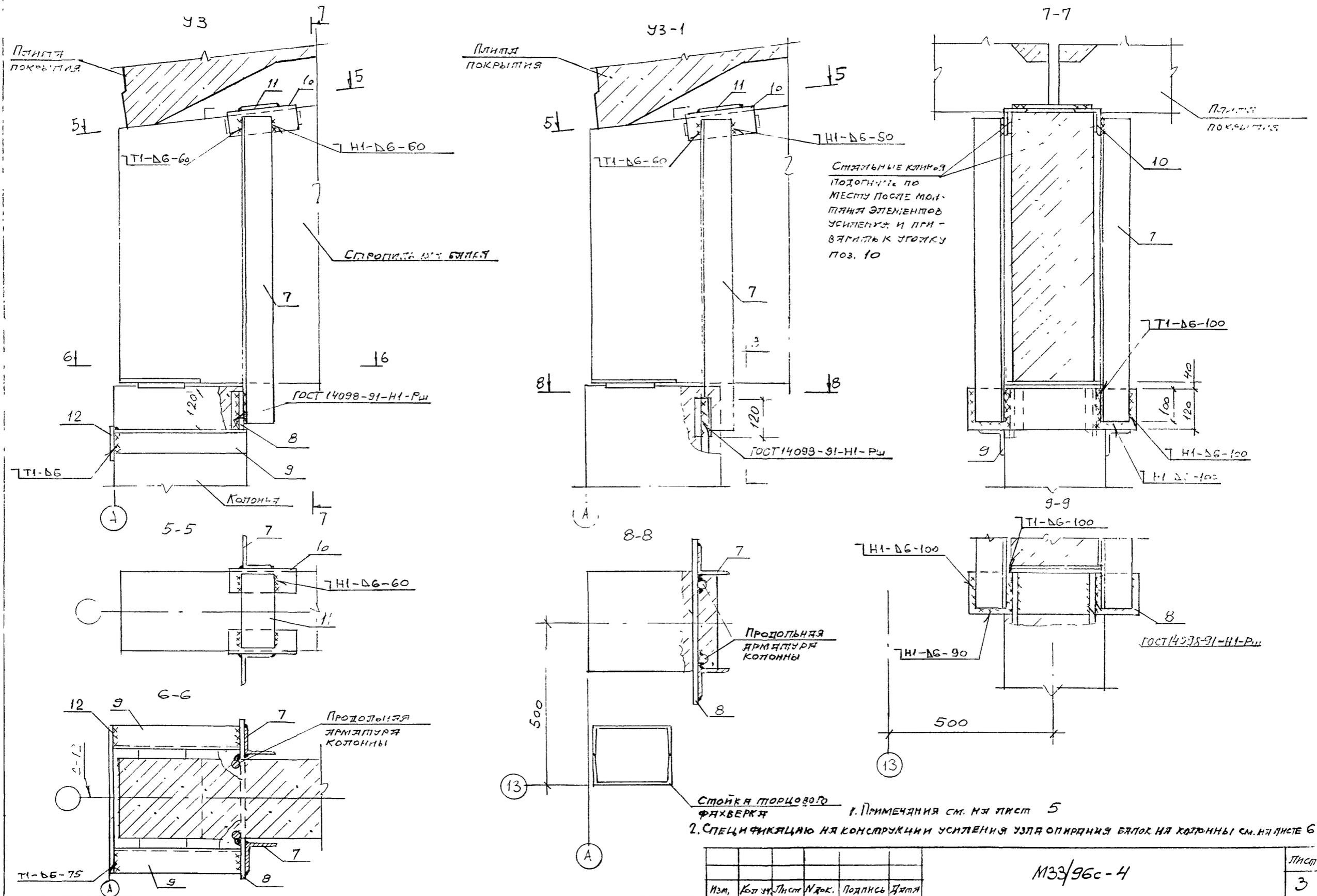


СПЕЦИФИКАЦИЯ К СХЕМАМ РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕННЫХ КОЛОНН И ПЛИТ

Марка, позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечание
КУ2	докум. - 4 лист	Стальная обойма	6	534,3	
У1	докум. - 2 лист 3	Усиление плит	512	3,08	
У2	докум. - 4 лист 2		42	0,55	
У3	докум. - 4 лист 3	Усиление узла опирания стропильных балок на колонны	22	38,2	
У3-1			4	29,8	
У4	докум. - 4 лист 3		27	77,2	
У4-1			6	75,3	
У5	докум. - 4 лист 4		6	144,8	

В МЕСТАХ ПРИМЫКАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ ПО ФОНАРЮ К ПАНЕЛИ ПОРЦА И К ФОНАРНОЙ ФЕРМЕ ПОЯС ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ ДОЛЖНЫ БЫТЬ ПРИКРЕПЛЕНЫ МОНТАЖНОЙ СВАРКОЙ. БЯШМАК ВЕРТИКАЛЬНОЙ СТОЙКИ ПАНЕЛИ ПОРЦА В МЕСТЕ ПРИМЫКАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ ПО ФОНАРЮ ТАКЖЕ ДОЛЖЕН БЫТЬ ПРИКРЕПЛЕН МОНТАЖНОЙ СВАРКОЙ, А ЗАЗОР МЕЖДУ БЯШМАКОМ И ПРИМЫКАЮЩИМИ ПОРЦАМИ ПЛИТ ДОЛЖЕН БЫТЬ ПЩАТЕЛЬНО ЗАДЕЛАН МЕЛКОЗЕРНИСТЫМ БЕЛОНОМ, ЛИБО С ПОМОЩЬЮ СПЯЛЬНЫХ КЛИНЬЕВ (СМ. УЗЛЫ 1 И 2 НА ЛИСТЕ 3 ДОКУМ. - 2)

				МЗБ/96с-4		
Изм.	Кол. л.	Лист	Изд.	Подпись	Дата	
Гл. инж. пр.	Кулыгина					Класс здания без-опорных, крайнов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов
Разработал	Рутковская					
Проверил	Кулыгина					
Н. контр.	Кулыгина					
						Страниц 1
						Листов 6
						ЦНИИПРОМЗДАНИЙ



У5

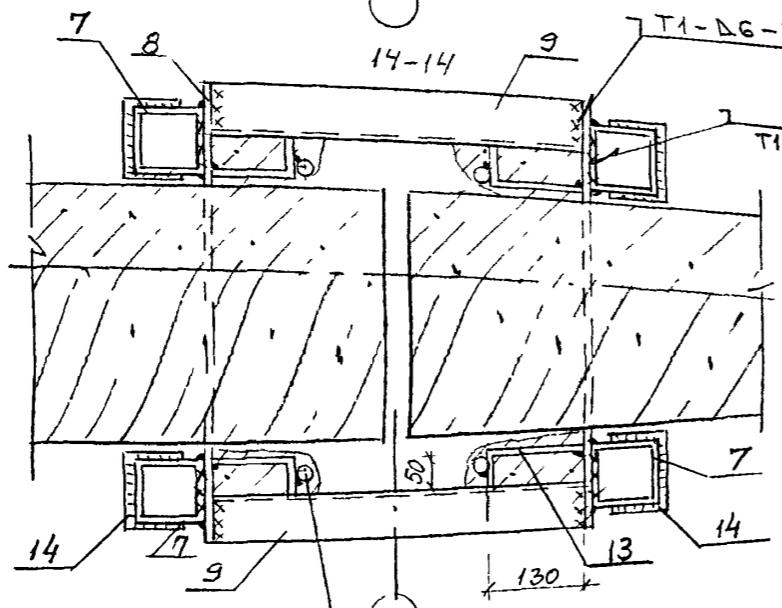
15

Плита покрытия

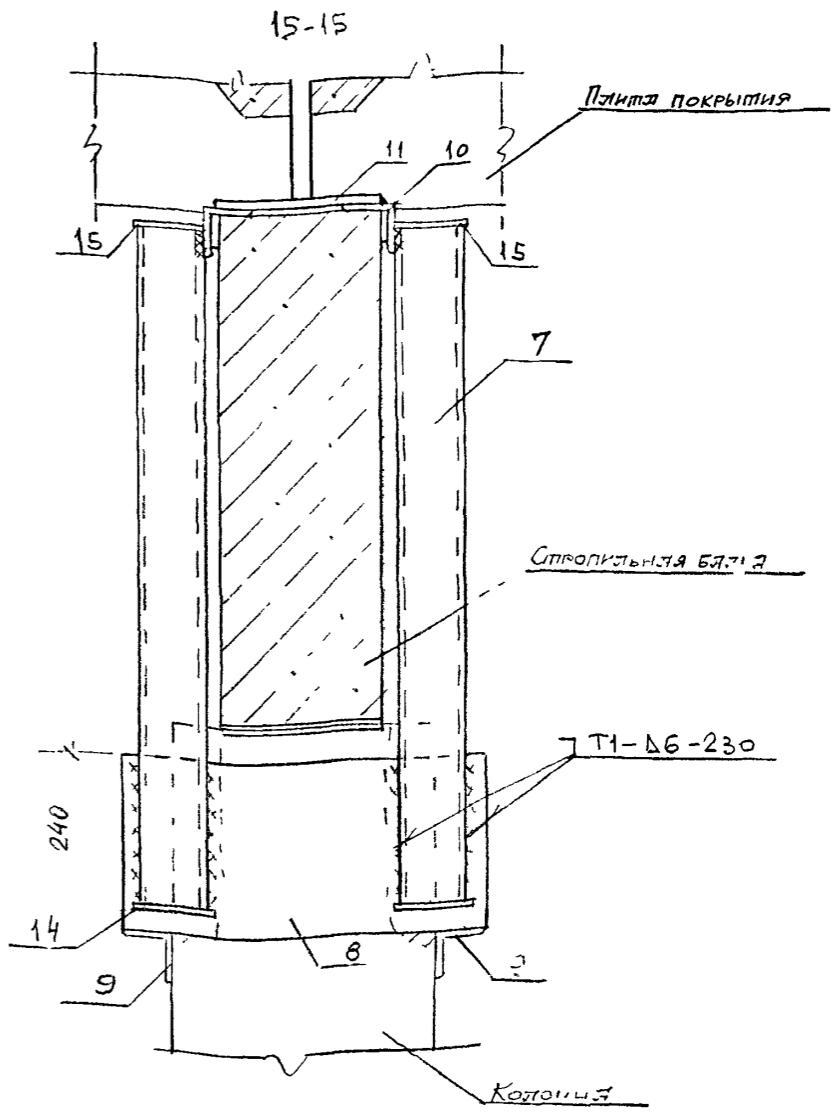
Стальные клинья
подогнать по месту
после монтажа
элементов усиления
и приварить к уголку
поз 10

Продольная
арматура колонны

Колонна



Продольная
арматура колонны



1. Для устройства усиления узла опирания стропильных бляток на колонны необходимо обнажить арматуру колонны в верхней части, а после монтажа элементов усиления (поз. 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13) следует восстановить защитный слой бетона колонны.
2. Спецификацию на конструкции усиления узла опирания бляток на колонны см. на листе 6.
3. Уголок поз. 13 обрезать по размерам, приведенным в сечении 14-14.

Изм.	Кол. уч.	Лист	И.к.к.	Подпись	Дата

M33/96с-4

Лист
5

СПЕЦИФИКАЦИЯ НА КОНСТРУКЦИИ УСИЛЕНИЯ УЗЛА ОПИРАНИЯ БЛОК НА КОЛОННЫ

МЯССА ИЗДЕЛИЯ	Поз.	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	МЯССА ИЗДЕЛИЯ ЛН, КГ	МЯССА ИЗДЕЛИЯ КГ
УЗ	7	Уголок $\frac{90 \times 90 \times 7 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		ℓ=1070	2	10,3	
	8	Полоса $\frac{120 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		ℓ=480	1	4,5	
	9	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		ℓ=400	2	2,8	
	10	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
	ℓ=200	2	1,4		
11	Полоса $\frac{100 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				
	ℓ=300	1	1,9		
12	Полоса $\frac{100 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				
	ℓ=450	1	2,8		
УЗ1	поз. 7, 8, 10 и 11 см. УЗ				29,8

МЯССА ИЗДЕЛИЯ	Поз.	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	МЯССА ИЗДЕЛИЯ ЛН, КГ	МЯССА ИЗДЕЛИЯ КГ	
УЧ	7	Уголок $\frac{90 \times 90 \times 7 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				
		ℓ=1050	4	10,2		
	8	Полоса $\frac{120 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				
		ℓ=550	2	5,2		
	9	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				
		ℓ=620	2	4,3		
	10	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				
		ℓ=200	4	1,4		
	11	Полоса $\frac{100 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				
		ℓ=400	2	2,5		
13	Уголок $\frac{140 \times 90 \times 8 \text{ ГОСТ } 8510-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					
	ℓ=120	4	1,7			
	поз. 7, 8, 10 и 11 см. УЧ				77,2	
УЧ-1	9	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				
	ℓ=620	1	4,3			

МЯССА ИЗДЕЛИЯ	Поз.	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	МЯССА ИЗДЕЛИЯ ЛН, КГ	МЯССА ИЗДЕЛИЯ КГ
УЧ-1	9 ¹	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$, ℓ=660	1	4,5	
	13	Уголок $\frac{140 \times 90 \times 8 \text{ ГОСТ } 8510-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
	ℓ=120	2	1,7	75,3	
	14	φ 32 АІ, ℓ=100	2	0,63	
	поз. 9, 10 и 11 см. УЧ				
У5	7	Грунтые профили $\frac{120 \times 120 \times 5 \text{ У36-2287-80}}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		ℓ=1180	4	21,3	
	8	Лист $\frac{250 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-71}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		ℓ=550	2	19,8	
	13	Уголок $\frac{140 \times 90 \times 8 \text{ ГОСТ } 8510-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		ℓ=250	4	3,5	144,8
	14	Полоса $\frac{110 \times 5 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
	ℓ=130	4	0,6		
15	Полоса $\frac{120 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				
	ℓ=130	4	0,6		

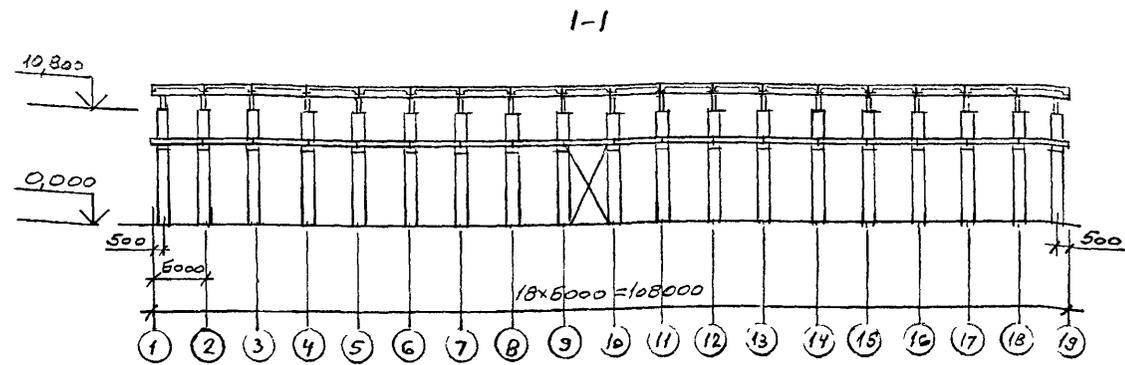
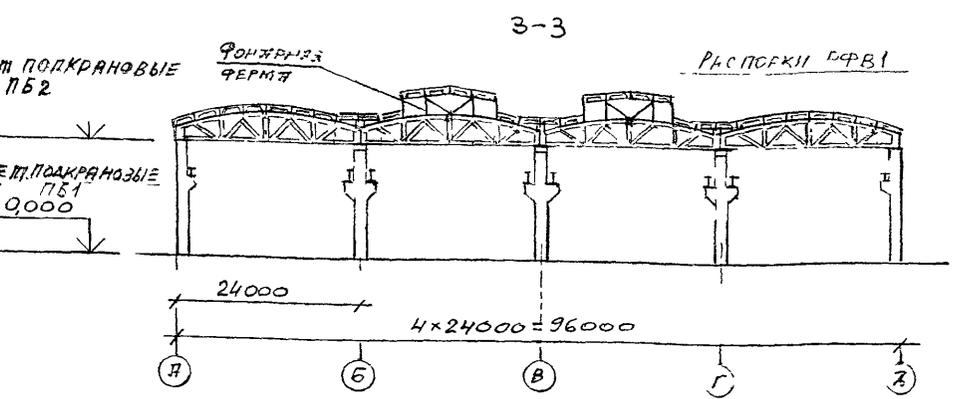
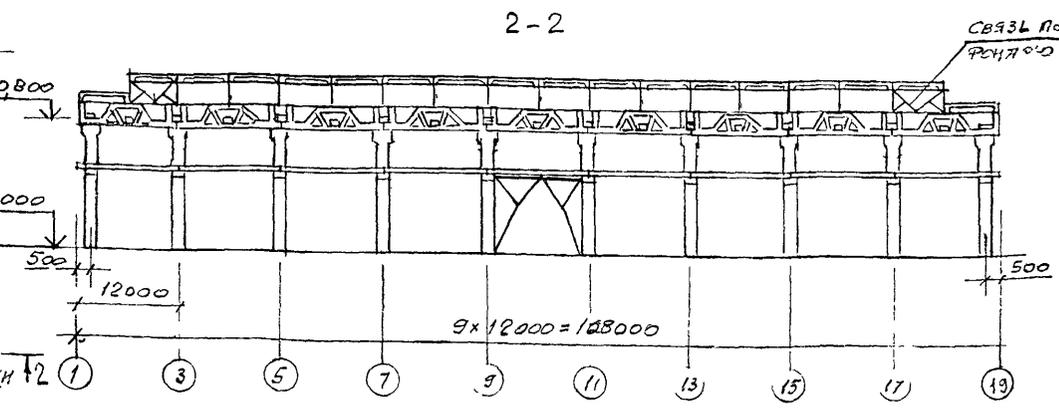
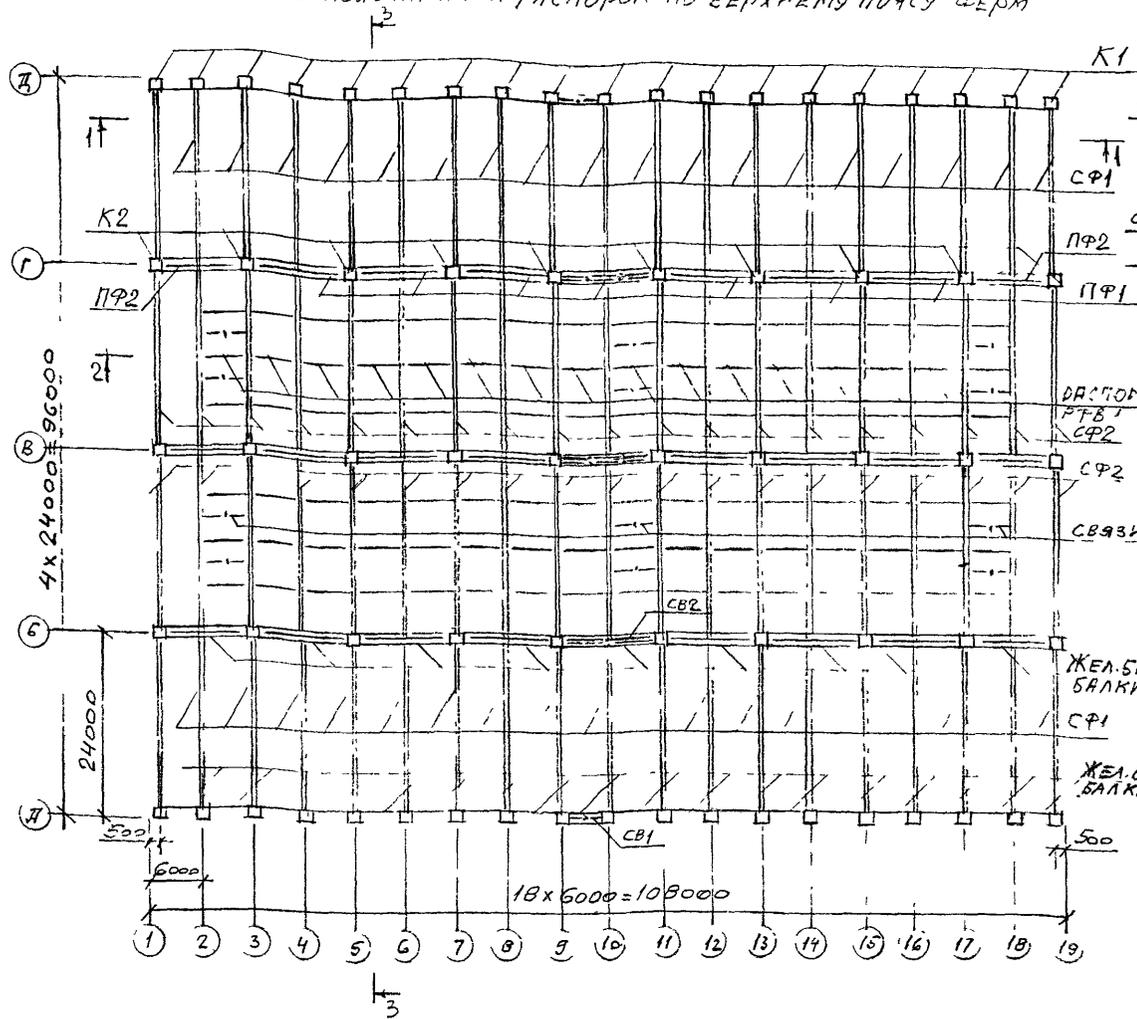
Изм.	Кол. экз.	Лист	Иск.	Подпись	Дата
------	-----------	------	------	---------	------

МЗЗ/96с-4

Лист

6

СХЕМА РАСЧЕТНОЙ КОЛОННЫ, СТРОПИЛЬНЫХ И ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ, ПОДКРЫШНЫХ БАЛОК, СВЯЗЕЙ ПО КОЛОННАМ И РАСПОРК ПО ВЕРХНЕМУ ПОЯСУ ФЕРМ



Колонны торцового ряда условно не показаны

					МЗЗ/96с-5				
Изм.	Кол.	Лист	М.Док.	Подпись	Дата				
Гл. инж. пр.	Кузнецова	Кузнецова		<i>Кузнецова</i>		КЛАСС ЗДАНИЯ С ОПОРНЫМИ КРАЯМИ С РАСЧЕТНОЙ СЕЙСМИЧНОСТЬЮ 6 БАЛЛОВ	Стяжка	Лист	Листов
Проектировщик	Кузнецова	Кузнецова		<i>Кузнецова</i>			Р	1	2
Проверил	Кузнецова	Кузнецова		<i>Кузнецова</i>			ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Н. контр.	Кузнецова	Кузнецова		<i>Кузнецова</i>					

СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ

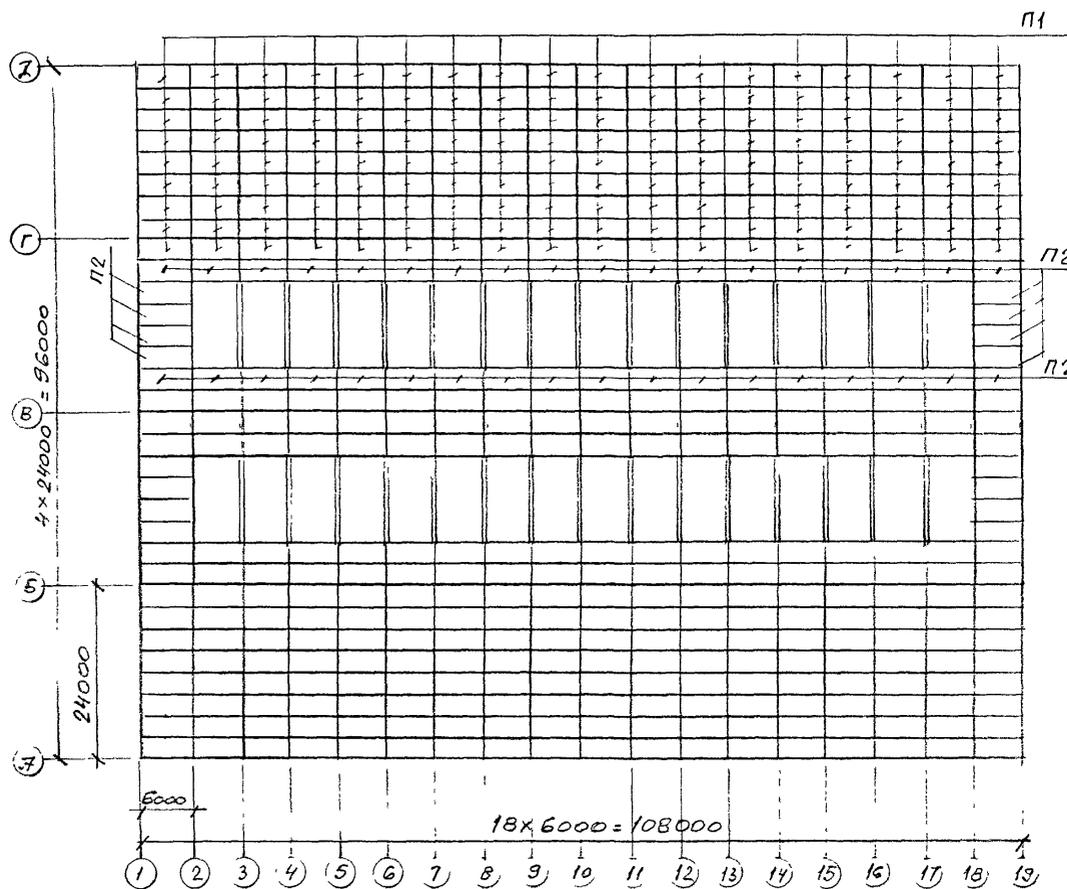
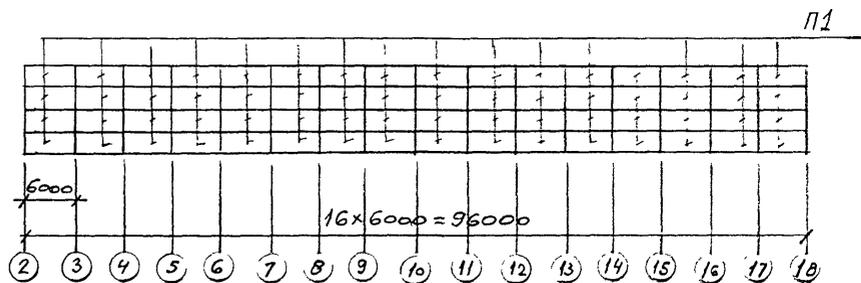


СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ ПЛИТ ПО ФОНДЯМ



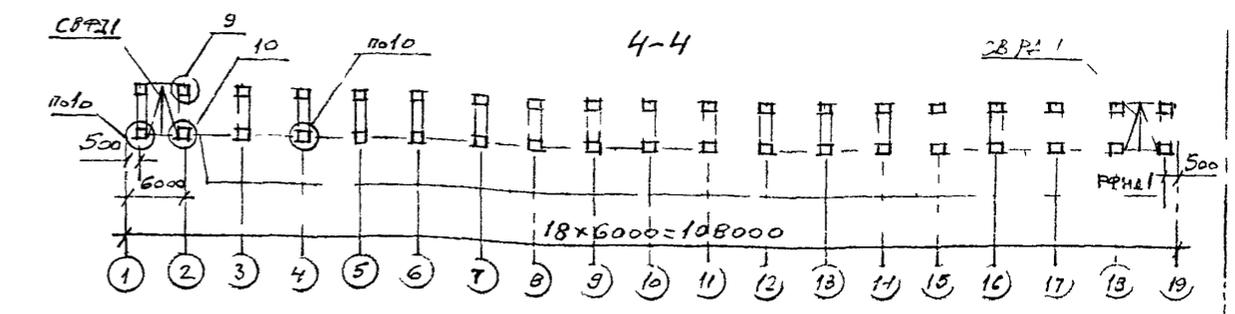
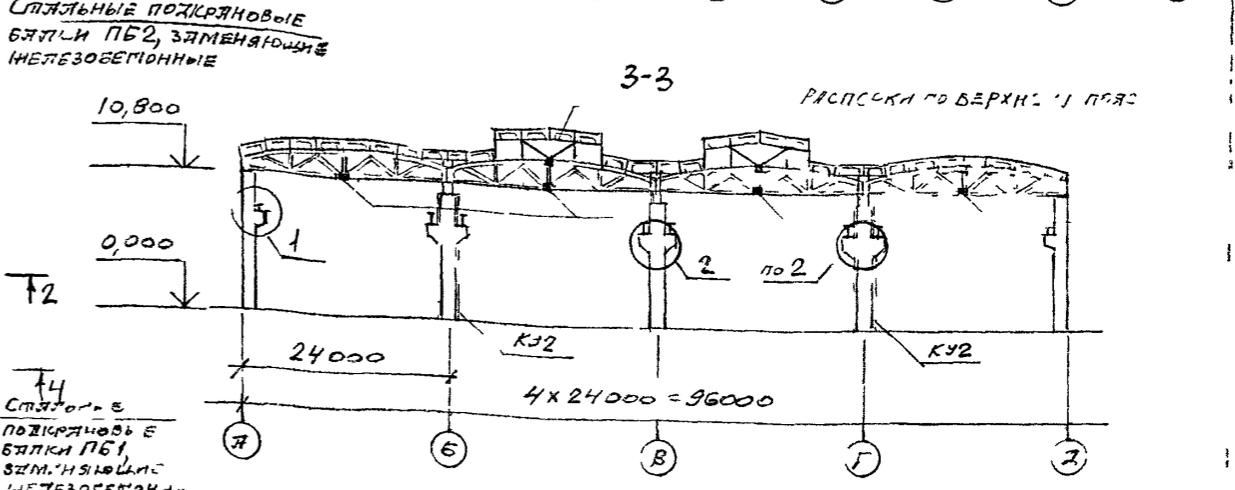
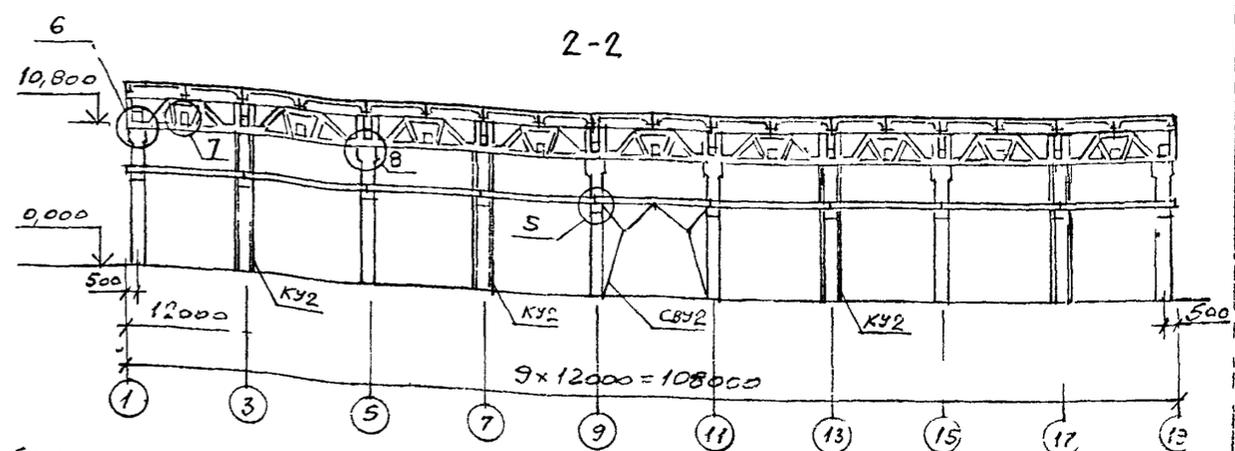
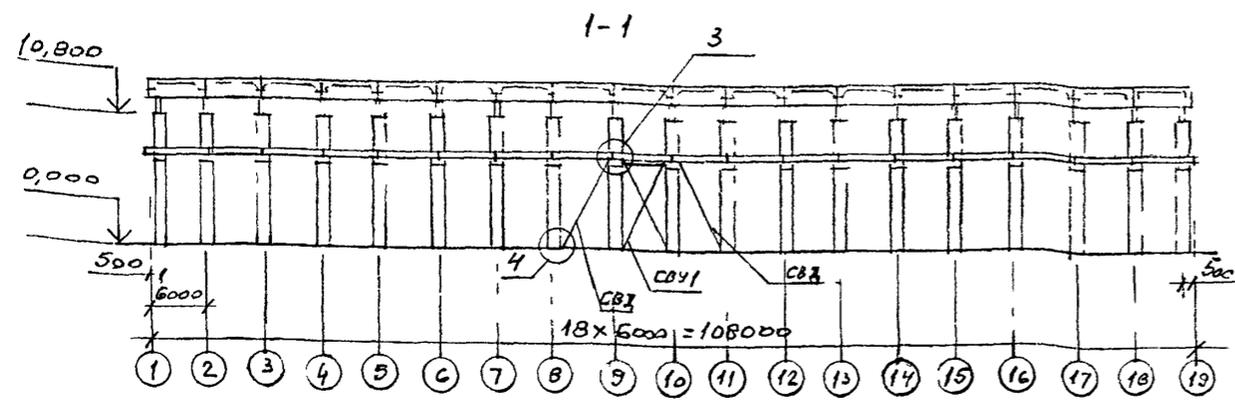
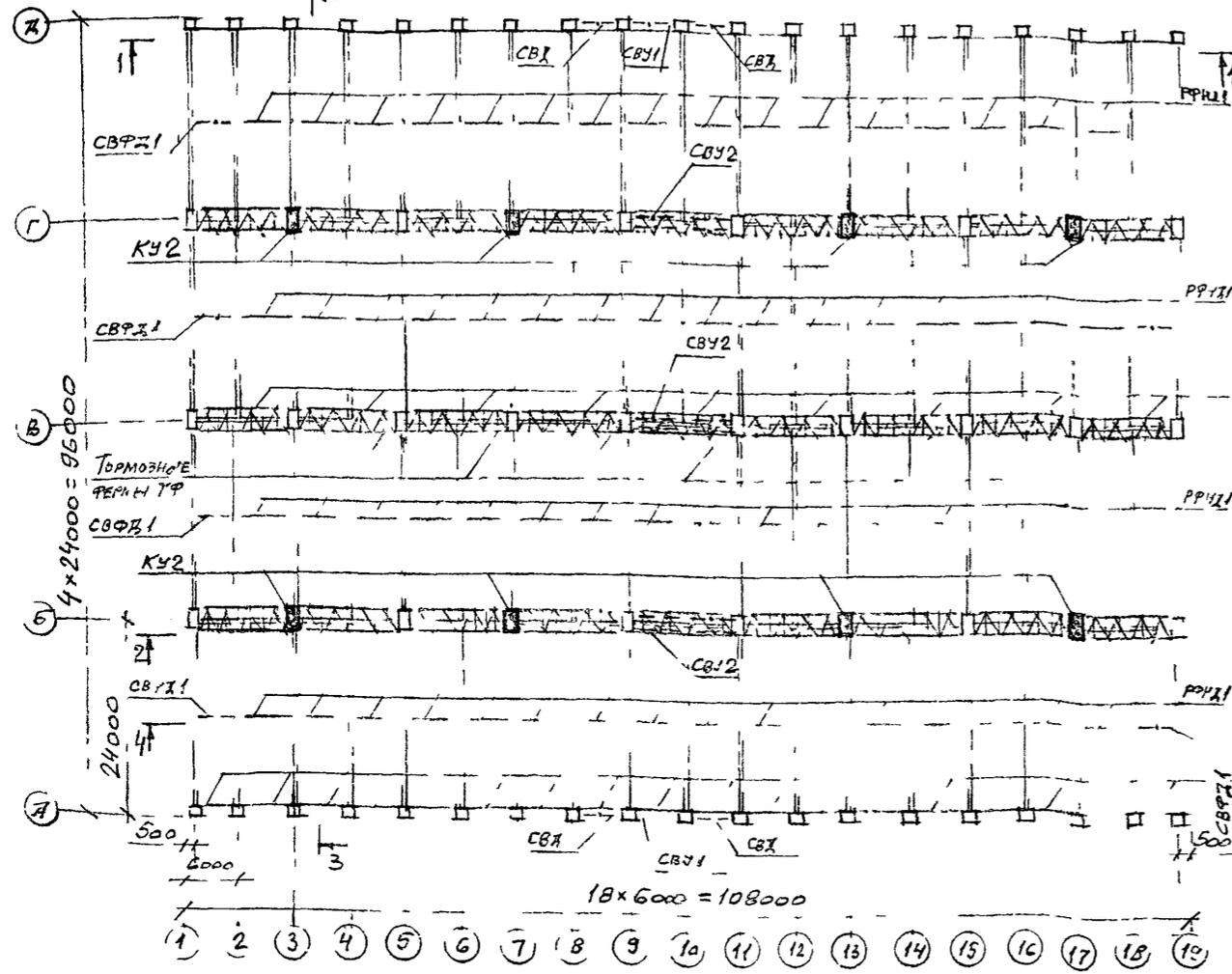
СПЕЦИФИКАЦИЯ К СХЕМАМ РАСПОЛОЖЕНИЯ КОЛОНН, СТРОПИЛЬНЫХ И ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ, ПОДКРЯНОВЫХ БЯЛОК, СВЯЗЕЙ ПО КОЛОННАМ, РАСПОРОК ПО ВЕРХНЕМУ ПОЯСУ ФЕРМ И ПЛИТ ПОКРЫТИЯ

Мярка, позиция	ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	Масса БЭ, кг	Примечание
К1	1.424.1-5.1	Колонна 2К10В-1	38		
К2		Колонна 15К10В-1	30		
ПБ1	1.426.1-4	ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ ПОДКРЯНОВАЯ			
		БЯЛКА БК6-2	36		
ПБ2		ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ ПОДКРЯНОВАЯ			
		БЯЛКА БК12-2	54		
П1	ГОСТ 22701.0-77 22701.1-77 22701.5-77	Плита ПГ-ЗЯЩВТ	439		
П2		Плита ПГ-БЯЩВТ	88		
СВ1	1.425.1-5.6	Связь ВС7	2		
СВ2		Связь ВС74	3		
ПФ1	ПК-01-110/88	ПОДСТРОПИЛЬНАЯ ФЕРМА			
		1ФПС12-2	21		
ПФ2		ПОДСТРОПИЛЬНАЯ ФЕРМА			
		2ФПС12-2	6		
СФ1	ПК-01-129/78.4	СТРОПИЛЬНАЯ ФЕРМА			
		2ФС24-4/5	38		
СФ2		СТРОПИЛЬНАЯ ФЕРМА			
		2ФС24-5/6	38		
РРВ1	ПК-01-129/78.6	РАСПОРКА ГС149	32		

Изм.	Кол. ур.	Лист	Имя	Подпись	Дата

М33/96с-5

СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ ЧИСЛЕННЫХ КОЛОНН И СВЯЗЕЙ ПО КОЛОННАМ,
ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ ПО КОЛОННАМ, ЗАМЕНЯЮЩИХ СТАЛЬНЫЕ ПОДКРЯ-
НОВЫХ БЛОКОВ И ТОРМОЗНЫХ ФЕРМ, ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ
ПО ФЕРМАМ И РАСПОРОК ПО НИЖНИМ ПОЯСАМ ФЕРМ



УСИЛИВАЕМЫЙ КАРКАС ПРИВЕДЕН НА ДОКУМ. - 5

					МЗЗ/96с-6			
Изм	Колуч	Лист	Н.дог.	Подпись	Дата	Страница	Листы	Листов
Гл инж.пр	Куцырина			Ку-		Каркас здания с опорными краями при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов	Р	11
Руководитель	Куцырина			Ку-			ЦНИИПРОМЗДАНИЙ	
Проверил	Куцырина			Ку-				
Н.компр	Куцырина			Ку-				

СПЕЦИФИКАЦИЯ К СХЕМАМ РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ И УЗЛОВ

СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕНИЯ ПЛИТ, УСТАНОВЛЕННЫХ ПО СТРОПИЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

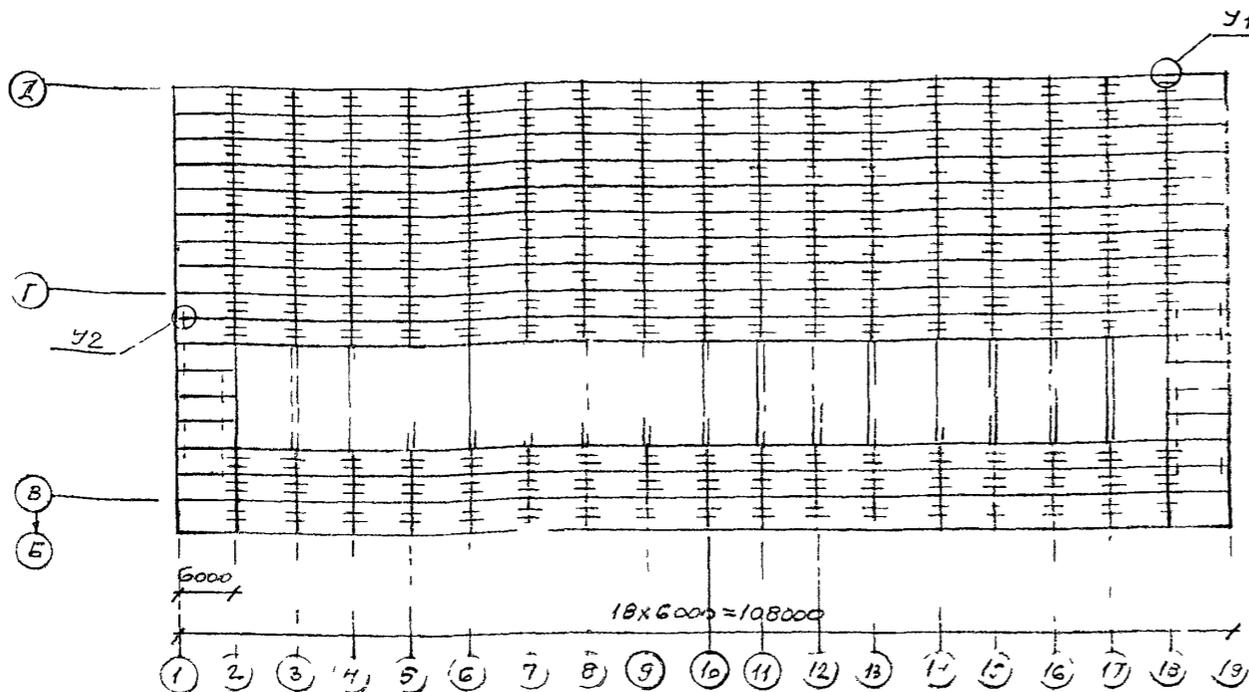
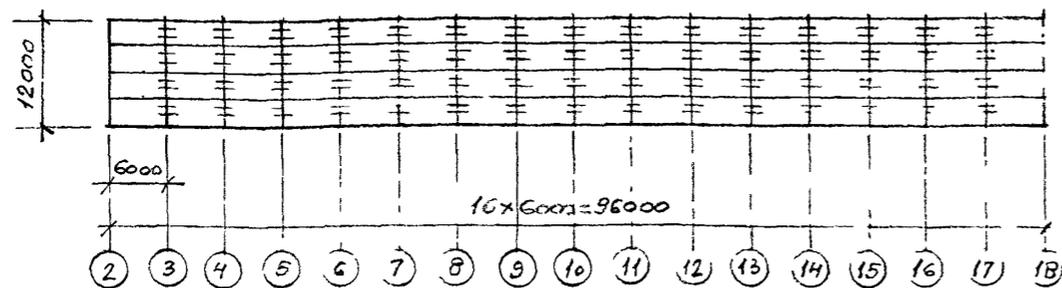
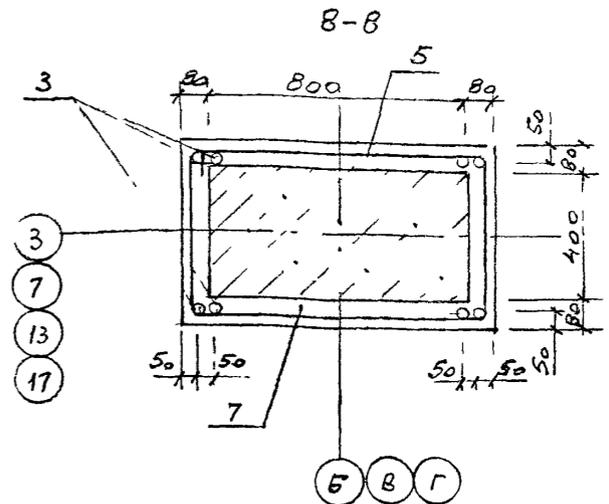
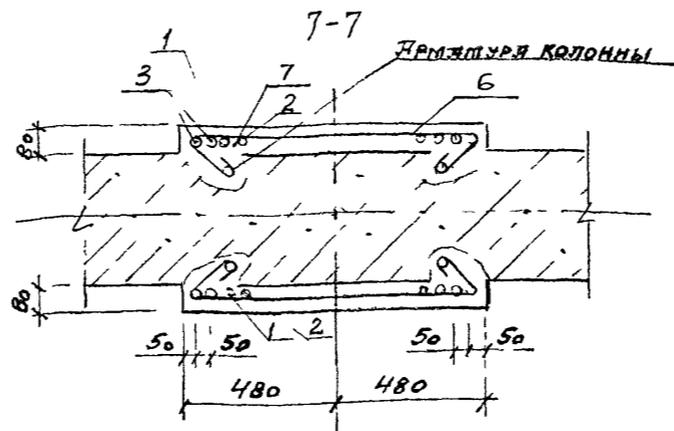
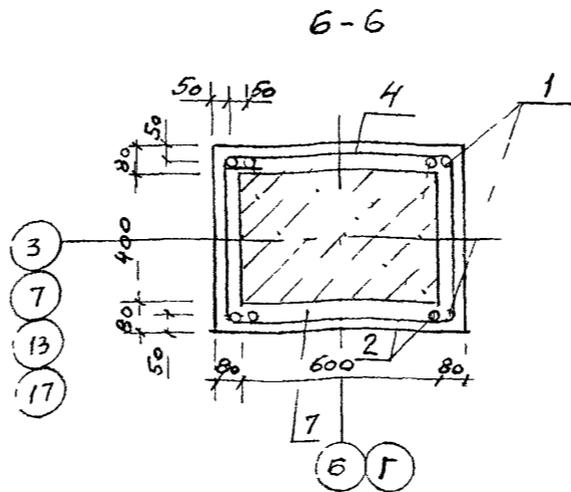
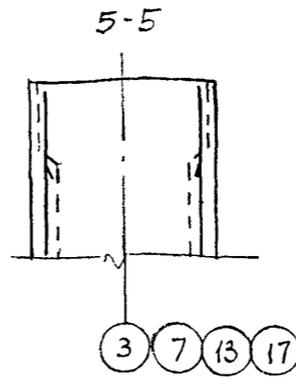
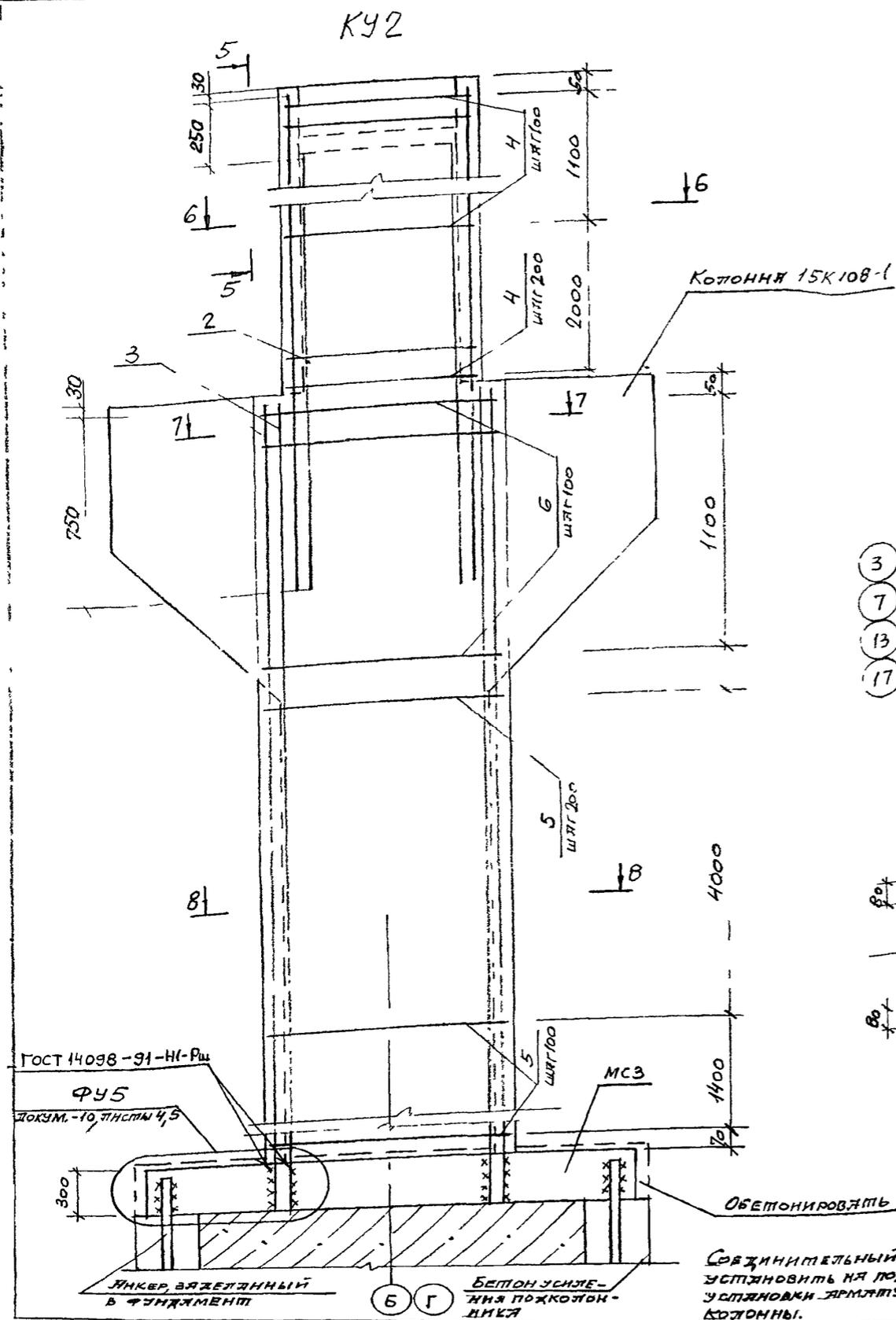


СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕНИЯ ПЛИТ, УСТАНОВЛЕННЫХ ПО ФОНАРЯМ



- Усиление горизонтальных связей по верхнему поясу фонтря условно не показаны. В проекте здания усиление связей должно быть приведено в соответствии с серий 1.464-11/82, выпуск 1.
- В местах примыкания вертикальных связей по фонтрю к панели торца и к фонтряной ферме пояс вертикальных связей должны быть прикреплены монтажной сваркой. Башмак вертикальной стойки панели торца в месте примыкания вертикальных связей по фонтрю также должен быть прикреплен монтажной сваркой, зазор между башмаком и примыкающими торцами плит должен быть тщательно заделан мелкозернистым бетоном либо с помощью стальных клиньев (см узлы 1 и 2 на листе 3 докум. - 2).

Поз.	ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	Масса ед., кг	ПРИМЕ- ЧАНИЕ
КУ2	Докум - 6, лист 3	УСИЛЕНИЕ КОЛОНН ЖЕЛЕЗОБЕТОН- НЫМИ ОБОЙКАМИ	8	531,6	СТАЛЬ
ПБ1	1.426.2-7	Стальная подкрановая балка ББ-1-1	36	395,0	
ПБ2		Стальная подкрановая балка Б12-1-1	54	1425,0	
ТФ		Портозная ферма ТФ12-10	27	345,0	
СВУ1	Докум - 6, лист 10	Усиленные связи ВСТ7 по край- нему ряду колонн	2	521,5	
СВД	Докум - 6, лист 10	Дополнительная связь по край- нему ряду колонн	4	290,1	
СВУ2	Докум. - 6, лист 11	Усиленные связи ВСТ4 по сред- нему ряду колонн	3	926,4	
СВУД1	1.463.1-16.6	Дополнительная вертикальная связь по середине пролета ферм СВ140	8	241,2	
РФНД1		Дополнительная распорка по нижнему поясу ферм в середине пролета РС148	64	53,1	
УЗЕЛ1	Докум - 6, лист 4	КРЕПЛЕНИЕ СТАЛЬНОЙ ПОДКРА- НОВОЙ БАЛКИ К КОЛОННЕ КРАЙНЕ- ГО РЯДА	38	32,2	
УЗЕЛ2	Докум - 6, лист 4	КРЕПЛЕНИЕ СТАЛЬНОЙ ПОДКРА- НОВОЙ БАЛКИ К КОЛОННЕ СРЕДНЕГО РЯДА	30	68,9	
УЗЕЛ3	Докум - 6, лист 5	УСИЛЕНИЕ УЗЛА КРЕПЛЕНИЯ СВЯЗЕЙ ПО КРАЙНИМ РЯДАМ КОЛОНН	4	17,9	
УЗЕЛ4	Докум - 6, лист 5	КРЕПЛЕНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ СВЯЗИ ПО КОЛОННАМ	4	116,9	
УЗЕЛ5	Докум - 6, лист 6	УСИЛЕНИЕ УЗЛА КРЕПЛЕНИЯ СВЯЗЕЙ ПО СРЕДНИМ РЯДАМ КОЛОНН	6	107,6	
УЗЕЛ6	Докум - 6, лист 7	УСИЛЕНИЕ УЗЛА ОПИРАЮЩАЯ СПО- РТИЛЬНЫХ ФЕРМ НА ПОДСТРО- ПИЛЬНЫЕ	6	30,5	
УЗЕЛ7			27	16,8	
УЗЕЛ8			24	8,6	
УЗЕЛ9	Докум - 6, лист 8	КРЕПЛЕНИЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ И РАСПО- РОК ПО СТРОПИЛЬНЫМ ФЕРМАМ В СЕРЕДИНЕ ПРОЛЕТА	16	63,2	
УЗЕЛ10			76	87,4	
У1	Докум. - 2, лист 3	УСИЛЕНИЕ ПЛИТ	1056	3,08	
У2	Докум - 4, лист 2	УСИЛЕНИЕ ПЛИТ	56	0,55	
			МЗЗ/96с-6		Листы
Изм. Кол. уч. Лист. Док. Подпись Дата					2

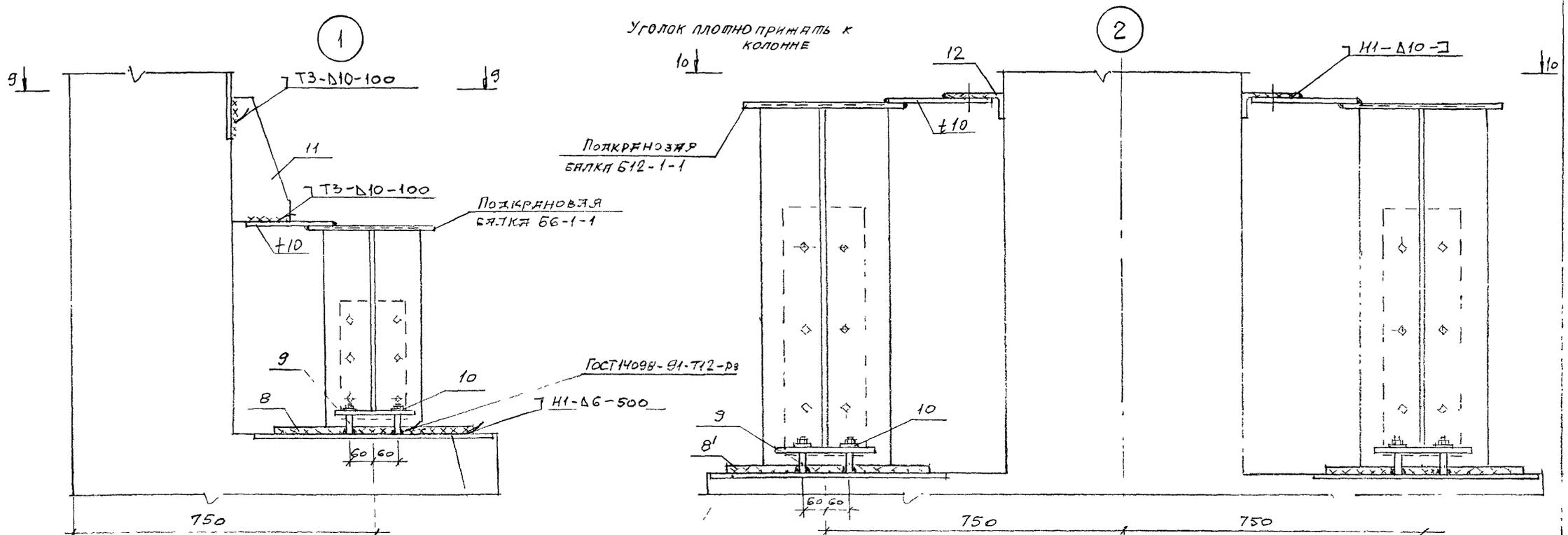


Марка изделия	Поз. дет.	Наименование	Кол.	Масса 1 шт., кг	Масса изделия, кг
	1	φ 25 АIII l=3950	4	15,2	
	2	φ 25 АIII l=3700	4	14,2	
	3	φ 25 АIII l=7020	8	27,0	
КУ2	4	φ 8 АII l=2420	22	0,96	531,6
	5	φ 8 АII l=2820	35	1,12	
	6	φ 8 АII l=1320	24	0,52	
МСЗ		Докум. - 10, лист 5	2	62,6	
	7	Бетон класса В20, м³	2,02		

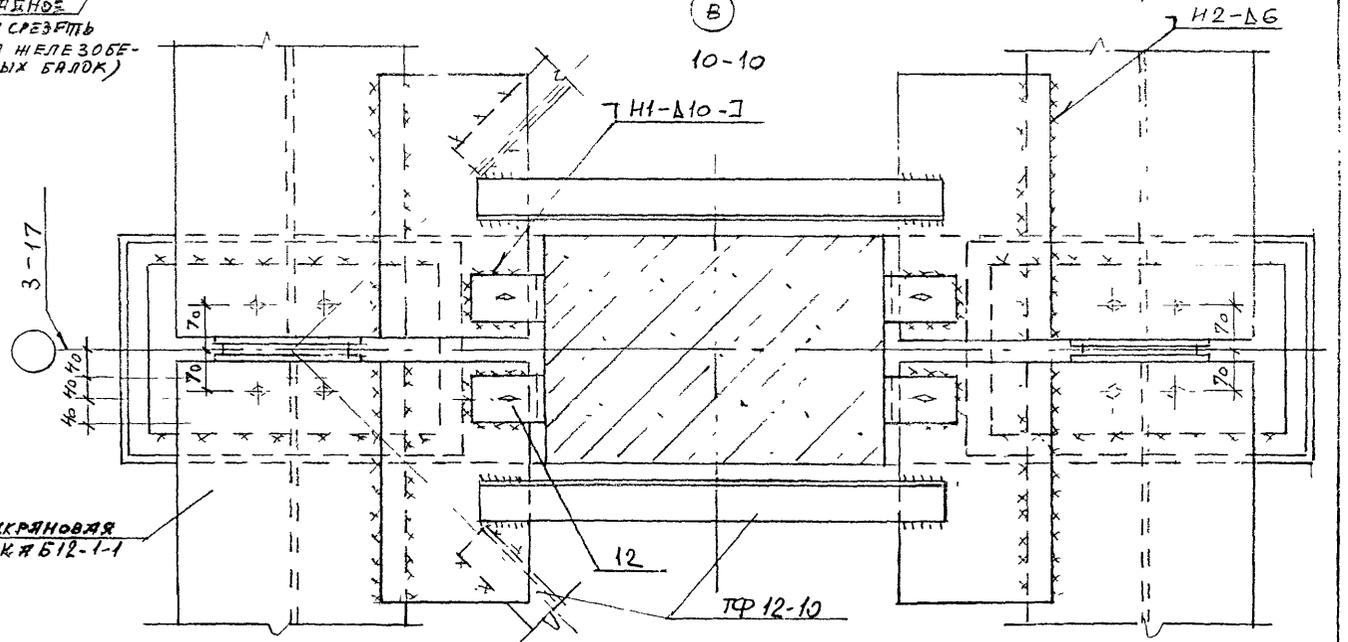
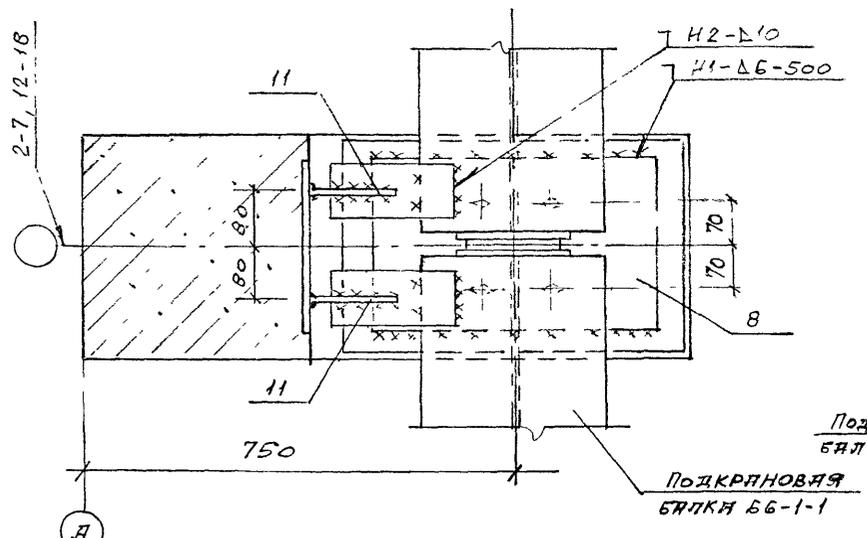
Для закрепления продольной арматуры на расстоянии в пределах консоли необходимо обхватить продольную арматуру колонны на всю высоту консоли и завести за эту арматуру стержни поз. 6 (см. 7-7)

Соединительный элемент МСЗ установить на подкотлонник до установки арматуры усиления колонны.

Изм	Колуч	Лист	Н/ок	Подпись	Дата	М33/96с-6	Лист 3



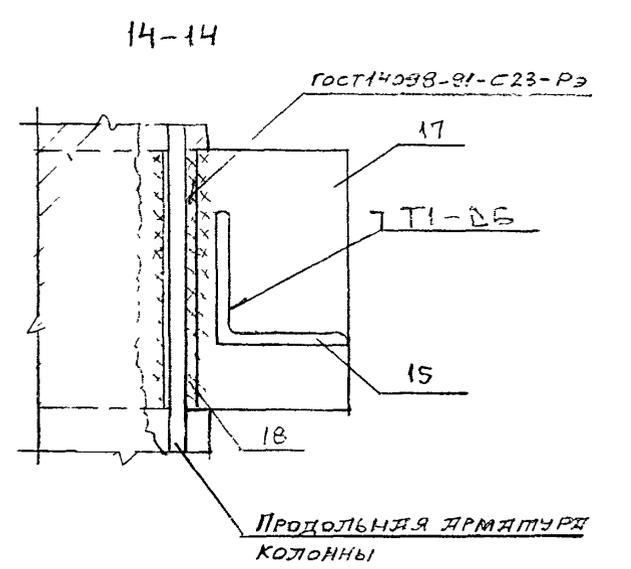
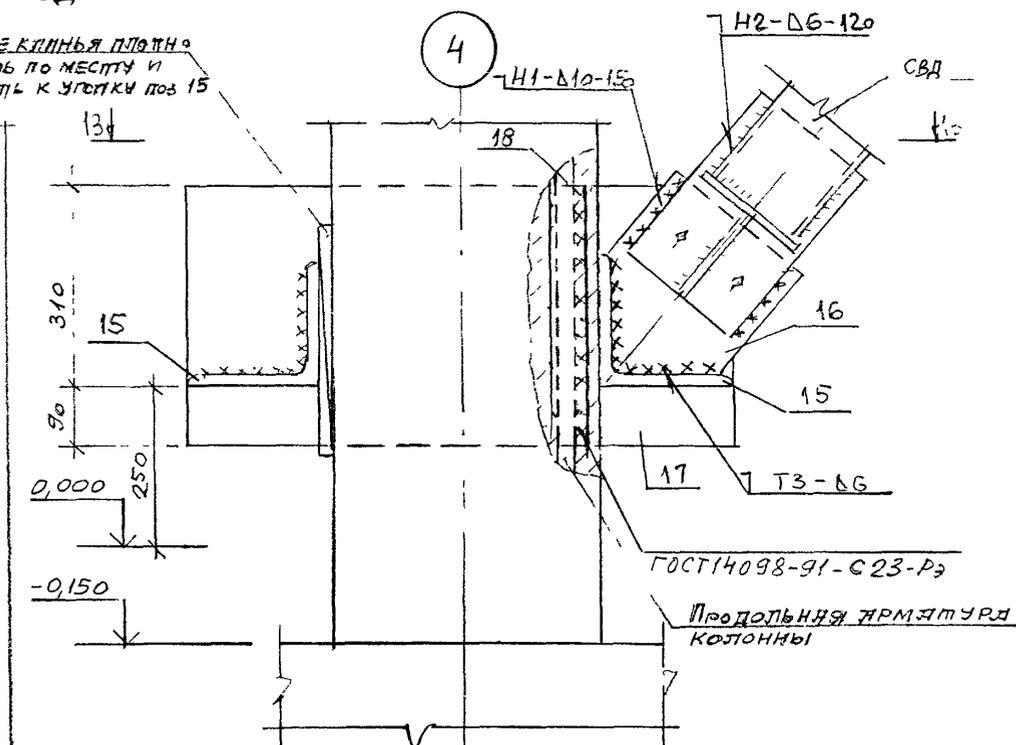
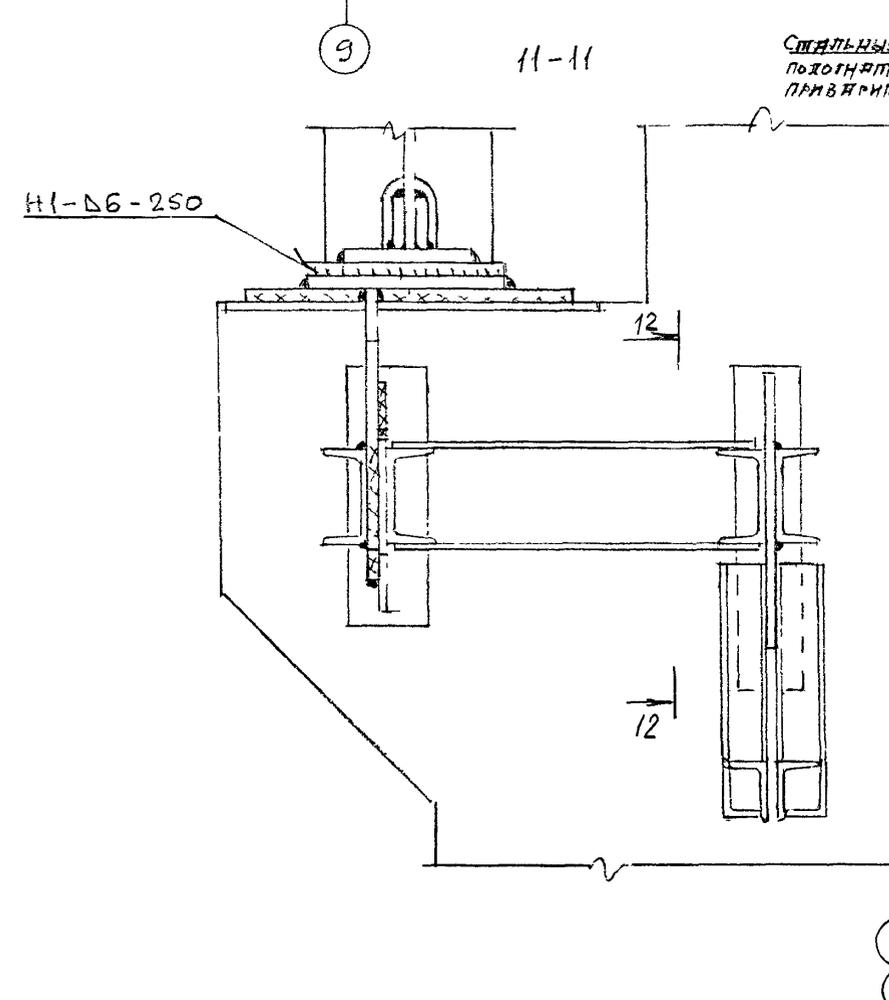
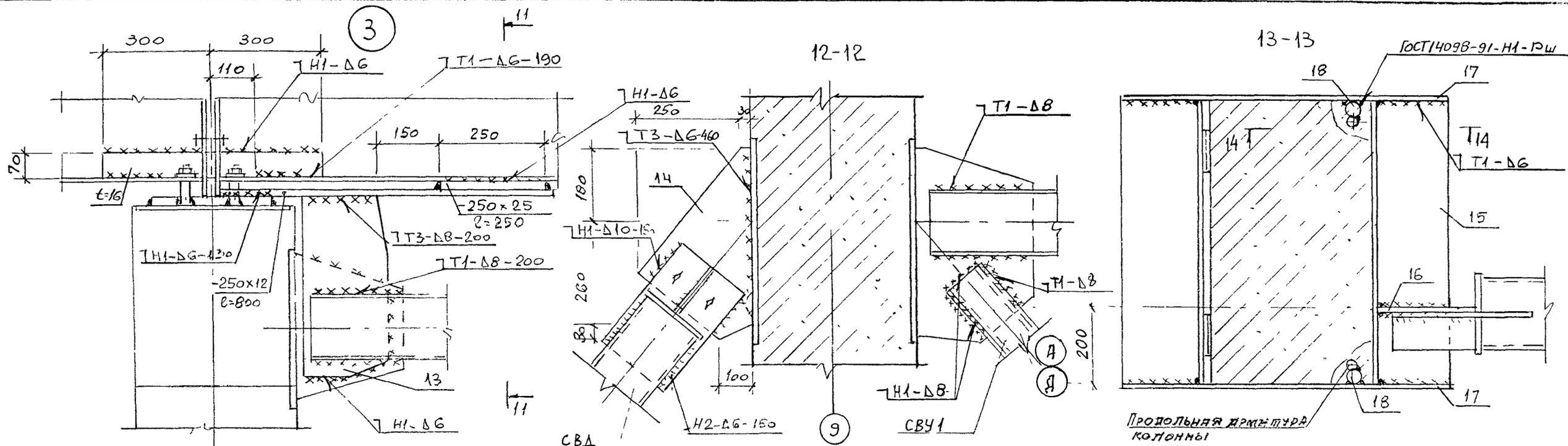
Изделие этаканное /
 колонны (болты среать
 после демонтажа желе зобе-
 тонных подкрановых балок)



1. Неоговоренные швы принимать по серии 1.426.2-7, выпуск 3.
2. Спецификацию к конструкциям усиления узлов см. лист 9.

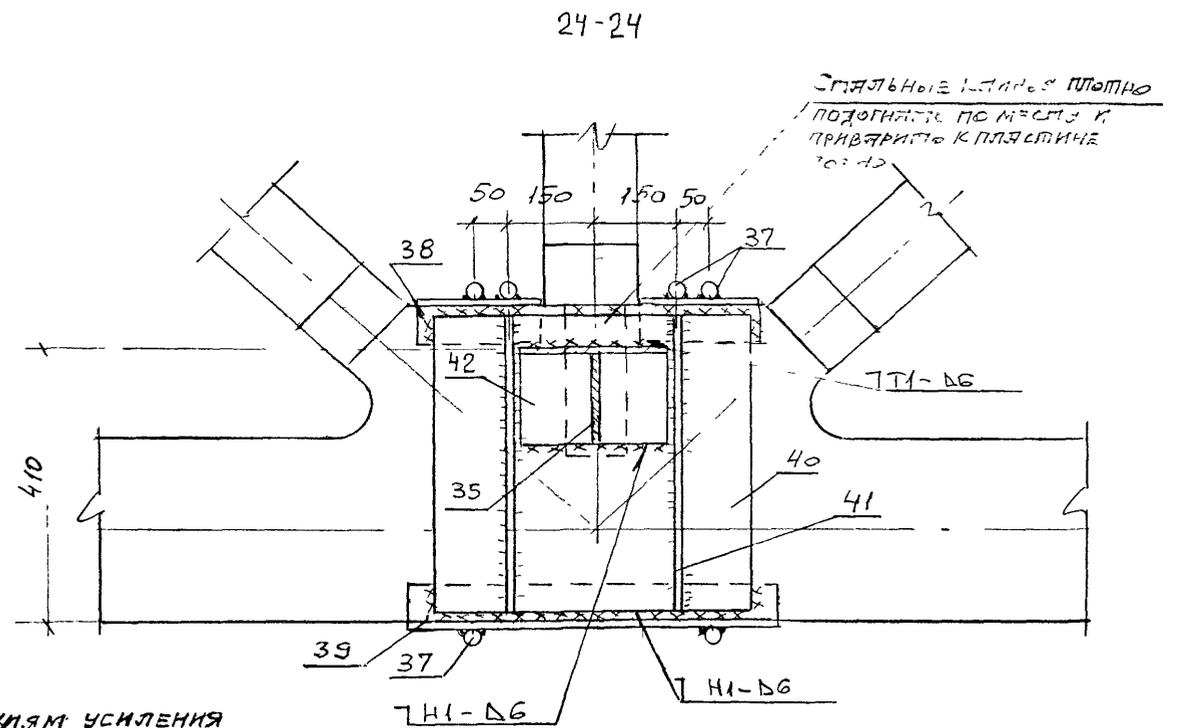
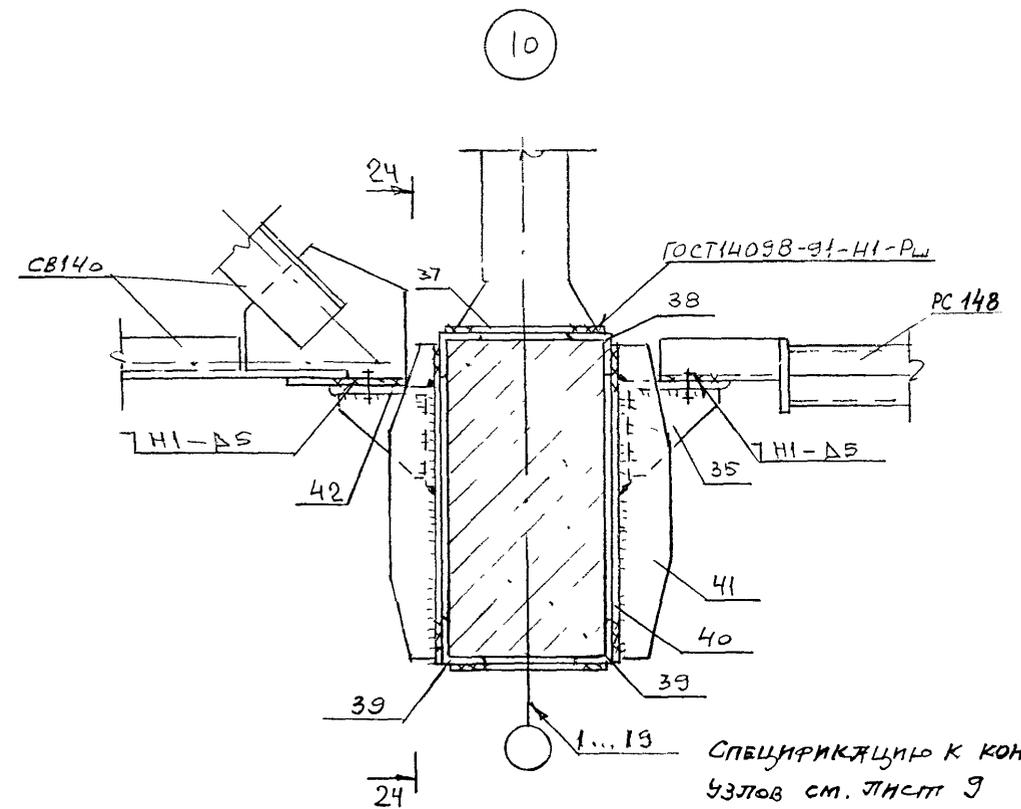
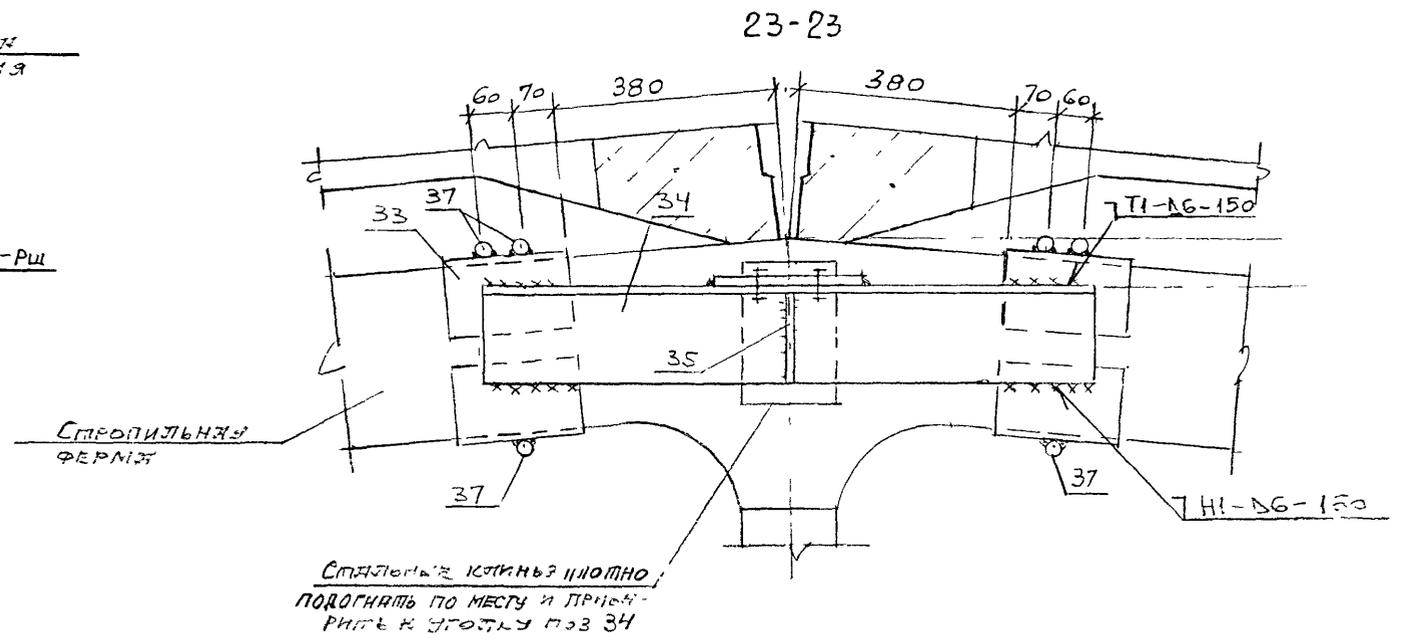
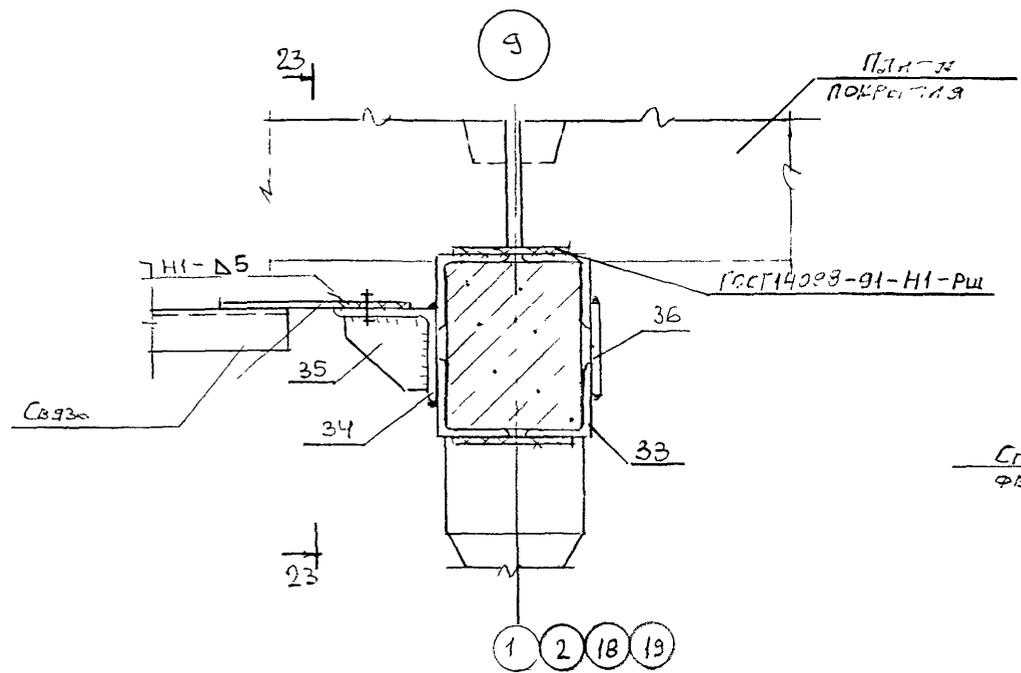
Изм	Кол	Лист	Док	Подпись	Дата

М33/96с-6



1. Для крепления дополнительной связи СВД к низу колонны следует обнулить продольную арматуру колонны, приварить к ней через коротыши элементы обвязки, после чего восстановить защитный слой бетона.
2. Спецификацию к конструкции усиления узлов см. лист 9.
3. На узлах показаны сварные швы только крепления элементов усиления.

Изм.	Кол-во	Лист	Ниж	Подпись	Дата	МЗЗ/96с-6	Лист 5

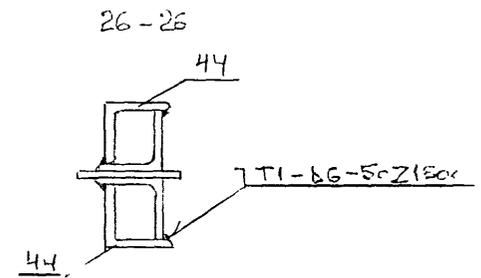
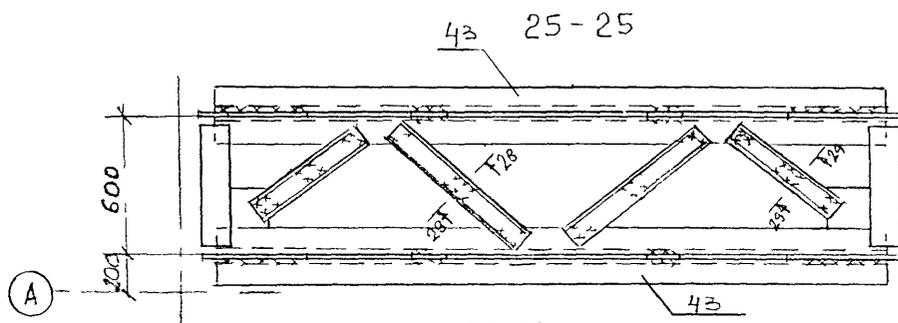


Изм	Кол	Лист	Док	Подпись	Дата

МЗЗ/96С-6

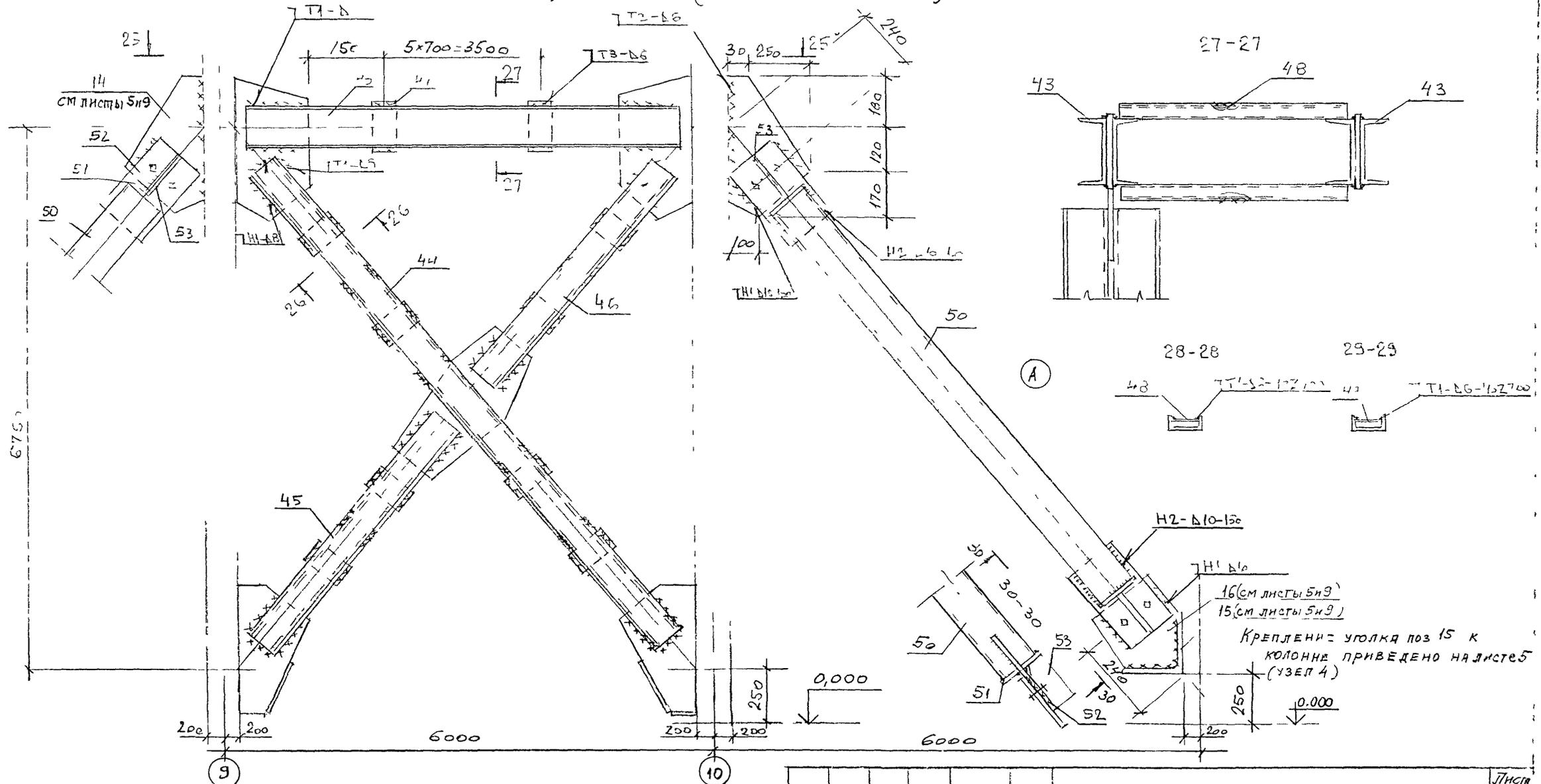
СПЕЦИФИКАЦИЯ К КОНСТРУКЦИЯМ УСИЛЕНИЯ УЗЛОВ 1... 10

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 шт., кг	Масса изделия, кг	Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 шт., кг	Масса изделия, кг	Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 шт., кг	Масса изделия, кг																				
Узел 1	8	Лист $\frac{300 \times 20 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			32,2	Узел 5	23	Лист $\frac{330 \times 6 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			107,6	Узел 9	33	Уголок $\frac{125 \times 125 \times 8 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			63,2																				
		l=500	1	23,6				l=440	2	11,4				l=200	8	3,1																					
	9	Болт М20 ГОСТ 7798-70, l=75	4	0,26				24	Швеллер $\frac{2Р \text{ ГОСТ } 8210-72}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$						34	Уголок $\frac{160 \times 160 \times 10 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					l=1000	1	24,7														
	10	Шпиль 60x60xM с отв. ф23	4	0,4				25	Лист $\frac{420 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					4	7,4			35	Полоса $\frac{145 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=145	1	1,7												
	11	Полоса $\frac{150 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					26	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					36	Полоса $\frac{140 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=1000	1	8,8																	
		l=320	2	3,0				27	Полоса $\frac{60 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					37	ф 20 АІ l=220	6	0,54																				
Узел 2	8	Лист $\frac{300 \times 25 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			68,9	Узел 6	28	Лист $\frac{330 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				30,5	Узел 10	35	Полоса $\frac{145 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				37	ф 20 АІ l=220	6	0,54															
		l=500	2	29,4				29	Лист $\frac{330 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					1	10,4		38	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=145	2	1,7													
	9	Болт М20 ГОСТ 7798-70, l=75	8	0,26					30	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					1	13,2			39	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=200	4	1,4											
	10	Шпиль 60x60xM с отв. ф23	8	0,4					31	Полоса $\frac{80 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					1	0,9			40	Лист $\frac{500 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=560	2	4,0											
	12	Уголок $\frac{125 \times 80 \times 10 \text{ ГОСТ } 8510-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$						31	Полоса $\frac{80 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$					41	Полоса $\frac{80 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=120	2	0,83																
		l=80	4	1,2											42	Уголок $\frac{160 \times 160 \times 10 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=180	1	0,9															
Узел 3	13	Лист $\frac{220 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			17,9	Узел 7	32	Лист $\frac{330 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				16,8	Узел 8	26	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=450	1	11,7																
		l=440	1	7,6																		l=240	4	1,7													
	14	Лист $\frac{280 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$																	27	Полоса $\frac{60 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=120	4	0,45											
		l=470	1	10,3																																	
Узел 4	15	Уголок $\frac{200 \times 200 \times 12 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			116,9	Узел 8	26	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				8,6	Узел 5	20	Уголок $\frac{90 \times 90 \times 7 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=300	2	2,1																
		l=700	2	25,9																			21	Лист $\frac{16 \text{ ГОСТ } 8239-72}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=380	2	3,7							
	16	Лист $\frac{250 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$																							22	Полоса $\frac{100 \times 20 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=400	1	0,4					
		l=300	1	5,9																																	
	17	Лист $\frac{400 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$																																			
		l=820	2	25,7																																	
	18	ф 40 АІ l=400	2	3,9																																	
Узел 5	19	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			116,9	Узел 5	26	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				8,6	Узел 5	20	Уголок $\frac{90 \times 90 \times 7 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=300	2	2,1																
		l=300	2	2,1																				21	Лист $\frac{16 \text{ ГОСТ } 8239-72}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$				l=380	2	3,7						
	20	Уголок $\frac{90 \times 90 \times 7 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$																																			
		l=380	2	3,7																																	
	21	Лист $\frac{16 \text{ ГОСТ } 8239-72}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$																																			
		l=400	1	0,4																																	
	22	Полоса $\frac{100 \times 20 \text{ ГОСТ } 103-76}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$																																			
		l=180	2	2,8																																	



СВУ1
(УСИЛЕНИЕ СВЯЗИ ВС7)

СВУ
(ДОПОЛНИТЕЛЬНАЯ СВЯЗЬ)

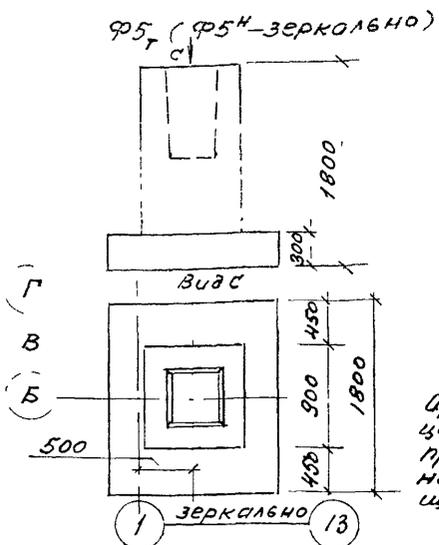
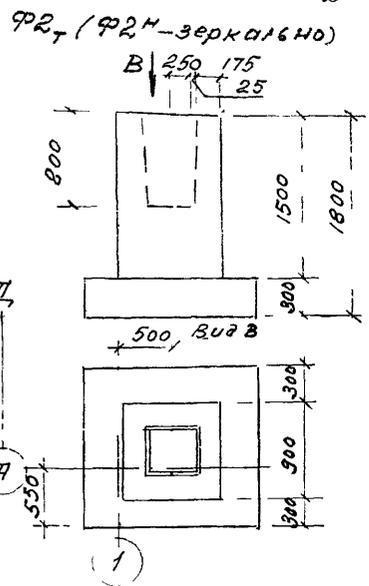
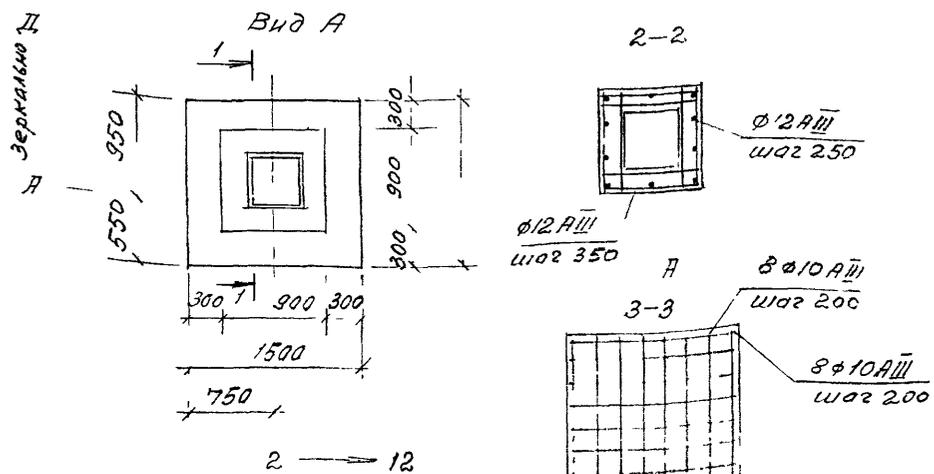
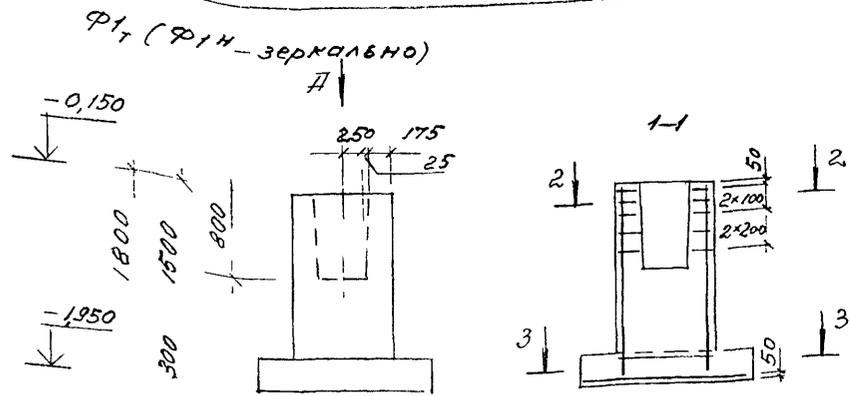


16(см листы БИЭ)
15(см листы БИЭ)
Крепление уголка поз 15 к колонне приведено на листе 5 (узел А)

Спецификацию к конструкциям усиления связи СВУ1 и на дополнительную связь СВУ см. на листе 11

Изм.	Кол.	уч.	Лист	М.Док.	Подпись	Д.М.М.

М33/96с-6



Армирование торцевых фундаментов принято аналогичным соответствующему рядовому ф-ту

Спецификация к схеме фундаментов (см. л 1)

Марка	Обозначение	Наименование	Кол. Масса Приме- ед., кг чание
$\Phi 1_T$	М33/96с-7, л 2	Фундамент под рядовую 11	
$\Phi 1_H$	" "	колонну крайнего ряда 11	
$\Phi 2_T$	" "	Фундамент под торцевую 1	
$\Phi 2_H$	" "	колонну крайнего ряда 1	
$\Phi 3_T$			1
$\Phi 3_H$			1
$\Phi 4$	М33/96с-7, л. 2	Фундамент под рядовую	
		колонну среднего ряда 33	
$\Phi 5_T$	" "	Фундамент под торце- 3	
$\Phi 5_H$	" "	вую колонну среднего ряда 3	

Выполняется по аналогии с $\Phi 2$

*) В спецификацию условно не включены фундаментные балки

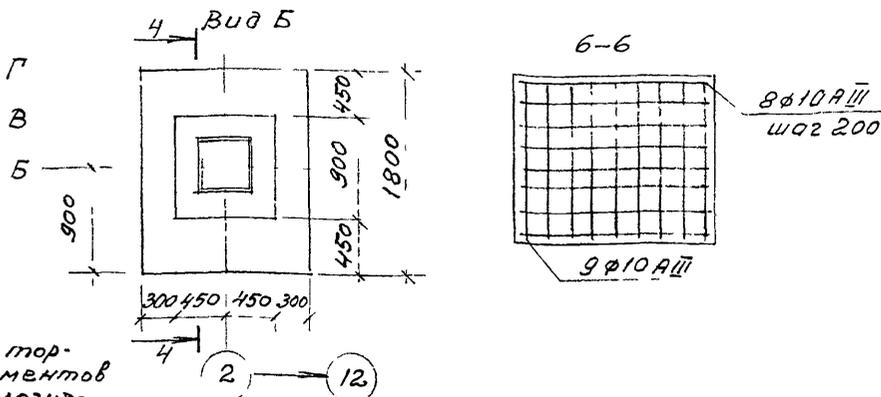
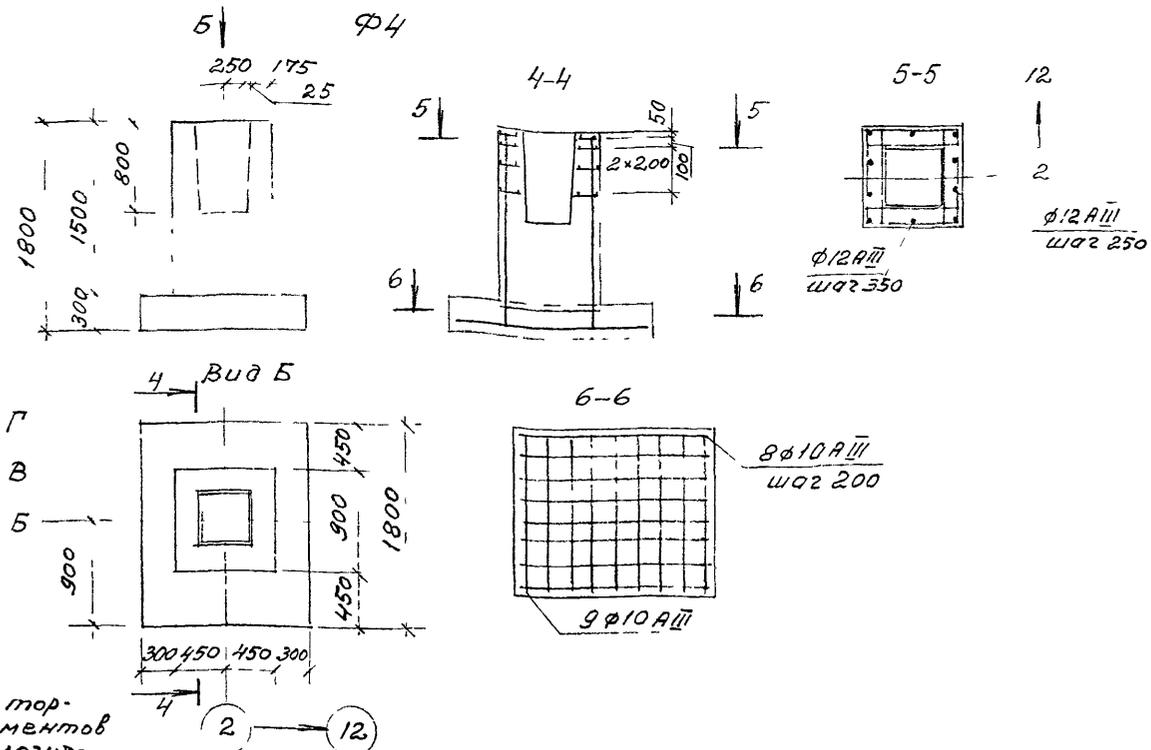
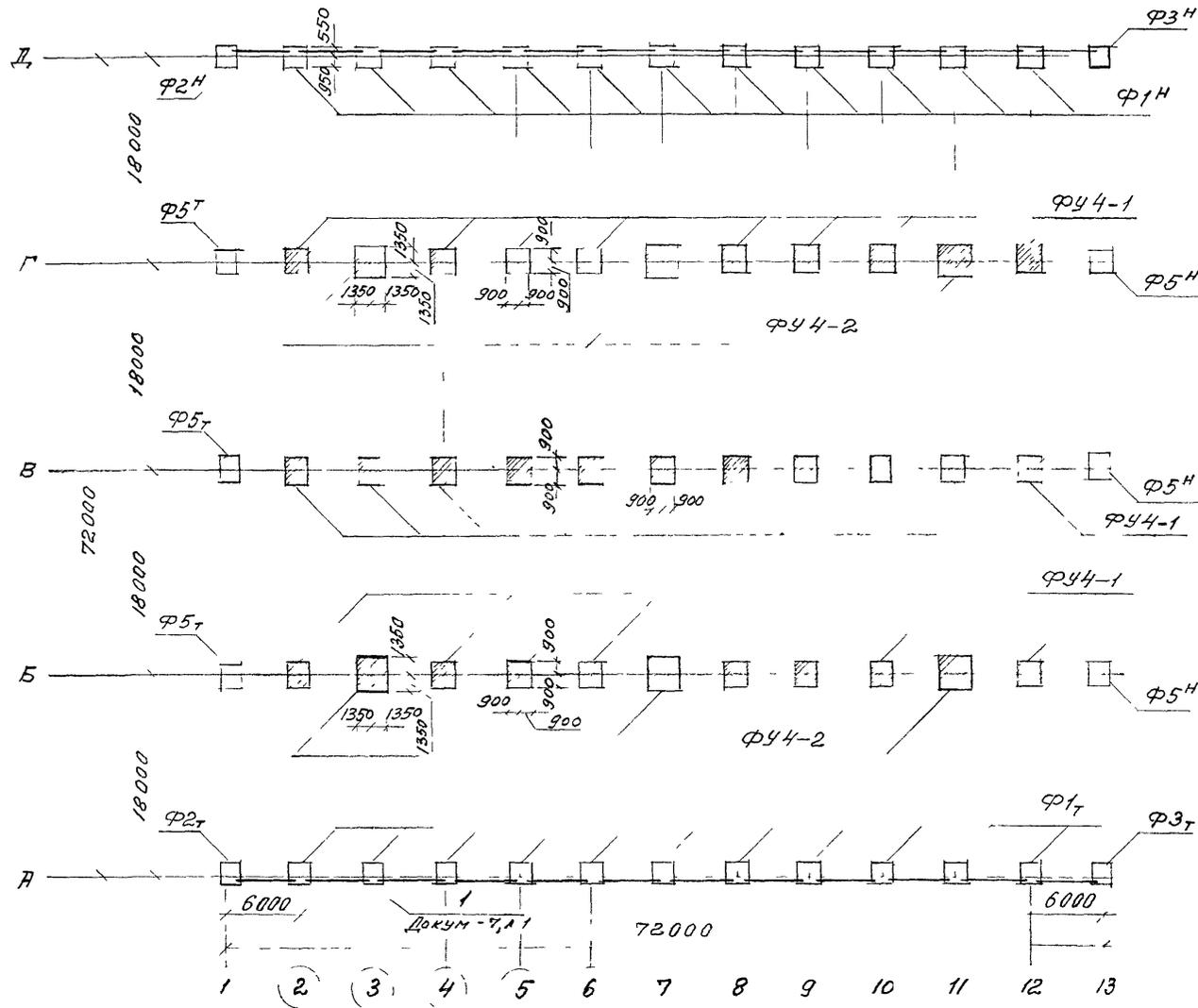
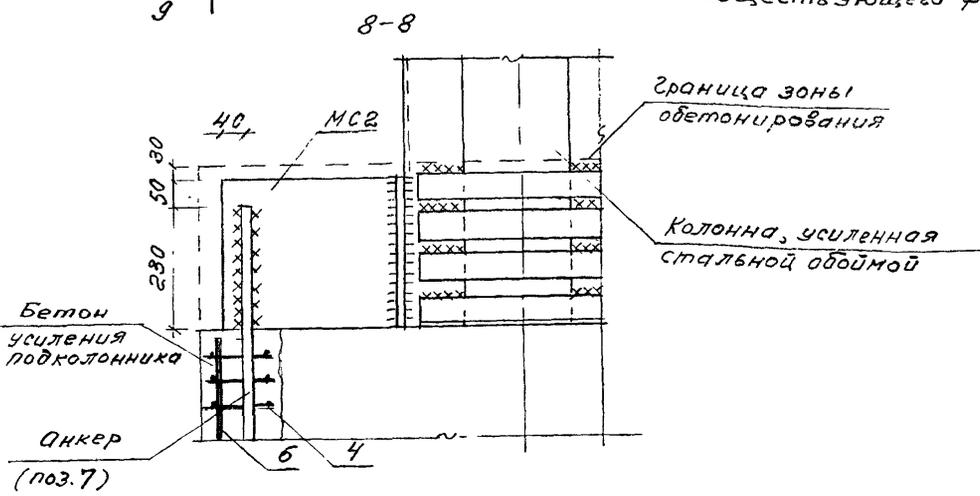
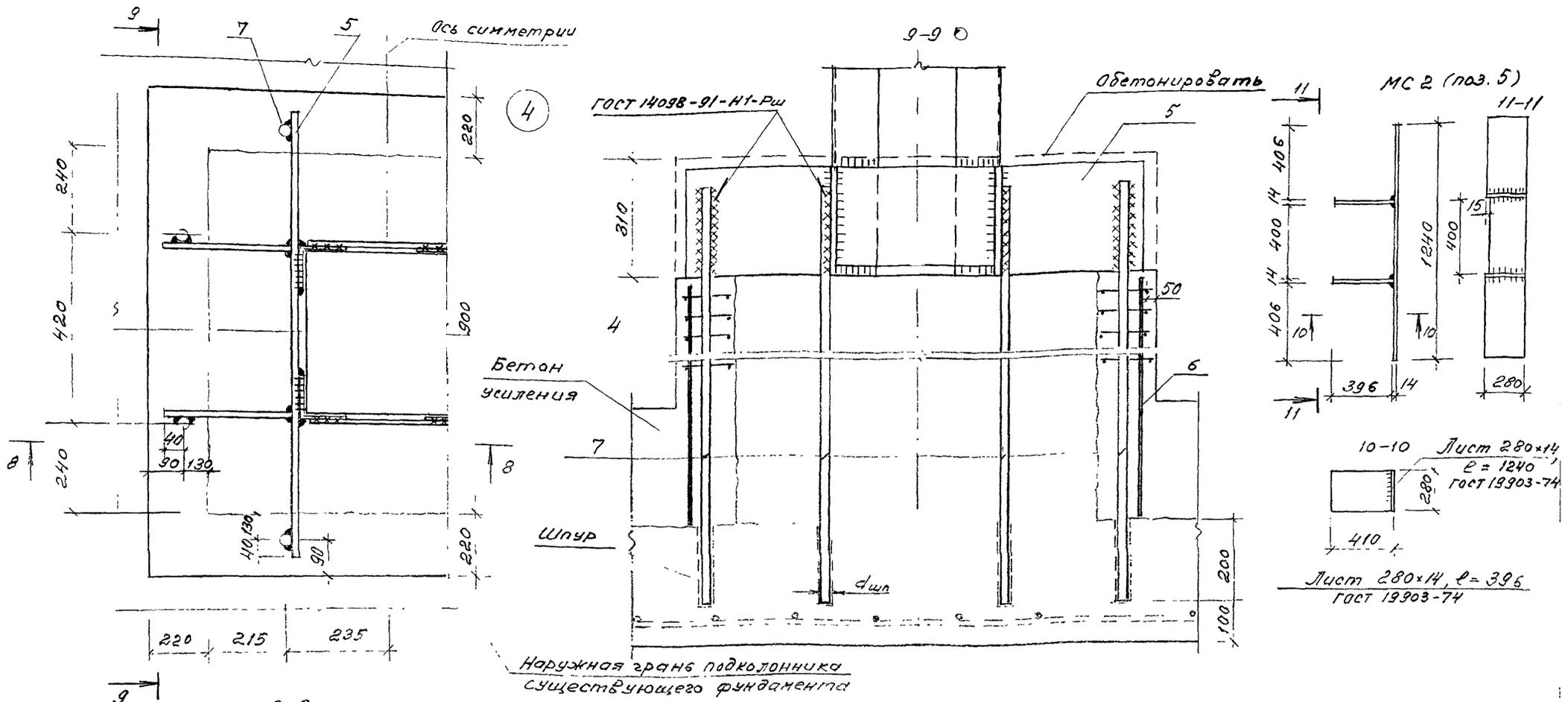


Схема фундаментов и фундаментных балок



- 1 Спецификацию усиленных фундаментов см на л 2
- 2 Фундаменты под факверковидные колонны на схеме условно не показаны
- 3 Работы герметизации фундаментов, подлежащих усилению (на схеме заштрихованы), приведены на л 2

		МЗЗ/96с - 8	
ЦЭМ Колуч Лист / Док Подпись Дата			
Т.И.И.Ж.Грбажанова		Фундаменты под колонны, стадии Лист Листов каркаса здания без опорных Р 1 4	
		кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов	
		ЦНИИПРОМЗАДАНИЙ	



1. Анкера (поз. 7) заделывать в шпур, предварительно просверленные в бетоне плитной части существующего фундамента (см. п. 5, 10. пояснительной записки).
2. приварку анкеров к соединительному элементу МС 2 (поз. 5) производить ружной дуговой сваркой ($v_{св} = 10$, $h_{св} = 5$ мм) по ГОСТ 14098-91.
3. приварку соединительного элемента МС 2 к стальной уголке усиления колонны производить до их установки на колонне

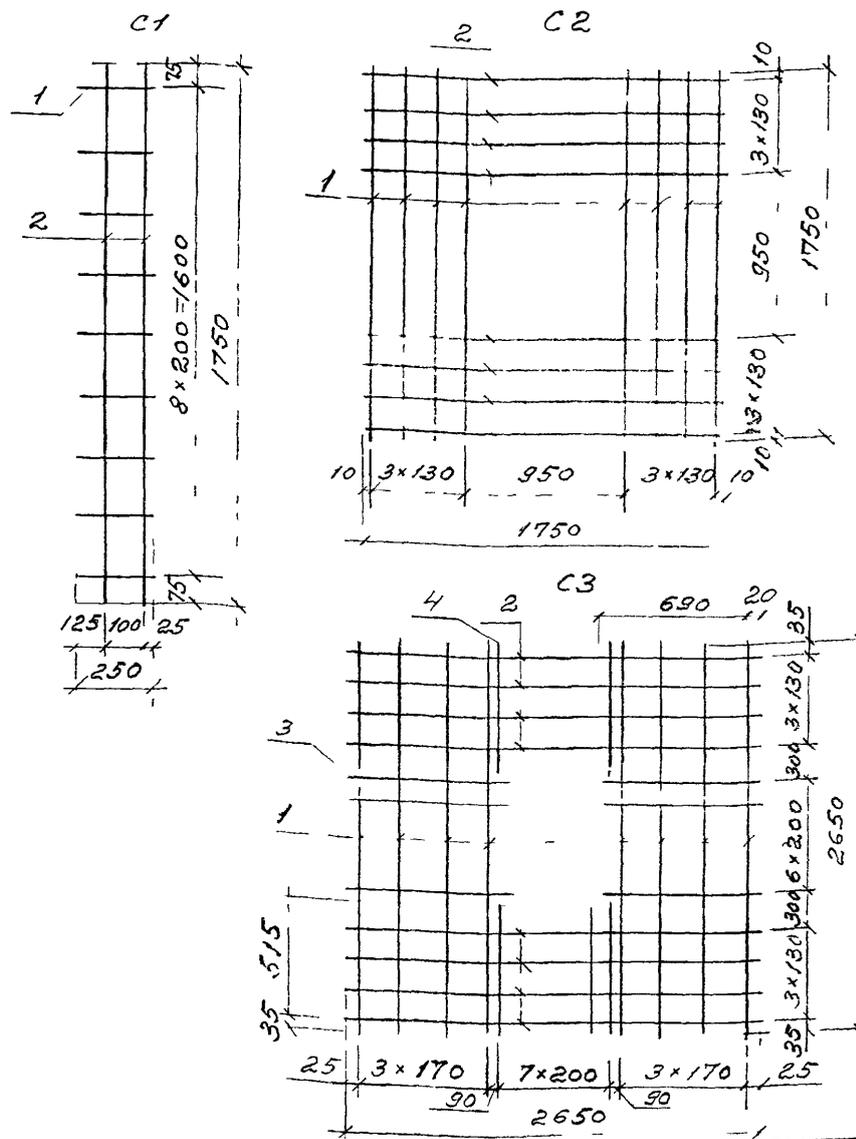
Спецификация на один усиленный фундамент

Поз. (см 1 2)	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед. кг	Примечание
		<u>Фундамент ФУЧ-1</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
1		Сетка С1	2	3,4	
2		С2	1	6,2	
		<u>Материалы</u>			
		Бетон класса В15, м ³	0,53		
		<u>Фундамент ФУЧ-2</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
3		Сетка С3	1		
4		С4	7		
5*		<u>Соединительный элемент МС2</u>	2	62,6	
		<u>Детали</u>			
6		φ12AIII ГОСТ 5771-82, l=1480	16	1,31	21,0
7		φ18AIII — " — , l=1950	8	3,9	31,2
		<u>Материалы</u>			
		Бетон класса В15, м ³	3,3		

* Соединительный элемент МС2 в спецификации указан условно, поскольку он относится к элементам усиления колонны

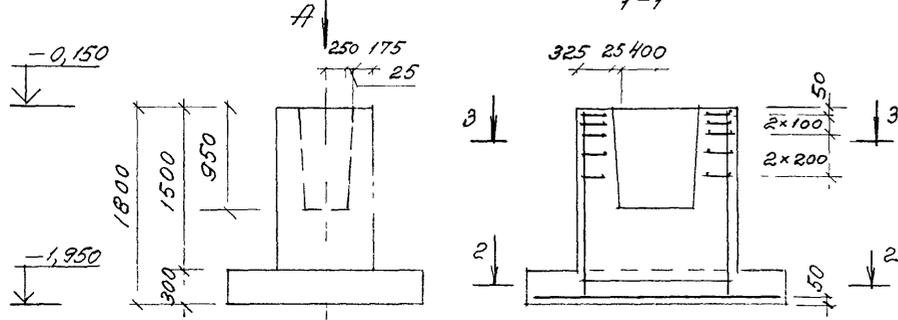
Ведомость расхода стали, кг

Марка фундамента	Изделия арматурные						Всего
	Арматура класса А-III						
	ГОСТ 5771-82						
	φ6	φ8	φ10	φ12	φ18	Итого	
ФУЧ-1	—	1,0	7,2	—	—	18,2	18,2
ФУЧ-2	—	27,3	5,7	58,6	31,2	122,8	122,8

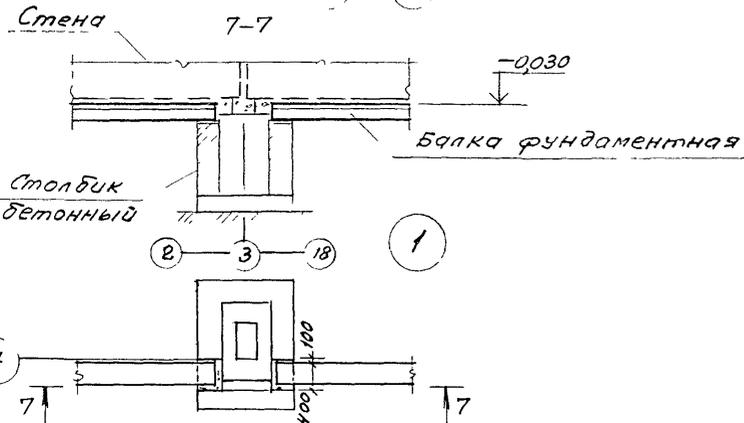
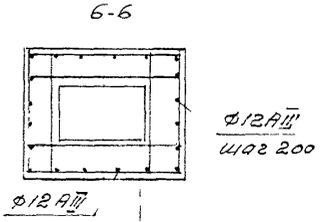
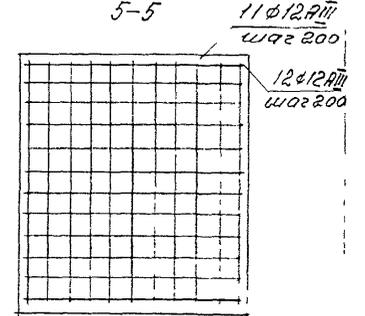
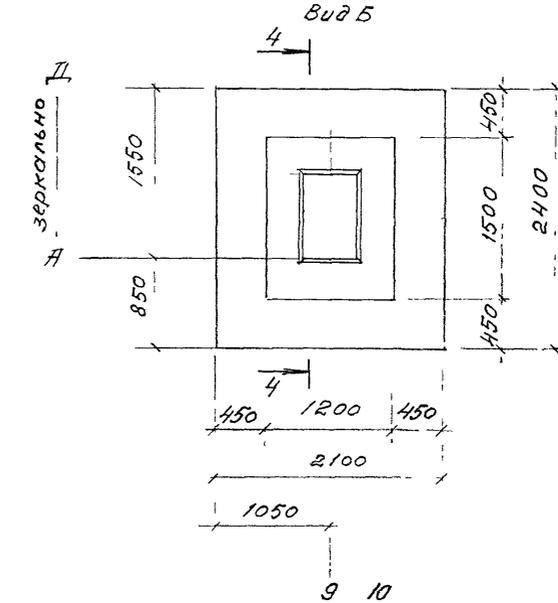
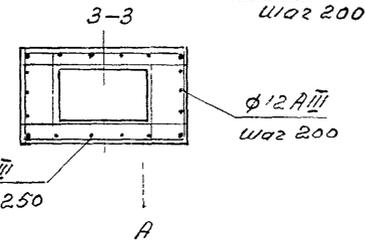
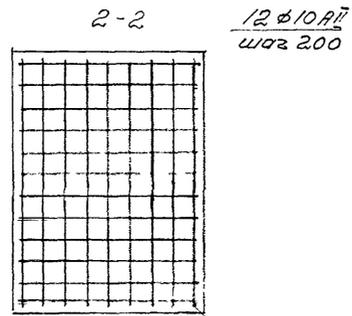
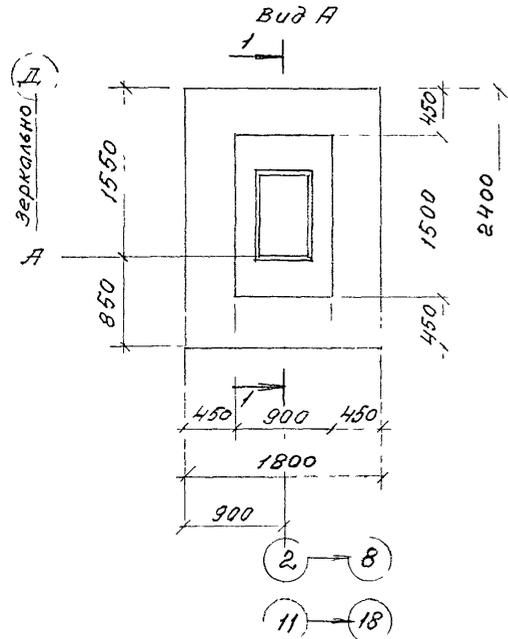
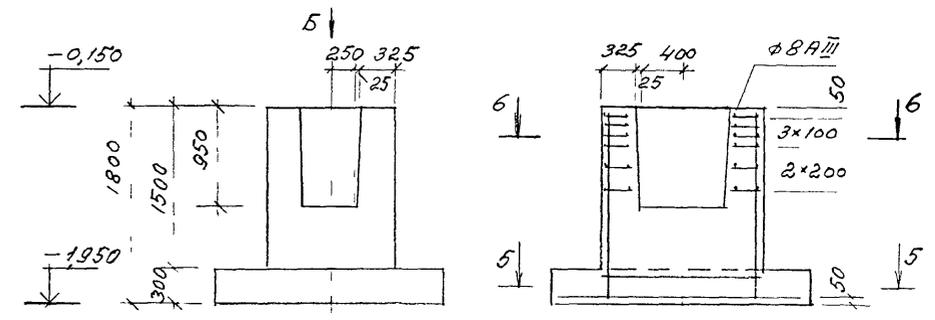


Марка поз изделия дет.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса издел кг
С1	1 φ10AIII, l=250	9	0,15	3,6
	2 φ10AIII, l=1750	2	1,1	
С2	1,2 φ8AIII, l=1750	16	0,69	11,0
	1,2 φ12AIII, l=2650	16	2,35	
С3	3 φ10AIII, l=700	7	0,43	43,3
	4 φ10AIII, l=550	8	0,34	
С4	1,2 φ8AIII, l=1250	8	0,49	3,9

Ф1Т (Ф1Н - зеркально)

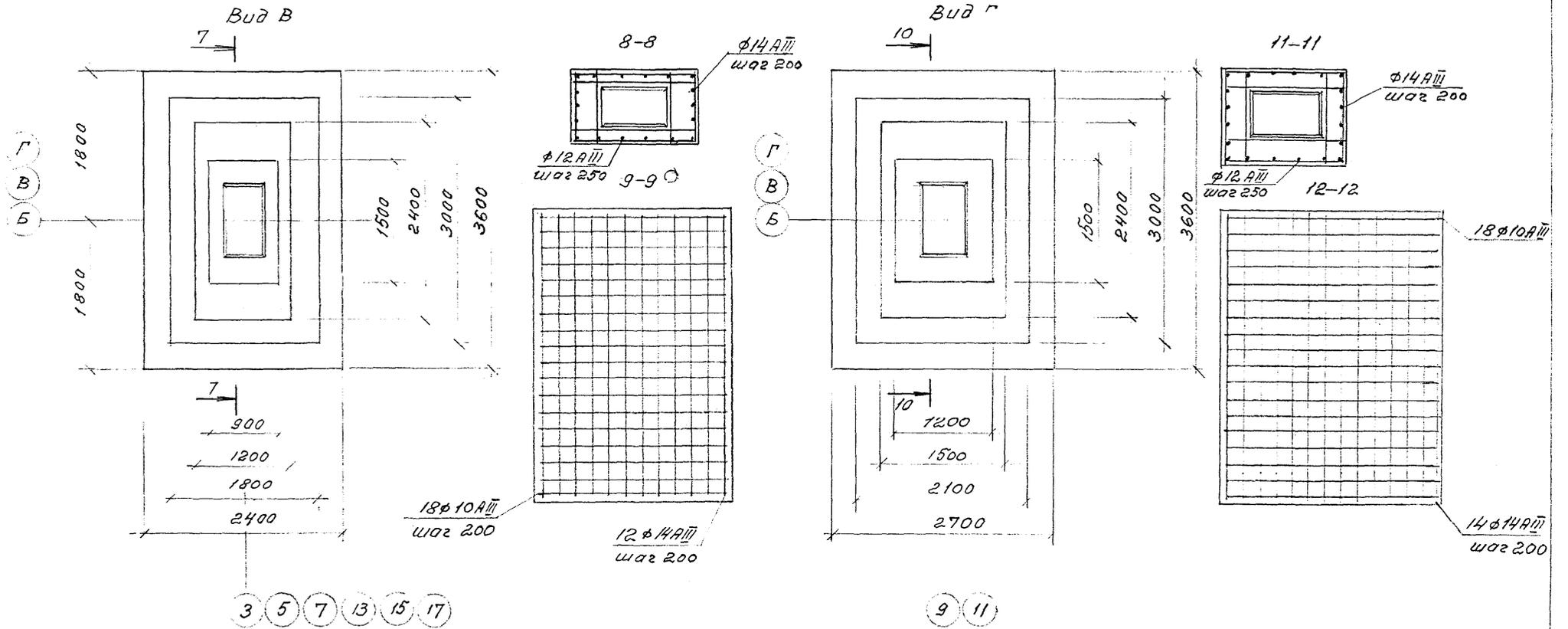
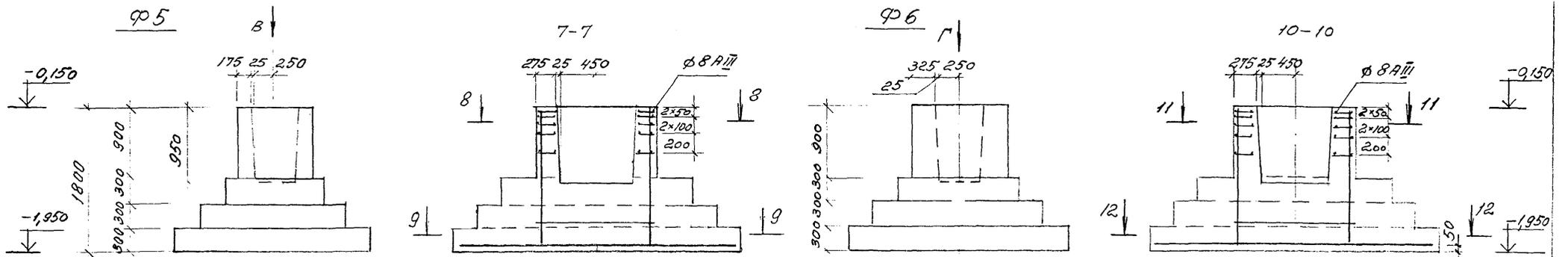


Ф2Т (Ф2Н - зеркально)



На рабочих чертежах фундаментов крайнего ряда бетонные столбики под фундаментные балки условно не показаны

						М.33/96с-9	Лист
Изм Кол.уч. Лист/док. Подпись Дата							2



Изм.	Конт.	Испол.	Н.доп.	Подпись	Дата	М 331/96с - 9	Лист 3

Спецификация к схеме фундаментов (см л 1)

Марка	Обозначение	Наименование	Кол	Масса Приме- ед, кг	Приме- чание
Ф1 _Т	М33/96с - 11, л. 2	Фундамент под рядовую	15		
Ф1 _Н	" "	колонну крайнего ряда	15		
Ф2 _Т	" "	Фундамент под связевую	2		
Ф2 _Н	" "	колонну крайнего ряда	2		
Ф3 _Т	М33/96с - 11, л. 4	Фундамент под торцевую	1		
Ф3 _Н	" "	колонну крайнего ряда	1		
Ф4 _Т	" "	" "	1		
Ф4 _Н	" "	" "	1		
Ф5	М33/96с - 11, л. 3	Фундамент под рядовую			
		колонну среднего ряда	18		
Ф6	" "	Фундамент под связевую			
		колонну среднего ряда	6		
Ф7 _Т	М33/96с - 11, л. 4	Фундамент под торцевую			
		колонну среднего ряда	3		
Ф7 _Н	" "	" "	3		

Фундаментные балки в спецификацию условно не включены

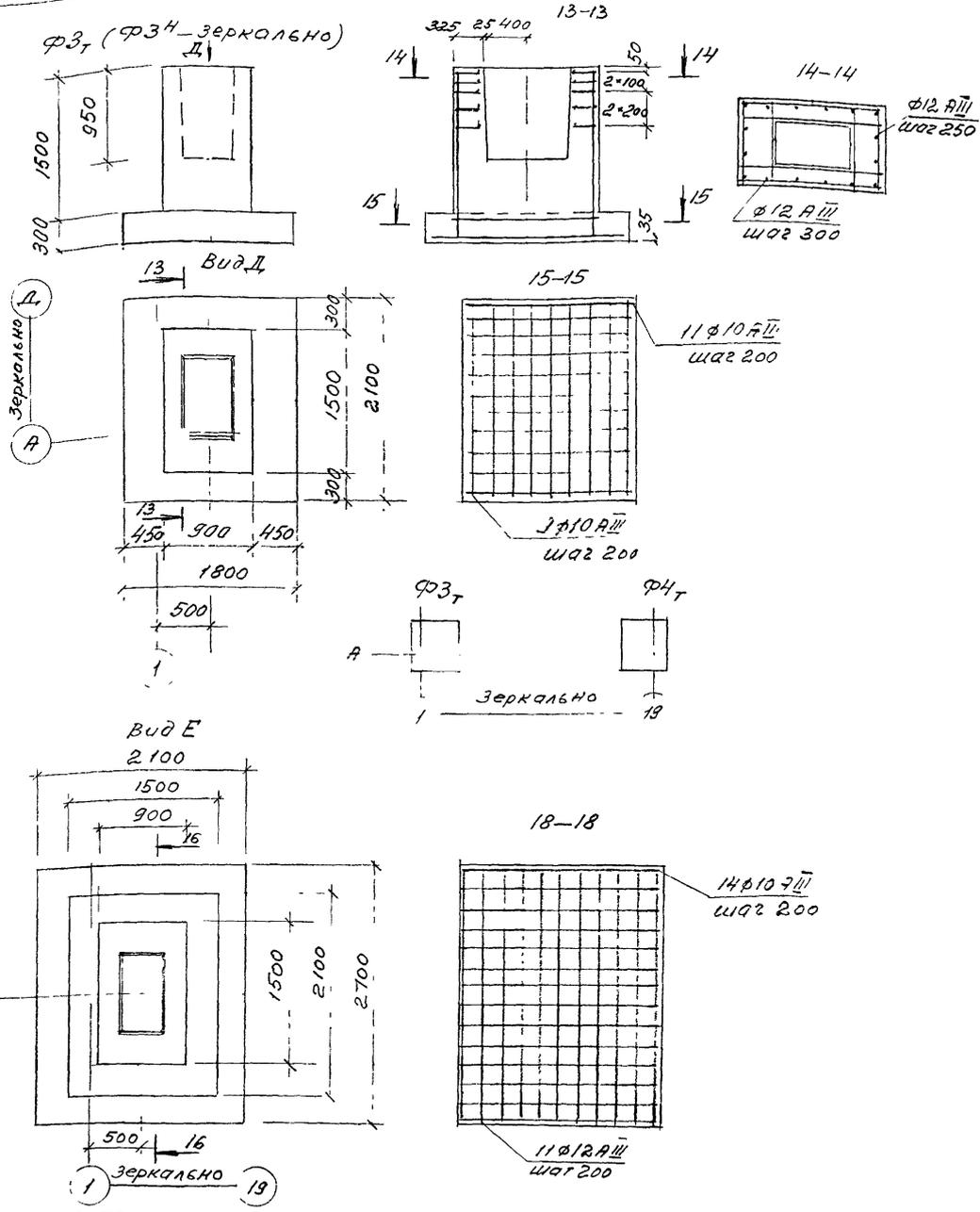
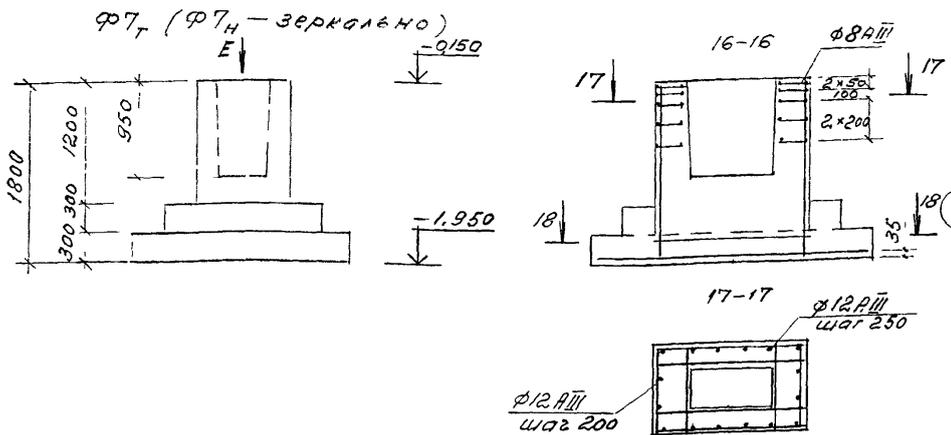
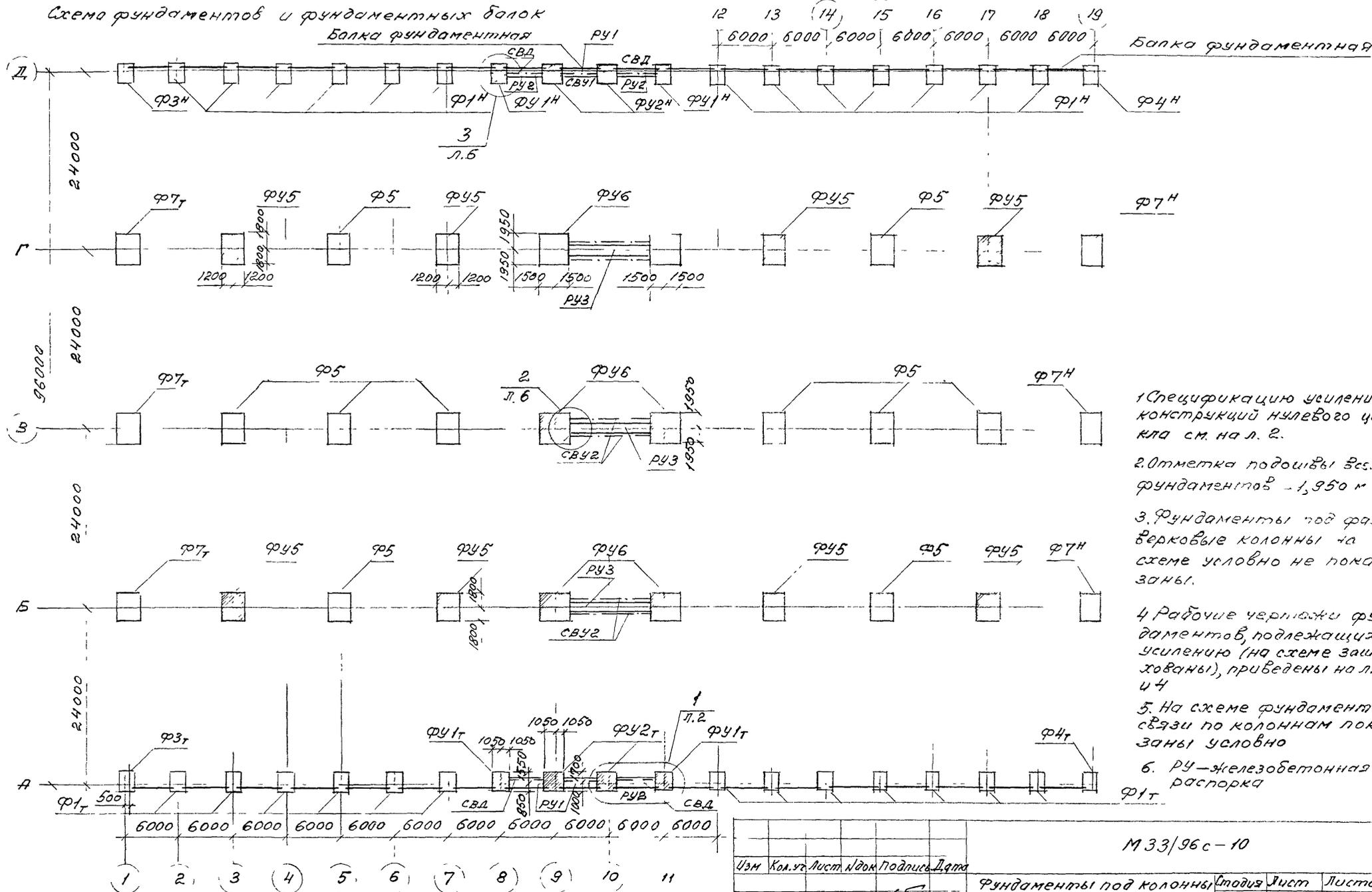


Схема фундаментов и фундаментных балок

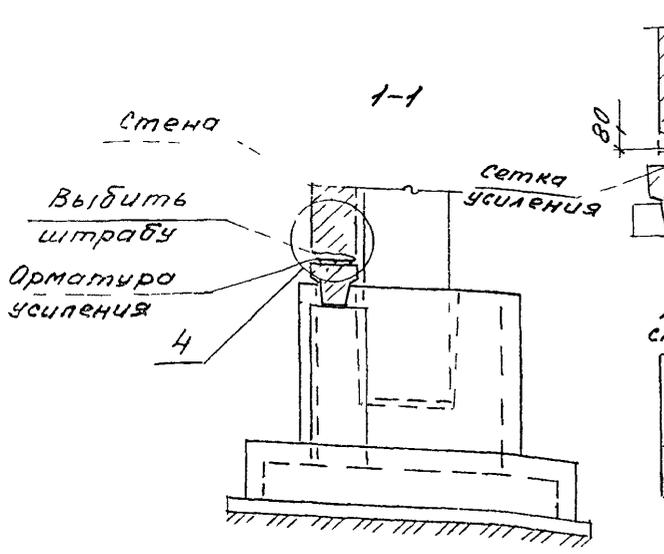
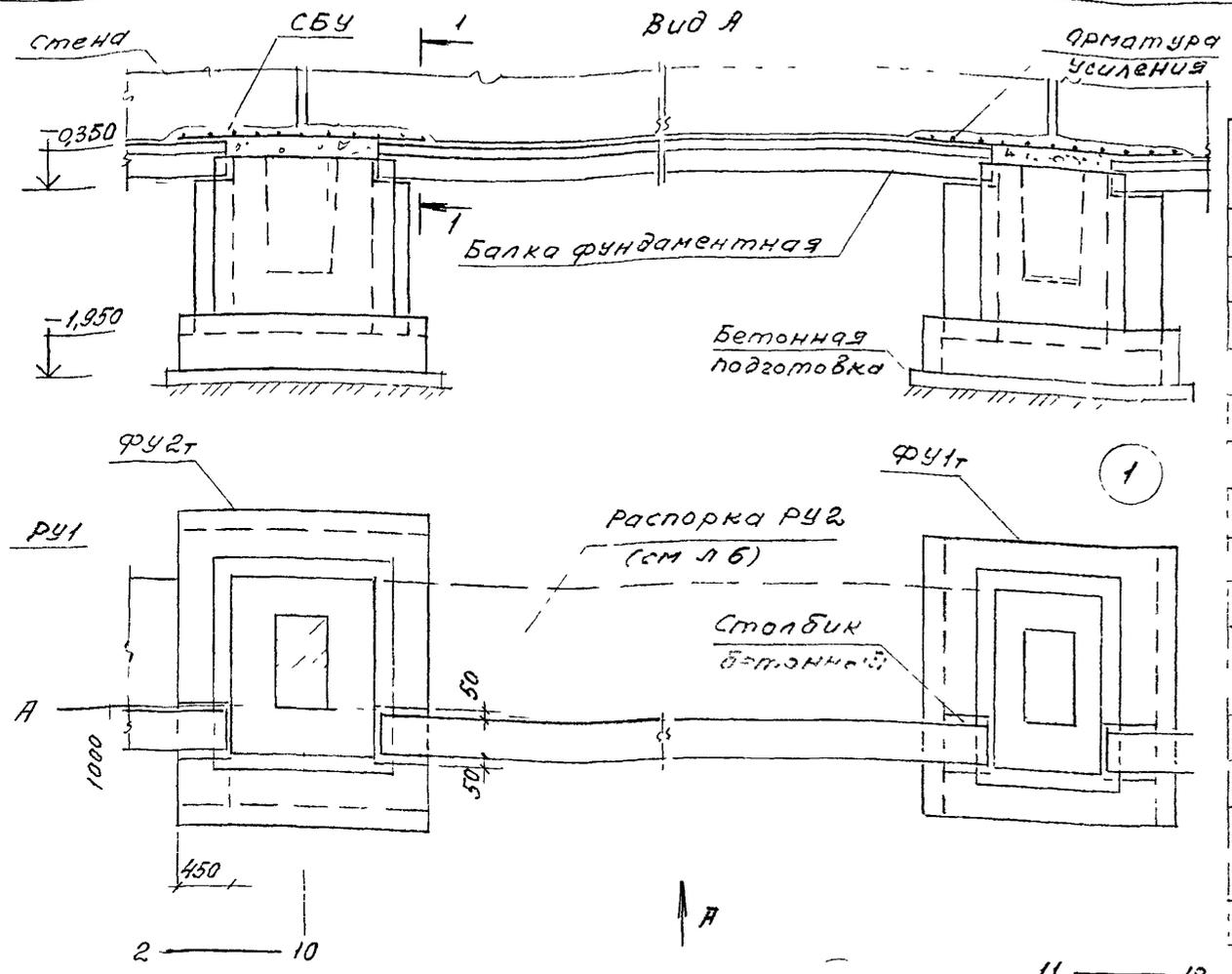


- 1 Спецификацию усиления конструкций нулевого цикла см. на л. 2.
2. Отметка подошвы в/с. фундаментов - 1,950 м
3. Фундаменты под фак-верковые колонны на схеме условно не показаны.
- 4 Рабочие чертежи фунда-ментов, подлежащих усилению (на схеме заштри-хованы), приведены на л. 3 и 4
5. На схеме фундаментов связи по колоннам пока-заны условно
6. РУ - железобетонная распорка

				М 33/96с-10		
Изм	Кол. уг.	Лист	Издок	Подпись	Дата	
Гл. инж. пр. Бажанова В. В.				Фундаменты под колонны каркаса здания со сторо-ми краями при увеличе-нии расчетной сейсмич-ности с 6 до 7 баллов		Листов 6
				ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		

Спецификация усиления конструкций нулевого цикла

Марка	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
<u>Фундаменты</u>					
ФУ1Т	М33/96с-10, л.3	Усиленный ф-нт Ф1Т	2		
ФУ1Н	— " —	— " — Ф1Н	2		
ФУ2Т	— " —	Ф2Т	2		
ФУ2Н	— " —	Ф2Н	2		
ФУ5	М33/96с-10, л.4	Ф5	8		
ФУ6	— " —	Ф6	6		
РУ1	М33/96с-10, л.5	Распорка между фундаментами связевого шага	2		По крайним рядам колонн
РУ2	— " —	— " —	4		По средним рядам
РУ3	— " —	— " —	3		По средним рядам
СБУ	по М33/96с-10, л.2	Усиленный стык фундаментных балок с фундаментами	6В		С учетом фронтонов по факт. верховые колонны



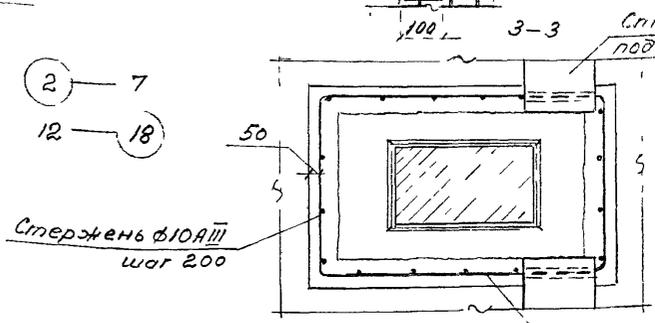
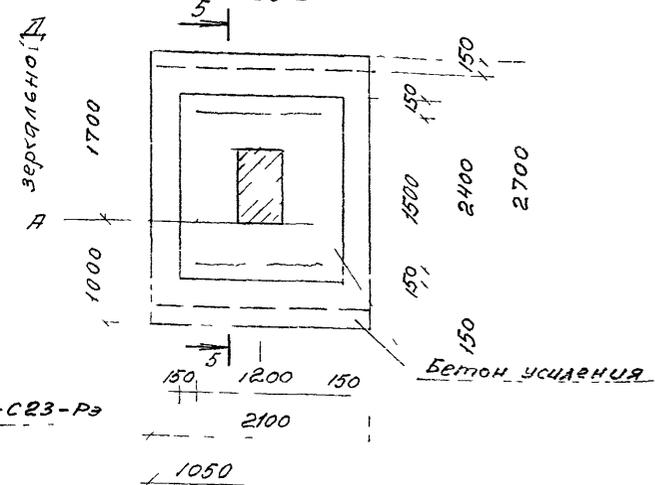
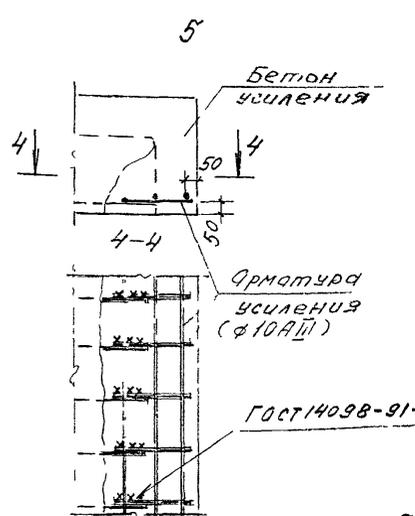
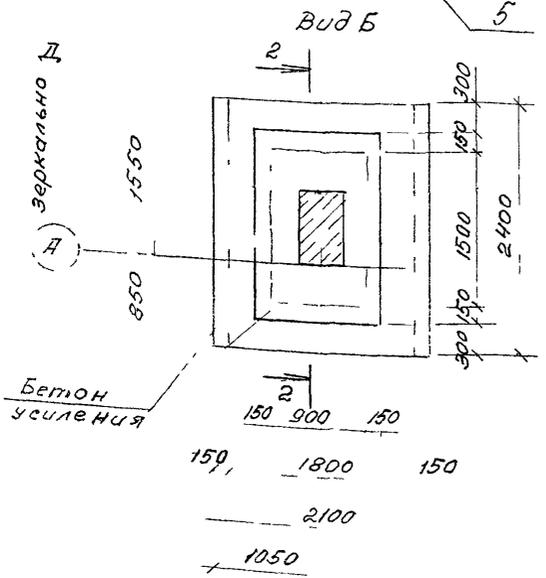
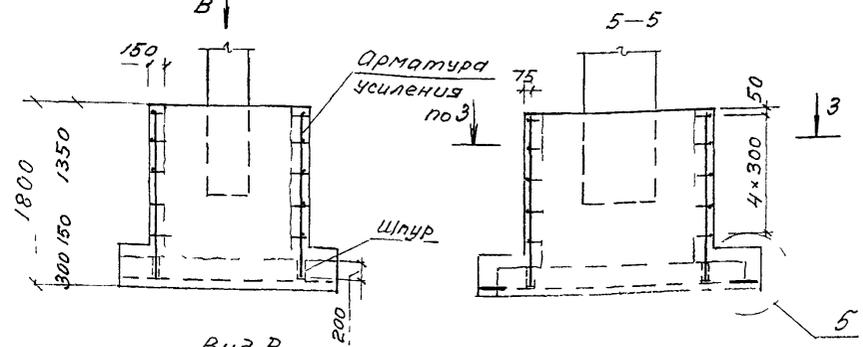
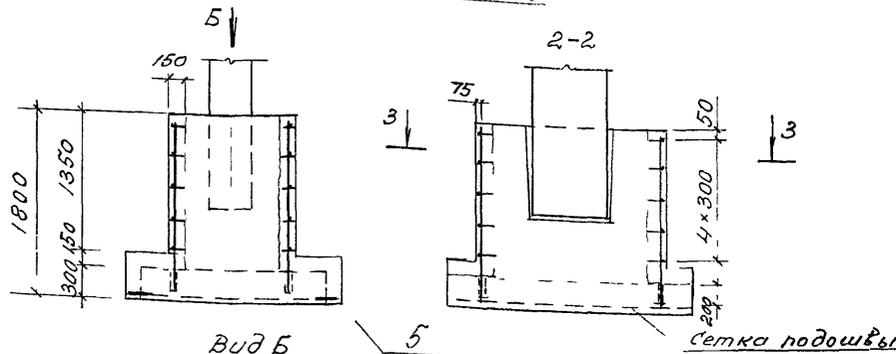
Ведомость расхода материалов на один усиленный стык фундаментных балок

Марка	Класс бетона	Расход материалов	
		Бетон, м ³	Сталь, кг
СБУ	В15	0,04	5,5

1. На схеме фундаментов, см. узел 1, арматура усиления и распорки РУ1, РУ2 условно не показаны.
2. Арматура усиления — сварная сетка длиной 2 м из арматурной стали класса А-II или А-III по ГОСТ 5781-82 диаметром 10 мм с шагом продольных стержней 100 мм, поперечных — 200 мм.
3. После установки сварной сетки выбитую штрабу тщательно заделать бетоном класса В15.

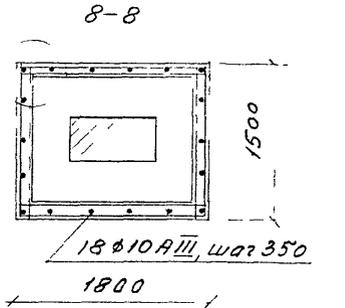
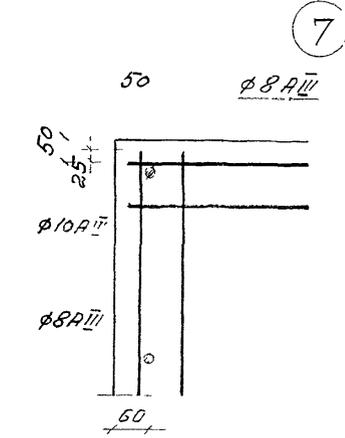
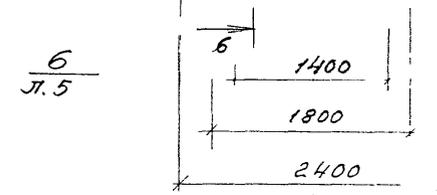
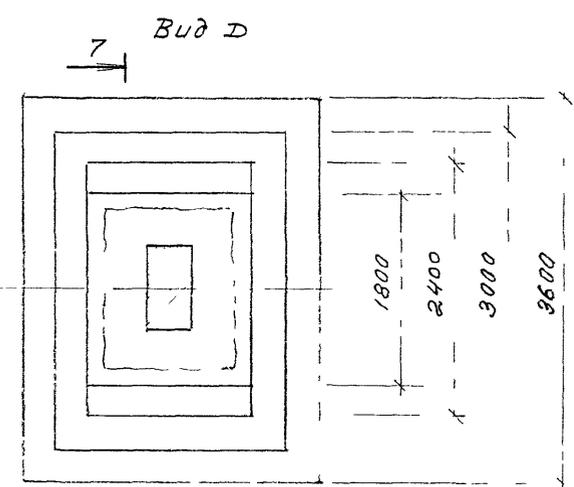
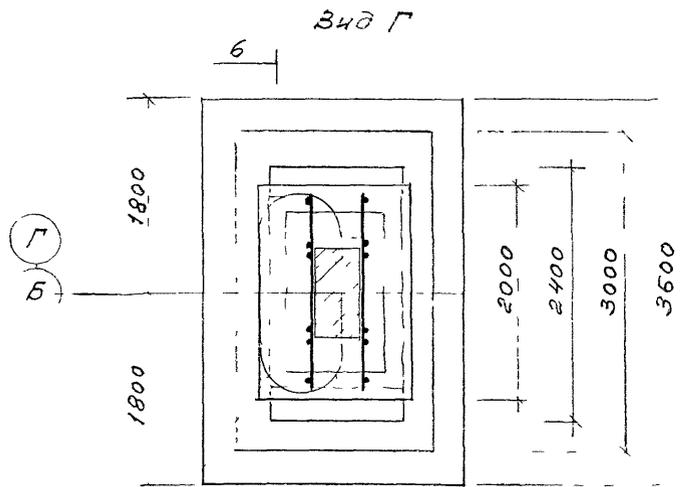
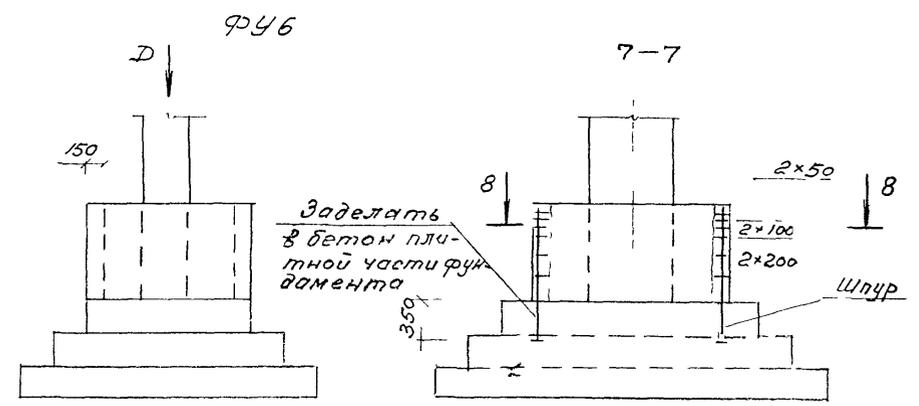
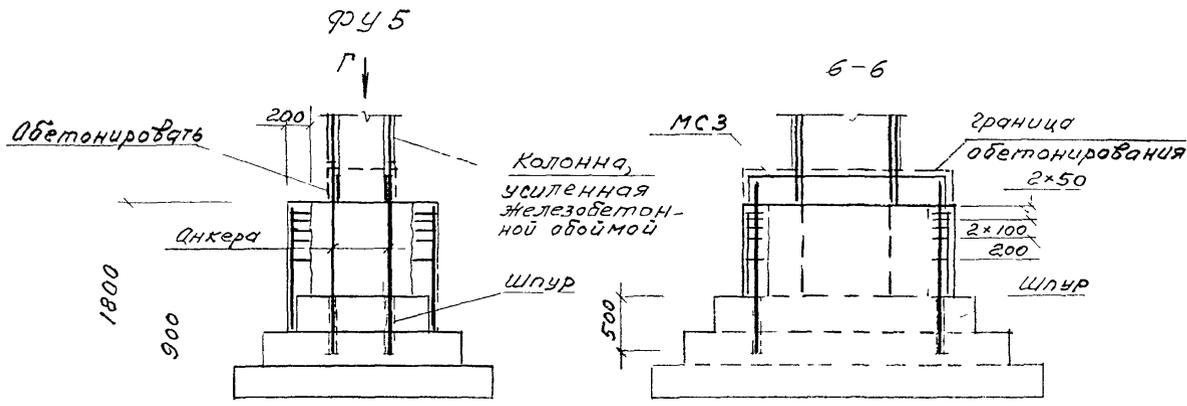
ФУ1_г (ФУ1_н-зеркально)

ФУ2_г (ФУ2_н-зеркально)



1 Хомуты усиления под колонника пропустить в отверстия, просверленные в бетонных столбиках под фундаментные балки с шагом 300мм по вертикали
 2 На рабочих чертежах фундаментов бетонные столбики условно не показаны

Хомут вязаной сетки (стержень φ8АIII)



1 Анкера фундамента ФУ5 и вертикальные стержни арматуры усиления подколонника фундамента ФУ6 заделаны в шпур, предварительно просверленные в бетоне плитной части фундамента (см пояснительную записку, п. 5.9 и 5.10.).
 2 Приварку анкеров к соединительному элементу МСЗ производить ручной дуговой сваркой ($\delta_{шп}$ = 12 мм, $\delta_{анк}$ = 6 мм) по ГОСТ 14098-91

Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	М 33 / 96 с - 10	Лист 4
------	------	------	--------	---------	------	------------------	--------

Пример 1. Дано одноэтажное производственное здание с железобетонным каркасом размером в плане 21х12 м, высотой 6 м, фанарное, двскраиное, с покрытием из железобетонных плит размером 3х6 м по решетчатым балкам. Стены самонесущие панельные толщиной 300 мм из легкого бетона средней плотности до 1200 кг/м³. Здание относится ко II классу по назначению. Район строительства - Гуснеговой и III ветровой, местность типа А'.

Фундаменты под колонны каркаса - монолитные железобетонные на естественном основании из бетона класса по прочности на сжатие В15. Глубина заложения фундаментов $d = 1,95$ м. Отметка верха фундаментов - 0,160 м. Фундаменты одноступенчатые с размером подошвы $b = 1,8$ м, $b = 1,5$ м и высотой плитной части $h_{пл} = 0,3$ м; размер подколонника в плане - 0,9х0,9 м. Армирование фундаментов выполнено арматурной сталью класса А-III.

Основанием фундаментов служат глинистые грунты второй категории по сейсмическим свойствам, имеющие расчетные характеристики: показатель текучести $T_L = 0,3$, коэффициент пористости $e = 0,7$, угол внутреннего трения $T_n = 17^\circ$, удельное сцепление $c_u = 35$ кПа, удельный вес грунта выше и ниже фундамента - $\gamma_{II} = \gamma_{II}' = 18$ кН/м³.

Здание запроектировано и построено без учета сейсмического воздействия (расчетная сейсмичность 6 баллов). По новому районированию сейсмичность района установлена равной 7 баллам с повторяемостью сейсмического воздействия 2.

Требуется: проверить существующие фундаменты под колонны средних рядов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия II, при необходимости, дать рекомендации по их усилению.

Внимание! При проектировании усиления фундаментов реальных объектов коэффициент условий работы бетона $\gamma_{вб}$ следует принимать равным 1,0.

Как следует из расчета каркаса здания, при повышении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов двенадцать колонн в продольных рядах по осям Б" и Г" подлежат усилению железобетонной облойкой толщиной 80 мм (см. докум - 2).

Расчету подлежат: а) фундаменты под рядовые (неусиленные) колонны сечением 400х400 мм при расчетной сейсмичности 7 баллов; б) фундаменты под колонны, усиленные железобетонной облойкой, при расчетной сейсмичности 7 баллов.

Нагрузки, передающиеся на фундамент и действующие на уровне его верхнего среза при особом сочетании, определенные из расчета каркаса здания, приведены в табл. 1

Таблица 1

№ проектной ситуации	Характеристика действия усилий	Тип колонны	Расчетные значения нагрузок на фундамент		
			N, кН	M, кНм	Q, кН
1	Усилие действует в плоскости поперечной рамы (в плоскости X'X')	рядовая		96	11
2	Усилие действует в плоскости продольной рамы (в плоскости Y'Y')	усиленная	616	260	38
3	Усилие действует в плоскости поперечной рамы (в плоскости X'X')	рядовая		128	14
4	Усилие действует в плоскости продольной рамы (в плоскости Y'Y')	усиленная		300	38

Расчет существующих фундаментов на новые усилия, связанные с увеличением расчетной сейсмичности здания, включает в себя:

- 1) проверку основания по несущей способности;
- 2) проверку на продавливание плитной части фундамента;
- 3) определение армирования плитной части фундамента;

		М 33/96с - 11		
Изм.	№	Исполн.	Дата	Подпись
Листы	№	Всего	№	Листов
Листы по вариантам		Примеры расчета усиления фундаментов при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 и с 7 до 8 баллов		
		ЦНИИПРОМЗДАНИИ		

Определяем расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления (см. п 2.16. СНиП 2.02.01-83)

$$\varphi_1 = \frac{\varphi_0}{\gamma_2(\varphi)} = \frac{17}{1,15} = 15^\circ, \text{ где } \gamma_2(\varphi) = 1,15 - \text{глинистые грунты}$$

$$c_1 = \frac{c_0}{\gamma_2(c)} = \frac{35}{1,15} = 23 \text{ кПа}$$

Фундаменты под рядовые колонны

а) сейсмическое воздействие в плоскости "У"

определяем ординаты элюры предельного давления по краям подошвы фундамента, пользуясь формулами (238) и (239) "Пособия"

$$p_0 = \xi_2 F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) \cdot c_1 / \operatorname{tg} \varphi_1 \quad (\operatorname{tg} 15^\circ = 0,268)$$

$$p_e = p_0 + \xi_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot b (F_2 - k_{eq} \cdot F_3)$$

Коэффициенты F_1 , F_2 и F_3 определяем по графику рис 76 "Пособия" при $\varphi_1 = 15^\circ$

$$F_1 = 5; F_2 = 1; F_3 = 8$$

Коэффициенты формы фундамента ξ_2 , ξ_γ , ξ_c определяем по формулам (17) СНиП 2.02.01-83

$$\xi_2 = 1 + \frac{15}{l}, \text{ где } l = \frac{e}{b} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2$$

$$\xi_2 = 1 + \frac{15}{1,2} = 2,25; \xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{l} = 1 - \frac{0,25}{1,2} = 0,79$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0,3}{l} = 1 + \frac{0,3}{1,2} = 1,25$$

$k_{eq} = 0,1$ - сейсмичность площадки строительства 7 бал.

$$p_0 = 2,25 \cdot 5 \cdot 18 \cdot 1,95 + 1,25 \cdot (5 - 1) \cdot 23 / 0,268 = 395 + 429 = 824 \text{ кПа}$$

$$p_e = 824 + 0,79 \cdot 18 \cdot 1,5 (1 - 0,1 \cdot 8) = 828 \text{ кПа}$$

Определяем эксцентриситет элюры предельного давления e_u по формуле (241) "Пособия"

$$e_u = b (p_e - p_0) / 6 (p_e + p_0) = \frac{15 \cdot 4}{6 (824 + 828)} = 0,006 < e_a = 0,21 \text{ м}$$

Следовательно, вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания определяется

по формуле (243) "Пособия"

$$N_{u,eq} = b l p_e / (1 + 6 \frac{e_u}{b}) = 15 \cdot 1,8 \cdot 828 / (1 + 6 \frac{0,006}{1,5}) = 1215 \text{ кН}$$

Проверяем условие (24) СНиП 2.02.01-83

$$0,8 \frac{1215}{1,15} = 845 \text{ кН} > N_a = 720 \text{ кН} \quad \text{Условие (24) соблюдается}$$

б) Сейсмическое воздействие в плоскости "X"

$$l = 1,5 \text{ м}, b = 1,8 \text{ м}; \eta = \frac{l}{b} = \frac{1,5}{1,8} = 0,83 < 1 \text{ Принимаем } \eta = 1$$

$$\xi_2 = 2,5; \xi_\gamma = 0,75; \xi_c = 1,3$$

По приведенным выше формулам находим значения $p_0 = 885 \text{ кПа}$, $p_e = 890 \text{ кПа}$; $N_{u,eq} = 1570 \text{ кН}$

$$0,8 \frac{1570}{1,15} = 1092 \text{ кН} > N_a = 720 \text{ кН}$$

След, прочность оснований фундаментов под рядовые колонны при особом сочетании нагрузок обеспечена.

Фундаменты под усиленные колонны

а) сейсмическое воздействие в плоскости "У"

$$l = b = 2,1 \text{ м}; e_a = 0,47 \text{ (см. табл 2)}$$

Определяем учитываемый в расчете размер подошвы в направлении действия момента M_y

$$b_c = 1,5 (b - 2e_a) = 1,5 (2,1 - 2 \cdot 0,47) = 1,74 \text{ м}$$

$$\eta = \frac{l}{b_c} = \frac{2,1}{1,74} = 1,2; \xi_\gamma = 0,79; \xi_2 = 2,25; \xi_c = 1,25$$

$$p_0 = 824 \text{ кПа}$$

$$p_e = 824 + 0,79 \cdot 18 \cdot 1,74 \cdot 0,2 = 829 \text{ кПа}$$

Максимальное давление под краем подошвы фундамента определяем по формуле (244) "Пособия"

$$p_{max} = 2 N_a / [3e (b/2 - e_a)] = 2 \cdot 786 / [3 \cdot 2,1 (1,05 - 0,47)] = 430,7 \text{ кПа} < p_e = 829 \text{ кПа}$$

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания определяем по формуле (245) "Пособия"

Изм.	Кол	Лист	Изд.	Подпись	Дата

М33/96с-11

Лист
3

$$N_{u, eq} = 0,5 \cdot v_c \cdot r_p = 0,5 \cdot 1,74 \cdot 2,1 \cdot 829 = 1514 \text{ кН}$$

$$0,8 \frac{N_{u, eq}}{1,15} = \frac{0,8 \cdot 1514}{1,15} = 1053 > N_a = 786 \text{ кН}$$

След., условие (24) СНиП 2.02.01-83 соблюдается.

б) Сейсмическое воздействие в плоскости x'

$$l = b = 2,1 \text{ м}, e_a = 0,42 \text{ м}$$

$$v_c = 15(2,1 - 2 \cdot 0,42) = 1,89 \text{ м}$$

$$\eta = \frac{l}{v_c} = \frac{2,1}{1,89} = 1,11$$

$$\xi_1 = 0,77; \xi_2 = 2,35; \xi_c = 1,27$$

$$r_o = 848 \text{ кПа}, r_e = 853 \text{ кПа}$$

$$N_{u, eq} = 0,5 \cdot 1,89 \cdot 2,1 \cdot 853 = 1693 \text{ кН}$$

$$0,8 \frac{1693}{1,15} = 1177 > N_a = 786 \text{ кН, т.е. условие (24)}$$

СНиП 2.02.01-83 соблюдается

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности здания до 7 баллов размеры подошвы фундаментов под усиленные колонны должны быть увеличены до 2,1 × 2,1 м

2. Расчет фундаментов по несущей способности

2.1. Расчет на продавливание плитной части фундаментов

Расчет производим из условия, что все фундаменты одноступенчатые с высотой плитной части $h_{pe} = 300 \text{ мм}$ (предварительные расчеты показали, что требуемая величина рабочей высоты $h_{o,pe}$ внецентренно нагруженного фундамента, определенная по формуле (9) "Пособия по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83)", ЦИТП 1989, во всех рассматриваемых проектных ситуациях колеблется от 0,18 до 0,23 м).

По п. 2.6. "Пособия по проектированию фундаментов" определяем схему расчета на продавливания и проверяем условие $h_{cf} - d_p > 0,5(l_{cf} - v_c)$ или $(1,8 - 0,3) - 0,8 = 0,7 > 0,5(0,9 - 0,4) = 0,25 \text{ м}$

Имеем 1-ую схему расчета на продавливание — от низа подколонника

Расчет на продавливание производим на расчетные нагрузки, примененные на уровне подошвы фундамента, без учета веса фундамента и грунта на его уступах, т.е. $N_n = N$ и $M_n = M + Q \cdot h$ (см. табл. 3)

Расчет на продавливание плитной части производим из условия

$$F \leq R_{Rt}^p v_m h_{o,pe}, \text{ где}$$

$F = A_o r_{max}$ — величина продавливающей силы

$$A_o = 0,5v(l - l_{cf} - 2h_{o,pe}) - 0,25(v - v_c - 2h_{o,pe})^2;$$

$r_{max} = \frac{N_n}{l \cdot b} + \frac{M_n}{W}$ — максимальное краевое давление на грунт от нагрузки, примененной на уровне верхнего обреза фундамента

$$R_{Rt}^p = m_{kr} \cdot \gamma_{Rt} \cdot R_{Rt} = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 0,75 = 0,825 \text{ МПа}$$

$$v_m = v_{cf} + h_{o,pe} = 0,9 + (0,3 - 0,05) = 1,15 \text{ м}$$

Расчет на продавливание выполняем в табличной форме (см. табл. 3 и 4).

а) сейсмическое воздействие в плоскости x'

Таблица 3

№ проектной ситуации	Размер подошвы ф-та, м		Сечение подколонника, м		N_n , кН	$M_{n,x}$, кН·м	W_y , м ³	$\frac{N_n}{l \cdot b}$, МПа	$\frac{M_{n,x}}{W_y}$, МПа	$r_{x, max} = \frac{N_n}{l \cdot b} + \frac{M_{n,x}}{W_y}$, МПа
	l	b	l_{cf}	v_{cf}						
1	1,8	1,5	0,9	0,9	616	116	0,81	0,23	0,14	0,37
2	2,1	2,1	0,9	0,9	616	328	1,54	0,14	0,21	0,35

Продолжение табл. 3

Определение $A_{o,x}$				$F = A_{o,x} r_{x, max}$, кН	$R_{Rt}^p v_m h_{o,pe}$, кН
$0,5v$	$l - l_{cf} - 2h_{o,pe}$	$0,25(v - v_{cf} - 2h_{o,pe})^2$	$A_{o,x}$, м ²		
0,75	0,4	0,002	0,30	110	} < 237
1,05	0,7	0,12	0,62	215	

Условие прогности на продавливание в плоскости x' выполнено.

Изм.	Кол	Лист	Мод.	Подпись	Дата
------	-----	------	------	---------	------

M33/96с-11

Лист
4

б) сейсмическое воздействие в плоскости Y^c
таблица 4

№ проектной ситуации	l м	b м	e_{cf} м	e_{sf} м	N_n кН	$M_{n,y}$ кНм	W_x м ³	$\frac{N_n}{e_b}$ МПа	$\frac{M_{n,y}}{W_x}$ МПа	$R_y, \text{max} = \frac{N_n}{e_b} + \frac{M_{n,y}}{W_x}$ МПа
3	1,8	1,5	0,9	0,9	616	153	0,675	0,23	0,23	0,46
4	2,1	2,1				368	1,54	0,14	0,24	0,38

продолжение табл. 4

определение $A_{0,y}$				$l_m = e_{cf} + h_{0,pe}$ м	$F = A_{0,y} \cdot R_{y, \text{max}}$	$R_{bb}^p \cdot l_m \cdot h_{0,pe}$
$0,5e$	$b - e_{cf} - 2h_{0,pe}$	$0,25(l - e_{cf} - 2h_{0,pe})^2$	$A_{0,y}$ м ²			
0,9	0,1	0,04	0,05	1,15	23	237
1,05	0,7	0,12	0,62		235	

Условие прочности на продавливание в плоскости Y^c выполнено.

Вывод: прочность плитной части фундаментов на продавливание при увеличении расчетной сейсмичности до 7 баллов обеспечена

2.2. Определение армирования плитной части фундамента

Сечение арматуры плитной части фундамента определяем из расчета на изгиб консольного вылета плиты на действие отпора грунта под подошвой фундамента в сечениях по граням подколонника (предварительные расчеты показали, что эти сечения являются определяющими)

Величины нагрузок, действующих на уровне подошвы фундамента (без учета нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах), приведены в табл. 3 и 4.

Как видно из табл. 2, в проектных ситуациях №1 и 3 (фундамент под рядовую колонну) эксцентриситет $e_a < \frac{l}{6}$ размера подошвы в плоскости действия момента. Следовательно, изгибающий момент M определяется по формуле (44) "Пособия по проектированию фундаментов".

$$\bar{M} = N_n c_i^2 \left(1 + 6 \frac{e_0}{l} - 4 \frac{e_0 c_i}{l^2} \right) / 2e, \text{ где}$$

c_i – расстояние между наиболее нагруженным краем фундамента и рассматриваемым сечением

таблица 5

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	сечение (см рис.)	l м	b м	$e_0 = \frac{M_n}{N_n}$ м	c_i м	$N_n c_i^2$ М	$1 + \frac{6e_0}{l}$	$\frac{4e_0 c_i}{l^2}$	\bar{M} кНм
1	X	1-1	1,8	1,5	0,19	0,46	124,7	1,63	0,10	53,0
3	Y	2-2			0,25	0,2	55,4	2,0	0,13	34,5

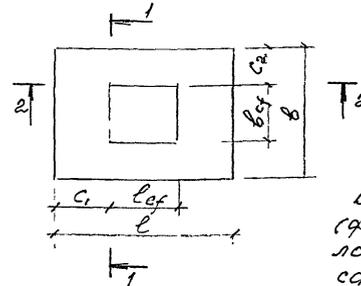


Рис. 1

В проектных ситуациях №2 и 4 (фундаменты под усиленные колонны) имеет место неполное касание подошвы с грунтом (см. табл. 2). Изгибающий момент M определяем по формуле (45) "Пособия по проектированию фундаментов"

$$\bar{M} = 2 N_n c_i^2 \left[1 - \frac{2c_i}{3(l - 2e_0)} \right] / 3(l - 2e_0) = 2 N_n c_i^2 \cdot B / 3(l - 2e_0)$$

таблица 6

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	сечение (см рис.)	l м	b м	$e_0 = \frac{M_n}{N_n}$ м	c_i м	B	$2 N_n c_i^2 \cdot B / 3(l - 2e_0)$	M кНм	
2	X	1-1			0,53	0,6	0,87	443,5	3,12	123,7
4	Y	2-2	2,1	2,1	0,60	0,6	0,85		2,70	139,6

Примечание. В формул. (44) и (45) символом l^* обозначена сторона фундамента, в направлении которой действует сейсмическое воздействие

Площадь сечения арматуры, требуемой из расчета на особое сочетание нагрузок, определяем по п. 3.17. "Пособия по проектированию бетонных и железобетонных"

Изм	Кол	Лист	Док	Подпись	Дата
-----	-----	------	-----	---------	------

М33/96с-11

конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (СНиП 2.03.01-84), цитп, 1986 - по формуле

$$A_s, \text{тред.} = \frac{M}{m_k \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} \cdot \eta \cdot g_e$$

η - коэффициент, определяемый по табл. 20 указанного пособия, в зависимости от значения коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{m_k \cdot R_e \cdot \eta_{e2} \cdot b \cdot h_0^2} \cdot \eta \cdot g_e$$

$$m_k \cdot R_e \cdot \eta_{e2} = 12 \cdot 95 \cdot 11 = 11,2 \text{ МПа}$$

$$m_k \cdot R_s = 12 \cdot 365 = 438 \text{ МПа}$$

Таблица 7

№ проектной ситуации	плоскость действия изгиб. момента	M кН.м	h ₀ м	b м	α _m	η	R _{s, тред.} см ²	Арматура существующего ф-та
1	x	530	0,25	1,5	0,050	0,974	5,0	8 ф 10 АIII
2		1237		2,1	0,084	0,954	11,8	R _{s, x} = 6,28 см ²
3	y	345	0,25	1,8	0,027	0,985	3,2	9 ф 10 АIII
4		139,6		2,1	0,035	0,950	13,4	R _{s, y} = 7,07 см ²

Как видно из табл. 7, при увеличении расчетной сейсмичности здания до 7 баллов усиления армирования плитной части фундаментов под рядовые колонны не требуется, а в фундаментах под усиленные колонны в плите усиления необходимо предусмотреть установку дополнительной арматуры: по 2 стержня φ 16 АIII с каждой стороны (A_{s, тред.} - A_{s, y} = 13,4 - 7,07 = 6,33 см²; 4 = 13,8 см²)

2.3. Расчет поперечного сечения подколонника

2.3.1. Выбор арматуры прямоугольного сечения

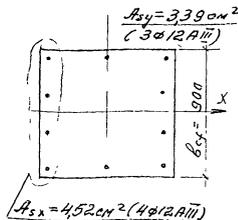
Расчет выполняем на усилия, действующие по низу подколонника на уровне верха плитной части. Высота подколонника h_{сф} = h - h_{р2} = 18 - 03 = 15 м

Размер подколонника в плане e_{сф} × e_{сф} = 0,9 × 0,9 м (см. исходные данные).

Поскольку $\frac{h_{сф}}{e_{сф}} = \frac{15}{0,9} = 16,7 < 6$, учет продольного изгиба не производится, η = 1.

Таблица 8

№ проектной ситуации	плоскость действия изгиб. момента	N кН	M + Q · h _{сф} кН.м	e ₀ = $\frac{M + Q \cdot h_{сф}}{N}$ м
1	x	616	112	0,18
2			317	0,51
3	y	616	149	0,24
4			357	0,58



Армирование подколонника существующего фундамента показано на рис. 2.

рис. 2

Подколонник рассматриваем как прямоугольное внецентренно сжатое сечение по п. 3.20 СНиП 2.03.01-84. Высоту сжатой зоны бетона определяем по формуле

$$x = \frac{N + m_k \cdot R_s \cdot A_s}{m_k \cdot R_e \cdot \eta_{e2} \cdot b \cdot \eta \cdot g_e}$$

В соответствии с указаниями п. 2.41 пособия по проектированию фундаментов "сжатую арматуру в расчете не учитываем.

Расчет производим по формуле (36) СНиП 2.03.01-84

$$N_e \leq m_k \cdot R_e \cdot \eta_{e2} \cdot b \cdot \eta \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x), \text{ где}$$

$$e = e_{ср} + e_0 + (h_0 \cdot 0,5 - a); \quad e_{ср} = \frac{e_{сф}}{30} = \frac{90}{30} = 3 \text{ см} - \text{случайный начальный эксцентриситет}$$

Таблица 9

№ проектной ситуации	R _s см ²	x см	h ₀ см	0,5h ₀ - a см	e м	N _e кН.м	m _k · R _e · η _{e2} · b · η · x · (h ₀ - 0,5x) кН.м
1	4,52	8,0	825	375	0,685	363	633
2					0,915	564	
3	3,39	7,6	825	375	0,645	397	603
4					0,985	607	

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности здания до 7 баллов усиления армирования прямоугольной части подколонника не требуется.

Изм. №, уст. лист, дата, Подпись, Дата

M33/96с-11

2.3.2. Подбор арматуры коробчатого сечения

а) Определение продольного армирования стенок стакана

При расчете стаканной части подколонника величину продольной силы N_n , передаваемой через бетон замоноличивания на стенки стакана, принимаем равной $N_n = 0,5 N$.

Коробчатое сечение подколонника рассчитываем на действие продольной силы N_n и приведенного изгибающего момента M_{nx} или M_{ny} , действующего на уровне торца колонны

$$M_{nx} = M_x + Q_x \cdot h_{анс}; \quad M_{ny} = M_y + Q_y \cdot h_{анс}, \quad \text{где}$$

$$h_{анс} = 0,75 \text{ м} - \text{длина заделки колонны в стакан фундамента}$$

Стаканная часть подколонника рассчитывается как внецентренно сжатый элемент без учета случайного эксцентриситета.

таблица 10

№ проектной ситуации	плоскость действия изгибающего момента	N_n кН	M_n кН·м	$e_0 = \frac{M_n}{N_n}$ м	$e = e_0 + 0,5(h-a)$ м	$A_s = A_s'$ см ²	$x = \frac{N_n}{m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} b \xi_{сж}}$ см
1	x	308	104	0,34	0,72	4,52	30
2			289	0,94	1,32		
3	139		0,45	0,83	3,39		
4	329		1,07	1,45			

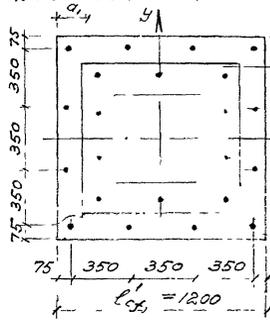
Проверяем выполнение условия (36) СНиП 2.03.01-84

$$N_e \leq m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} \xi_{сж} x (h_0 - 0,5x) + m_{кр} R_{сж} A_s' (h_0 - a')$$

продолжение табл.10

$h_0 - 0,5x$ м	$m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} \xi_{сж}$ МПа	$m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} \xi_{сж} x (h_0 - 0,5x)$ кН·м	$m_{кр} R_{сж}$ МПа	$m_{кр} R_{сж} A_s' x (h_0 - a')$ кН·м	$m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} \xi_{сж} x (h_0 - 0,5x) + m_{кр} R_{сж} A_s' (h_0 - a')$ кН·м	$N_n e$ кН·м
0,81	$12 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 112$	244,9	$12 \cdot 36,5 = 438$	148,5	393,4	$> 221,8$ $< 406,6$ $> 255,6$ $< 446,6$
				111,4	356,3	

В проектных ситуациях №2 и 4 прочность стаканной части подколонника не обеспечена. Необходимо выполнить усиление подколонника железобетонной облойкой с установкой дополнительной продольной арматуры в соответствии с рис. 3. Размер усиленного подколонника в плане $2c_{сж} \times 12 \times 12$ м.



Арматура усиления - 12 стержней φ10АII равномерно расположенных по периметру сечения

Определяем положение центра тяжести суммарной площади поперечного сечения арматуры

$$a_1 = \frac{4,52 \cdot 22,5 + 3,14 \cdot 7,5}{4,52 + 3,14} = 16,4 \text{ см}$$

$$a_2 = \frac{3,39 \cdot 22,5 + 3,14 \cdot 7,5}{3,39 + 3,14} = 15,3 \text{ см}$$

Рис. 3

Для проектных ситуаций №2 и 4 производим повторный расчет стаканной части подколонника при новых его габаритах и армировании

Таблица 11

№ проектной ситуации	$e'_{сж} = e_{сж}'$ м	$a = a'$ см	h_0 см	$A_s = A_s'$ см ²	$x = \frac{N_n}{m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} \xi_{сж} b}$ см	$m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} \xi_{сж} x (h_0 - 0,5x)$ кН·м
2	1,2	164	1036	766	2,3	316,7
4		15,3	104,7	6,53		320,1

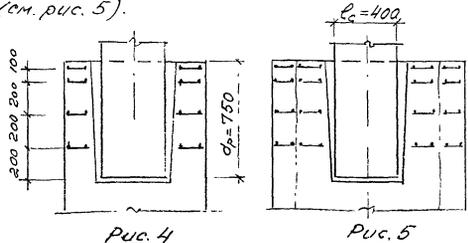
продолжение табл.11

$h_0 - a'$ см	$m_{кр} R_{сж} A_s' (h_0 - a')$ кН·м	$m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} \xi_{сж} x (h_0 - 0,5x) + m_{кр} R_{сж} A_s' (h_0 - a')$ кН·м	$e = e_0 + (0,5 e'_{сж} - a)$ м	N_e кН·м
872	292,6	609,3	1,38	425,0
894	255,7	575,8	1,51	465,1

Условие (36) СНиП 2.03.01-84 выполняется. След. арматура усиления подколонника подобрана правильно

б) Определение поперечного армирования стенок стакана

Расчет производим в соответствии с п. 2.45. "Пособия по проектированию фундаментов" в стенках стакана существующих фундаментов установлены четыре сетки из 4 Ф8АIII ($A_s = 201 \text{ см}^2$), см. рис 4. В проектных ситуациях №2 и 4, в которых на основании расчета по п. "д" должно быть выполнено усиление с увеличением поперечных размеров под колонну до $1,2 \times 1,2 \text{ м}$, в бетоне усиления предусматриваем установку дополнительных четырех сеток из 4 Ф8АIII (см. рис. 5).



Определение условных изгибающих моментов производим по формулам (58) или (59) в зависимости от величины эксцентриситета приложения нагрузок, действующих на уровне верхнего обреза фундамента.

таблица 12

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	N	M	Q	$e_0 = \frac{M}{N}$	$\frac{e_0}{b}$	$\frac{e_0}{z}$	Формула по определению изгиб. моменты (см. Пособие по проектиров., п. 2.42.)
		кН	кН.м	кН	м	м	м	
1			96	11	0,16			(58)
2	x		260	38	0,42			(58)
3		616	128	14	0,20	0,07	0,2	(59)
4	y		300	38	0,49			(59)

продолжение табл. 12

ΣZ_i	$m_{кр} R_{сг}$ ($m_{кр}=1$)	$M'_k = 0,3M + Qd_p$	$M_k = 0,8(M + Qd_p - 0,95NR_c)$	$A_s = \frac{M_k}{m_{кр} R_s \Sigma Z_i}$
м		кН.м	кН.м	см ²
1,9	355	37	—	201
		—	132	402
		49	—	201
		—	164	402

выводы: при увеличении расчетной сейсмичности здания до 7 баллов размеры и армирование фундаментов под рядовые колонны не требуют изменения, а фундаменты под усиленные колонны подлежат усилению наращиванием с установкой дополнительной арматуры (см. табл. 13)

Таблица 13

сейсмичность, баллы	Тип колонны	Размеры фундаментов		h	h _{ре}	Арматура усиленной	
		l x b	l _{сг} x b _{сг}			плиты	подколон. вертикаль. горизонт.
7	рядовая	1,8 x 1,5	0,8 x 0,9	1,8	0,3	не требуется	
	усиленная	2,1 x 2,1	1,2 x 1,2			8Ф16 АIII	12Ф10 АIII 4Ф8 АIII (4 шт.)

Пример 2. Исходные данные, в т.ч. размеры и армирование фундаментов, — по примеру 1.

Здание запроектировано и построено с учетом расчетной сейсмичности 7 баллов. По новому районированию сейсмичность района увеличена до 8 баллов с соответствующим сейсмическому воздействию 2

Требуется: проверить существующие фундаменты под колонны средних рядов на основе сочетания нагрузок и дать рекомендации по их усилению.

Как следует из расчета каркаса здания, при повышении расчетной сейсмичности здания с 7 до 8 баллов шесть колонн в продольных рядах по осям Б" и Г" подлежат усилению стальной обвязкой из уголков сечением 110x110 мм (см. док.м).

Расчету подлежат:

- а) фундаменты под рядовые (неусиленные) колонны сечением 400x400 мм при расчетной сейсмичности 8 баллов;
 - б) фундаменты под колонны, усиленные стальной обвязкой, при расчетной сейсмичности 8 баллов.
- Нагрузки, передающиеся на фундамент и действующие на уровне его верхнего обреза при способе сочетаний,

определенные из расчета каркаса здания, приведены в табл. 14.

таблица 14

№ проектной ситуации	Характеристика действия усилий	Тип колонны	Расчетные значения нагрузок на фундамент		
			N, кН	M, кН.м	Q, кН
1	Усилия действующие в плоскости поперечной рамы (в плоскости X-X')	рядовая	616	167	22
2		усиленная		457	67
3	Усилия действуют в плоскости продольной рамы (в плоскости Y-Y')	рядовая		211	24
4		усиленная		516	67

Производим объем расчетов, аналогичный выполненным в примере 1.

1. Расчет основания по несущей способности

Предварительно принимаем, что при расчетной сейсмичности в баллов фундамент под рядовую колонну будет иметь размер подошвы 1,8 × 1,8 м, а под усиленную колонну — 2,4 × 2,4 м.

Величины нагрузок, приведенных к подошве фундамента, приведены в табл. 15. При этом, величина вертикальной нагрузки определена по формуле

$$N = n + m_{кр} \gamma_{\Sigma} \ell \text{ в } \gamma_{\Sigma} d, \text{ где}$$

N — вертикальная нагрузка на уровне верхнего обреза фундамента (см. табл. 14);

$m_{кр}$ — коэффициент сочетаний для постоянных нагрузок при расчете на особое сочетание;

γ_{Σ} — коэффициент надежности по нагрузке

$\gamma_{\Sigma} = 1,1$ — средневзвешенное значение удельного

веса фундамента и грунта на его обрезах,

а величина изгибающего момента — по формуле

$$M_a = M + Qh \quad (\text{значения } M \text{ и } Q \text{ — см. табл. 14}),$$

где h — высота фундамента.

таблица 15

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	Тип колонны	Размер подошвы фундамента, м	Расчетные значения нагрузок			$e_a = \frac{M_a}{N}$		
				N, кН	M, кН.м	Q, кН	$\frac{e_a}{b}$	$\frac{e_a}{3}$	$\frac{e_a}{3}$
1	X	рядовая	1,8 × 1,8	741	207	22	0,28	0,3	0,6
2		усиленная	2,4 × 2,4	838	578	67	0,69	0,4	0,8
3	Y	рядовая	1,8 × 1,8	741	254	24	0,34	0,3	0,6
4		усиленная	2,4 × 2,4	838	637	67	0,76	0,4	0,8

Как следует из табл. 15, только в первой проектной ситуации имеет место полное опирание подошвы фундамента на грунт, в проектных ситуациях № 2, 3 и 4 имеем: $\frac{e_a}{b} < e_a < \frac{e_a}{3}$ ($\frac{e_a}{3}$), т.е. имеет место частичный стрыв подошвы, но при этом первое условие п. 16.5 СНиП 2.02.01-83 выполняется.

Проверку несущей способности основания производим на сейсмическое воздействие в плоскости Y-Y' (туты выдз, что подошвы фундаментов имеют форму квадрата и $M_y > M_x$).

Силу предельного сопротивления основания определяем по п. 10.8 "Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)" с введением в расчет условного фундамента стороны которого в плоскости действия момента равна $e_a = 1,5 (b - 2e_a)$.

а) Фундаменты под рядовые колонны (сейсмическое воздействие в плоскости Y-Y')

$$\ell = b = 1,8 \text{ м}, \quad e_a = 0,34 \text{ (см табл. 15)}$$

$$e_c = 1,5 (1,8 - 2 \cdot 0,34) = 1,56 \text{ м}$$

$$\eta = \frac{\ell}{e_c} = \frac{1,8}{1,68} = 1,07; \quad \xi_{\eta} = 1 - \frac{0,25}{1,07} = 1 - 0,23 = 0,77;$$

$$\xi_{\eta} = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 1 + \frac{1,5}{1,07} = 2,4; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1 + \frac{0,3}{1,07} = 1,28$$

Определяем ординаты эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента по формулам (238) и (239) Пособия, п. 10.6.

$$p_0 = \xi_{\eta} \cdot F_1 \cdot \eta_1 \cdot d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / \eta_1;$$

$$p_8 = p_0 + \xi_{\eta} \cdot \eta_1 \cdot e (F_2 - k_{ep} \cdot F_3), \quad \text{где } F_1 = 5, F_2 = 1, F_3 = 8 \text{ (см. пример 1, л. 3.)}$$

Изм.	Кол	Лист	№	Дата

МЗ/96с-11

Лист
9

Коэффициент $K_{eq} = 0,2$ — сейсмичность площадки строительства 8 баллов

расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления (см. п. 2.16. СНиП 2.02.01-83)

$$\varphi_1 = \frac{\rho_{11}}{\gamma_g(\rho)} = \frac{17}{1,15} = 15^\circ; \quad c_1 = \frac{c_{11}}{\gamma_g(c)} = \frac{35}{1,15} = 23 \text{ кПа}; \quad t_{g\varphi_1} = t_{g15^\circ} = 0,268$$

$$P_0 = 24 \cdot 5 \cdot 18 \cdot 1,95 + 1,29 \cdot (5-1) \cdot 23 / 0,268 = 860 \text{ кПа}$$

Поскольку $F_2 = 1 < K_{eq} \cdot F_3 = 0,2 \cdot 8 = 1,6$, то $P_g = P_0 = 860 \text{ кПа}$

Максимальное расчетное давление по подошве фундамента определяем по формуле (244) п. 10.8. „Пособия по проектированию оснований“

$$P_{max} = 2N_a / 3e (e/2 - e_a) = 2 \cdot 741 / 3 \cdot 1,8 (0,9 - 0,3) = 457 \text{ кПа} < P_g = 860 \text{ кПа}$$

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания определяем по формуле (245)

$$N_{ч, eq} = 0,5 \cdot e_c \cdot P_g = 0,5 \cdot 1,68 \cdot 1,8 \cdot 860 = 1300 \text{ кН}$$

$$0,8 \frac{N_{ч, eq}}{1,15} = \frac{0,8 \cdot 1300}{1,15} = 904 \text{ кН} > N_a = 741 \text{ кН}$$

следовательно, условие (24) СНиП 2.02.01-83 соблюдается и прочность основания фундамента обеспечена.

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности до 8 баллов размер ширины подошвы фундаментов под средние рядовые колонны должен быть увеличен с 1,5 до 1,8 м.

б) Фундаменты под усиленные колонны (сейсмическое воздействие в плоскости Y^0)

$$e = b = 2,4 \text{ м}; \quad e_a = 0,76 \text{ (см. табл. 15)};$$

$$e_c = 1,5 (2,4 - 2 \cdot 0,76) = 1,32$$

$$\eta = \frac{e}{e_c} = \frac{2,4}{1,32} = 1,82; \quad \xi_\gamma = 0,86; \quad \xi_2 = 1,82; \quad \xi_c = 1,16$$

$$P_0 = 1,82 \cdot 5 \cdot 18 \cdot 1,95 + 1,16 \cdot (5-1) \cdot 23 / 0,268 = 717 \text{ кПа}$$

$$P_g = P_0 = 717 \text{ кПа}$$

$$P_{max} = 2 \cdot 838 / 3 \cdot 2,4 (1,2 - 0,76) = 529 < P_g = 717 \text{ кПа}$$

$$N_{ч, eq} = 0,5 \cdot e_c \cdot P_g = 0,5 \cdot 1,32 \cdot 2,4 \cdot 717 = 1136 \text{ кН}$$

$$\frac{0,8 N_{ч, eq}}{1,15} = \frac{0,8 \cdot 1136}{1,15} = 790 \text{ кН} < N_a = 838 \text{ кН}$$

Следовательно, устойчивость основания не обеспечена и требуется увеличение размеров подошвы фундаментов под усиленные колонны.

Принимаем $e = b = 2,7 \text{ м}$ и уточняем значение вертикальной нагрузки при особом сочетании

$$N_a = 616 + 0,9 \cdot 1,1 \cdot 2,7^2 \cdot 20 \cdot 1,95 = 897 \text{ кН}$$

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{637}{897} = 0,71 \text{ м} < \frac{b}{3} = \frac{2,7}{3} = 0,9 \text{ м}$$

$$e_c = 1,5 (2,7 - 2 \cdot 0,71) = 1,92 \text{ м}$$

$$\eta = \frac{e}{e_c} = \frac{2,7}{1,92} = 1,4; \quad \xi_\gamma = 0,82; \quad \xi_2 = 2,07; \quad \xi_c = 1,21$$

$$P_0 = 2,07 \cdot 5 \cdot 18 \cdot 1,95 + 1,21 \cdot 4 \cdot 23 / 0,268 = 778 \text{ кПа}$$

$$P_g = P_0 = 778 \text{ кПа}$$

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания равна

$$N_{ч, eq} = 0,5 \cdot 1,92 \cdot 2,7 \cdot 778 = 2016 \text{ кН}$$

$$0,8 \frac{2016}{1,15} = 1403 \text{ кН} > N_a = 897 \text{ кН}$$

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности до 8 баллов размеры подошвы фундаментов под средние усиленные колонны должны быть увеличены до $e = b = 2,7 \text{ м}$. По конструктивным соображениям предусматриваем устройство второй ступени с размерами в плане $e_1 = b_1 = 1,8 \text{ м}$. Суммарная высота плитной части усиленного фундамента равна 0,6 м.

2. Расчет фундаментов по несущей способности

2.1 Расчет на продавливание плитной части фундаментов

Расчет на продавливание производим на расчетные нагрузки, приложенные на уровне подошвы фундамента без учета веса фундамента и грунта на его выступах (см. табл. 16).

Определяем схему расчета на продавливание по п. 2.6. „Пособия по проектированию фундаментов“

Проверяем условие $h_{cf} - d_p \geq 0,5 (e_{cf} - e_c)$

Изм	Кол. у	Лист	Подпись	Дата	МЗЗ/96с-11	Лист
						10

Фундамент под рядовую колонну
 $(1,8 - 0,3) - 0,8 = 0,7 > 0,5 (0,9 - 0,4) = 0,25 \text{ м}$

Фундамент под уменьшенную колонну
 $(1,8 - 0,6) - 0,8 = 0,4 > 0,5 (0,9 - 0,4) = 0,25 \text{ м}$

В обоих случаях условие соблюдается, т.е. имеем 1-ую схему расчета на продавливание — от низа подколонника.

Расчет на продавливание плитной части производим из условия $F \leq R_{bt}^p \cdot \ell_m \cdot h_{0,pe}$ (см. раздел 2.1. Примера, л. 4).

Расчет на продавливание выполняем в табличной форме (см. табл. 16 и 17).

а) Сейсмическое воздействие в плоскости "X"

таблица 16

№ проектной ситуации	Размер сечения подошвы подколонника, м				N _n кН	M _{n,x} кН.м	W _y м ³	N _n /2b МПа	M _{max} /W _y МПа	R _{x,max} = N _n /2b + M _{max} /W _y МПа
	ℓ	b	ℓ _{cf}	b _{cf}						
1	1,8	1,8	0,9	0,9	616	207	0,97	0,190	0,213	0,403
2	2,7	2,7	0,9	0,9		578	3,28	0,084	0,176	0,260

Продолжение табл. 16

h _{0,pe} м	Определение A _{0,x}				F = A _{0,x} · R _{x,max} кН	ℓ _m = ℓ _{cf} + h _{0,pe} м	R _{bt} ^p МПа	R _{bt} ^p · ℓ _m · h _{0,pe} кН
	0,5ℓ	ℓ - ℓ _{cf}	0,25(ℓ - b _{cf}) - 2h _{0,pe}	b _{cf}				
0,25	0,9	0,4	0,4	0,32	129	1,15	237	
0,55	1,35	0,7	0,2	0,82	214	1,45	658	

Условие прогности плитной части на продавливание соблюдается

б) Сейсмическое воздействие в плоскости "Y"

таблица 17

№ проектной ситуации	ℓ м	b м	ℓ _{cf} м	b _{cf} м	N _n кН	M _{n,y} кН.м	W _x м ³	N _n /2b МПа	M _{max} /W _x МПа	R _{y,max} = N _n /2b + M _{max} /W _x МПа
4	2,7	2,7	0,9	0,9	616	637	3,28	0,084	0,194	0,28

продолжение табл. 17

Определение A _{0,y}				ℓ _m = ℓ _{cf} + h _{0,pe} м	F = A _{0,y} · R _{y,max} кН	R _{bt} ^p · ℓ _m · h _{0,pe} кН
0,5ℓ	b - b _{cf} - 2h _{0,pe}	0,25(ℓ - ℓ _{cf}) - 2h _{0,pe}	b _{cf}			
0,9	0,4	0,4	0,32	1,15	144	237
1,35	0,7	0,2	0,82	1,45	230	658

Условие прогности соблюдается

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности до 8 баллов прочность усиленных фундаментов на продавливание плитной части обеспечена

2.2 Определение армирования плитной части фундамента

Величины нагрузок, действующих на уровне подошвы фундамента, приведены в табл. 16 и 17.

Как следует из табл. 15, в проектной ситуации №1 (фундамент под рядовую колонну) эксцентриситет $e_a \leq \frac{\ell}{6}$.

Следовательно, изгибающий момент \bar{M} определяется по формуле (44) "Пособия по проектированию фундаментов"

Сечение арматуры подошвы определяем из расчета на изгиб консольного вылета плитной части фундамента на действие отпора грунта под подошвой фундамента в сечениях 1-1 и 2-2 по граням подколонника (см. рис. 1 на стр. 5)

$$\bar{M} = N_n \cdot c_i^2 \left(1 + 6 \frac{e_0}{\ell} - \frac{4e_0 c_i}{\ell^2} \right) / 2\ell = 616 \cdot 0,45^2 \left(1 + 6 \frac{0,34}{1,8} - \frac{4 \cdot 0,34 \cdot 0,45}{1,8^2} \right) / 2 \cdot 1,8 = 67,2 \text{ кН.м}$$

В проектных ситуациях №2, 3 и 4 имеет место некое касание подошвы с грунтом (см. табл. 15). Изгибающий момент \bar{M} определяем по формуле (45) "Пособия по проектированию фундаментов"

$$\bar{M} = 2N_n \cdot c_i^2 \left[1 - \frac{2c_i}{3(\ell - 2e_0)} \right] / 3(\ell - 2e_0)$$

Проектная ситуация №2: $\bar{M} = 2 \cdot 616 \cdot 0,9^2 \frac{1 - \frac{2 \cdot 0,9}{3(2,7 - 2 \cdot 0,94)}}{3(2,7 - 2 \cdot 0,94)} = 308,3 \text{ кН.м}$

Проектная ситуация №3: $\bar{M} = 762 \text{ кН.м}$

" " " №4: $\bar{M} = 358,6 \text{ кН.м}$

Изм.	Кол.л.	Лист	Наим.	Подпись	Дата
------	--------	------	-------	---------	------

Требуемую площадь сечения арматуры подошвы фундамента определяем по п. 3.17 "Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (СНиП 2.03.01-84)".

$$A_{s, \text{треб}} = \frac{\bar{M}}{m_{кр} R_s \xi h_0}, \text{ где коэффициент } \xi \text{ определяется}$$

по табл. 20 указанного Пособия в зависимости от значения коэффициента δ_m .

$$\delta_m = \frac{\bar{M}}{m_{кр} R_e \gamma_{e2} b h_0^2}, \text{ где } m_{кр} R_e \gamma_{e2} = 12 \cdot 85 \cdot 11 = 11,2 \text{ МПа}$$

$$m_{кр} R_s = 12 \cdot 365 = 438 \text{ МПа}$$

Таблица 18

№ проектной ситуации	плоскость действия изгибающего момента	\bar{M} кН·м	h_0 м	b м	δ_m	ξ	$A_{s, \text{треб}}$ см ²	Арматура существующего фундамента
1		67,2	0,25	1,8	0,053	0,972	6,3	8Ф10АIII
2	x	308,4	0,55	2,7	0,034	0,986	130	$A_{s, x} = 6,28 \text{ см}^2$
3		76,2	0,25	1,8	0,052	0,972	7,2	9Ф10АIII
4	y	352,6	0,55	2,7	0,039	0,980	15,2	$A_{s, y} = 7,07 \text{ см}^2$

Как следует из табл. 18, при увеличении расчетной сейсмичности здания до 8 баллов в фундаментах под рядовые колонны необходимо увеличить длину подошвы с 1,8 м до 2,1 м для размещения арматуры усиления. С каждой стороны плиты усиления предусматриваем установку двух стержней Ф10АIII.

В плите усиления фундаментов под усиленные колонны предусматриваем установку четырех стержней Ф12АIII с каждой стороны.

Проверяем достаточность такого усиления - в направлении оси "x"

$$A_{s, x}^{\text{н}} = A_{s, \text{треб}} - A_{s, x} = 130 - 6,28 = 6,72 \text{ см}^2 : b = 0,94 \text{ см}^2 \text{ (8Ф12АIII)}$$

- в направлении оси "y"

$$A_{s, y}^{\text{н}} = A_{s, \text{треб}} - A_{s, y} = 15,2 - 7,07 = 8,13 : b = 1,02 \text{ см}^2 \text{ (8Ф12АIII)}$$

Следовательно, арматура усиления подобрана правильно.

2.3. Расчет поперечного сечения подколонника

2.3.1. Подбор арматуры прямоугольного сечения

Расчет выполняем на усилия, действующие по низу подколонника на уровне верха плитной части (см. раздат. 2.3.1 Примера 1)

Таблица 19

№ проектной ситуации	N	M · h · g	$e_0 = \frac{M + 15g}{N}$ м (см. рис. 2)	A_s см ²	$m_{кр} R_s$ МПа	$m_{кр} R_e \gamma_{e2}$ МПа	$x^*)$ см	$h_0 - \frac{x}{2}$ см
1		200	0,32	452			80	78,5
2	616	537	0,87		12 · 365 = 438	12 · 85 · 11 = 11,2		
3		247	0,40	339			7,6	78,7
4		596	0,97					

Продолжение табл. 19

*) См. Пример 1, п. 2.3.1, л. 6

$m_{кр} R_e \gamma_{e2} b x \times 0,95h - a$ $e = e_0 + e_c = NE$ $x(h_0 - \frac{x}{2}) =$ кН·м	N М	h кН·м	h_0 кН·м	Условие прочности: $NE \leq m_{кр} R_e \gamma_{e2} b x (h_0 - 0,5x)$ (см п. 3.2.0 СНиП 2.03.01-84)
633	0,73	450	788	$h_{cx} = 15 \text{ м}$ - в проектных ситуациях №2,4
603	0,375	128	788	$h_{cx} = 12 \text{ м}$ - " - №2,4
		0,81	499	
		138	850	

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности до 8 баллов прочность прямоугольного сечения подколонников в фундаментах под рядовые колонны обеспечена, а под усиленные колонны (проектные ситуации №2,4) - не обеспечена. Необходимо выполнить усиление подколонников под усиленные колонны железобетонной ободной толщиной 150 мм ($b_x = 150 \text{ мм}$).

Пересчитываем проектные ситуации №2,4 при новых исходных данных. Арматуру усиления принимаем из 16 стержней Ф10АIII, расположенных равномерно по периметру зоны усиления (см. рис. 6 на л. 13).

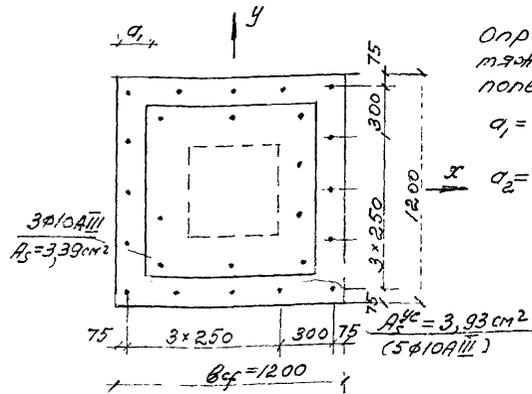


Рис. 6

Определяем положение центра тяжести суммарной площади поперечного сечения арматуры

$$a_1 = \frac{452 \cdot 225 + 393 \cdot 75}{452 + 393} = 155 \text{ см}$$

$$a_2 = \frac{339 \cdot 225 + 393 \cdot 75}{339 + 393} = 144 \text{ см}$$

$$A_s^{тс} = 3,93 \text{ см}^2 \text{ (5φ10AIII)}$$

таблица 20

№ проектной ситуации	$a = a'$	h_0	ΣA_s	$x = \frac{N + m_{кр} R_s \Sigma A_s}{m_{кр} R_e \gamma_e \gamma_{сз} B \epsilon_{сз}}$	$h_0 - \frac{x}{2}$	$m_{кр} R_e \gamma_e \gamma_{сз} B \epsilon_{сз} x \times (h_0 - \frac{x}{2})$
	см	см	см ²	см	см	кН.М
2	155	1045	845	7,3		989
4	144	1056	732	7,0		961

Продолжение табл. 20

$0,5h - a$	e_0	$e_{сз}$	$e = e_0 + e_{сз} + (0,5h - a)$	$N e$
см	см (см. табл. 19)	см	см	кН.М
44,5	87	30	134,5	829
45,6	97		145,6	897

прогнозная прочность прямо-угольного сечения усиленного подколонника обеспечена

2.3.2. Подбор арматуры коробчатого сечения

а) Определение продольного армирования стенок стакана

Коробчатое сечение подколонника рассматриваем на действие продольной силы $N_n = 0,5N$ и приведенного изгибающего момента, действующего на уровне торца колонны, $M_{nx} = M_x + Q_x \cdot h_{анс}$ и $M_{ny} = M_y + Q_y \cdot h_{анс}$, где $h_{анс} = 0,75 \text{ м}$ - длина заделки колонны в стакан фундамента.

Стаканная часть подколонника рассчитывается как внецентренно сжатый элемент без учета случайного эксцентриситета.

таблица 21

№ проектной ситуации	плоскость действия изгибающего момента	N_n кН	M_n кН.М	$e_0 = \frac{M_n}{N_n}$ м	$0,5h - a$ м	$e = e_0 + (0,5h - a)$ м	$N_n e$ кН.М	$A_s = A_s'$ см ²
1	x	308	184	0,60	0,375	0,975	300	452
2			507	1,65	0,445	2,095	645	845
3	y	308	229	0,74	0,375	1,115	343	339
4			566	1,84	0,456	2,296	707	732

Продолжение табл. 21

$\epsilon_{сз} = \frac{e}{a}$	$x = \frac{N_n}{m_{кр} R_e \gamma_e \gamma_{сз} B \epsilon_{сз}}$	h_0 см	$m_{кр} R_e \gamma_e \gamma_{сз} B \epsilon_{сз} x \times (h_0 - 0,5x)$ кН.М	$m_{кр} R_{сс} A_s' \times (h_0 - a)$ кН.М	$B + B$ кН.М
0,9	30	825	245	148	393
1,2	23	1045	319	323	648
0,9	30	825	245	111	356
1,2	23	1056	323	292	615 < $N_n e$

В проектной ситуации №4 прогнозная прочность коробчатого сечения не обеспечена. Увеличиваем количество продольных стержней в бетоне усиления подколонника в плоскости, параллельной оси "x" с 5φ10 до 6φ12AIII (см. рис.7).

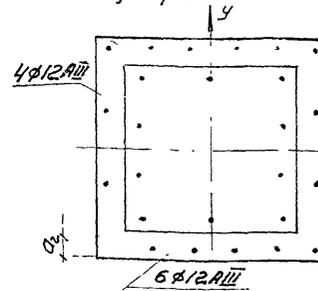


Рис. 7

$$a_2 = \frac{339 \cdot 225 + 679 \cdot 75}{339 + 679} = 125 \text{ см}; A_s = A_s' = 1018 \text{ см}^2$$

$$h_0 = 120 - 12,5 = 107,5 \text{ см}$$

$$m_{кр} R_e \gamma_e \gamma_{сз} B \epsilon_{сз} (h_0 - 0,5x) + m_{кр} R_{сс} A_s' (h_0 - a) = 12 \cdot 85 \cdot 1,1 \cdot 120 \cdot 23 \cdot (107,5 - 115) \cdot 10^{-3} + 12 \cdot 365 \cdot 1018 \cdot (107,5 - 12,5) \cdot 10^{-3} = 329 + 423 = 752 \text{ кН.М} > N_n e = 308 (1,84 + 0,6 - 0,125) = 714 \text{ кН.М}$$

Условие прогноза сечения соблюдается.

По конструктивным соображениям в плоскости, параллельной оси "y" заменим 5φ10 на 4φ12AIII.

ИЗМ. Кол. в Листах Подпись Дата

M33/96с-11

Лист

13

б) Определение поперечного армирования стенок стакана

Расчет производим в соответствии с п. 2.45. "Пособия по проектированию фундаментов" определение условного изгибающего момента производим по формулам (58) или (59) указанного Пособия в зависимости от величины эксцентриситета приложения нагрузок, действу-ющих на уровне верхнего обреза фундамента

В стенках стакана существующих фундаментов уста-новлены четыре сетки 4φ в АIII $A_s = 2,01 \text{ см}^2$ (см. рис. 8), в бето-не усиления предусматриваем установку дополнительных шести сеток из 4φ в АIII (см. рис. 9).

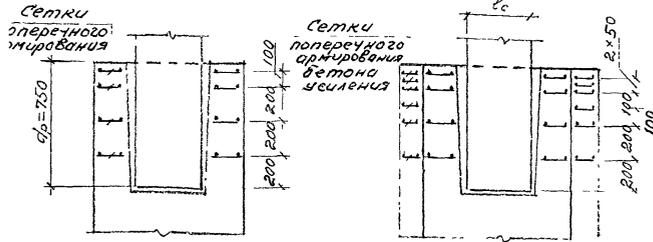


Рис. 8

Рис. 9

Таблица 22

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающ. момента	N кН	M кН.м.	Q кН	$e_0 = \frac{M}{N}$ м	$\frac{e_0}{b}$	$\frac{e_0}{z}$	Формула по определению изг.б. момента M_k
1	x	616	167	22	0,27	0,07	0,2	(59)
2	x		457	67	0,74			
3	y		211	24	0,34			
4	y		516	67	0,84			

*) $0,5e_0 < e_0 < 0,7e_0$, след M_k определяется по формуле (59).

Продолжение табл. 22

$\sum \Sigma_1$	$\sum \Sigma_2$	A_s	R_s	$R_s A_s \sum Z_1$	$R_s A_s \sum Z_2$	$R_s A_s (\sum Z_1 + \sum Z_2)$	M_k кН.м.	
м	м	см ²	МПа	кН.м	кН.м	кН.м		
1,9	—	2,01	355	136	—	136	67	
1,9	3,05				218	354	—	307
1,9	—				—	136	—	85
1,9	3,05				218	354	—	354

Как следует из табл. 22, в фундаментах под рядовые колонны усиления поперечного армирования стенок стакана не требуется, а в фундаментах под усилен-ные колонны в бетоне усиления подколоники должны быть дополнительно установлены шесть горизонталь-ных сеток из арматурных стержней $\phi 8$ в АIII (по четы-ре стержня в каждом направлении).

Выводы при увеличении расчетной сейсмичности зда-ния с 7 до 8 баллов фундаменты под рядовые колонны подложат усиление путем наращивания плитной части, а фундаменты под усиленные колонны — усиление путем наращивания плитной части и подколоники (см. табл. 23)

Таблица 23

Сейсмичность, баллы	Тип колонны	Размеры фундамента, м		Арматура усиления		
		$b \times v$	$e_x \times e_y$	$e_x \times e_y$	$h_{ре}$	
8	рядовая	2,1x1,8	—	0,9x0,9	0,3	φ10 в АIII не требуется
	усиленная	2,7x2,7	1,8x1,8	1,2x1,2	0,6	16φ12 в АIII 4φ8 в АIII (6 шт)

Пример 3 Одноэтажное производственное здание с железобетонным каркасом размером в плане 96x108 м, высотой 10,8 м, фронтонное, оборудованное мостовыми обо-ротными кранами грузоподъемностью 10 тонн, с железобетонными подкрановыми балками, с покрытием из железобетонных плит размером 3x6 м по сегментным фермам. Стены самонесущие панельные толщиной 300 мм из легкого бетона средней плотности до 1200 кг/м³.

Здание относится ко II классу по назначению. Район строительства — II снеговой и III ветровой, местность типа „А“ (см. док. ум. — 9).

Фундаменты под колонны каркаса — монолитные железобетонные на естественном основании из бетона клас-са по прочности на сжатие В15. Глубина заделки фундамента в грунт $d = 1,95$ м, отметка верха фундаментов — 0,150 м. Фундаменты 3-х ступенчатые с размерами по табл. 24 (см. л. 15).

13 м км ул. Луиц Наво Подлики Дрты

МЗЗ/96с-11

таблица 24

Тип колонны	Сечение колонны $e_c \times v_c$ м	Размеры фундамента, м				h	h _{ре}
		$e \times b$	$e_1 \times v_1$	$e_2 \times v_2$	$e_{сф} \times v_{сф}$		
рядовая	0,8 × 0,4	3,6 × 2,4	3,0 × 1,8	2,4 × 1,2	1,5 × 0,9	1,8	0,9
связевая		3,6 × 2,7	3,0 × 2,1	2,4 × 1,5	1,5 × 1,2		

В табл. 24 приняты обозначения:

e, e_1, e_2 — длина подошвы фундамента и его ступеней,
 b, v_1, v_2 — ширина подошвы фундамента и его ступеней,
 $e_{сф}, v_{сф}$ — больший и меньший размеры подколонника,
 h — полная высота фундамента,
 $h_{ре}$ — высота плитной части фундамента.

Армирование фундаментов выполнено арматурной сталью класса А-III.

Основанием фундаментов служат глинистые грунты второй категории по сейсмическим свойствам с расчетными характеристиками по примеру 1.

Здание запроектировано и построено без учета сейсмического воздействия (расчетная сейсмичность 6 баллов). По новому районированию сейсмичность района установлена равной 7 баллам с повторяемостью сейсмического воздействия 2.

Требуется проверить существующие фундаменты под колонны средних рядов на особом сочетании нагрузок с учетом сейсмического воздействия и, при необходимости, дать рекомендации по их усилению.

Как следует из расчета каркаса здания, при повышении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов восемь колонн в продольных рядах по осям Б" и Г" подлежат усилению железобетонной ободкой толщиной 80 мм (см. докум. - 10).

Расчету подлежат:

а) фундаменты под рядовые (неусиленные) колонны при расчетной сейсмичности 7 баллов;

б) фундаменты под колонны, усиленные железобетонной ободкой, при расчетной сейсмичности 7 баллов.

в) фундаменты под связевые колонны при расчетной сейсмичности 7 баллов.

Нагрузки, передающиеся на фундамент и действующие на уровне его верхнего обреза при особом сочетании, определенные из расчета каркаса здания, приведены в табл. 25

таблица 25

№ проектной ситуации	Характеристика действия усилий	Тип колонны	Расчетные значения нагрузок на фундамент		
			S , кН	M , кН.м	Q , кН
1	Усилия действуют в плоскости поперечной рамы (в плоскости "X")	рядовая	2370	260	21
2		усиленная		880	73
3				260	21
4	Усилия действуют в плоскости продольной рамы (в плоскости "Y")	связевая	2840	280	390

Примечание: для рядовых, в т.ч. и усиленных, колонн $M_y = 0$ и $Q_y = 0$

Выполняем расчеты, аналогичные примерам 1 и 2.

1. Расчет основания по несущей способности

Предварительно принимаем, что при увеличении расчетной сейсмичности до 7 баллов габариты фундаментов не изменяются (см. табл. 24).

Величины нагрузок, действующих на уровне подошвы фундамента, приведены в табл. 26.

таблица 26

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	Тип колонны	Размер подошвы фундам. $e \times b$	Расчетные значения нагрузок			e_c м	$\frac{p}{b}$	$\frac{v}{b}$
				N , кН	M , кН.м	Q , кН			
1	X	рядовая	3,6 × 2,4	2700	298	21	0,11	0,6	—
2		усиленная			1011	73	0,37		
3		связевая			2750	298	21		
4	Y			3220	982	390	0,30	—	0,45

Изм.	Калы	Лист	Мок	Подпись	Дата
------	------	------	-----	---------	------

М33/96с-11

Как видно из табл. 26, во всех проектных ситуациях $e_4 < \frac{b}{6}$ или $\frac{b}{3}$, т.е. имеем полное осирание подошвы фундамента на грунт.

Расчет производим в соответствии с „Пособием по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)“, п. 10.4. и 10.6.

Расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, а также коэффициентов F_1, F_2 и F_3 принимаем по примеру 1 (см. л. 3).

Ординаты эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента определяем по формулам:

$$P_0 = \sum F_i \gamma_i' \cdot d + \sum c_i (F_i - 1) \cdot c_i / \gamma g \gamma_i'$$

$$P_B = P_0 + \sum \gamma_i' \cdot b (F_2 - K_{ср} F_3),$$

где $K_{ср} = 0,1$ — расчетная сейсмичность 7 баллов.

Таблица 27

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	L м	B м	$\beta = \frac{P}{B}$	$\xi_1 = 1 - \frac{0,25}{\beta}$	$\xi_2 = 1 + \frac{1,5}{\beta}$	$\xi_3 = 1 + \frac{0,3}{\beta}$	P ₀ кПа	P _B кПа
1				0,67					
2	x	2,4	3,6	0,27	0,75	2,5	1,3	885	895
3		2,7							
4	y	3,6	2,7	1,33	0,81	2,13	1,22	793	801

) Символом B обозначена сторона фундамента, в направлении которой действует изгибающий момент

Продолжение табл. 27

$e_4 = \frac{b(P_B - P_0)}{b(P_B + P_0)}$	e_4	$N_{u,ср} = \frac{e P_B}{1 + 6 e a / b}$	$N_{u,ср}$	N_a
м	м	кН	кН	кН
0,0034	0,11	6553	4559	2700
	0,37	4773	3320	
	0,11	7372	5128	
0,0022	0,30	4662	3243	3220

Во всех проектных ситуациях $N_a < 0,9 N_{u,ср}$, т.е. условие (24) СНиП 2.02.01-83 удовлетворяется, т.е. по условиям обеспечения несущей способности основания увеличения размеров подошвы фундаментов не требуется.

2. Расчет фундаментов по несущей способности

2.1. Расчет на продавливание плитной части фундаментов.

Расчет на продавливание производим на расчетные нагрузки, приложенные на уровне подошвы фундамента без учета веса фундамента и грунта на его углах, т.е. $N_n = N$ (см. табл. 25), а $M_n = M_a$ (см. табл. 26).

Определяем схему расчета на продавливание по п. 2.6 „Пособия по проектированию фундаментов“.

Проверзем условие $h_{ср} \cdot d_r < 0,95 (e_{ср} - e_c)$, где

$$h_{ср} = 1,8 - 0,9 = 0,9 \text{ м,}$$

$$d_r = 0,95 \text{ м,}$$

$$0,9 \cdot 0,95 < 0,95 (1,5 - 0,8) = 0,65$$

$$e_{ср} = 1,5 \text{ м,}$$

$$e_c = 0,8 \text{ м}$$

Имеем 2-ую схему расчета на продавливание, когда фундамент рассматривается на продавливание колонной от два стержня от действия только продольной силы N_c , определяемой по п. 2.20 „Пособия по проектированию фундаментов“, $N_c = a \cdot N$.

Учитывая что при особом сочетании нагрузок величина вертикальной нагрузки, передающейся на фундамент, меньше аналогичной величины при особом сочетании нагрузок, расчет на продавливание колонной плитной части фундаментов в рассматриваемом случае производить не требуется.

2.2. Определение армирования плитной части фундамента

Сечение арматуры подошвы фундамента определяем из расчета на изгиб консольного вылета плиты на действие отпора грунта под подошвой фундамента в сечениях по краям подколонника, которые являются определяющими.

Расчет производим на нагрузки, действующие на уровне подошвы фундамента (без учета нагрузок от веса фундамента и грунта на его обрезах).

Во всех рассматриваемых проектных ситуациях эксцентриситет приложения нагрузки $e_4 < \frac{b}{6}$ разреза подошвы в плоскости действия момента. Изгиба-

ющий момент определяем по формуле (44) „Пособия по проектированию фундаментов“.

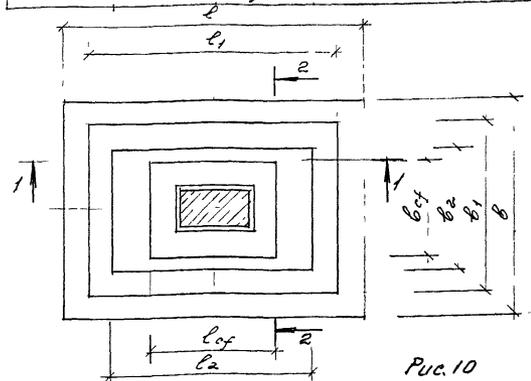
таблица 28

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	Сечение (см. рис. 10)	$N_n = N$ кН	M_x, M_y, Q		$e_c = \frac{M_n}{N_n}$ м	l м	b м	c_i м
				кН·м	М				
1	x	1-1	2370	298	0,13	3,6	2,4	1,05	
	y	2-2		0	0				
2	x	1-1		1011	0,43				
	y	2-2		0	0				
3	x	1-1	298	0,13	2,7	1,05			
4	y	2-2	2840	982			0,35		

Продолжение табл. 28

N_n, c_i^2	$1 + \frac{6e_0}{l}$	$\frac{4e_0 \cdot c_i}{l^2}$	$\bar{M} = \frac{N_n \cdot c_i^2}{2e} \left(1 + \frac{6e_0}{l} - \frac{4e_0 \cdot c_i}{l^2} \right)$	
			кН·м	
2613	1,22	0,042	428	
1332	1,0	0	278	
2613	1,72	0,140	573	
1332	1,0	0	278	
2613	1,22	0,042	428	
1598	1,78	0,144	484	

при определении изгибающего момента в сечении 2-2 величина e_c в формуле (44) заменяется величиной e' .



Площадь сечения арматуры, требуемой из расчета на особое сочетание нагрузок, определяем по п. 3.17. „Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетонов без предварительного напряжения арматуры (с СНиП 2.03.01-84) по формуле

$$A_{s, \text{треб.}} = \frac{\bar{M}}{\sigma_{кр} R_s \xi h_0}, \text{ где } \xi \text{ определяется по табл. 20}$$

указанного Пособия в зависимости от значения коэффициента α_m

$$\alpha_m = \frac{\bar{M}}{\sigma_{кр} R_e \gamma_{e2} b_2 h_0^2} \text{ (для сеч. 1-1) или } \alpha_m = \frac{\bar{M}}{\sigma_{кр} R_e \gamma_{e2} l_2 h_0^2} \text{ (2-2)}$$

$$\sigma_{кр} R_s = 12 \cdot 365 = 438 \text{ МПа; } \sigma_{кр} R_e \gamma_{e2} = 12 \cdot 85 \cdot 1,1 = 112 \text{ МПа}$$

таблица 29

№ проектной ситуации	сечение	\bar{M} кН·м	h_0 м	b_2 м	b_2 м	α_m	ξ	$A_{s, \text{треб.}}$	A_s
								см ²	см ²
1	1-1	428	0,85	—	12	0,044	0,977	11,8	18,5
	2-2	278				0,014	0,992	7,5	14,1
2	1-1	573		—	12	0,059	0,963	15,9	18,5
	2-2	278		2,4	0,014	0,992	7,5	14,1	
3	1-1	428	—	15	0,035	0,981	11,7	21,6	
4	2-2	484	2,4	—	0,025	0,987	13,2	14,1	

Армирование подошвы существующих фундаментов (A_{s1}) — см. докум. - 9

Как видно из табл. 29, во всех проектных ситуациях $A_{s, \text{треб.}} < A_s$. Следовательно, при увеличении расчетной сейсмичности до 7 баллов усиления армирования плитной части не требуется.

2.3. Расчет поперечного сечения подколонника

а) определение продольного армирования стенок стакана

Расчет производим на действие продольной силы $N_n = 0,5N$ и приведенного изгибающего момента, действующего на уровне торца колонны, $M_n = M + Q \cdot h_{\text{ст.}}$, где $h_{\text{ст.}} = 0,9$ м — длина заделки колонны в стакане подколонника.

Изм.	Кол. изм.	Лист	Изм.	Подпись	Дата
------	-----------	------	------	---------	------

М 33/96с-11

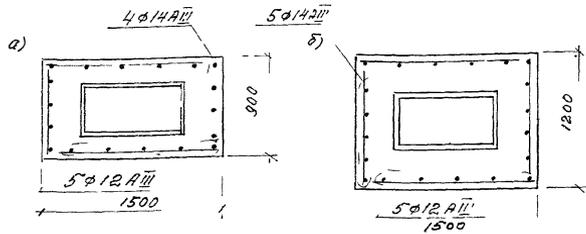
17

таблица 30

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	N_n кН	M_n кН.м	$e_0 = \frac{M_n}{N_n}$ м	$e = e_0 + (0,5h - a)$ м	$N_n \cdot e$ кН.м	$\alpha = \frac{N_n}{m \cdot R_s \cdot b \cdot e}$ см
1			279	0,24	0,315	1090	1,8
2	X	1185	946	0,80	1,475	1754	1,8
3			279	0,24	0,315	1090	0,9
4	У	1420	631	0,44	0,565	1377	0,4

продолжение табл 30

e_{ef} м	h_0 см	$h_0 - 0,5x$ см	$m \cdot R_s \cdot b \cdot e_{ef} \cdot \alpha$ ($h_0 - 0,5x$) = Б	A_s' сущест. фундам. см ²	$m \cdot R_s \cdot b$ = В кН.м	$R_s' \cdot (h_0 - e) = Б + В$ кН.м
0,9	1425	136,6	1625	7,29	431	2056
1,2		136,6				
1,2		138,1	1633	8,82	522	2155
1,5	1125	108,3	1528	7,19	331	1859



$$A_{sx} = A_{sx}' = 4\phi 14 + 1\phi 12 = 6,16 + 1,13 = 7,29 \text{ см}^2$$

Рис 11 а) вертикальное армирование подколонника существующего фундамента под рядовую колонну; б) то же, под связевую колонну

Как следует из табл. 30, во всех проектных ситуациях $N_n \cdot e < (Б + В)$, т.е. условие (36) СНиП 2.03.01-84 соблюдается.

Вывод. при увеличении расчетной сейсмичности до 7 баллов, усиления продольного армирования подколонников фундаментов не требуется.

б) Определение поперечного армирования стенок стакана

Расчет производим по п. 2.44.-2.46. "Пособия по проектированию фундаментов" на действие условного изгибающего момента M_k , определяемого по формулам (59) или (59') п. 2.42. указанного пособия.

таблица 31

№ проектной ситуации	Плоскость изгибающего момента	N кН	M кН.м	Q кН	$e_0 = \frac{M}{N}$ м	$\frac{e_s}{b}$ б	$\frac{e_s}{2}$ б	$\frac{e_s}{2}$ б	Формула для определения момента M_k
1			260	21	0,11				Конструкт. армирован.
2	X	2370	880	73	0,37	0,13		0,4	(59)
3			260	21	0,11				Конструкт. армирован.
4	У	2840	280	390	0,10		0,07	0,2	(59)

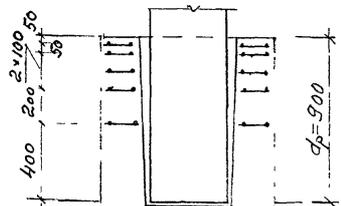
продолжение табл.31

$M_k = 0,3M + Q \cdot d_p$				$\sum L_i$ (см. рис 12) м	$m \cdot R_s$ ($m=1$) МПа	$A_s' = \frac{M_k}{m \cdot R_s \cdot \sum L_i}$ см ²	существов. армирование A_s , см ²
0,3M кН.м	d_p м	Q d_p кН.м	M_k кН.м				
264	0,9	66	330	3,35	355	2,78	2,01 (4φ8AIII)
84			435			3,66	

Как следует из табл. 31, в фундаментах под рядовые колонны усиления поперечного армирования стенок стакана не требуется; в фундаментах под усиленные рядовые и связевые колонны имеющегося поперечного армирования недостаточно ($A_s' > A_s$). В связи с чем необходимо выполнить усиление подколонников путем увеличения размеров их поперечного сечения на 150мм с каждой стороны с установкой в бетоне

усиления дополнительной арматуры: сеток горизонтальной армирования - по расчету (см. табл. 32) и конструктивной продольной арматуры из стержней $\Phi 10 A_{III}$, равномерно распределенных по периметру подколонника в зоне его усиления с шагом ~ 350 мм (см. докум. - 10, л. 4).

В бетоне усиления подколонника под усиленную рядовую колонну предусматриваем установку пяти сеток $4\Phi 8 A_{III}$ с расположением их по вертикали аналогичным принятому в существующих фундаментах (см. рис. 13а), в бетоне усиления подколонника под связевую колонну предусматриваем установку шести сеток из $4\Phi 8 A_{III}$ с расположением их по вертикали по рис. 13б.



$$\Sigma Z_{i,1} = 0,4 + 0,6 + 0,7 + 0,8 + 0,85 = 3,35 \text{ м}$$

$$\Sigma Z_{i,2} = 0,2 + 0,4 + 0,6 + 0,7 + 0,8 + 0,85 = 3,55 \text{ м} - \text{для связевой колонны}$$

$$\Sigma Z_{i,2} = \Sigma Z_{i,1} = 3,35 \text{ м} - \text{для рядовой усиленной колонны}$$

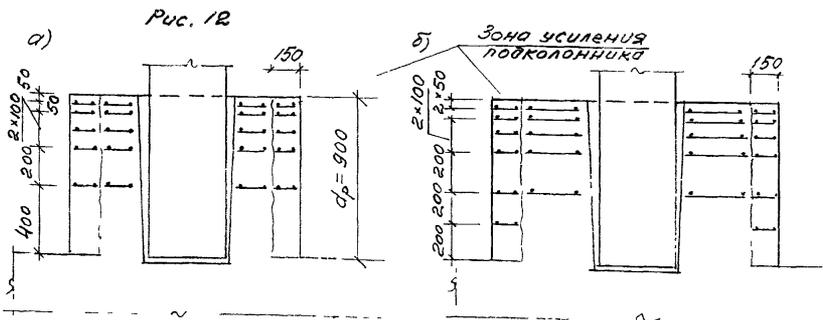


Рис. 13 а) поперечное армирование стенок стакана усиленного подколонника фундамента под усиленную рядовую колонну; б) то же, - под связевую колонну.

выполняем повторный расчет усиленного подколонника для проектных ситуаций № 2 и 4

таблица 32

№ проектной ситуации	A_s см ²	$\Sigma Z_{i,1}$	$\Sigma Z_{i,2}$	$M = m_{кр} R_s (\Sigma Z_{i,1} + \Sigma Z_{i,2})$	M_k (см. табл. 31)
				кН.м	кН.м
2	(4 $\Phi 8 A_{III}$)	3,35	3,35	478	330
4	2,01		3,55	492	435

Поскольку $M > M_k$, предусмотренного дополнительного поперечного армирования зоны усиления подколонника достаточно. В фундаментах под связевые колонны нижняя горизонтальная сетка учитывается по конструктивным соображениям ввиду наличия значительной по величине горизонтальной силы Q_y .

Выводы: при увеличении расчетной сейсмичности здания с 6 до 7 баллов фундаменты под рядовые колонны усиления не требуют; в фундаментах под усиленные рядовые и связевые колонны необходимо выполнить усиление подколонника без изменения размеров их плитной части (см. табл. 33)

Таблица 33

Сейсмичность	Тип колонны	размеры фундамента, м				арматура усиления подколон.	
		$l_1 \times b$	$l_2 \times b$	$l_3 \times b$	h	$h_{пр}$	вертик. гориз.
7	рядовая	1,5 x 0,9				не требуется	
	усиленная	3,6 x 2,4	3,0 x 1,8	2,4 x 1,2	1,8	0,9	4 $\Phi 8 A_{III}$ (5 шт.)
		3,6 x 2,7	3,0 x 2,1	2,4 x 1,5			1,8 x 1,5

Изм. Кол. и Мест. Имен. Подпис. Дата

M 33/96 с - 11

Лист
19