

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

ЦНИИПРОМЗДАНИИ

ШИФР М33/96с

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

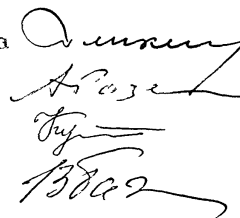
ПРИМЕРЫ РЕШЕНИИ

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.
МЗЗ/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	
-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	
-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	
-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

																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													</
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----

Обозначение документа	Наименование	Стр.
МЗЗ/96с-9	Фундаменты под колонны каркаса	40
	здания с опорными кранами при расчетной сейсмичности 6 баллов	
-10	Фундаменты под колонны каркаса	44
	здания с опорными кранами при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов	
-11	Примеры расчета усиленных фундаментов	50
	при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов	
МЗЗ/96с		Лист
		2

Инв. № подл. Подпись и дата Взам. №

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 72х72 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 3х6 м по железобетонным решетчатым балкам, расположенное в IV снеговом и III ветровом районах;
- четырехпролетное здание размером в плане 96х108 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 3х6 м по железобетонным стропильным железным 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 72х72 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 96х108 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.

Изм.						М33/96с-ПЗ					
Колон.	Лист	Лист	Лист	Лист	Лист						
Изм.	Колон.	Лист	Лист	Лист	Лист						
Изм.	Колон.	Лист	Лист	Лист	Лист						
Пояснительная записка						Специя					
						Лист					
						Листов					
						Р					
						1					
						7					
						ЦНИИПРОМЗДАНИЙ					

Таблица 2

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛИЦЫ 2

№№ п/п	Признак, обуславливающий необходимость конструктив- ного мероприятия	Конструктивное мероприятие	Докум., где приведена схема здания, для которого применяется данное меро- приятие	Обозначение мероприятия и докум., где оно при- ведено	№№ п/п	Признак, обуславливающий необходимость конструктив- ного мероприятия	Конструктивное мероприятие	Докум., где приведена схема здания, для которого применяется данное меро- приятие	Обозначение мероприятия и докум., где оно при- ведено
1	Не обеспечено предохранение плит от обрушения при сейсми- ческом воздействии	Соединение шпильками смеж- ных торцевых ребер плит	-2 -4 -6	У1, докум.-2, лист 3	8	Недостаточная прочность закладных изделий колонн для крепления связей	Устройство дополнительных связей	-6	СБД, 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 гори- зонтальных сейсмических сил	Изменение схемы крепления связей, обеспечивающее передачу усилий с под- крановых балок на связи, минуя колонны	-6	Узел 3, докум.-6, лист 5. Узел 5, докум.-6, лист 6
3	Недостаточная несущая спо- собность колонн	Усиление части колонн желе- зобетонными обоймами	-2 -6	КЗ2, докум.-2, лист 2 КУ2, докум.-6, лист 3	10	Недостаточная прочность опорных участков желе- зобетонных подкрановых балок при действии го- ризонтальных сейсмичес- ких сил	Замена железобетонных подкрановых балок на стальные	-6	Узел 1 и 2, докум.-6, лист 4
		Усиление части колонн сталь- ными обоймами	-4	КУ2, докум.-4, лист 2	11	Недостаточная несущая способность основания при сейсмическом воз- действии	Увеличение размеров фунда- ментов в плане путем нара- щивания плитной части (с двух или четырех его сторон)	-8; -10	ФУ4-1, ФУ4-2 докум.-8, лист 2. ФУ1; ФУ2 докум.-10 лист 3
4	Недостаточная прочность со- единения стропильных балок с колоннами	Усиление узла опирания стро- пильных балок на колонны	-4	У3, У3-1, докум.-4, лист 3. У4, У4-1, докум.-4, лист 4. У5, докум.-4, лист 5	12	Недостаточная несущая способность плитной части фундамента на изгиб по нормальному сечению	Увеличение размеров в плане плитной части фундамента с размещением в бетоне усиле- ния дополнительной арматуры или увеличение высоты плитной части	-8	ФУ4-2, докум.-8 лист 2 ФУ4-1, докум -8, лист 2
5	Недостаточная жесткость ниж- них поясов стропильных ферм	Установка распорок и верти- кальных связей в середине пролета ферм	-6	Узлы 9 и 10, докум.-6, лист 8					
6	Недостаточная прочность со- единения стропильных ферм с подстропильными	Установка упоров по опорам стропильных ферм	-6	Узлы 6, 7 и 8, докум.-6, лист 8					
7	Недостаточная несущая спо- собность стальных связей по колоннам	Усиление связей по крайним рядам. Усиление связей по средним рядам	-6	СВУ1, докум.-6, лист 10. СВУ2, докум.-6, лист 11					

Изм.	Копия	Лист	Имя	Подпись	Дата

МЗЗ/96с-ПЗ

Лист
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
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 $F = \frac{A}{R_{st}}$, где A - 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); $R_{st}=1700$ 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 $R_{st}=1700$ кгс/см², а коэффициент условий работы $\psi_{cr}=1,1$.

Изм.	Кол. ч.	Лист	Изм.	Лист	Подпись	Дата

МЗЗ/96с-ПЗ

Лист

3

2.5. Усиление крепления вертикальных связей по фонарю (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 примыкать к бетону усиленных колонн путем применения стяжных 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 фонарю 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, рассчитываемую 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 верха 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 определена 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 верху 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.	Уч.	Лист	И.Дж.	Подпись	Дата

1133/96с-113

Лист

4

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

Усиление сечений связей произведено такими же элементами, как и существующие (швеллером [16, 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 [16 и [10) (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 осмтр 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.	Соп. уч.	Лист	Лист	Подпись	Дата	

МЗЗ/36с-173

Лист

5

5.6. Как показали расчеты, при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов усиления фундаментов под рядовые неусиленные колонны не требуется (усилению 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 (подовши, высоты плитной части, сечения подколонника) с соответствующим армированием.

5.8. При наращивании плитной части с увеличением размеров подовши 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 подовши 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 8АIII 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 подовши 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 общая 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 (схематическая 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 кранов 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.изм	Лист	Всего	Подпись	Дата				

МЗЗ/96с-ПЗ

Лист

6

в нижней части стенового ограждения над фундаментом должна быть пробита штроба 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 штроба 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.

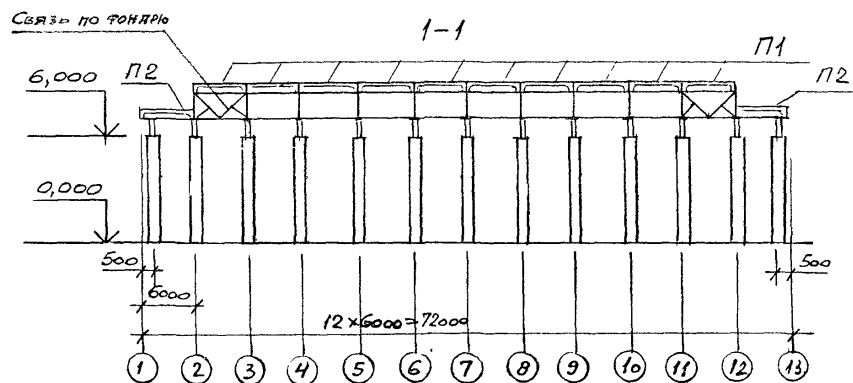
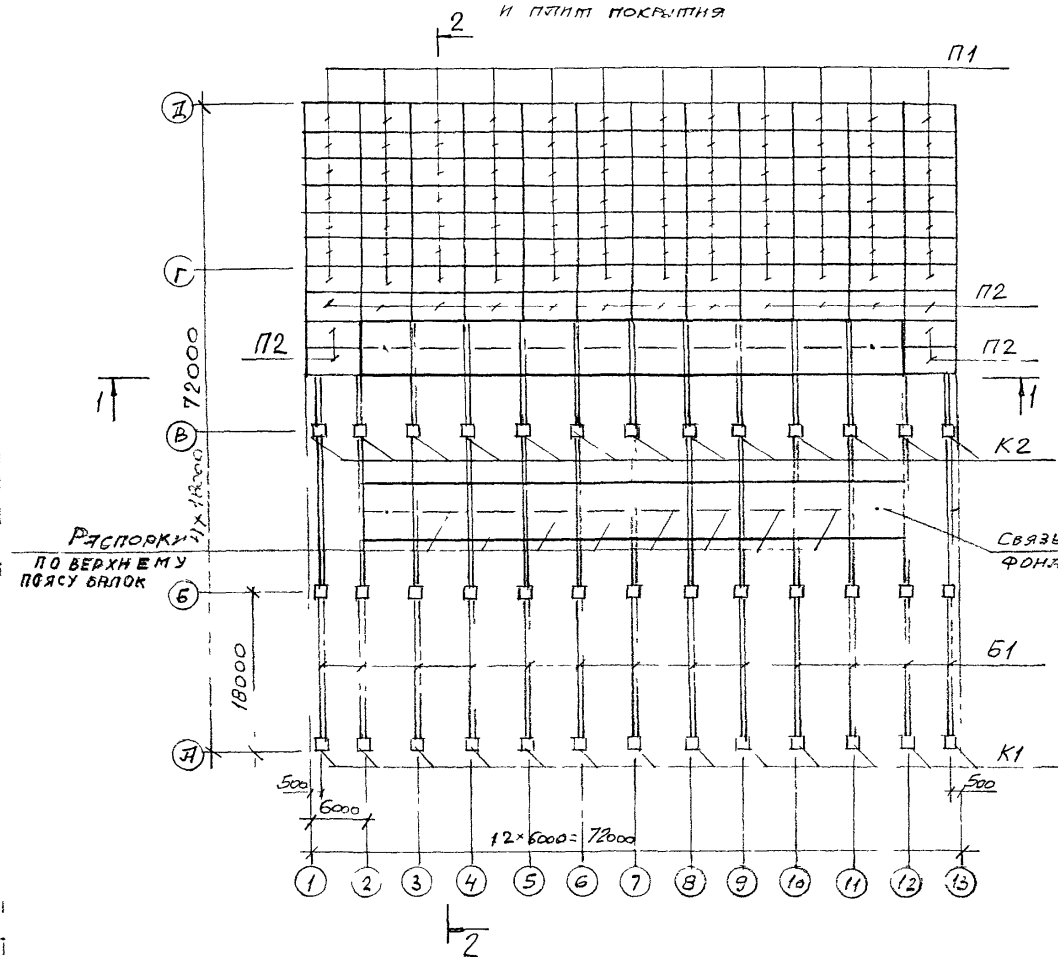
5.14. При увеличении расчетной сейсмичности здания с опорными кранами с 6 до 7 баллов (см. пример 3 на л. 14 докум.-11) усиления подлежат фундаменты под усиленные колонны и фундаменты под связевые колонны, в т.ч. колонны по крайним рядам в местах установки дополнительных связей (см. докум.-10 л. 3). 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 штроба размером не менее 50х50 мм для пропуска верхней продольной арматуры распорки за колонну (см. л. 6 докум.-10). Штроба заделывается бетоном одновременно с бетонированием распорки.

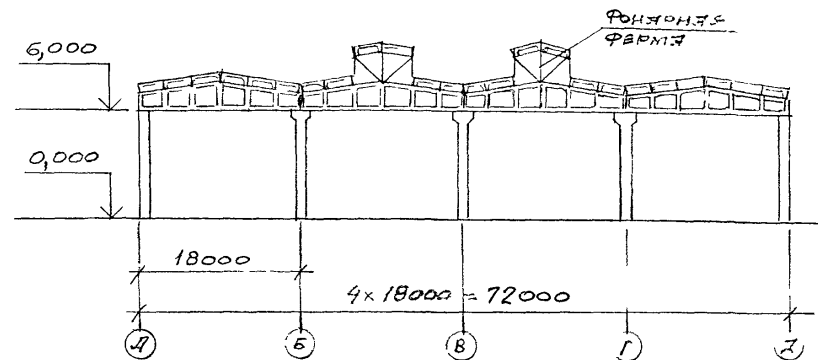
5.15. В материалы по усилению конструкций нулевого цикла должны входить рабочие чертежи всех сварных арматурных изделий, установленных в зонах усиления, с соответствующими спецификациями на них.

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



2-2



Спецификация к схеме расположения колонн, стропильных бляток и плит покрытия

Материал	Обозначение	Наименование	Кол-во, шт	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-3АШВТ	232	
П2		Плита ПГ-5АШВТ	56	

Колонны торцового факверка условно не показаны

МЗЗ/96с-1					
Изм.	Колуч.	Лист	Нрок.	Подпись	Дата
Г.И.И.Н.П.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.
Разработчик	Р.И.И.Н.Н.	Р.И.И.Н.Н.	Р.И.И.Н.Н.	Р.И.И.Н.Н.	Р.И.И.Н.Н.
Проверил	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.
Н.Контр.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.	К.И.И.Н.Н.
Класс здания без опорных кранов с расчетной сейсмичностью 6 баллов					
Страна Лист Листов					
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ					

Схема расположения усиленных колонн и усиления
узлов крепления фонарей

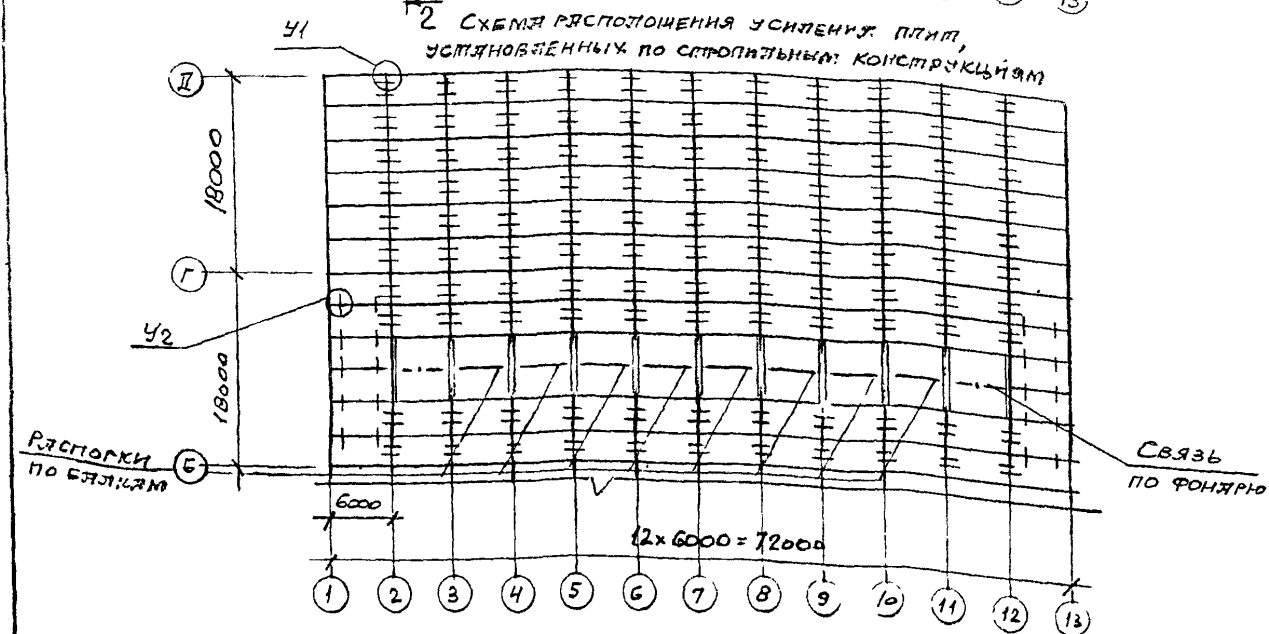
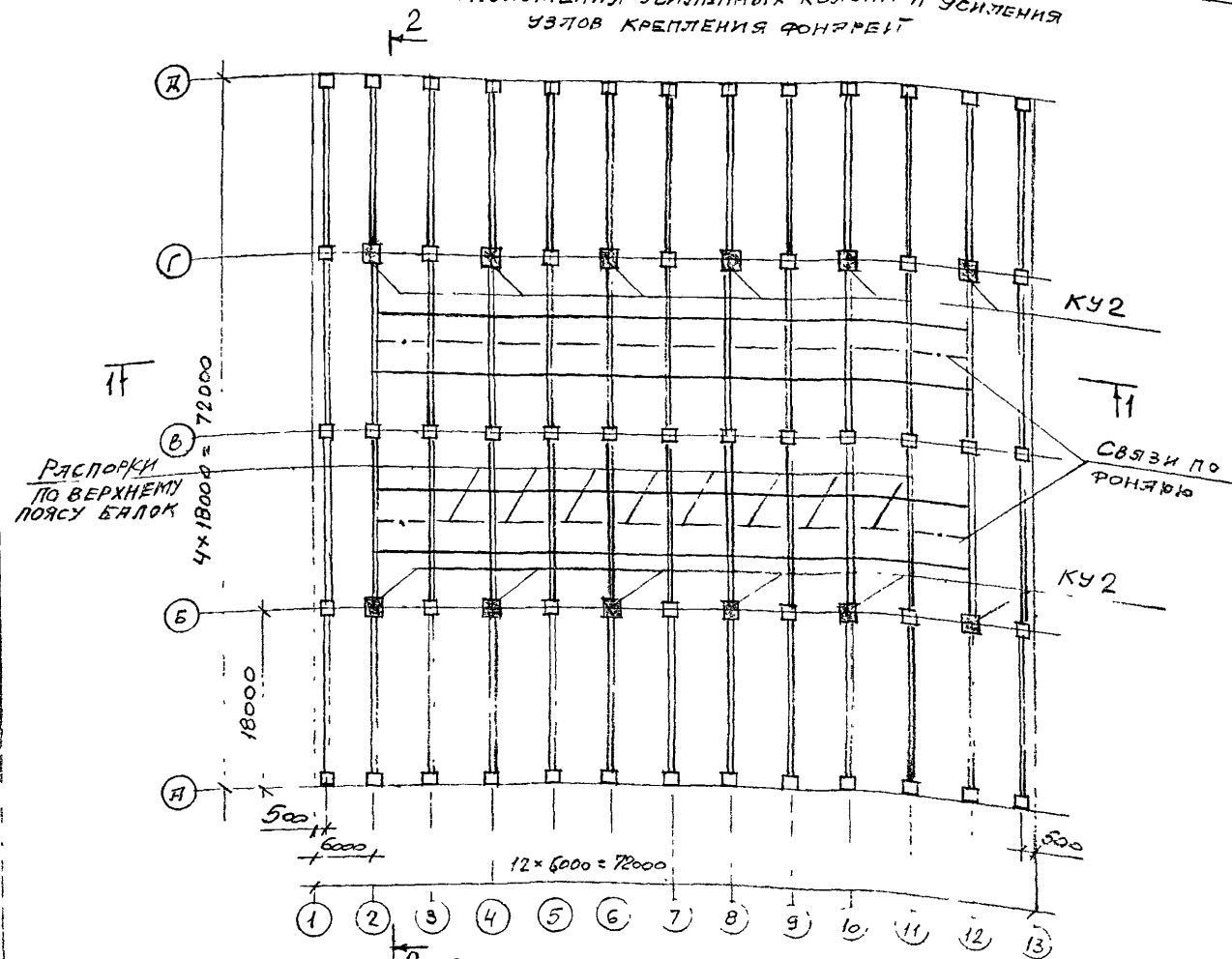
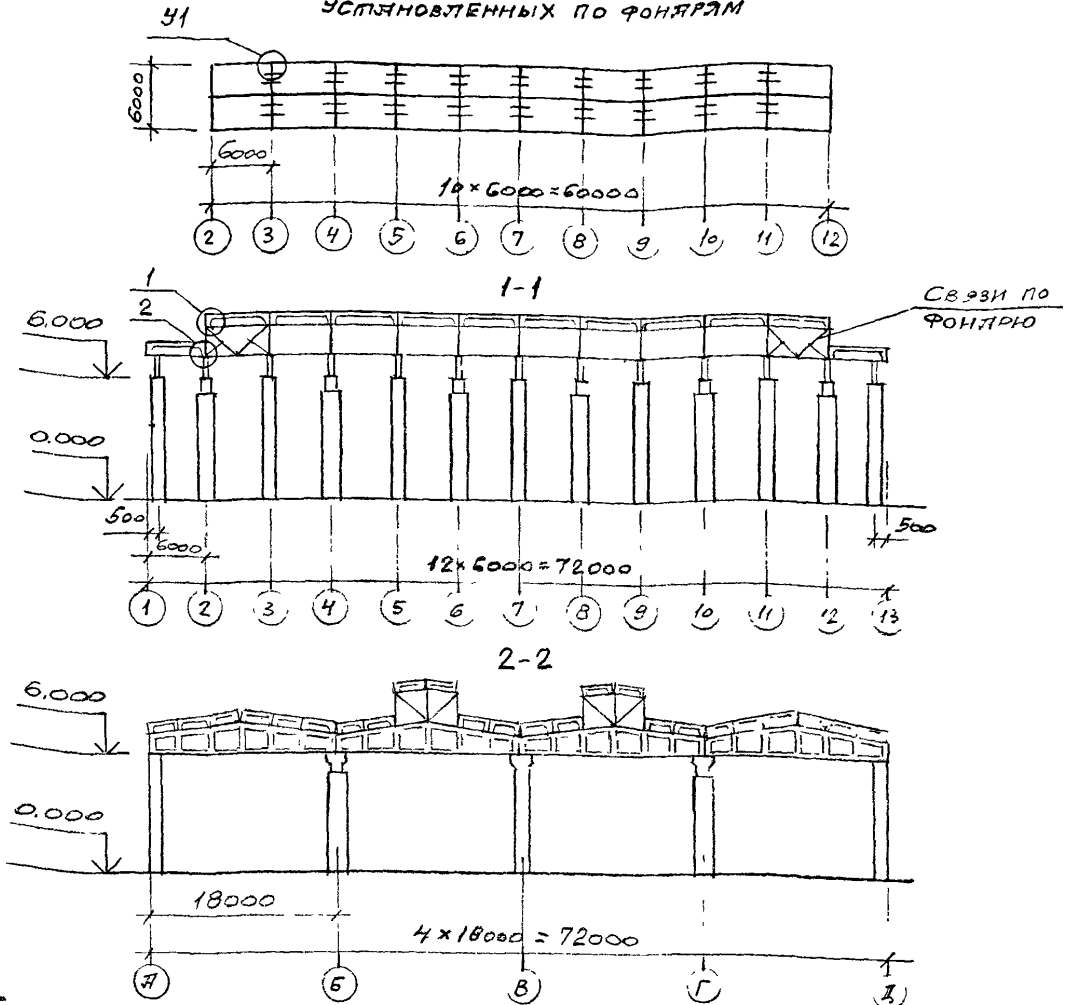


Схема расположения усиления плит,
установленных по фонарям

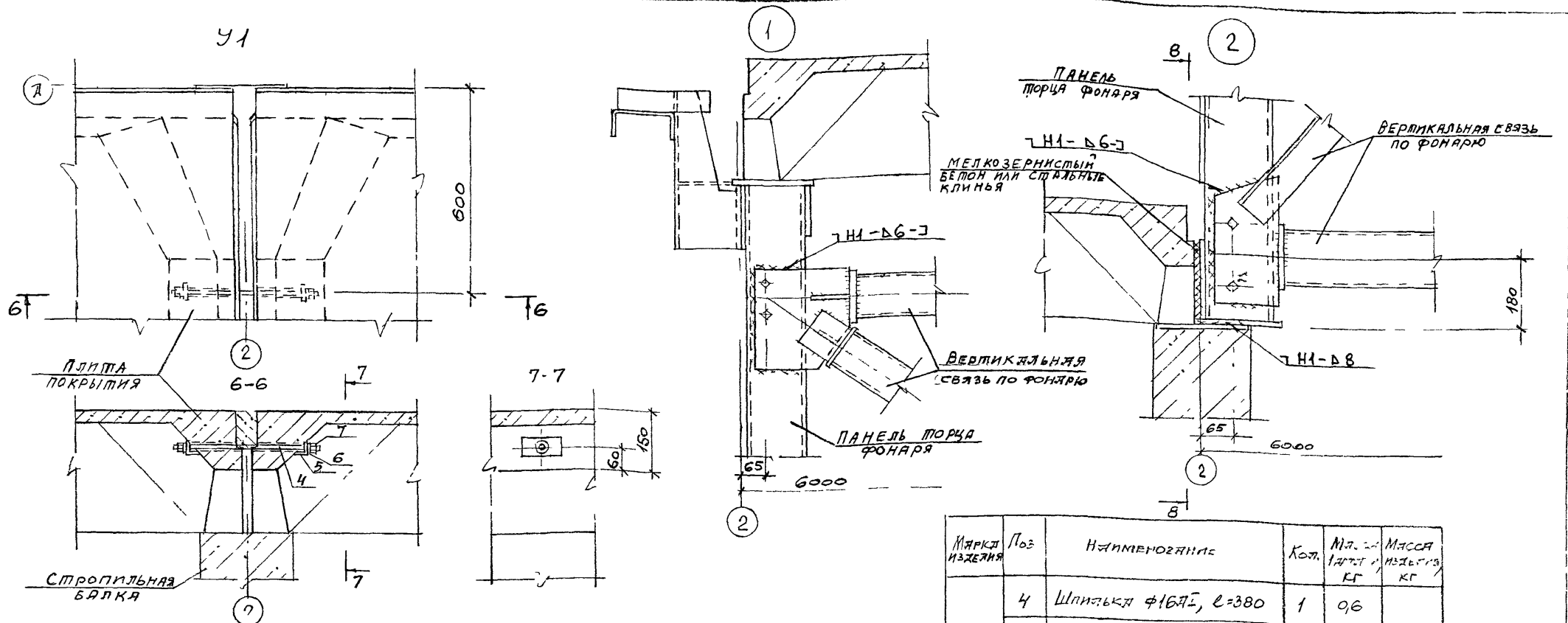


Спецификация к схемам расположения усиливаемых колонн и усиления плит

Марка, позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса БЖ, 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	

Усиливатель каркас приведен на докум. - 1

МЗЗ/96с-2					
Изм.	Кол.	Лист	Н.д.к.	Подпись	Дата
Гл. инж. пр.	Кутирина	Кутирина	Кутирина	Кутирина	Кутирина
Разработчик	Кутирина	Кутирина	Кутирина	Кутирина	Кутирина
Проверил	Кутирина	Кутирина	Кутирина	Кутирина	Кутирина
Н. контр.	Кутирина	Кутирина	Кутирина	Кутирина	Кутирина
Каркас здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов					
Стальная таблица листов					
Р 1 3					
ЦНИИПРОЗДАНИЙ					



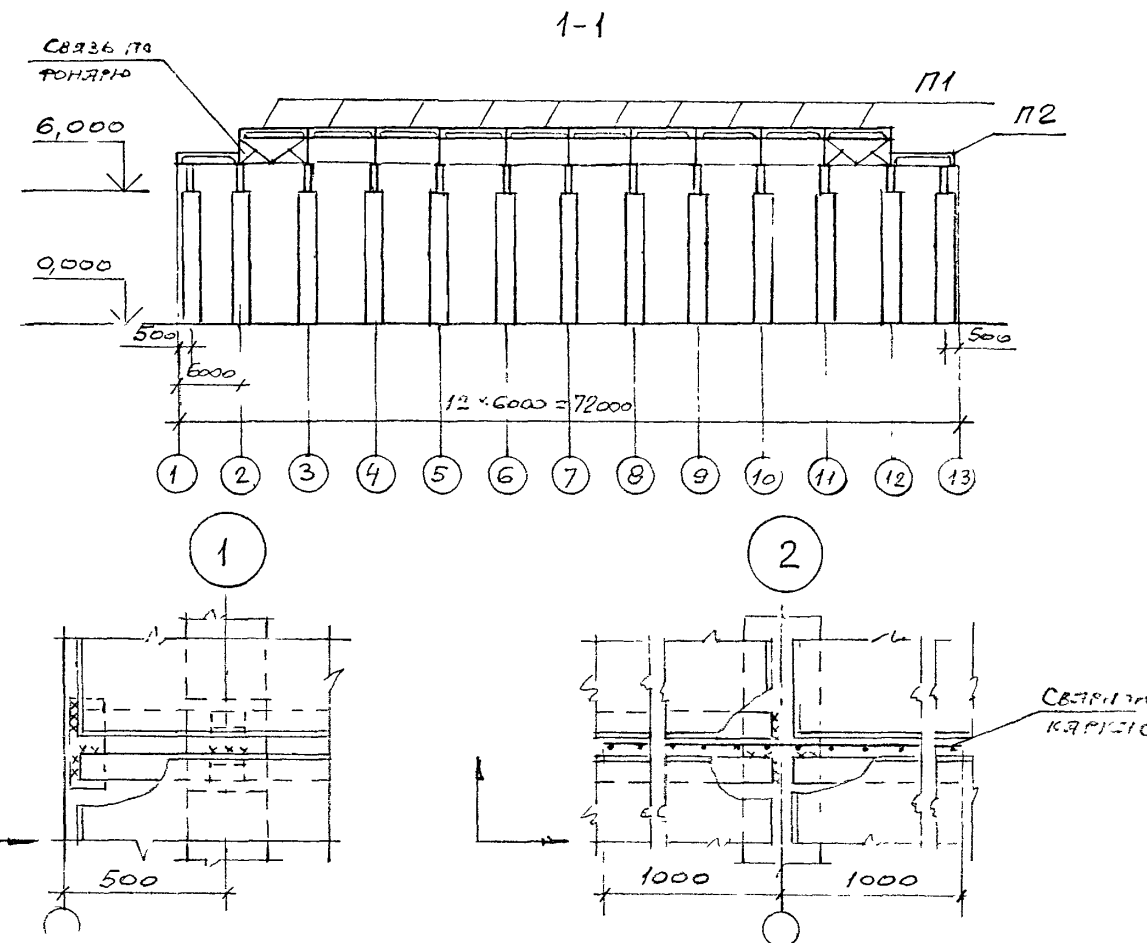
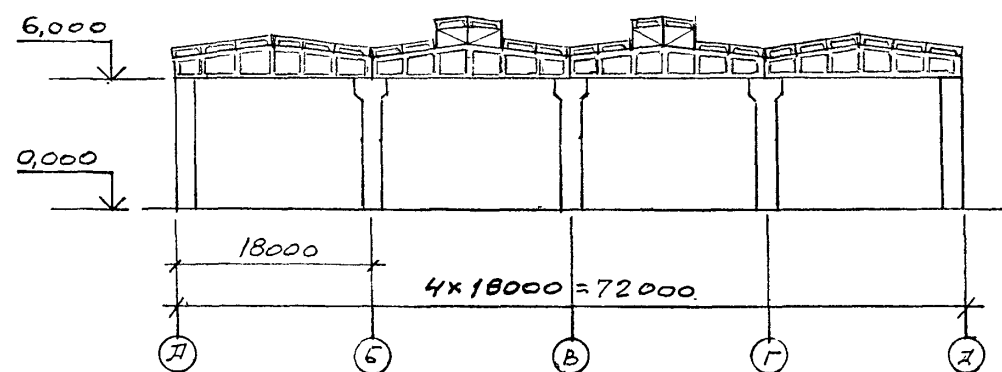
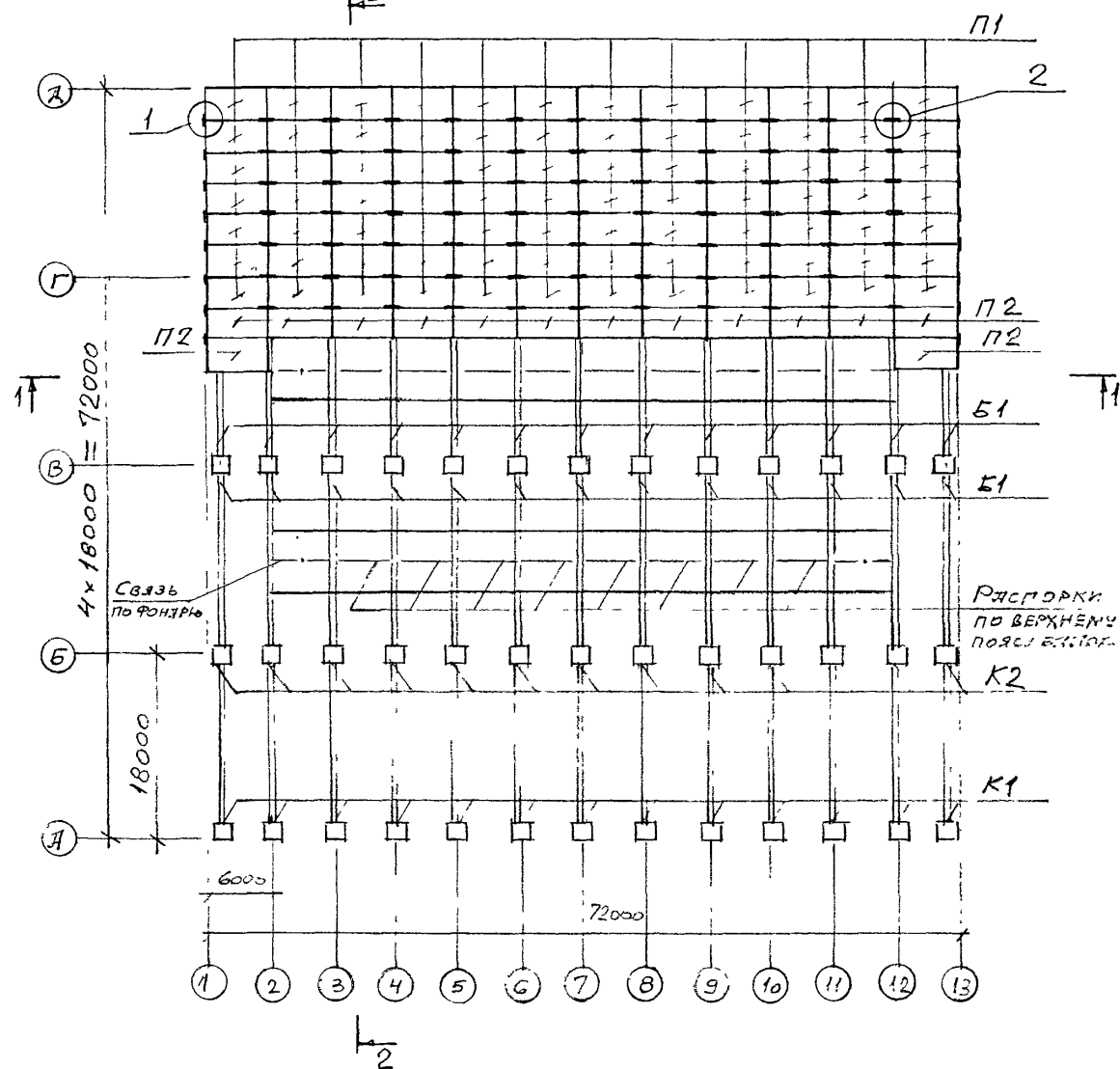
Марка изделия	Поз	Наименование	Кол.	Мат. изд.	Масса изделия
У1	4	Шпилька $\phi 16$ А2, $L=380$	1	0,6	3,06
	5	Уголок $100 \times 63 \times 10$ ГОСТ 8510-72, С245 ГОСТ 27772-88			
		$L=100$	2	1,2	
	6	Шайба пружинная 16			
		ГОСТ 6402-70	2	0,008	
	7	Гайка 16 ГОСТ 5915-70*	2	0,033	

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-ВО ЕД., КГ	Масса Примечание
K1	1.423.1-3/88	Колонна 1К60-4М2	26	
K2		Колонна 5К60-5М2	39	
B1	1.462.1-3/80	Белка 2БДР18-5	52	
П1	ГОСТ 22701.0-77 ГОСТ 22701.1-77	Плита ПГ-3АШВТ	232	
П2	ГОСТ 22701.5-77	Плита ПГ-5АШВТ	56	

Колонны торцового фаяхверка условно не показаны

МЗЗ/96с-3					
Изм.	Кол-во	Лист	Всего	Подпись	Дата
Гл. инж. пр.	Кутирин	Ген.			
Разработчик	Рутковский	Рутковский			
Проверил	Кутирин	Ген.			
Н. контр.	Кутирин	Ген.			
КАРКАС ЗДАНИЯ БЕЗ ОПОРНЫХ КРАНОВ С РАСЧЕТНОЙ СЕЙСМИЧНОСТЬЮ 7 БАЛЛОВ				Стяжка	Листов
				Р	1
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ					

СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛИТЕЛЬНЫХ КОЛОНН И
УСИЛЕНИЯ УЗЛОВ ОПИРАНИЯ СТРОПЬЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ
НА КОЛОННЫ

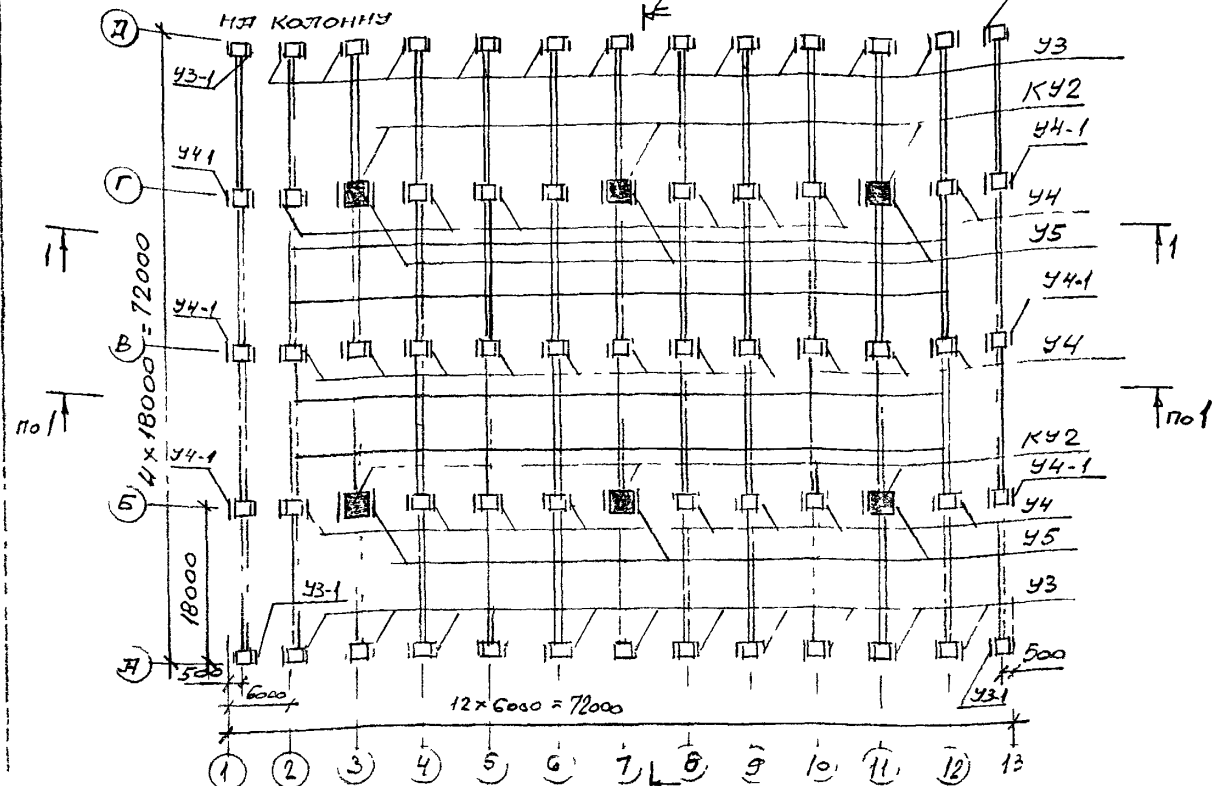


СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕНИЯ ПЛИТ, УСТАНОВЛЕННЫХ
ПО СТРОПИЛЬНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

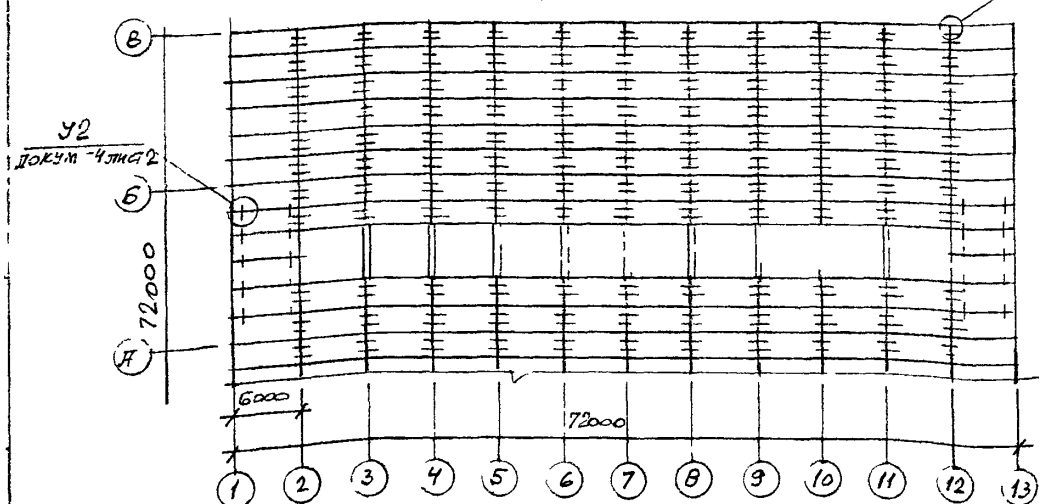
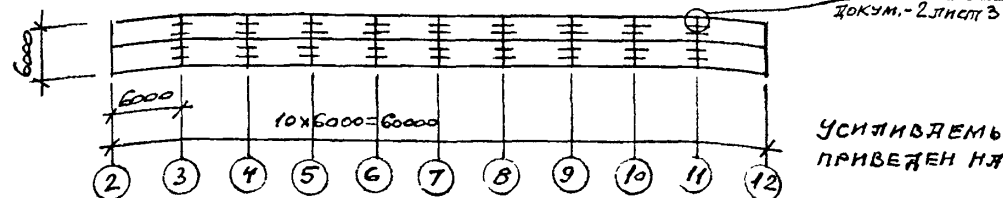
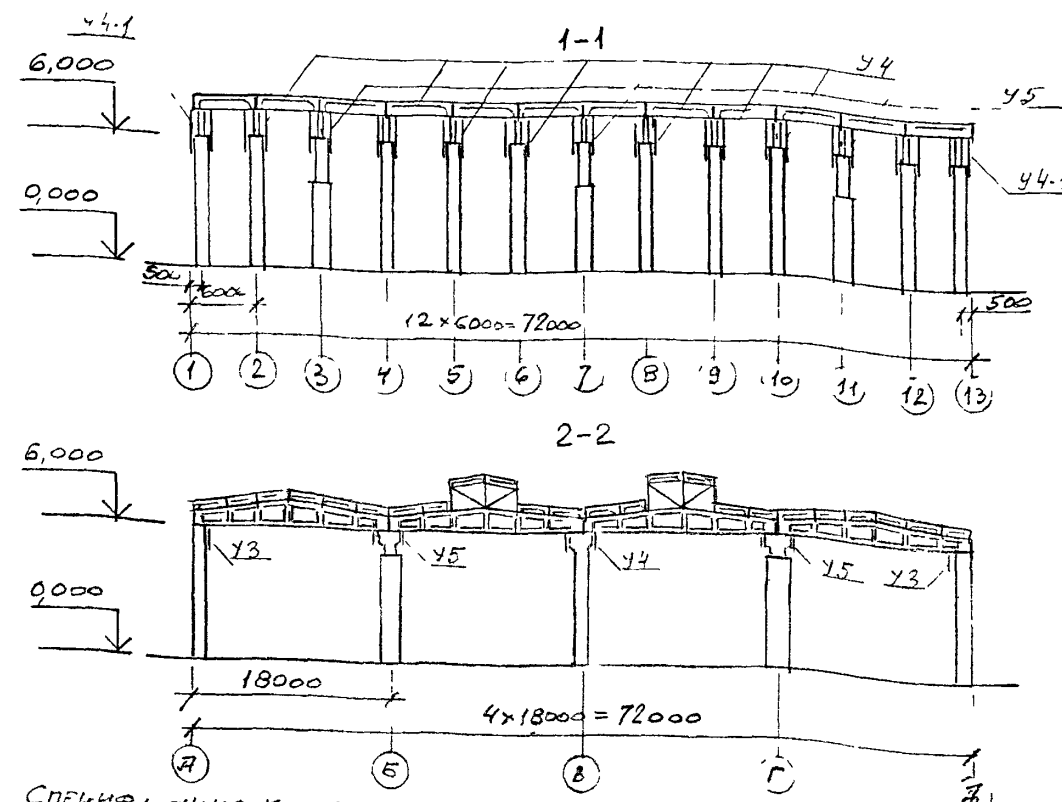


СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕНИЯ ПЛИТ, УСТАНОВЛЕННЫМ ПО ТОНДРАМ У1



УСИЛИВАЕМЫЙ КСРКЯС
ПРИВЕДЕН НА ДОКУМ.-3



СПЕЦИФИКАЦИЯ К СХЕМАТИ РАСПОЛОЖЕНИЯ УСРЕДНЕННАЯ КОПИЯ И ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН

МАРКА, ПОЗИЦИЯ	ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	КОЛ.	МЕТРИЧ. ЕД., КГ	ПРИМЕР - ЧАСТИ
КУ2	Докум. - 4 лист	Стальная обложка	6	534,3	
У1	Докум. - 2 лист 3	Усиление плиты	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 фонулю к планети торца и к фонульной ферме пояса вертикальных связей должны быть прикреплены монтажной сваркой. Бшшмак вертикальной стойки планети торца в месте примыкания вертикальных связей по фонулю должен быть прикреплен монтажной сваркой, а зазор между бшшмаком 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)

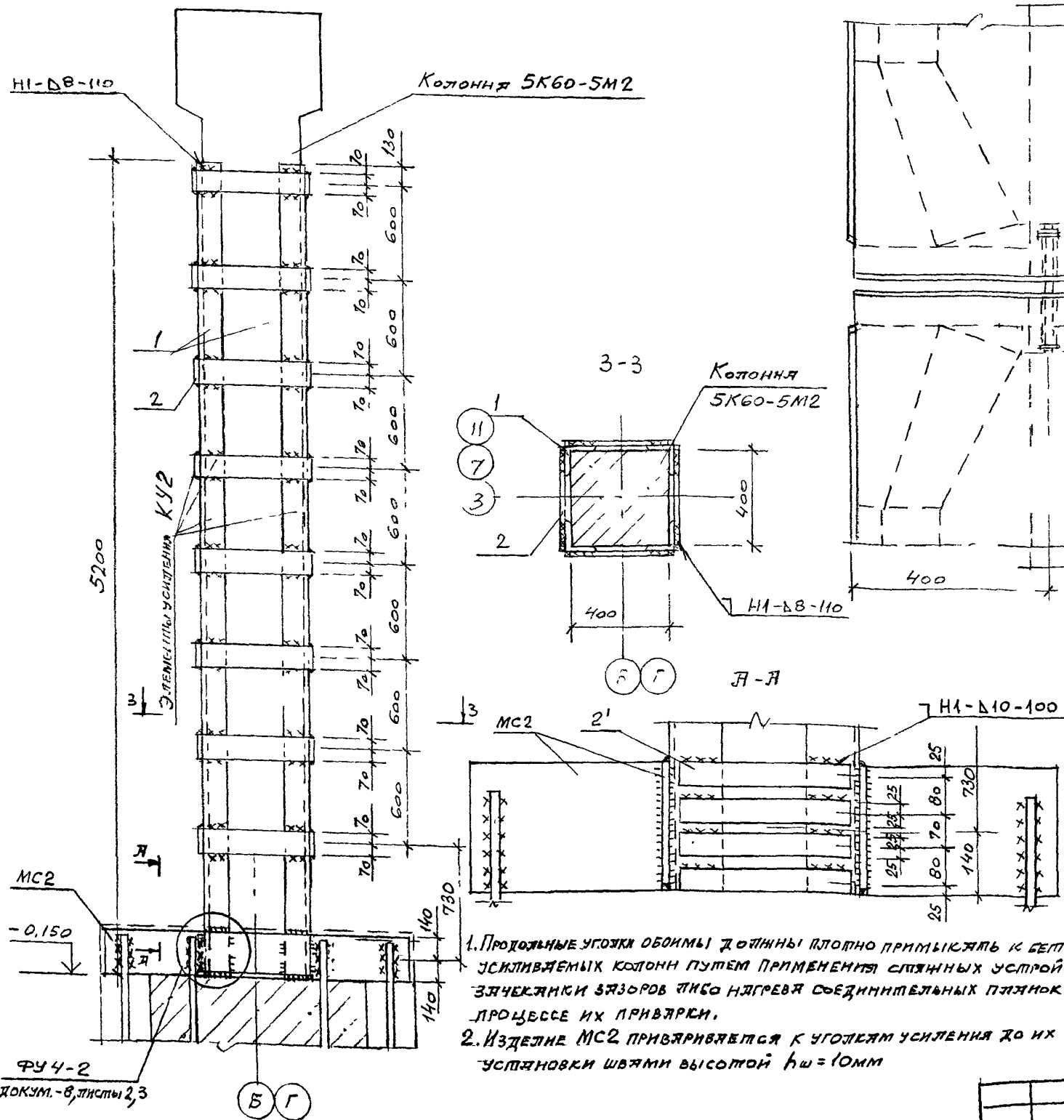
						MЗЗ/96с-4			
Изм,	Колучу,	Лист	№ док,	Подпись	Датум				
Гл инж. пр	Кутыриня					КРАЯС ЗДАНИЯ БЕЗ ОПОРНЫХ КРАНОВ ПРИ УВЕЛИЧЕНИИ РАСЧЕТНОЙ СЕЙСМИЧНОСТИ С 7 ДО В БЯЛПОВ	Страница	Лист	Листов
Разработал	Рупковская						Р	1	6
Проверил	Кутыриня						ЦНИИПРОМЗАДАНИЙ		
Н. контр.	Кутыриня								

КУ 2

У 2

СТРОПИЛЬНАЯ БАЛКА

4-4



1. Продольные уголки обимы должны плотно примыкать к бетону усиленных колонн путем применения специальных устройств, зачеканки зазоров тисо нагревая соединительных планок в процессе их приварки.
2. Изделие МС2 приваривается к уголкам усиления до их установки швами высотой $h_{ш} = 10 \text{ мм}$

Материал	Моз	Нормирование	Кол.	Масса (детали, кг)	Масса изделия, кг
КУ 2	1	Уголок 110х8 ГОСТ 8509-86 С345 ГОСТ 27772-88 $l=5200$	4	70,2	534,3
	2	Полоса 140х8 ГОСТ 103-76 С345 ГОСТ 27772-88 $l=420$	32	3,7	
	2'	Полоса 50х8 ГОСТ 103-76 С345 ГОСТ 27772-88 $l=335$	8	1,24	
	МС2	ДОКУМ. - 8, лист 3	2	62,6	
У 2	3	Болт М16-260. 46 ГОСТ 7798-78	1	0,45	0,55
	4	Косая шайба 16 ГОСТ 10906-78*	2	0,030	
	5	Пружинная шайба 16 ГОСТ 6402-70	1	0,008	
	6	Гайка М16 ГОСТ 5915-70*	1	0,033	

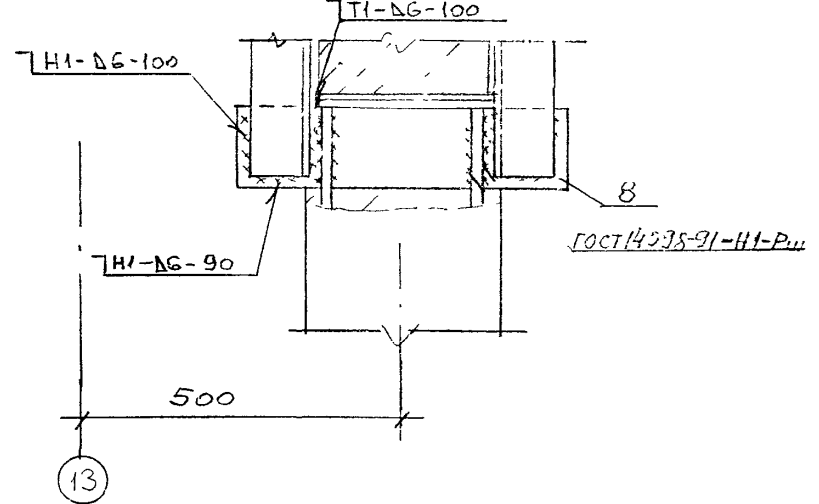
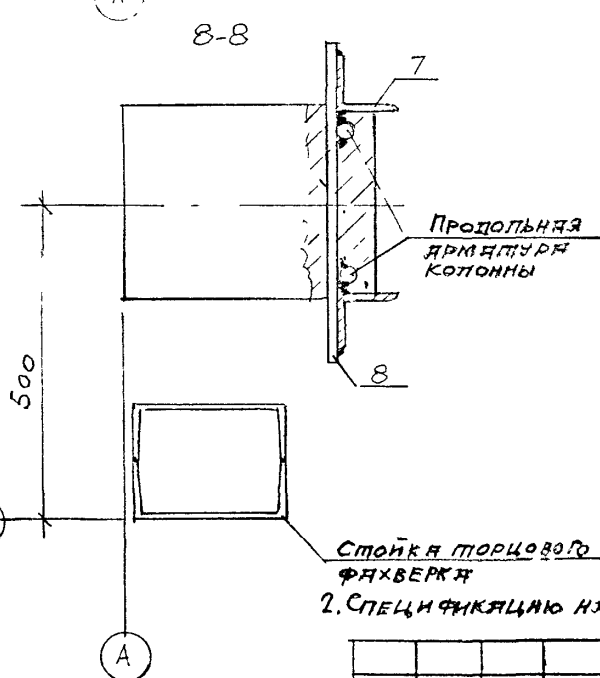
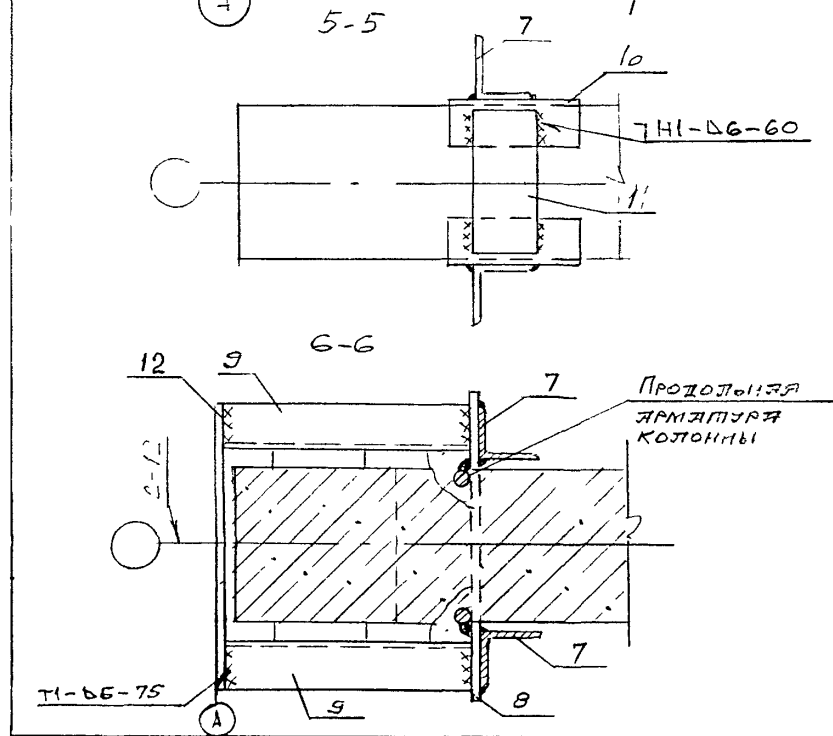
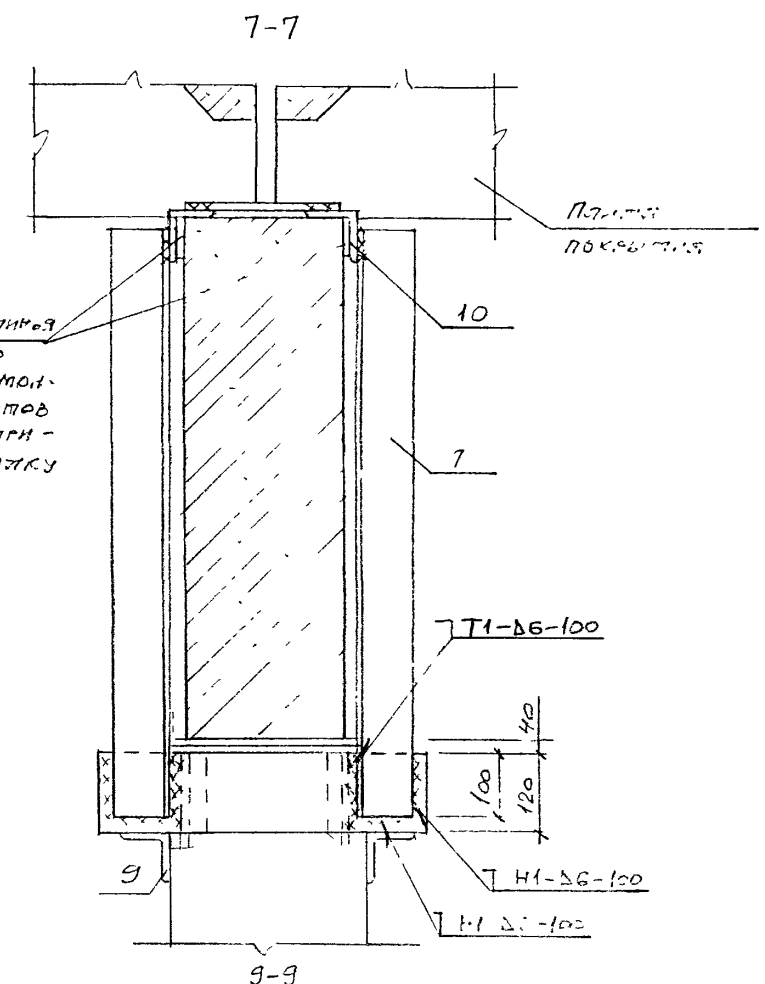
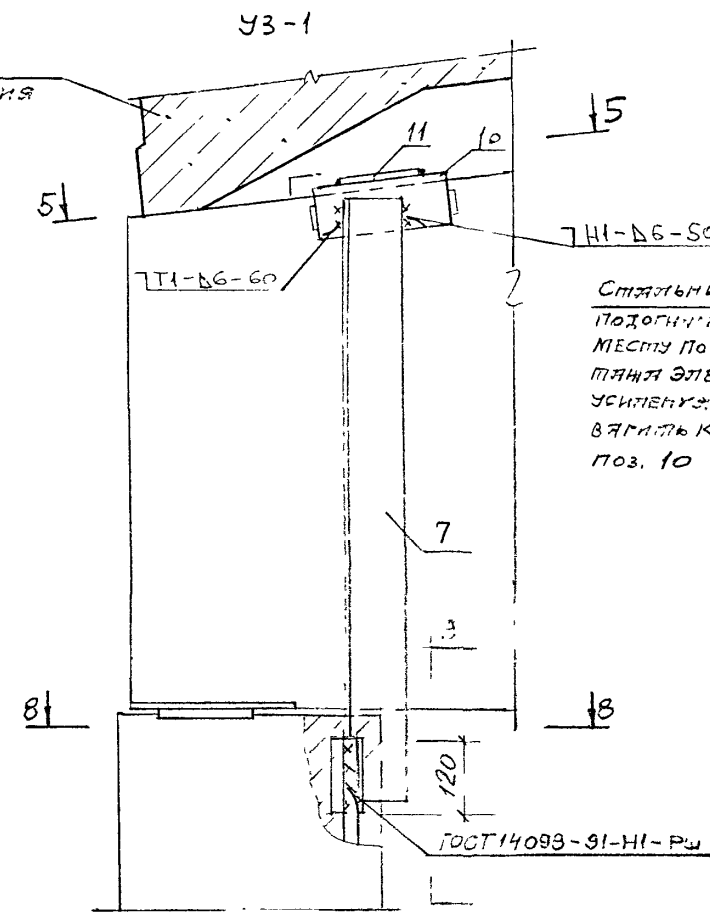
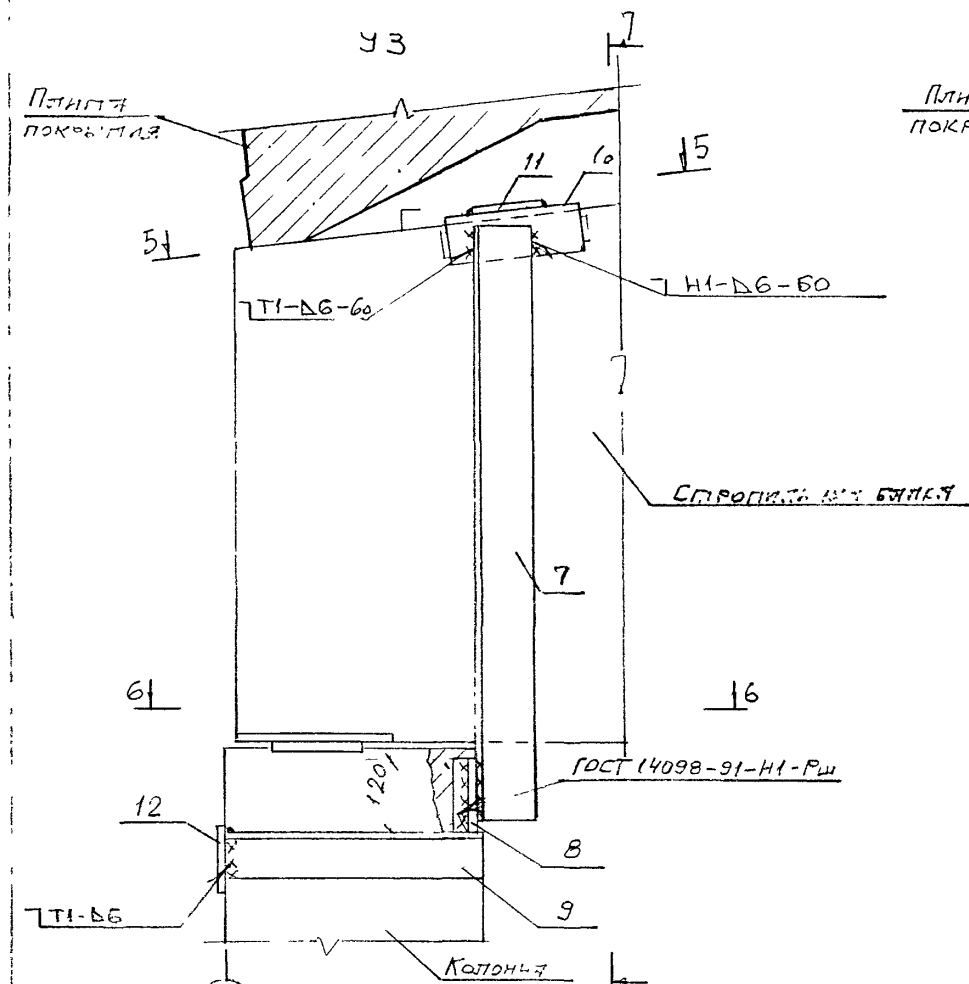
Отверстие в У 2 под болт М16 диаметром 19 мм

Изм.	Коп. у.	Лист	Н. д. к.	Подпись	Дата

МЗЗ/96с-4

Лист

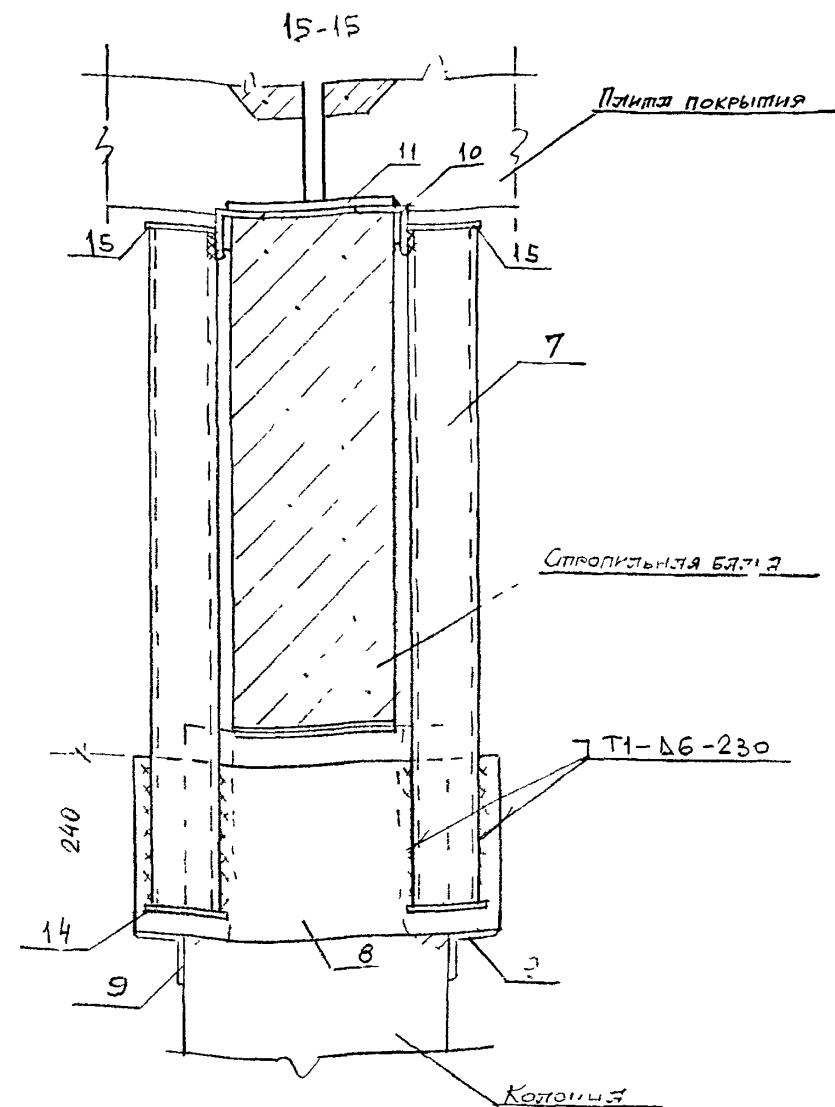
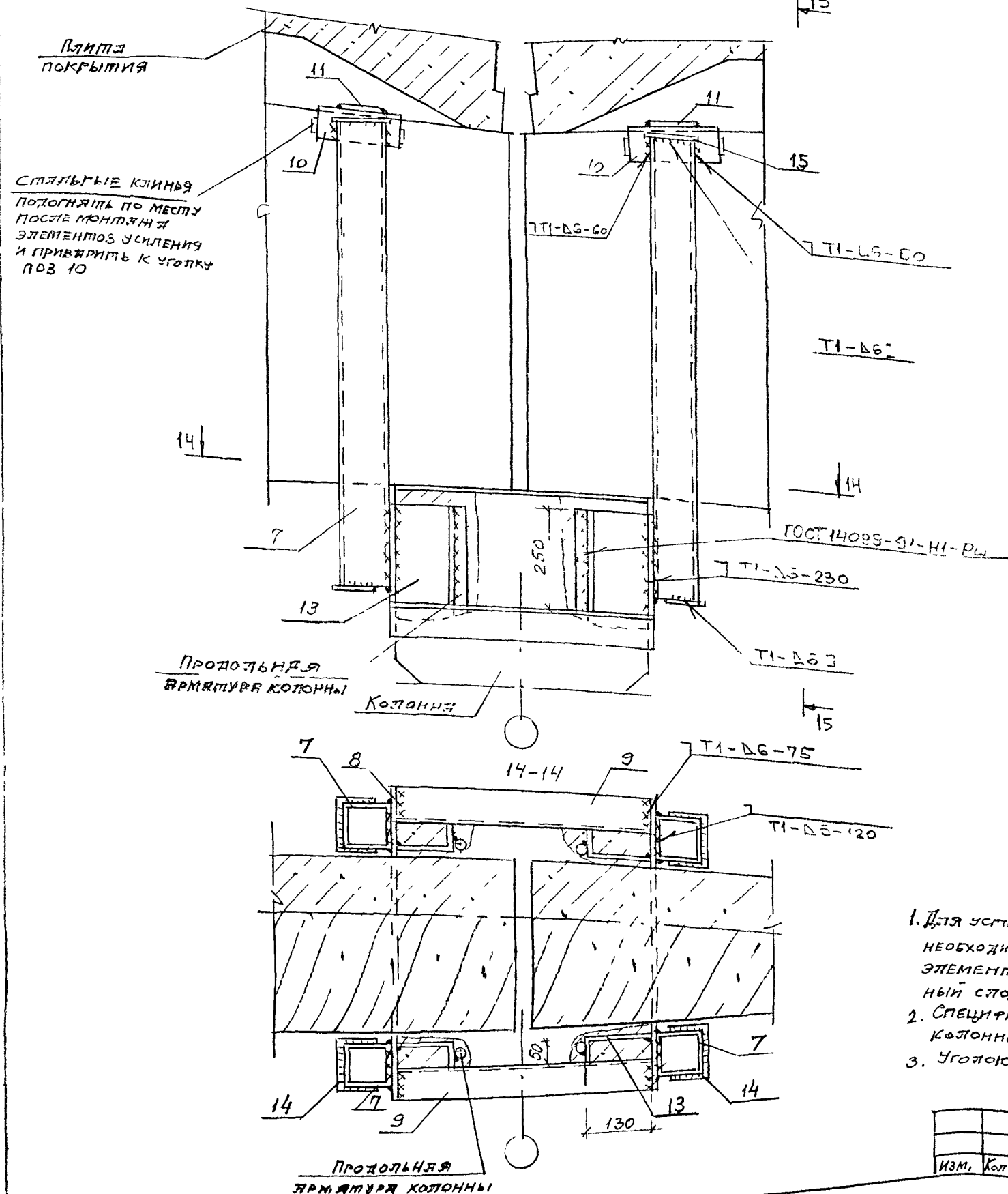
2



1. ПРИМЕЧАНИЯ см. на листе 5

2. СПЕЦИФИКАЦИЮ НА КОНСТРУКЦИИ УСИЛЕНИЯ УЗЛА ОПОРНЫХ БЛОКОВ НА КОТОННЫ см. на листе 6

Изм.	Кол. изм.	Лист	И. Д. К.	Подпись	Дата	МЗЗ/96с-4	Лист
							3



1. Для устройства усиления узла опирания стропильных балок 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 балок на колонны см. на листе 6.
3. Уголок поз. 13 обрезать по размерам, приведенным в сечении 14-14.

ИЗМ.	Кол. уч.	Лист	И.о.к.	Подпись	Дата

МЗЗ/96с-4

Лист

5

СПЕЦИФИКАЦИЯ НА КОНСТРУКЦИИ УСИЛЕНИЯ УЗЛА ОПИРАНИЯ БЛОК НА КОЛОННЫ

МЯСЯ ИЗДЕЛИЯ	Поз.	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	МЯСЯ ИЗДЕЛИЯ ЛН, КГ	МЯСЯ ИЗДЕЛИЯ КГ
УЗ	7	Уголок $\frac{90 \times 90 \times 7 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			38,2
		$\ell = 1070$	2	10,3	
	8	Полоса $\frac{120 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 480$	1	4,5	
	9	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 400$	2	2,8	
	10	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 200$	2	1,4	
УЗ-1	11	Полоса $\frac{100 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			29,8
		$\ell = 300$	1	1,9	
	12	Полоса $\frac{100 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 450$	1	2,8	
УЗ-1		поз. 7, 8, 10 и 11 см. УЗ			29,8

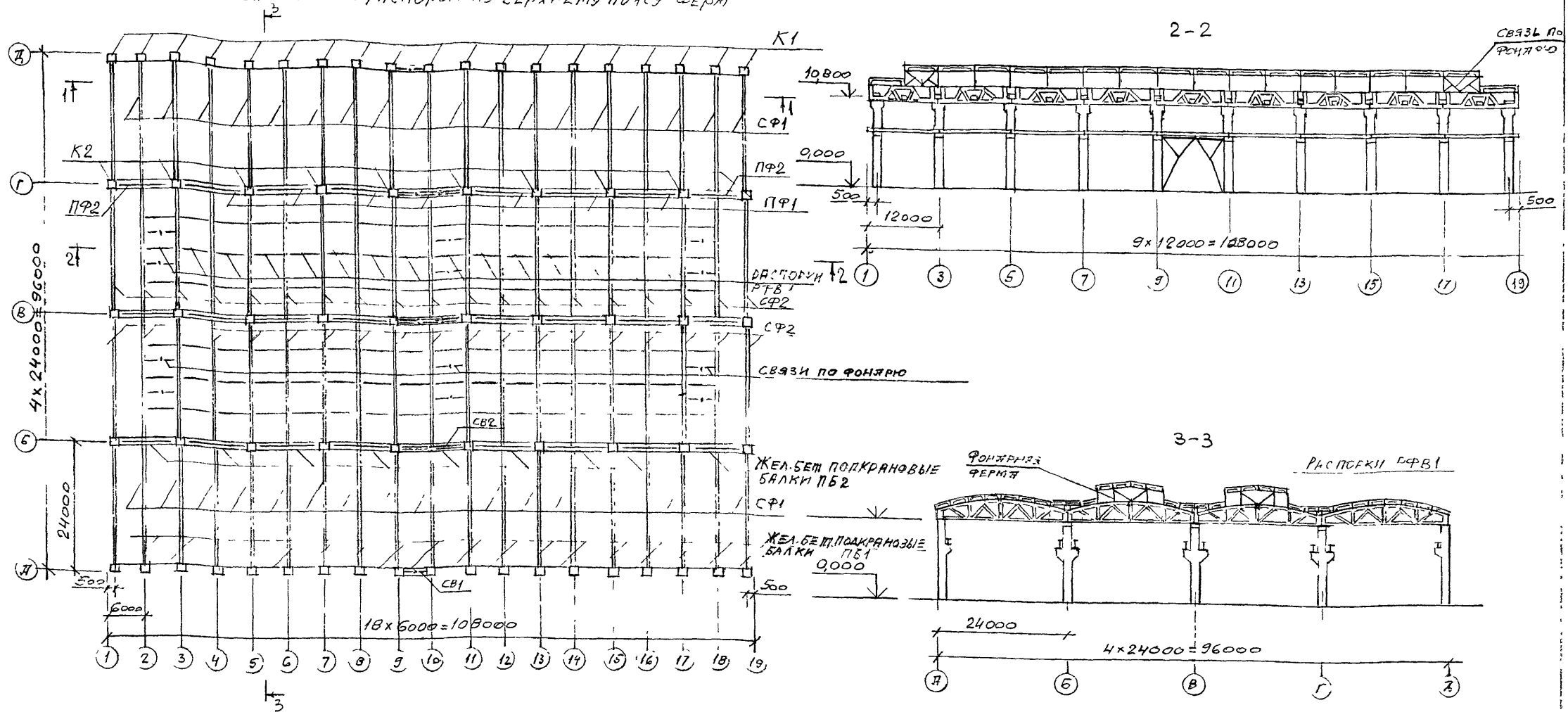
МЯСЯ ИЗДЕЛИЯ	Поз.	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	МЯСЯ ИЗДЕЛИЯ ЛН, КГ	МЯСЯ ИЗДЕЛИЯ КГ
УЧ	7	Уголок $\frac{90 \times 90 \times 7 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			77,2
		$\ell = 1050$	4	10,2	
	8	Полоса $\frac{120 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 550$	2	5,2	
	9	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 620$	2	4,3	
	10	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 200$	4	1,4	
УЧ-1	11	Полоса $\frac{100 \times 8 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			14,8
		$\ell = 400$	2	2,5	
	13	Уголок $\frac{140 \times 90 \times 8 \text{ ГОСТ } 8510-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 120$	4	1,7	
УЧ-1		поз. 7, 8, 10 и 11 см. УЧ			14,8
	9	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 620$	1	4,3	

МЯСЯ ИЗДЕЛИЯ	Поз.	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	МЯСЯ ИЗДЕЛИЯ ЛН, КГ	МЯСЯ ИЗДЕЛИЯ КГ
УЧ-1	9	Уголок $\frac{75 \times 75 \times 6 \text{ ГОСТ } 8509-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$, $\ell = 660$	1	4,5	75,3
	13	Уголок $\frac{140 \times 90 \times 8 \text{ ГОСТ } 8510-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 120$	2	1,7	
УЧ-1	14	$\phi 32 \text{ АІ, } \ell = 100$	2	0,63	144,8
		поз. 9, 10 и 11 см. УЧ			
	7	Гнутый профиль $\frac{120 \times 120 \times 5 \text{ У36-2287-80}}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 1180$	4	21,3	
	8	Лист $\frac{250 \times 10 \text{ ГОСТ } 19903-74}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 550$	2	19,8	
	13	Уголок $\frac{140 \times 90 \times 8 \text{ ГОСТ } 8510-86}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 250$	4	3,5	
УЧ-1	14	Полоса $\frac{110 \times 5 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			0,6
		$\ell = 130$	4	0,6	
	15	Полоса $\frac{120 \times 5 \text{ ГОСТ } 103-76^*}{С245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\ell = 130$	4	0,6	

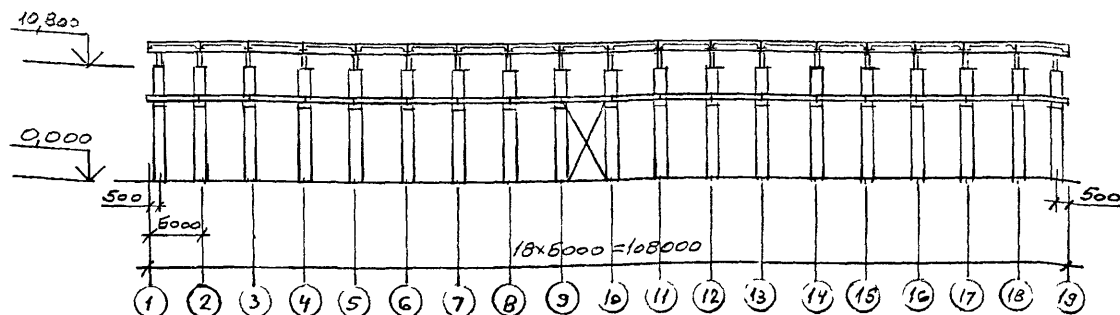
Изм.	Пол. уч.	Лист	Иск.	Подпись	Дата
------	----------	------	------	---------	------

МЗЗ/96с-4

СХЕМА РАСЧЕТА КОЛОНН, СТРОПИЛЬНЫХ И ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ, ПОДКРЫШНЫХ БАЛОК, СВЯЗЕЙ ПО КОЛОННАМ И РАСПОРК ПО ВЕРХНЕМУ ПОЯСУ ФЕРМ



1-1



Колонны торцового ряда условно не показаны

МЗЗ/96С-5					
Изм.	Кол.	Лист	М.Док.	Подпись	Дата
Гл. инж. пр.	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова
Разраб. пр.	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова
Проверка	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова
Н. контр.	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова	Кузнецова
Крыша здания с опорными краями с расчетной сейсмичностью 6 баллов					
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ					
Страница		Лист		Листов	
Р		1		2	

СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ

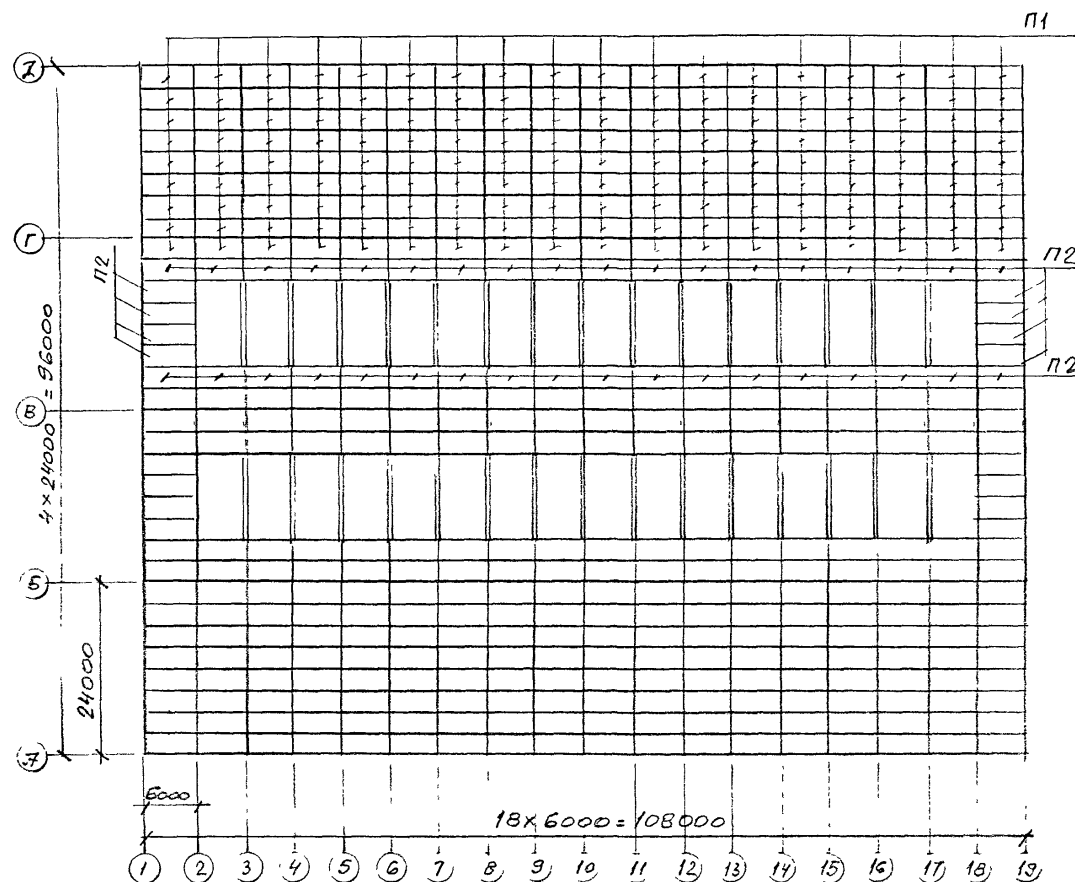
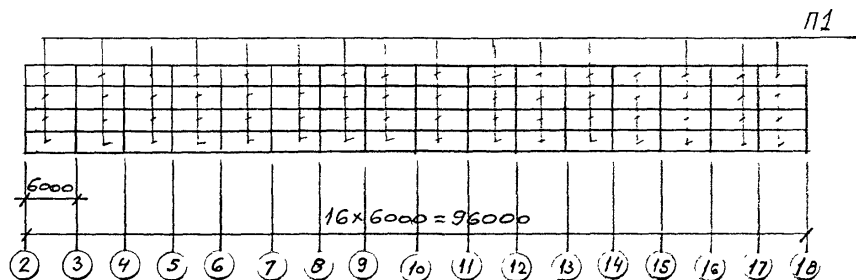


СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ ПЛИТ ПО ФОНДРИ



СПЕЦИФИКАЦИЯ К СХЕМАМ РАСПОЛОЖЕНИЯ КОЛОНН, СТРОПИЛЬНЫХ И ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ, ПОДКРЫШНЫХ БАЛК, СВЯЗЕЙ ПО КОЛОННАМ, РАСПОРК ПО ВЕРХНЕМУ ПОЯСУ ФЕРМ И ПЛИТ ПОКРЫТИЯ

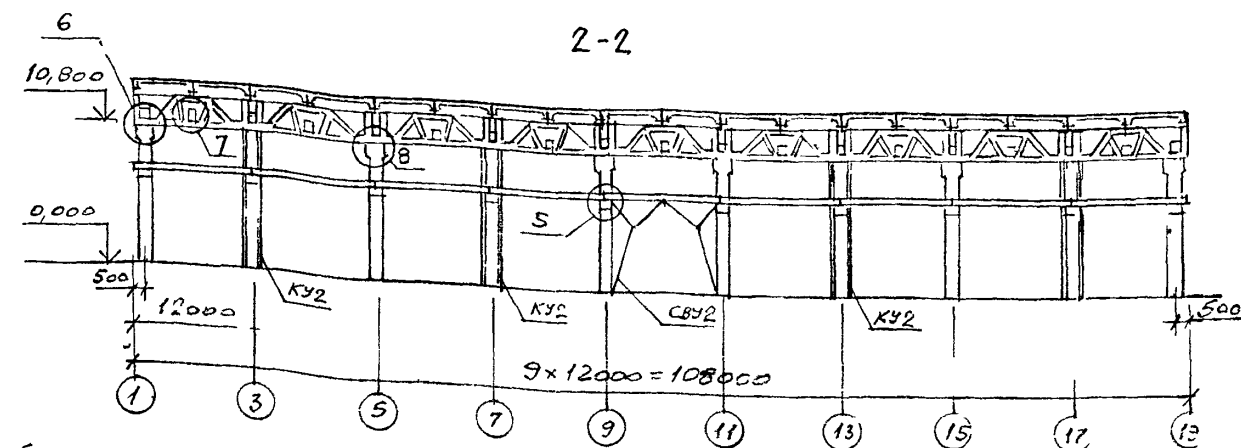
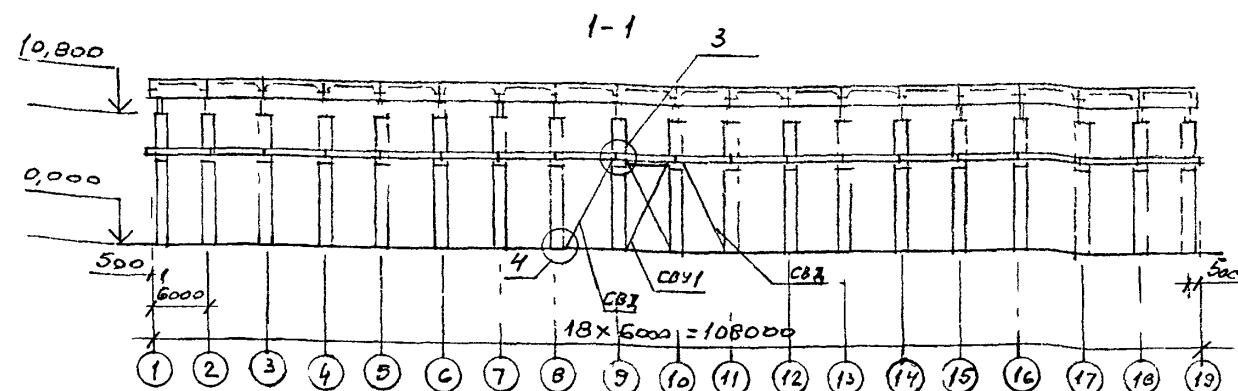
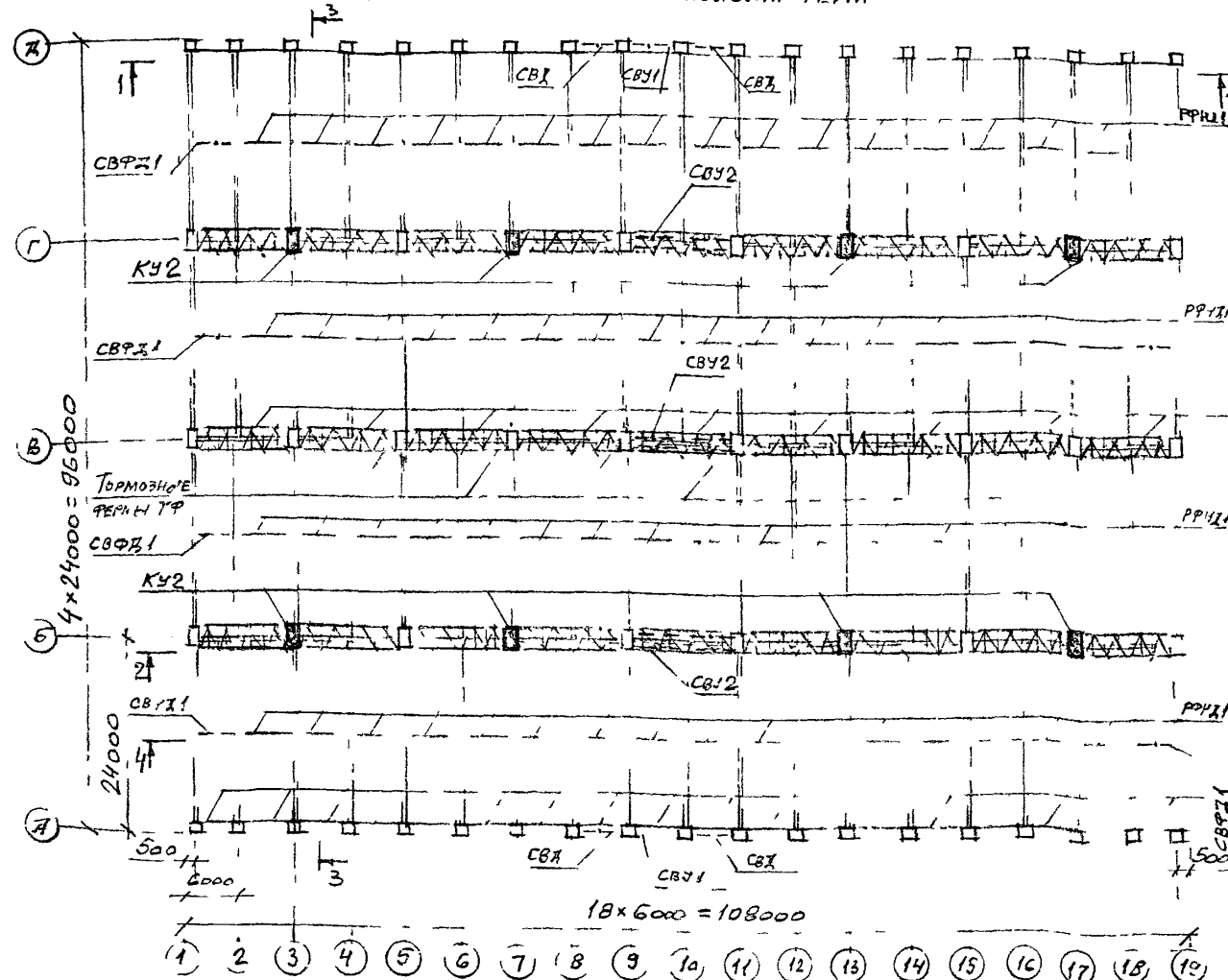
Мярка, позиция	ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	Масса, кг	Примечание
К1	1.424.1-5.1	Колонна 2К10В-1	38		
К2		Колонна 15К10В-1	30		
Б1	1.426.1-4	ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ ПОДКРЫШНАЯ			
		БАЛКА БК6-2	36		
Б2		ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ ПОДКРЫШНАЯ			
		БАЛКА БК12-2	54		
П1	ГОСТ 22701.0-77 22701.1-77 22701.5-77	Плита ПГ-3АЩВТ	436		
П2		Плита ПГ-6АЩВТ	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		
РФВ1	ПК-01-129/78.6	РАСПОРКА ГС149	32		

Изм.	Коп.	Уч.	Лист	Ндк	Подпись	Дата

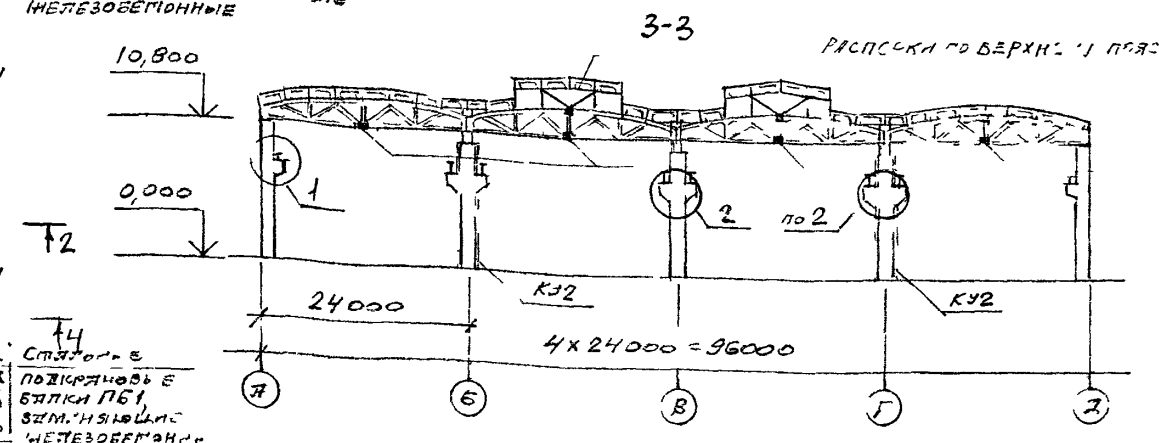
МЗЗ/96с-5

Лист
2

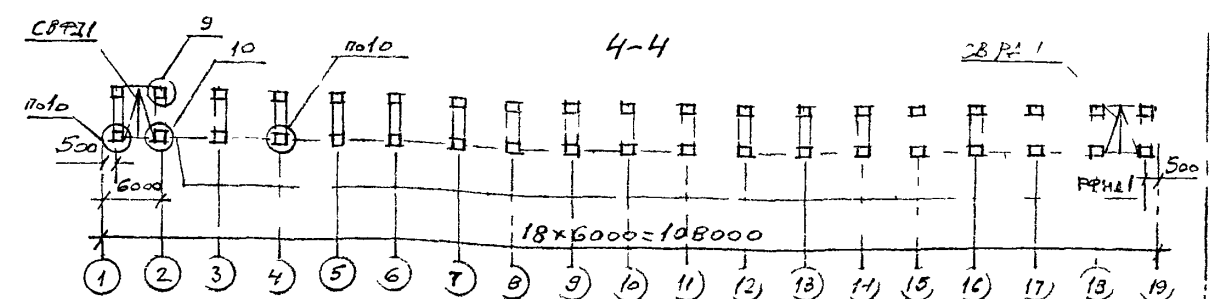
СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ УСИЛЕННЫХ КОЛОНН И СВЯЗЕЙ ПО КОЛОННАМ,
ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ ПО КОЛОННАМ, ЗАМЕНЯЮЩИХ СТАЛЬНЫЕ ПОДКРЯ-
НОВЫХ БЛОКОВ И ТОРМОЗНЫХ ФЕРМ, ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ
ПО ФЕРМАМ И РАСПОРОК ПО НИЖНИМ ПОЯСАМ ФЕРМ



СТАЛЬНЫЕ ПОДКРЯНОВЫЕ
БЛОКИ ПБ2, ЗАМЕНЯЮЩИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ



СТАЛЬНЫЕ
ПОДКРЯНОВЫЕ
БЛОКИ ПБ1,
ЗАМЕНЯЮЩИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ



УСИЛЕННЫЙ КАРКАС ПРИВЕДЕН НА ДОКУМ. - 5

						МЗЗ/96с-6		
Изм	Колуч	Лист	Н док	Подпись	Дата	Стандарт	Лист	Листов
Гл инж.пр	Куцырина	Ку-				Каркас здания с опорными крайями при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов	Р	11
Разраб.пр	Рупковская	Руп-						
Проверил	Куцырина	Ку-						
Н комп	Куцырина	Ку-						
						ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		

Схема расположения усиления плит, установленных по стропильным конструкциям

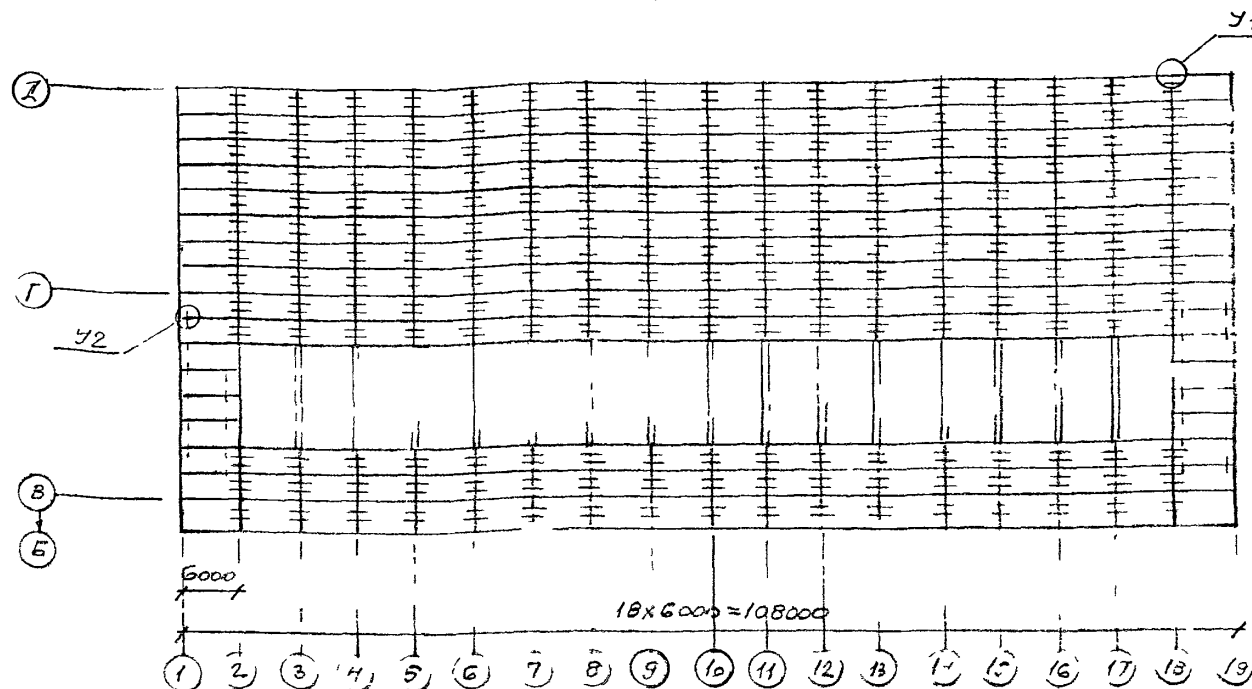
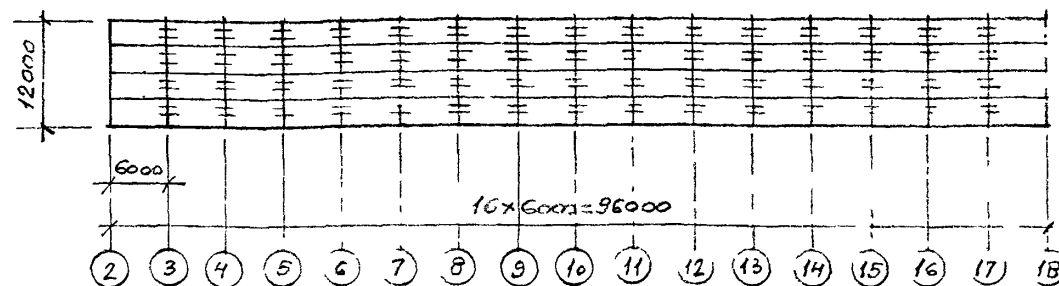


Схема расположения усиления плит, установленных по фронсам



1. Усиление горизонтальных связей по верхнему поясу фронса условно не показаны. В проекте здания усиление связей должно быть приведено в соответствии с сериями 1.464-11/82, выпуск 1.
2. В местах примыкания вертикальных связей по фронсу к панели торца и к фронтальной ферме пояса вертикальных связей должны быть прикреплены монтажной сваркой. Башмак вертикальной стойки панели торца в месте примыкания вертикальных связей по фронсу 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 (см узлы 1 и 2 на листе 3 докум. - 2).

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
КУ2	Докум. - 6, лист 3	Усиление колонн железобетонными обоями	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		Торцовая ферма ТФ12-10	27	345,0	
СВУ1	Докум. - 6, лист 10	Усиление связей ВС7 по крайнему ряду колонн	2	521,5	
СВД	Докум. - 6, лист 10	Дополнительная связь по крайнему ряду колонн	4	290,1	
СВУ2	Докум. - 6, лист 11	Усиление связи ВС74 по среднему ряду колонн	3	926,4	
СВРД1	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 подкрановой балки к колонне крайнего ряда	38	32,2	
УЗЕЛ2	Докум. - 6, лист 4	Крепление стальной подкрановой 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 среднему ряду колонн	6	107,6	
УЗЕЛ6	Докум. - 6, лист 7	Усиление узла опирания стропильных ферм на подстропильные	6	30,5	
УЗЕЛ7			27	16,8	
УЗЕЛ8			24	8,6	
УЗЕЛ9	Докум. - 6, лист 8	Крепление дополнительных вертикальных связей и распорок 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					Листа
Изм.	Кол. уч.	Лист	Н. док.	Подпись	Дата
					2

[illegible]

Technical drawing of a rectangular frame assembly. The drawing shows a central rectangular area with diagonal hatching, surrounded by a double-line border. Dimensions are indicated: 400 (height), 600 (width), 50 (border width), 80 (corner radius), and 30 (inner border width). Labels 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 13, 17, and 7 are present, corresponding to the numbered circles in the adjacent image.

7-7

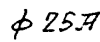
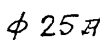
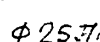



ПРЕПЯТУРА КОЛОННЫ

1, 2, 3, 4, 5, 6, 7

480, 50

Technical drawing of a rectangular frame assembly. The drawing shows a central rectangular area with diagonal hatching, surrounded by a double-line border. Dimensions are indicated: the overall width is 800, and the overall height is 400. The inner hatched area has a width of 700 and a height of 300. The border consists of two parallel lines, each 50 units wide. Callouts include: '3' pointing to the top-left corner of the outer frame; '5' pointing to the top-right corner of the inner hatched area; '7' pointing to the bottom-left corner of the inner hatched area; and a vertical stack of circles containing '3', '7', '13', and '17' on the left side, with lines pointing to the top-left corner of the inner hatched area, the top-left corner of the inner hatched area, the top-left corner of the inner hatched area, and the top-left corner of the inner hatched area respectively. At the bottom, a horizontal stack of circles contains 'Б', 'В', and 'Г', with lines pointing to the bottom edge of the inner hatched area, the bottom edge of the inner hatched area, and the bottom edge of the inner hatched area respectively.

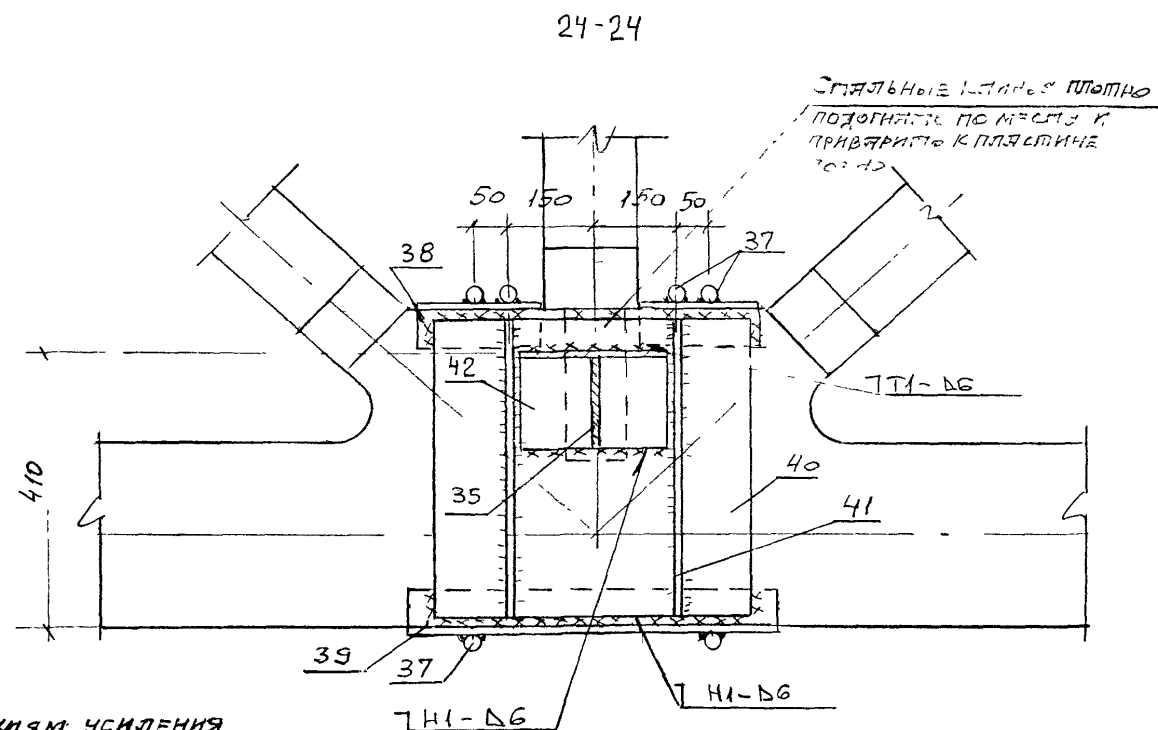
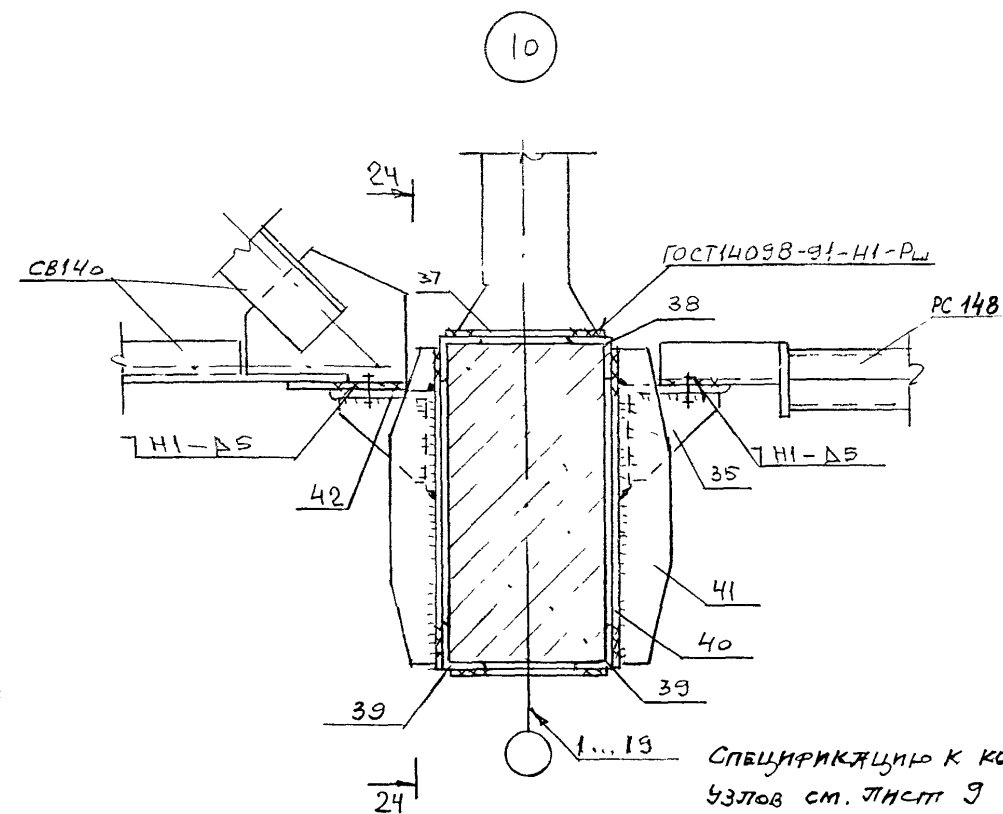
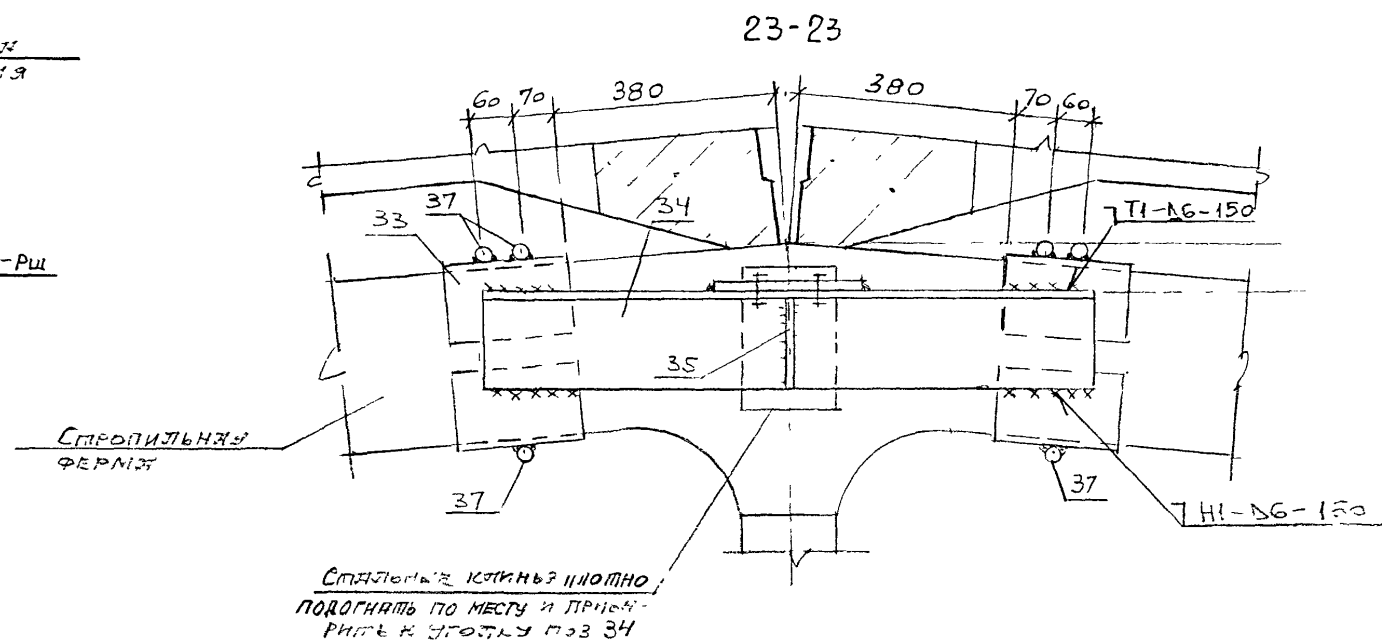
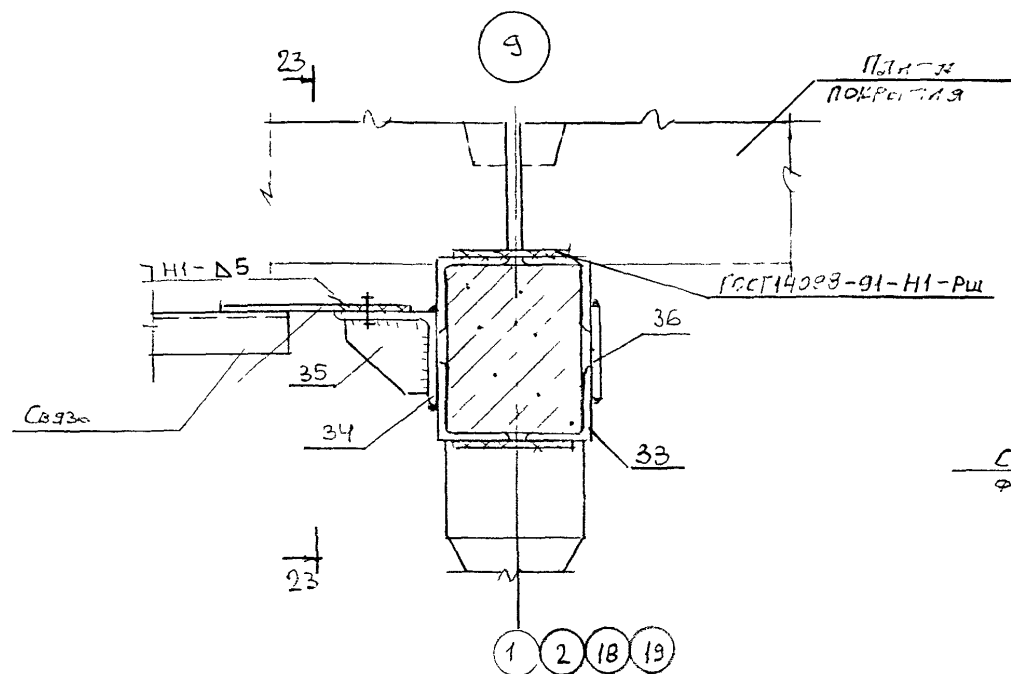
Для закрепления продольной арматуры на расстоянии в пределах консоли необходимо обвязать продольную арматуру хлопчатобумажной веревкой всю высоту консоли и завести за эту арматуру стержни поз. 6 (см. 7-7)

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

Изм.	Кол-во	Лист	№ док.	Подпись	Дата
------	--------	------	--------	---------	------

M33/96c-6

ЛН сн
3



Изм.	Кол.	Лист	Док.	Подпись	Дата

МЗЗ/96С-6

Лист

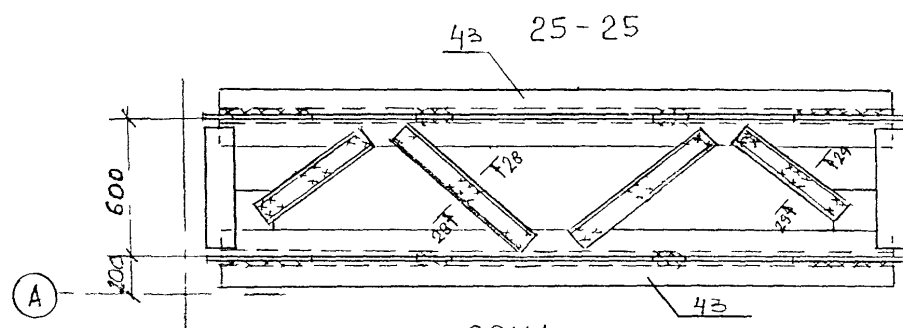
8

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 300x20 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88			32,2	Узел 5	23	Лист 330x6 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88			107,6	Узел 9	33	Уголок 125x125x8 ГОСТ 8509-86 С245 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 22 ГОСТ 8210-72 С245 ГОСТ 27772-88					34	Уголок 160x160x10 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88			
	10	Шпиль 60x60x14 с отв. ф23	4	0,4				l=350	4	7,4				l=1000	1	24,7	
	11	Полоса 150x8 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88					25	Лист 420x10 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88					35	Полоса 145x10 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88			
Узел 2		l=320	2	3,0	Узел 6	Узел 6		l=480	2	15,8	Узел 10	Узел 10		l=145	1	1,7	87,4
	8	Лист 300x25 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88					26	Уголок 75x75x6 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88					36	Полоса 140x8 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88			
		l=500	2	29,4				l=240	2	1,7				l=1000	1	8,8	
	9	Болт М20 ГОСТ 7798-70, l=75	8	0,26			27	Полоса 60x8 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88					37	ф 20x1 l=220	6	0,54	
	10	Шпиль 60x60x14 с отв. ф23	8	0,4				l=120	2	0,45			35	Полоса 145x10 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88			
Узел 3	12	Уголок 125x80x10 ГОСТ 8510-86 С245 ГОСТ 27772-88			Узел 7	Узел 7	28	Лист 330x10 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88			Узел 8	Узел 8		l=145	2	1,7	87,4
		l=80	4	1,2				l=400	1	10,4			37	ф 20x1 l=220	6	0,54	
	13	Лист 220x10 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88					29	Лист 330x10 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88					38	Уголок 75x75x6 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88			
		l=440	1	7,6				l=510	1	13,2				l=200	4	1,4	
	14	Лист 280x10 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88					30	Уголок 75x75x6 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88					39	Уголок 75x75x6 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88			
Узел 4		l=470	1	10,3				l=120	2	0,83				l=560	2	4,0	
	15	Уголок 200x200x12 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88			Узел 8	Узел 8	31	Полоса 80x8 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88			Узел 9	Узел 9	40	Лист 500x10 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88			87,4
		l=700	2	25,9				l=180	1	0,9				l=530	2	20,8	
	16	Лист 250x10 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88					30	Уголок 75x75x6 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88					41	Полоса 80x10 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88			
		l=300	1	5,9				l=120	4	0,83				l=530	4	3,3	
	17	Лист 400x10 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88					31	Полоса 80x8 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88					42	Уголок 160x160x10 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88			
Узел 5		l=820	2	25,7	Узел 9	Узел 9		l=180	2	0,9	Узел 10	Узел 10		l=250	2	6,2	87,4
	18	ф 40x1 l=400	2	3,9			32	Лист 330x10 ГОСТ 19903-74 С245 ГОСТ 27772-88									
	19	Уголок 75x75x6 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88						l=450	1	11,7							
		l=300	2	2,1			26	Уголок 75x75x6 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88									
	20	Уголок 90x90x7 ГОСТ 8509-86 С245 ГОСТ 27772-88						l=240	4	1,7							
Узел 6		l=380	2	3,7	Узел 10	Узел 10	27	Полоса 60x8 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88			Узел 11	Узел 11					87,4
	21	Швеллер 16 ГОСТ 8239-72 С245 ГОСТ 27772-88						l=120	4	0,45							
		l=400	1	6,4													
Узел 7	22	Полоса 100x20 ГОСТ 103-76 С245 ГОСТ 27772-88			Узел 11	Узел 11					Узел 12	Узел 12					87,4
		l=180	2	2,8													

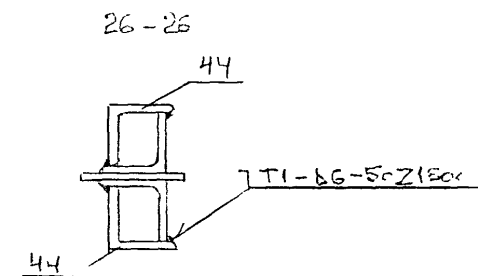
ИЗМ Кол. уч. Листов Итого Подпись Дата

М33/96с-6

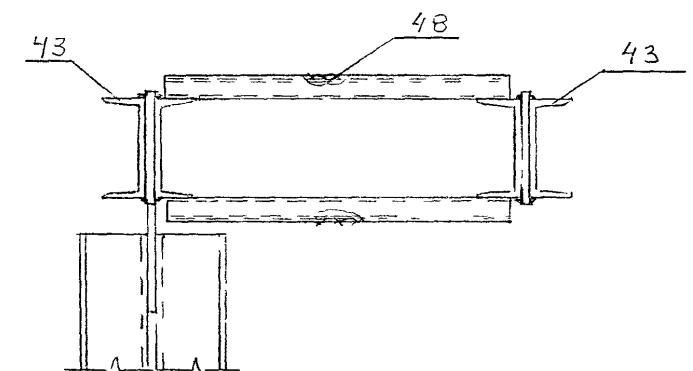


СВУ1
(УСИЛЕНИЕ СВЯЗИ ВС7)

СВУ
(ДОПОЛНИТЕЛЬНАЯ СВЯЗЬ СВУ3Б)

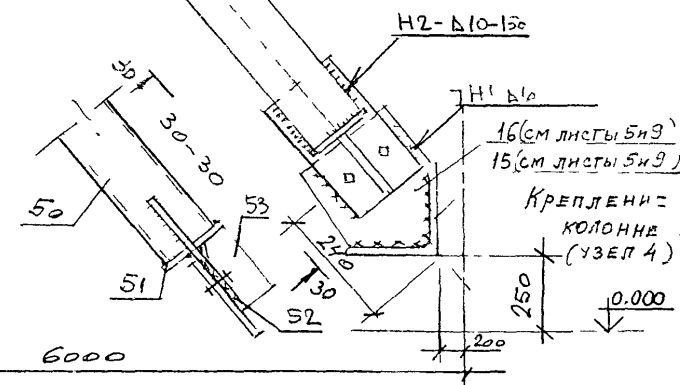
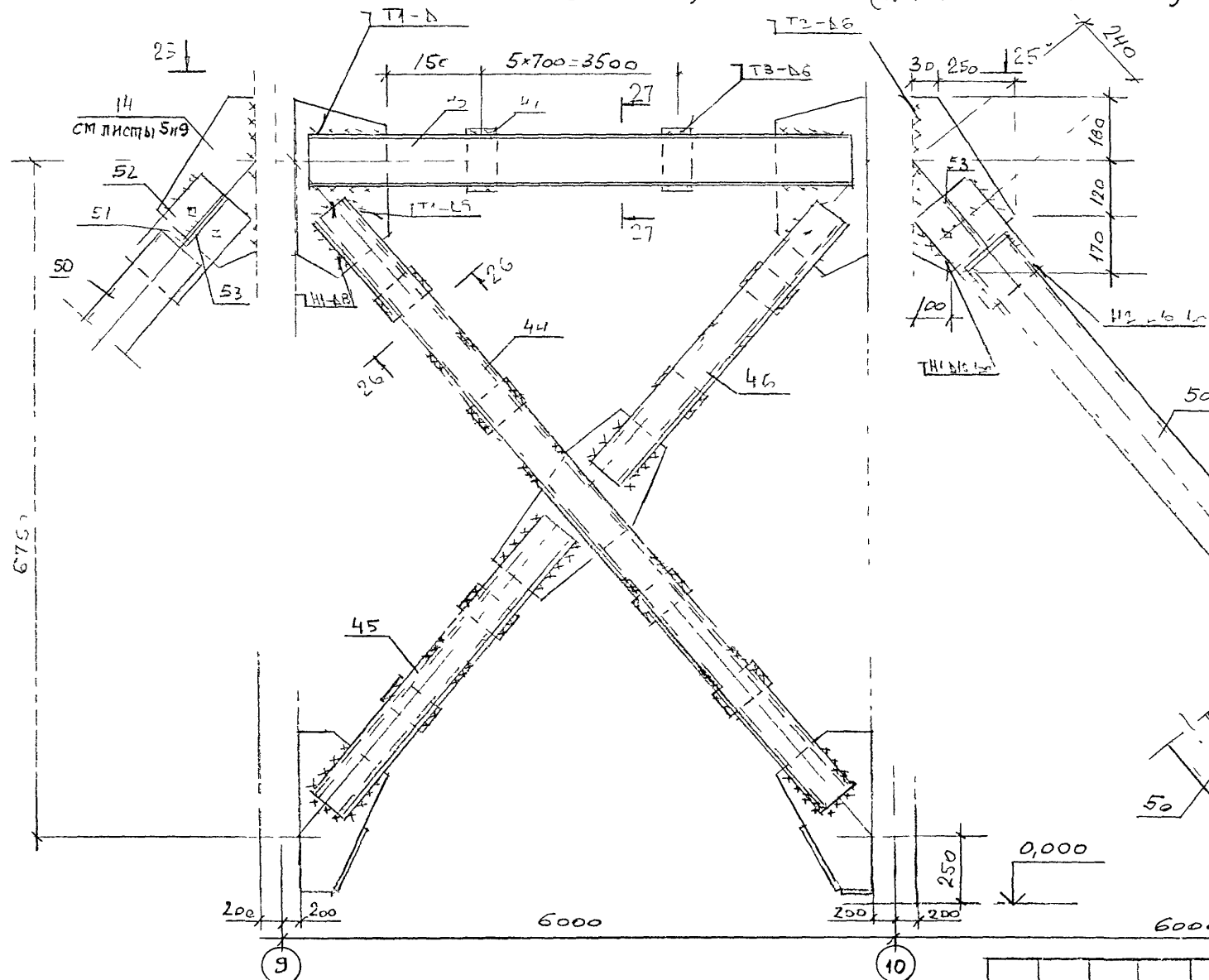
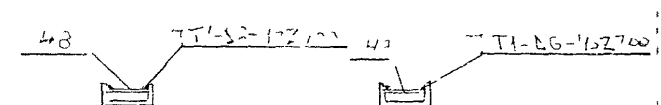


27-27



28-28

29-29



16(см листы 5и9)
15(см листы 5и9)
Крепление уголка поз 15 к
колонне приведено на листе 5
(узел 4)

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

Изм.	Кол. ч.	Лист	М. док.	Подпись	Д. и. и. и.

М33/96с-6

№ ПРЯЖИ ИЗДЕЛИЯ	Поз.	НАИМЕНОВАНИЕ	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса изделия кг
СВУ1	43	ШВЕЛТЕР $\frac{16 \text{ ГОСТ } 8240-72}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=5520$	2	78,4	
	44	УГОЛОК $\frac{100 \times 100 \times 8 \text{ ГОСТ } 8509-86}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=8460$	2	103,6	
	45	УГОЛОК $\frac{100 \times 100 \times 8 \text{ ГОСТ } 8509-86}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=4130$	2	50,6	
	46	УГОЛОК $\frac{100 \times 100 \times 8 \text{ ГОСТ } 8509-86}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=4100$	2	50,2	59,5
	47	ПОТОСЯ $\frac{60 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=180$	6	9,85	
СВД	48	ПОТОСЯ $\frac{50 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=1408$	2	5,5	
	49	ПОТОСЯ $\frac{50 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=1258$	2	4,9	
	50	ПРОФИЛИ ГНУТЫЕ КВАДРАТНЫЕ $\frac{160 \times 160 \times 7 \text{ ГОСТ } 2287-80}{C345-3 \text{ ГОСТ } 27772-88}$	1	273,1	
		$\varnothing=8120$			
СВД	51	ПОТОСЯ $\frac{180 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=180$	2	2,5	290,1
	52	ПОТОСЯ $\frac{190 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=330$	2	4,9	
	53	ПОТОСЯ $\frac{90 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
СВУ2		$\varnothing=160$	2	1,1	
	47	ПОТОСЯ $\frac{60 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$	$\varnothing=180$	30	0,85
	54	ШВЕЛТЕР $\frac{16 \text{ ГОСТ } 8240-72}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=11500$	2	163,3	
	55	ШВЕЛТЕР $\frac{16 \text{ ГОСТ } 8240-72}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
		$\varnothing=8300$	2	117,9	926,4
	56	СМ ПОЗ. 55			
	57	ШВЕЛТЕР $\frac{10 \text{ ГОСТ } 8240-72}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$			
СВУ2		$\varnothing=2920$	4	25,1	
	58	ПОТОСЯ $\frac{60 \times 10 \text{ ГОСТ } 103-76}{C245 \text{ ГОСТ } 27772-88}$	$\varnothing=120$	4	0,57

ИЗМ.	Кат. №	Лист	№ док.	Пох. пп. №	Изм.		

1133/96c-6

Тема	
11	

Д

18000

Ф2^Н

500

750

750

Балка фундаментная

Ф1^Н

Ф3^Н

Г

18000

Ф5^Т

250

1250

900

750

750

Ф4

Ф5^Н

В

72000

18000

Ф5^Т

900

750

750

Ф4

Ф5^Н

С

18000

Ф5^Т

Ф4

Ф5^Н

А

18000

Ф2^Т

500

6000

Ф1^Т

500

Ф3^Т

1

72000

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

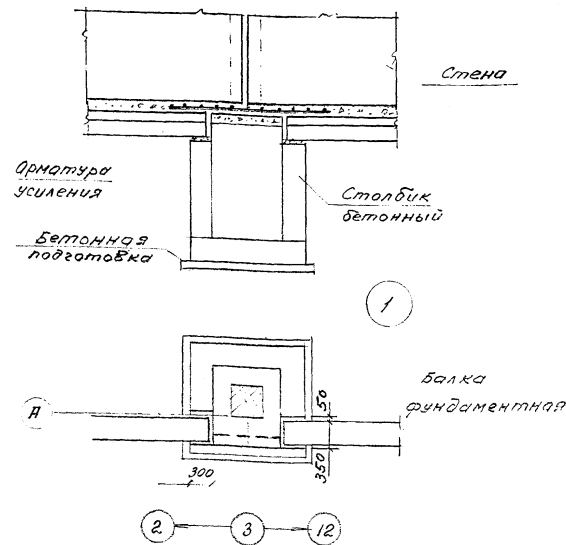
13

Орнатура
усиления

Бетон
подгипс

2. Опоры
для
А-II
10м
100.

3. Стенки
см.

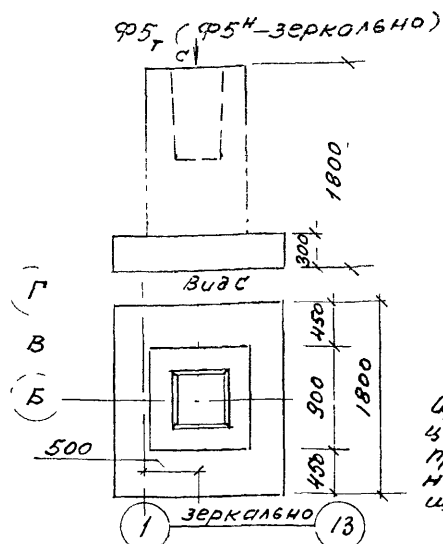
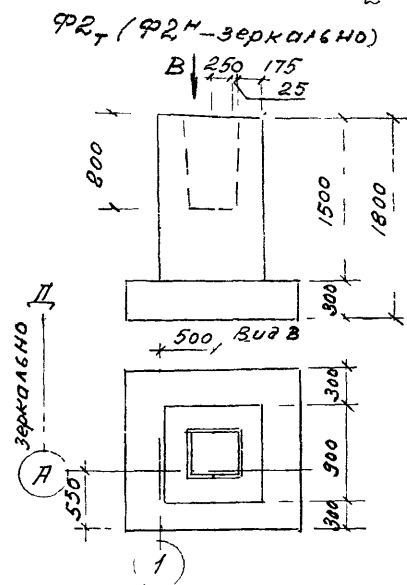
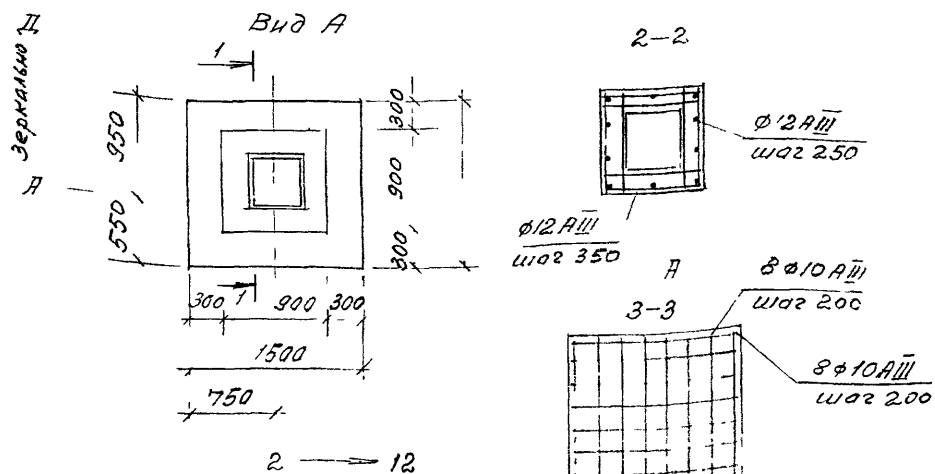
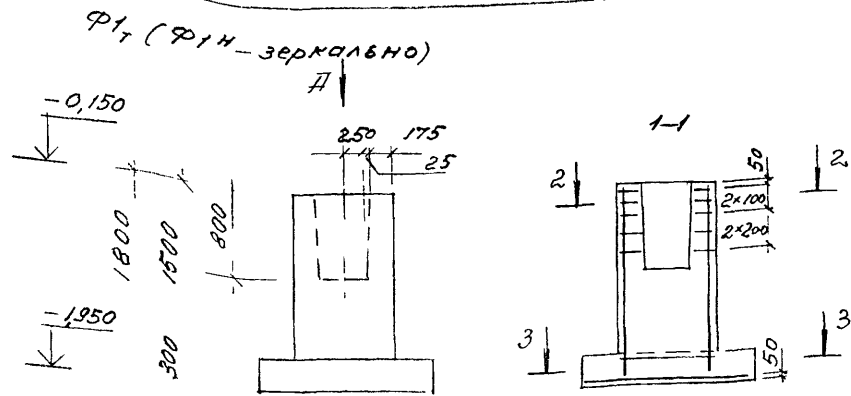


2. Арматура усиления - сварная сетка длиной 2 м из арматурной стали класса А-III или А-III по ГОСТ 5781-82 диаметром 10 мм с шагом продольных стержней 100 мм, поперечных - 200 мм.

3. Спецификацию к схеме фундаментов см. на л. 2.

1. Фундаменты под факверковые колонны по схеме условно не показаны.

		МЗ3/96С - 7	
Изм.	Кол. изм.	№ дна подписи	Дата
Гр. инженер Божанова		<i>[Signature]</i>	
Фундаменты под колонны каркаса здания без опор- ных краёв при расчет- ной сейсмичности 7 баллов		Страница	Листов
		Р	Т 2
		ЦИНПРОМЗАДАНИЙ	



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
$\Phi 1_T$	М 33/96с-7, л 2	Фундамент под рядовую 1/	
$\Phi 1_H$	"	колонну крайнего ряда 1/	
$\Phi 2_T$	"	Фундамент под торцевую 1	
$\Phi 2_H$	"	колонну крайнего ряда 1	
$\Phi 3_T$			1
$\Phi 3_H$			1
$\Phi 4$	М 33/96с-7, л 2	Фундамент под рядовую	
		колонну среднего ряда 3/3	
$\Phi 5_T$	"	Фундамент под торце- 3	
$\Phi 5_H$	"	вую колонну среднего ряда 3	

Выполня-
ется по
аналогу
с $\Phi 2$

*) В спецификацию условно не включены фундаментные балки

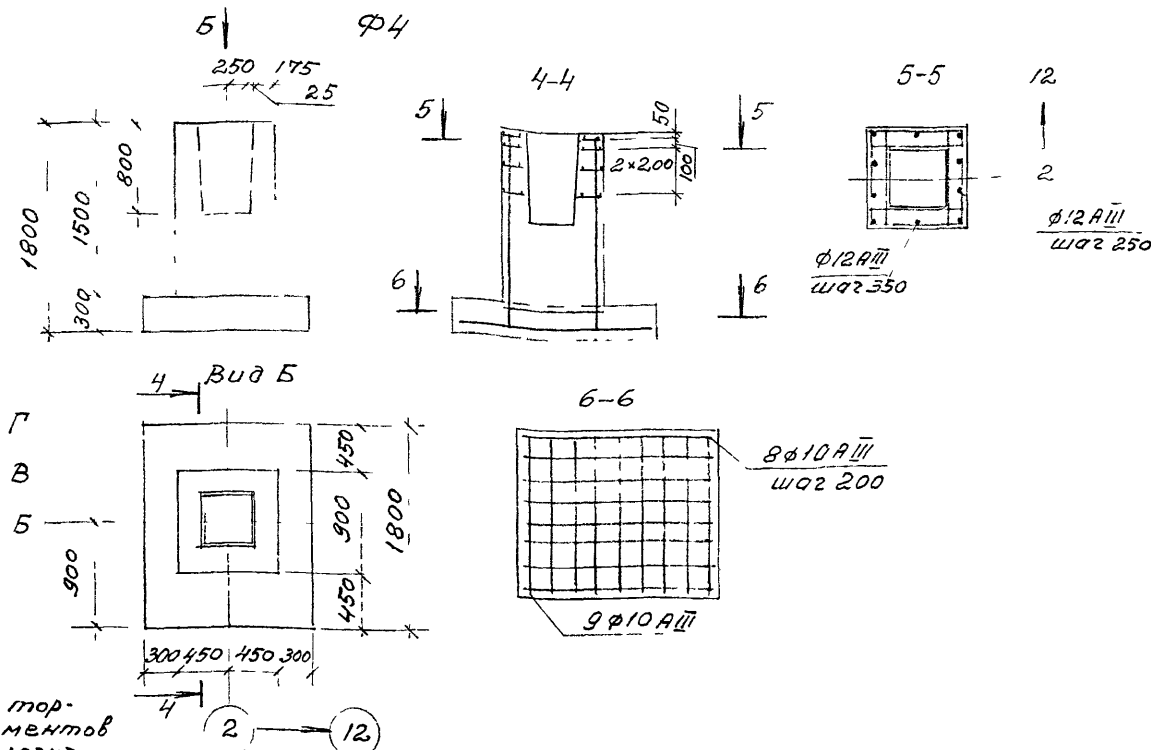
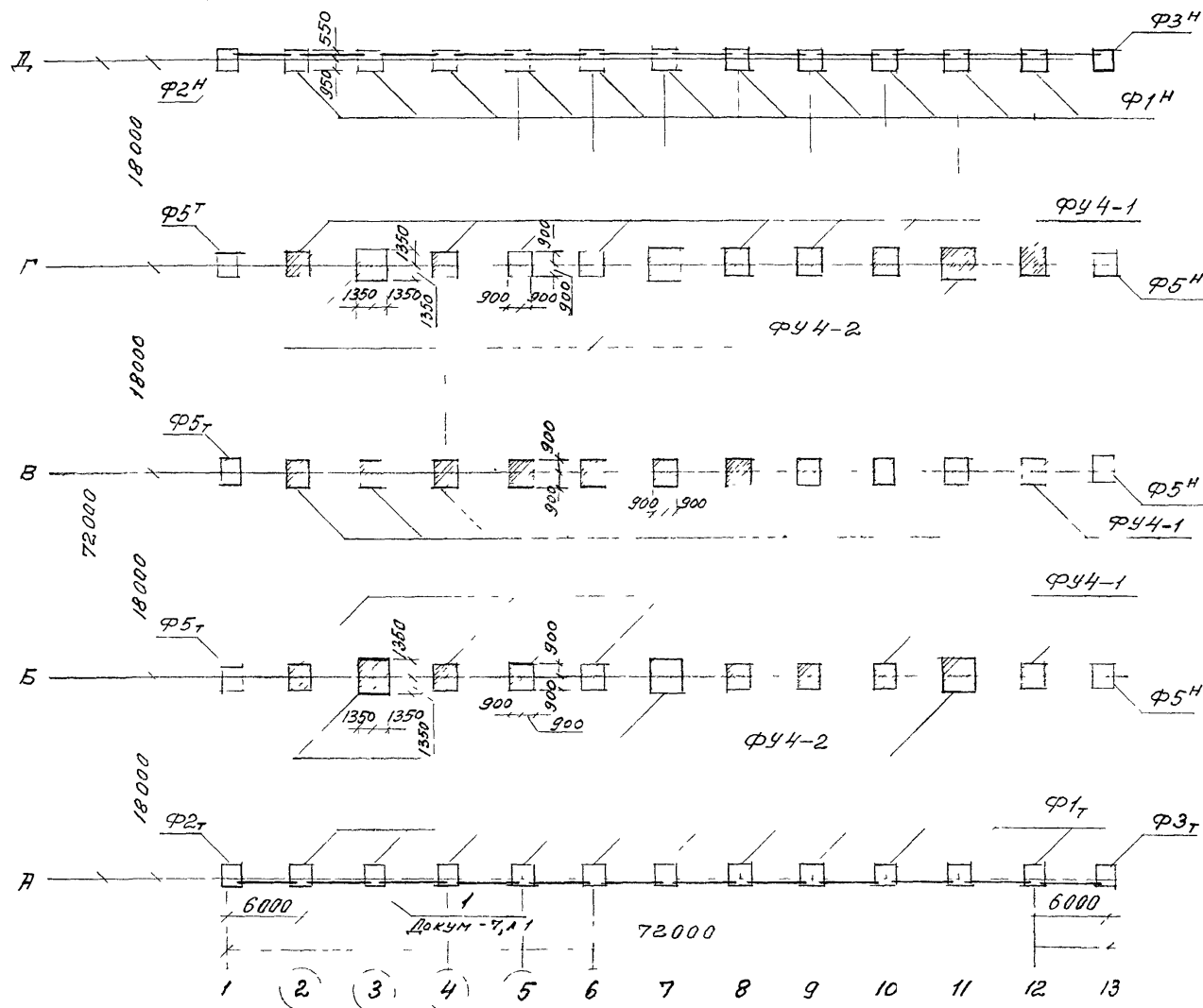


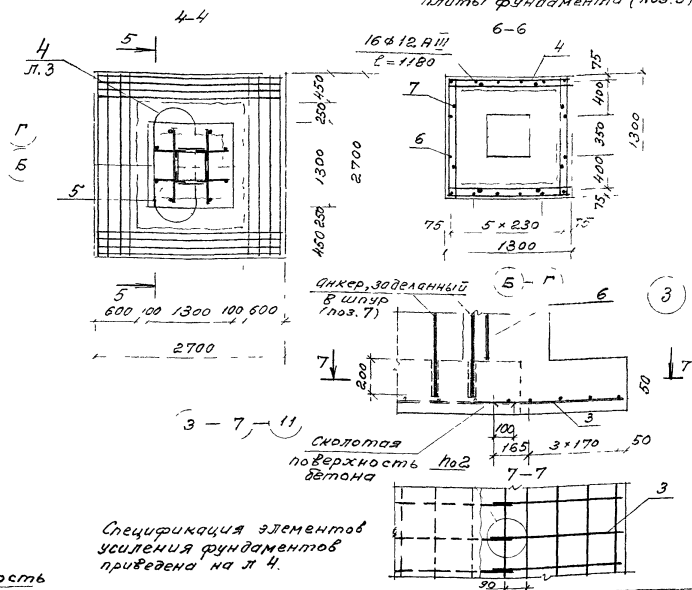
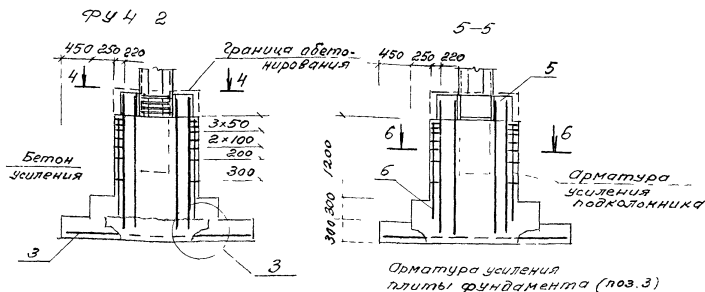
Схема фундаментов и фундаментных балок



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

МЗЗ/96с - 8	
ЦЗМ Кол у Лист / Док Подпись Дата	Фундаменты под колонны, стадия Лист Листов
Т.И.И.Ж.Г.Р.Б.Ж.А.Н.О.В.А.	каркаса здания без опорных Р 1 4
	кранов при увеличении
	расчетной сейсмичности
	с 7 до 8 баллов
	ЦНИИПРОМЗАНИИ

Марка	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса Приме- ел, кг	Приме- чание
ФУ4-1	МЗЗ/96с-8	Усиленный фундам.Ф4	27		
ФУ4-2	— " —	— " —	6		Ф-нт под уси- ленным колон.

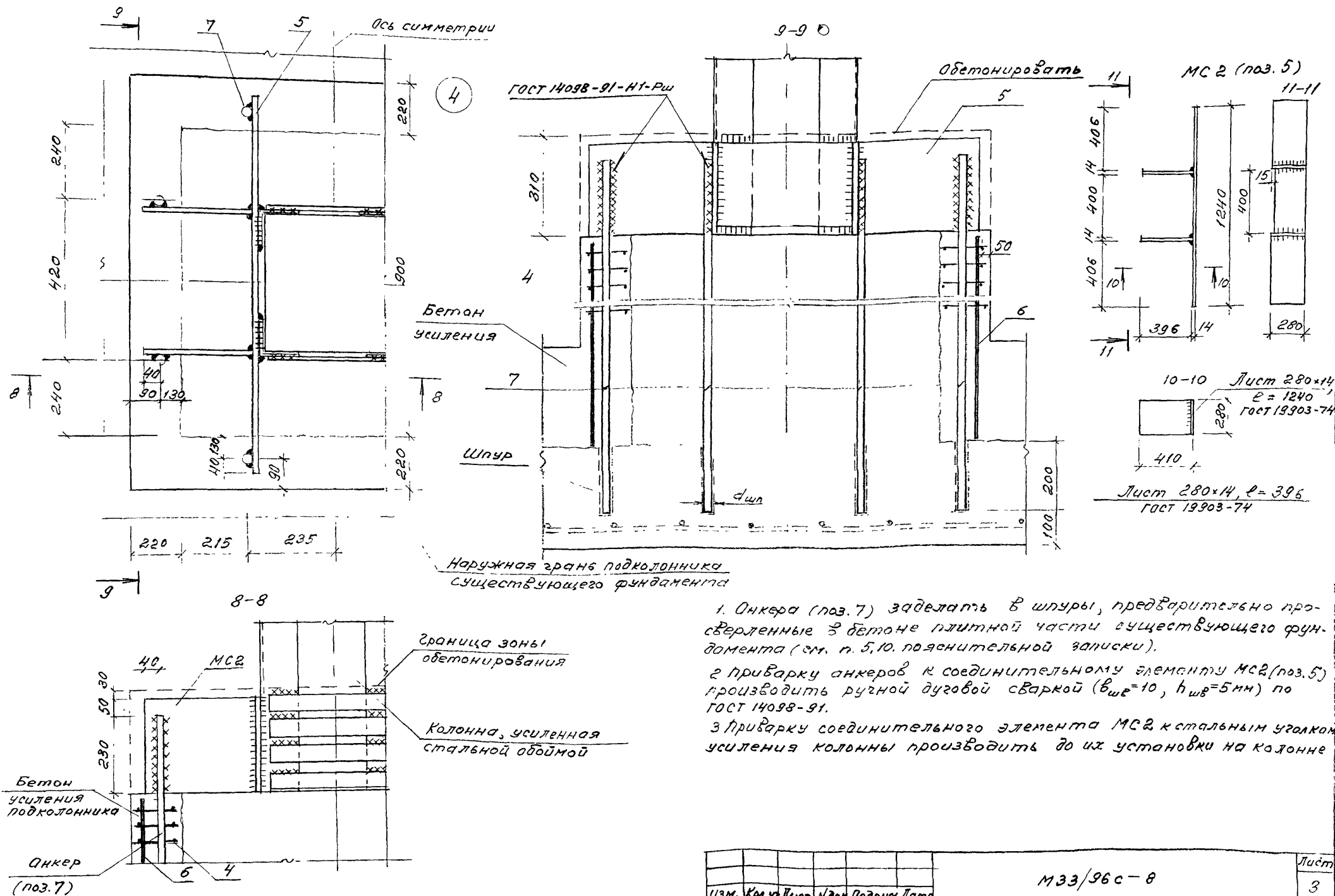


Спецификация элементов
усиления фундаментов
приведена на л. 4.

УЗМ, Кол. ур Туст / док Подпису Дато

M33/96c-8

2



ИЗМ.	Кол.	Лист	Ндк	Подпись	Дата

МЗЗ/96с-8

Лист
3

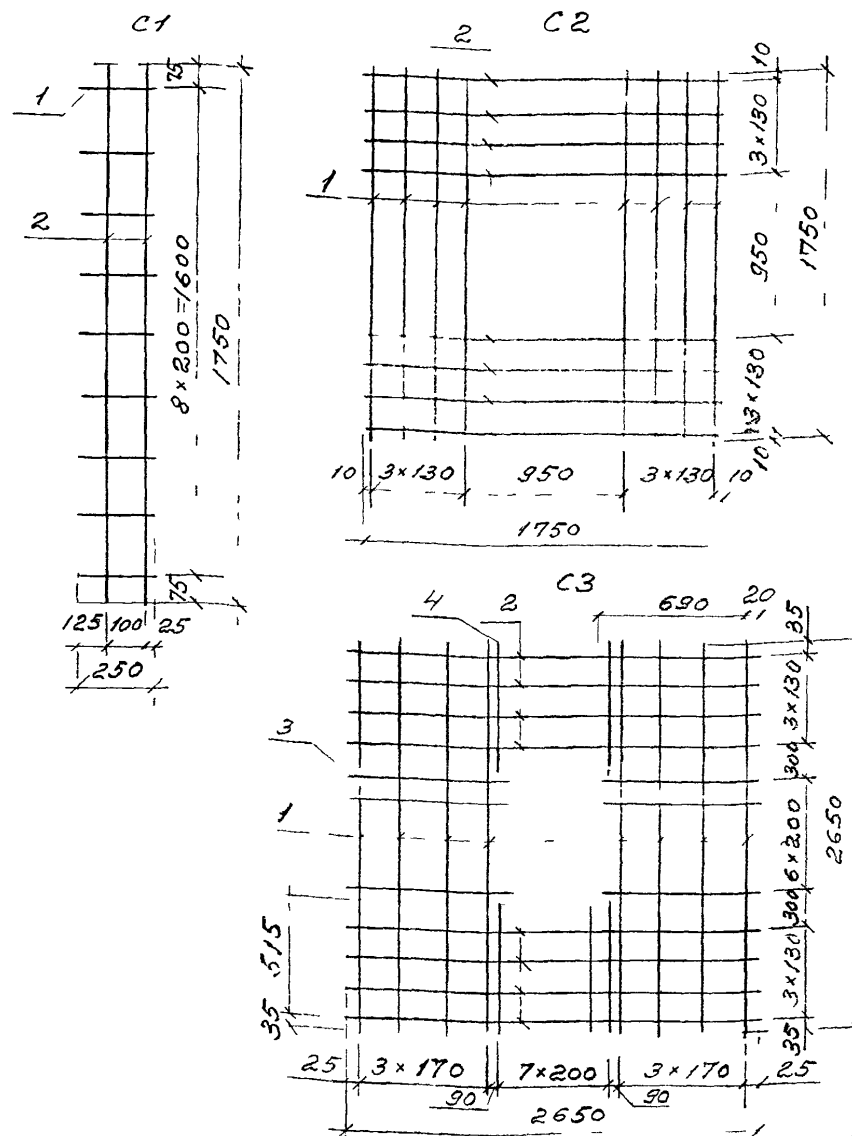
Спецификация на один усиленный фундамент

Поз. (см. л. 2)	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед. кг	Приме- чание
		<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*		Соединительный эле- мент МС2	2	62,6	
		<u>Детали</u>			
6		Ф12АIII ГОСТ 5781-82, l=1480	16	1,31	21,0
7		Ф18АIII — " — , 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 5781-82						
	Ф6	Ф8	Ф10	Ф12	Ф18	Итого	
ФУЧ-1	—	11,0	7,2	—	—	18,2	18,2
ФУЧ-2	—	27,3	5,7	58,6	31,2	122,8	122,8



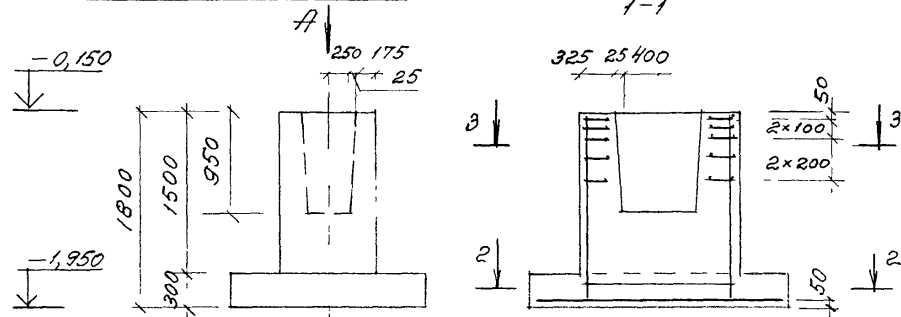
Марка поз. изделия дет.	Наименование	Кол.	Масса дет, кг	Масса издел. кг
C1 1	Ф10АIII, l=250	9	0,15	3,6
C1 2	Ф10АIII, l=1750	2	1,1	
C2 1,2	Ф8АIII, l=1750	16	0,69	11,0
C3 1,2	Ф12АIII, l=2650	16	2,35	4,33
C3 3	Ф10АIII, l=700	7	0,43	
C4 4	Ф10АIII, l=550	8	0,34	3,9
C4 1,2	Ф8АIII, l=1250	8	0,49	

Изм. Кол. изд. Листов Подпись Дата

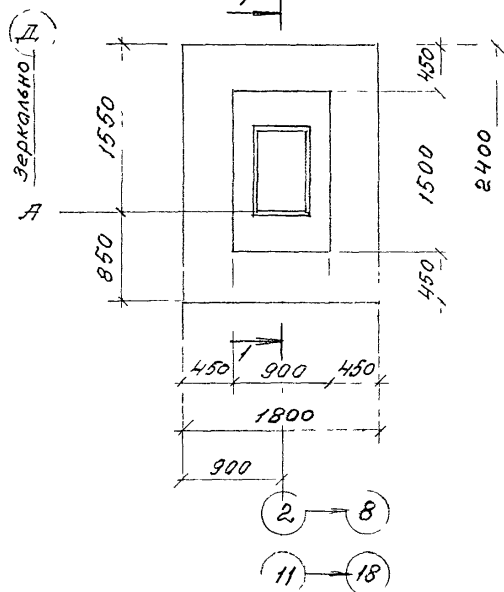
МЗЗ/96С-8

Лист
4

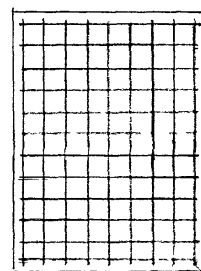
Ф1Т (Ф1Н - зеркально)



Вид А

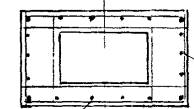


2-2



12Ф10АIII
шаг 200

3-3

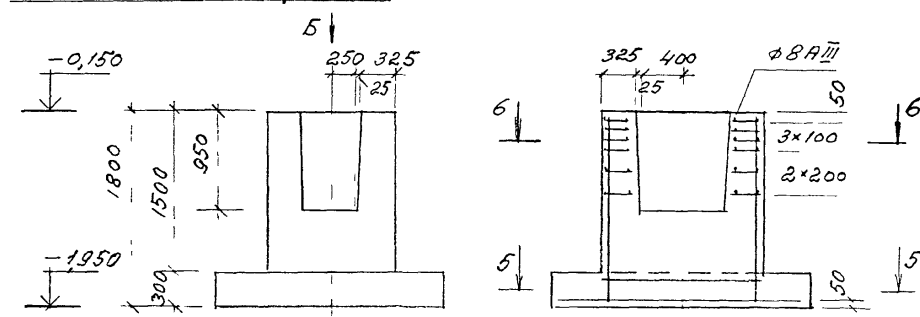


9Ф12
шаг 200

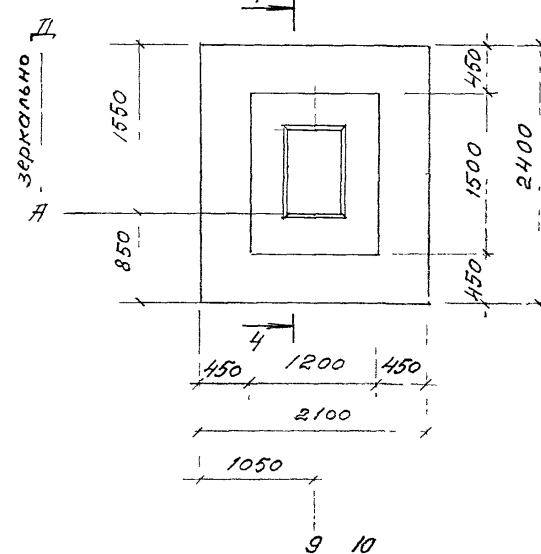
Ф12АIII
шаг 250

А

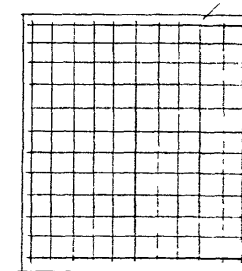
Ф2Т (Ф2Н - зеркально)



Вид Б

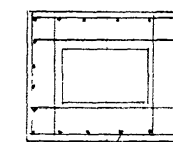


5-5



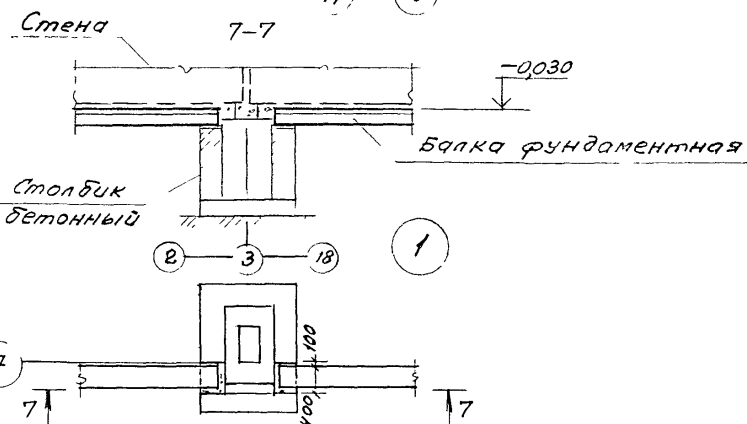
11Ф12АIII
шаг 200

6-6



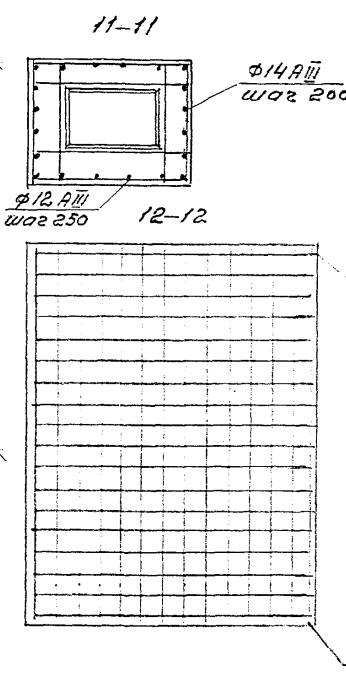
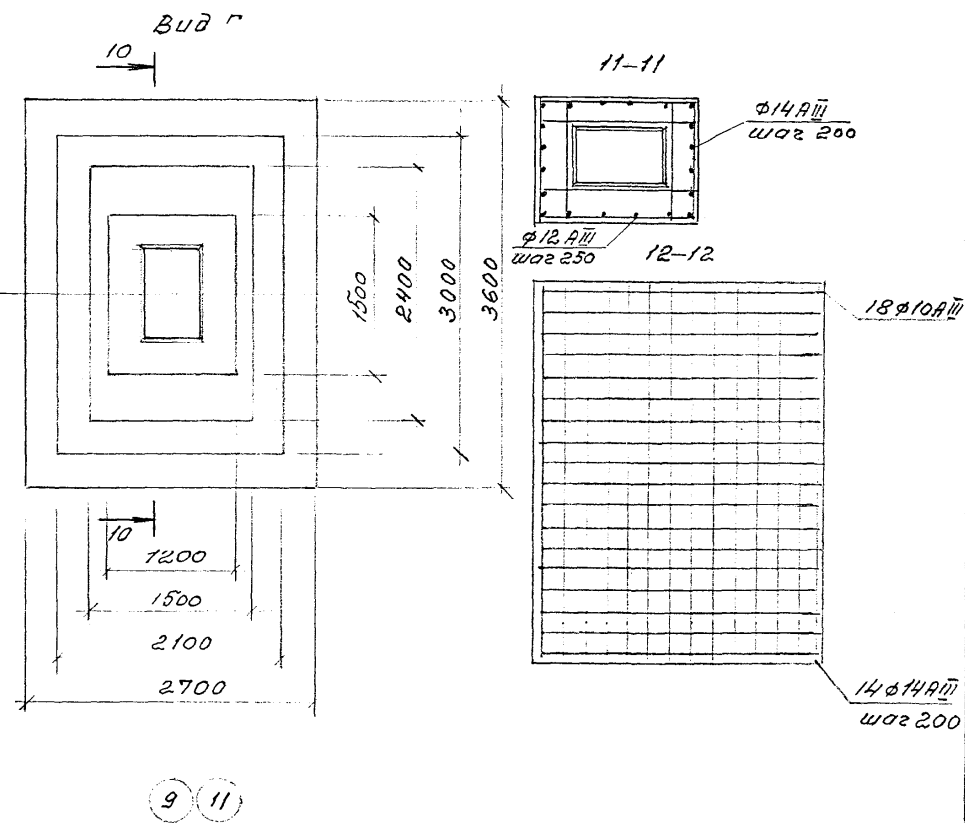
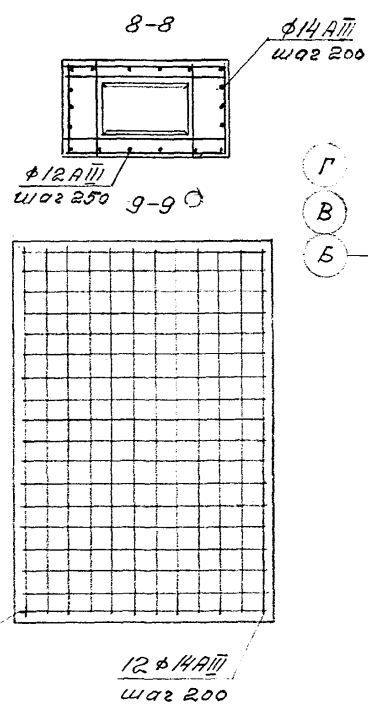
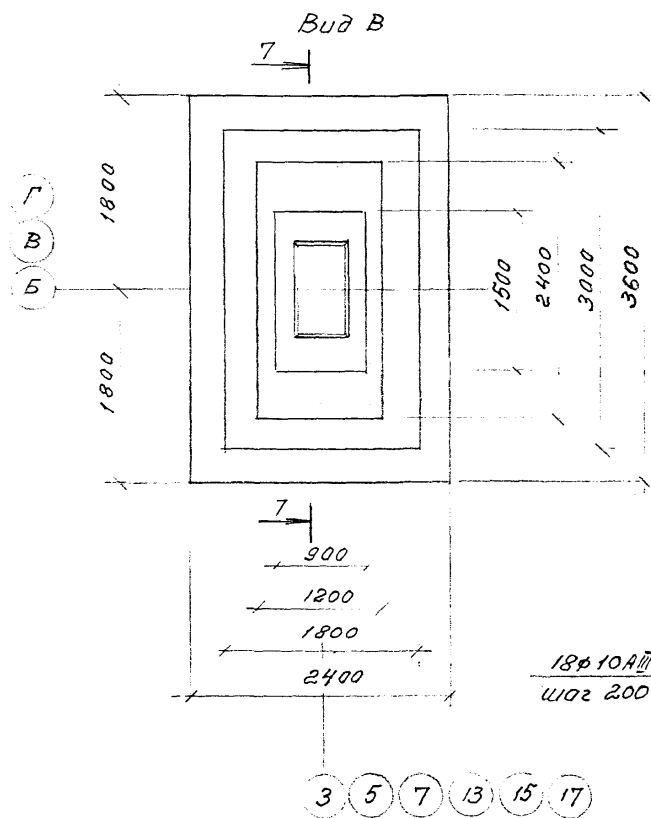
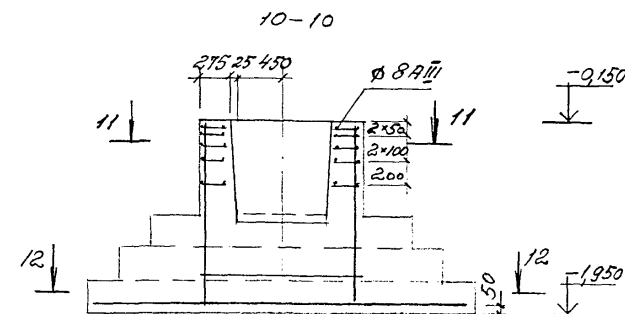
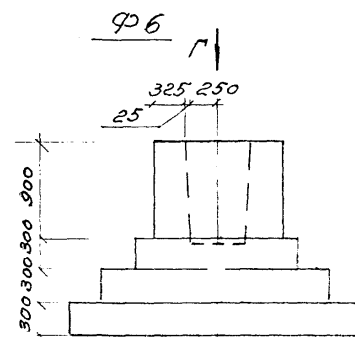
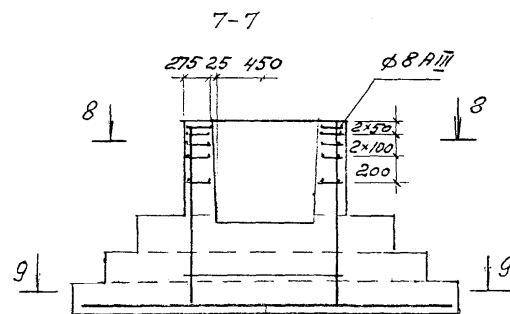
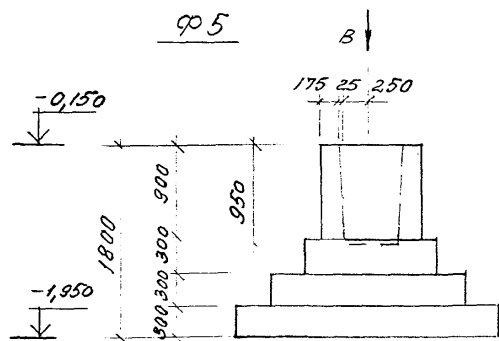
Ф12АIII
шаг 200

Б



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

Изм	Кол	уч	лист	Н/док	Подпись	Дата	МЗ3/96с-9	Лист
								2



Изм.	Кол. в листе	Итого	Подпись	Дата

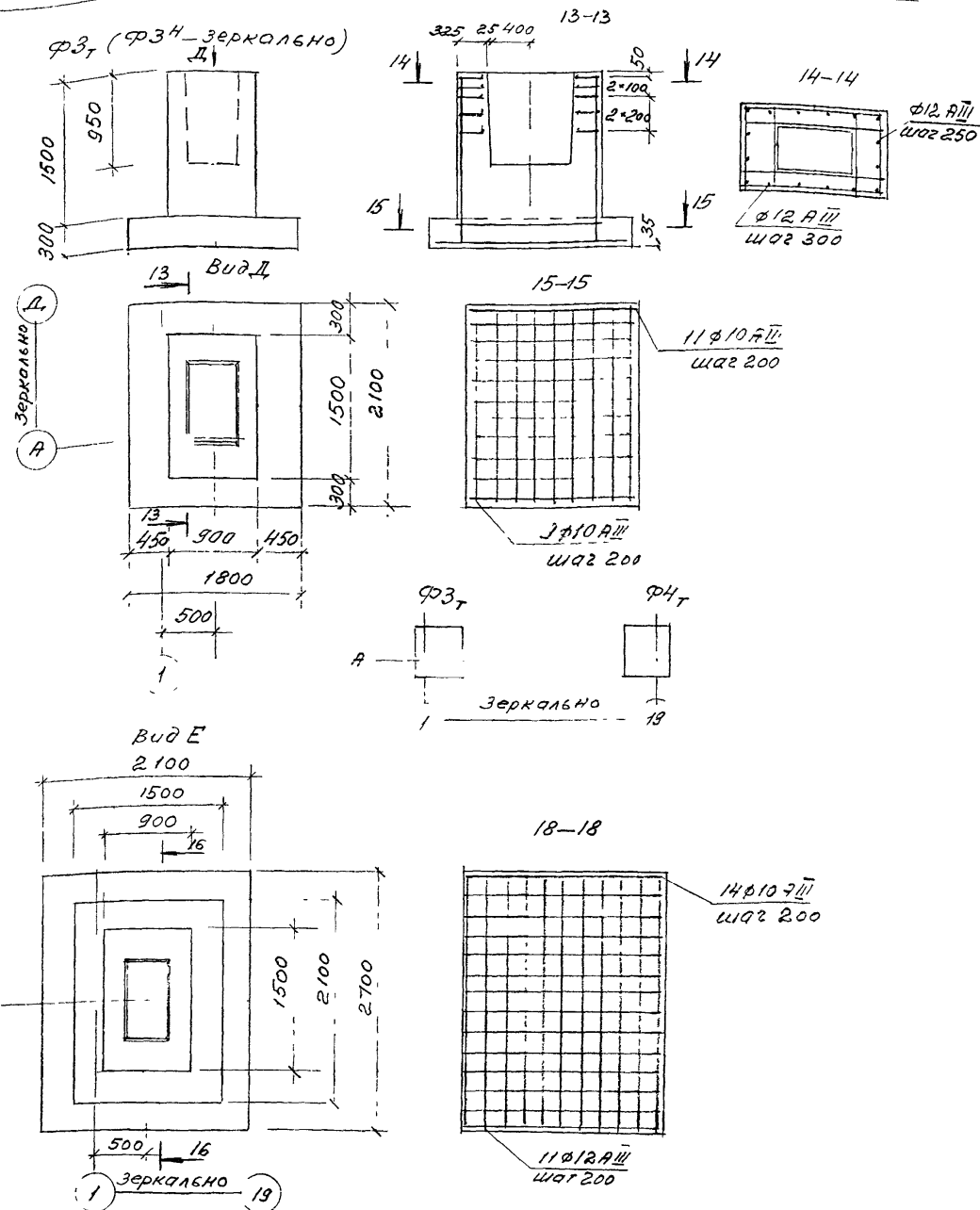
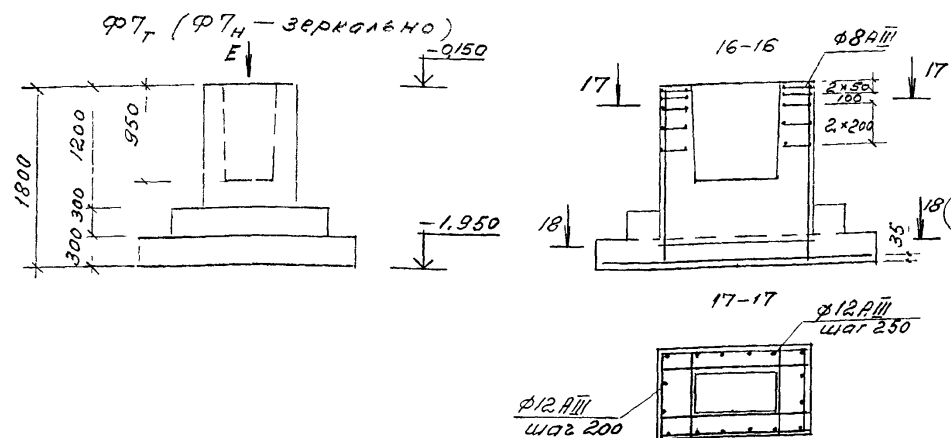
М 33/96с - 9

Лист
3

Спецификация к схеме фундаментов (см л 1)

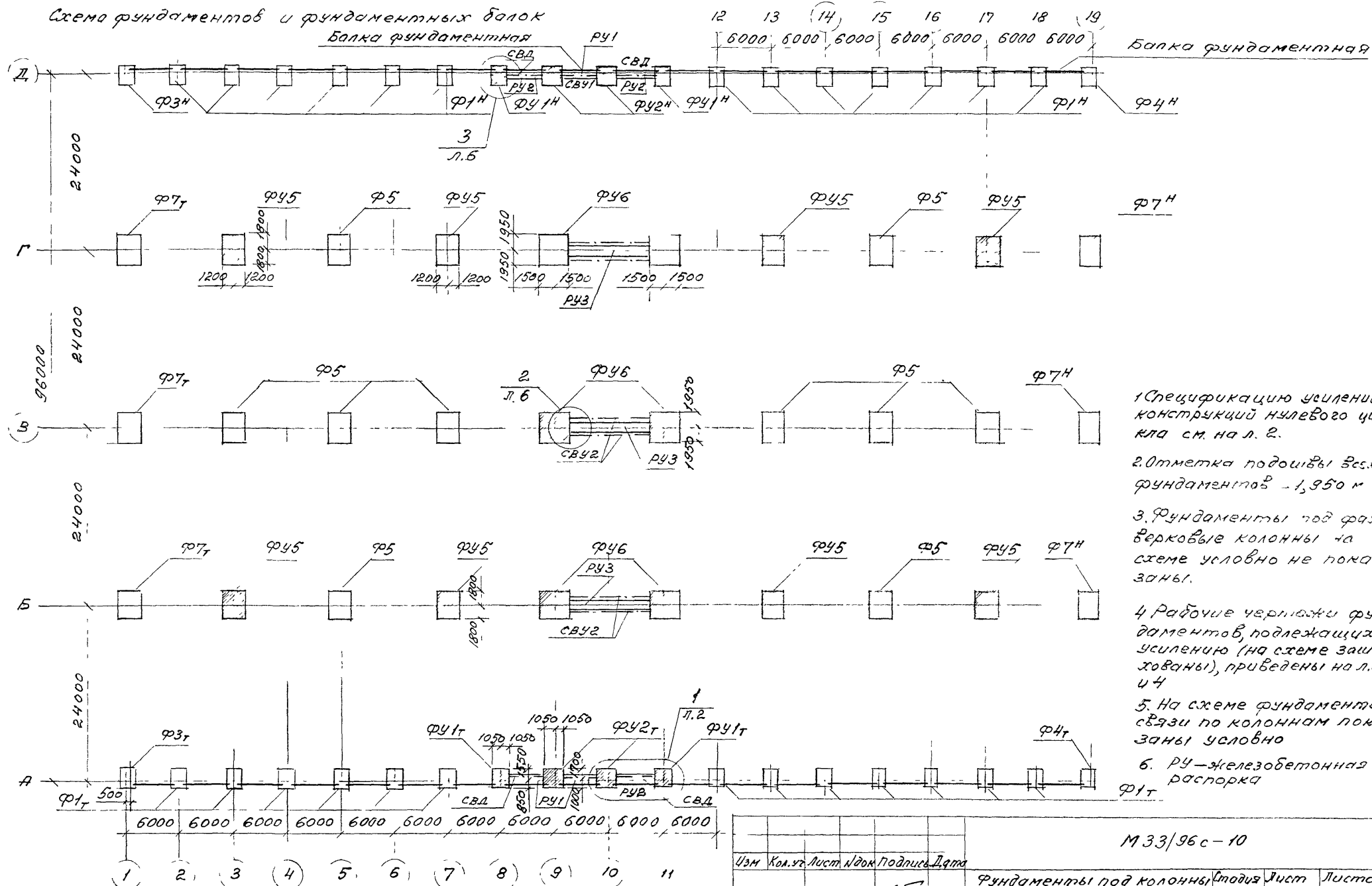
Марка	Обозначение	Наименование	Кол	Масса, кг	Примечание
Ф1 _Т	М33/96с - 11, л. 2	Фундамент под рядовую	15		
Ф1 _Н	— " —	колонну крайнего ряда	15		
Ф2 _Т	— " —	Фундамент под связевую	2		
Ф2 _Н	— " —	колонну крайнего ряда	2		
Ф3 _Т	М33/96с - 11, л. 4	Фундамент под торцевую	1		
Ф3 _Н	— " —	колонну крайнего 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



Лист 4
М33/96с - 9
Лист 4

Схема фундаментов и фундаментных балок



1. Спецификацию усилений конструкций нулевого цикла см. на л. 2.

2. Отметка подошвы в с.
фундамента - 1,950 м

3. Фундаменты под фак-
верковые колонны на
схеме условно не пока-
заны.

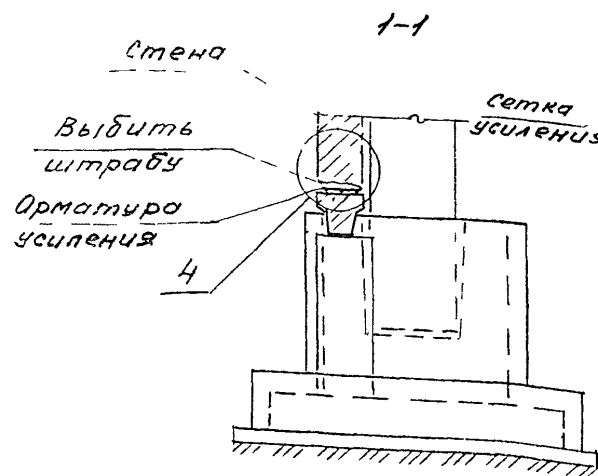
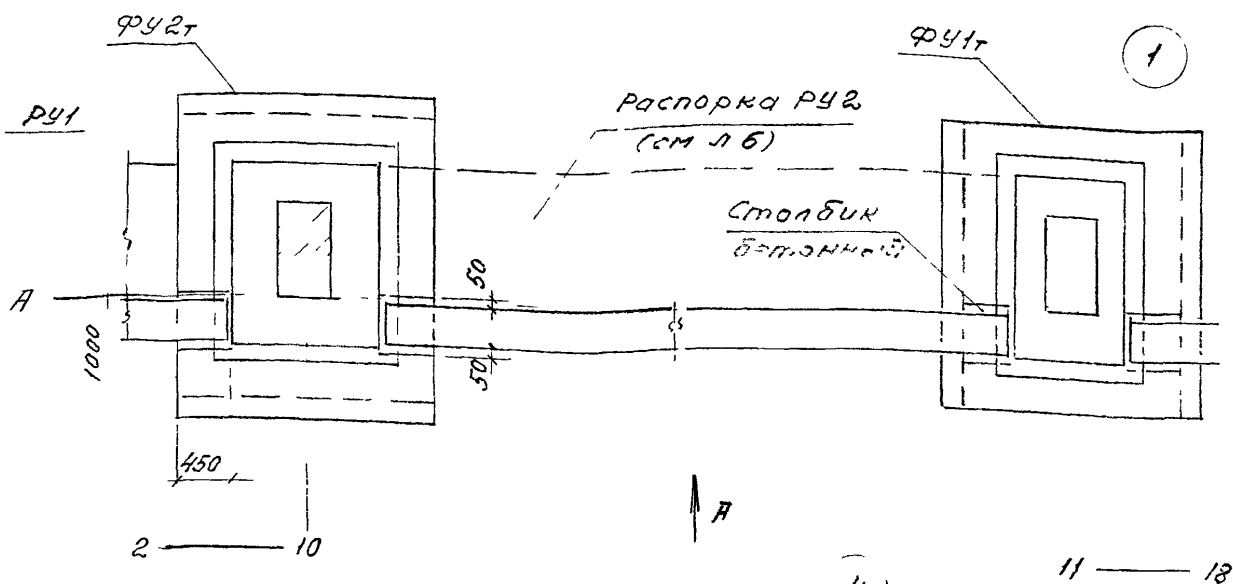
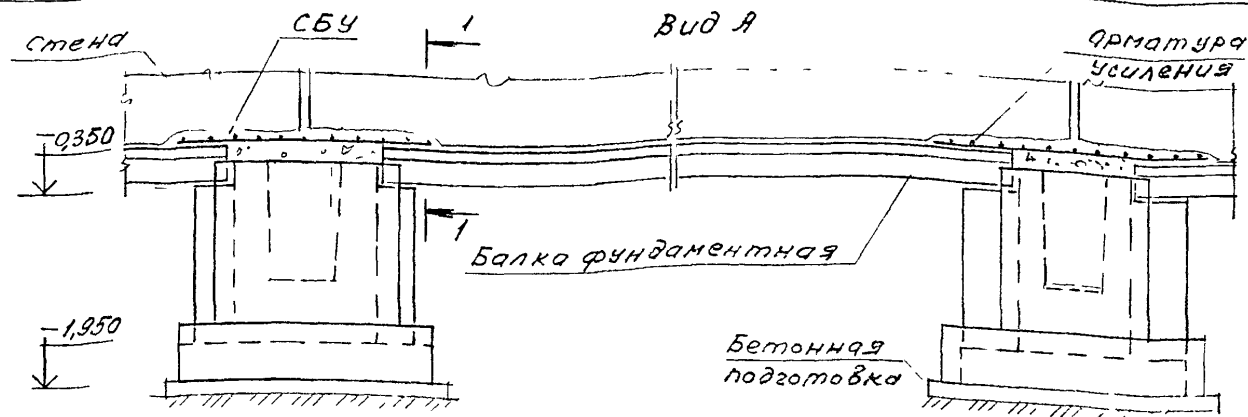
4 Рабочие чертежи фунда-
ментов, подлежащих
усилению (на схеме заштри-
хованы), приведены на л.3
и 4

5. На схеме фундаментов
связи по колоннам пока-
заны условно

6. РЧ-железобетонная
распорка

M 33/96c-10

[illegible]



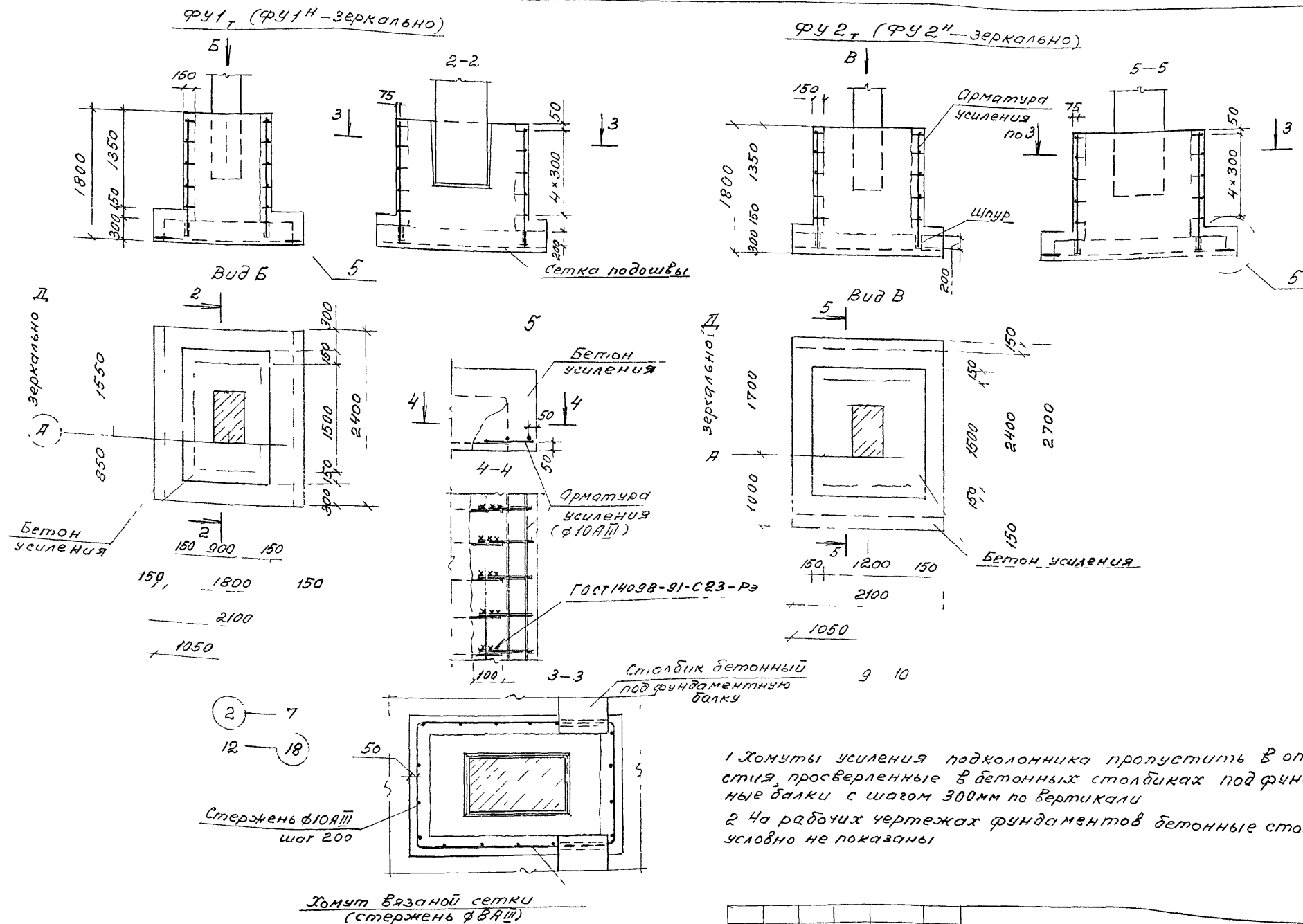
Ведомость расхода материалов на один усиленный стык фундаментных балок

Марка	Класс бетона	Расход материалов	Бетон, м ³	Сталь, кг
СБУ	B15		0,04	5,5

Спецификация усиления конструкций нулевого цикла

Марка	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечание
Фундаменты					
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 шара	2		По крайним рядам колонн
РУ2	— " —	— " —	4		По средним рядам колонн
РУ3	— " —	— " —	3		По средним рядам колонн
СБУ	по М33/96с-10, л. 2	Усиленный стык фундаментных балок с фундаментами	68		С учетом ф-нт-тов по фак. верховые колонны

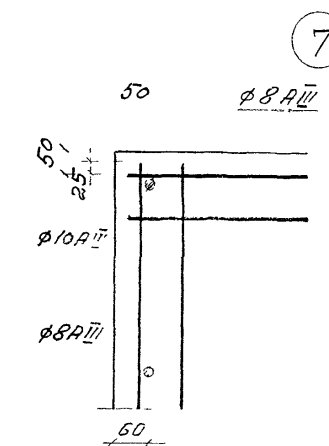
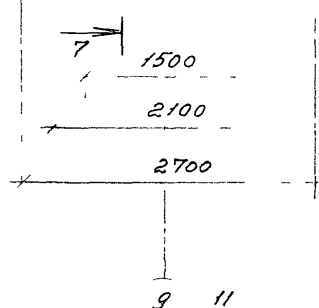
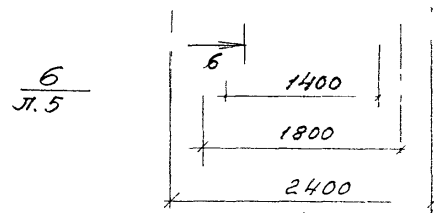
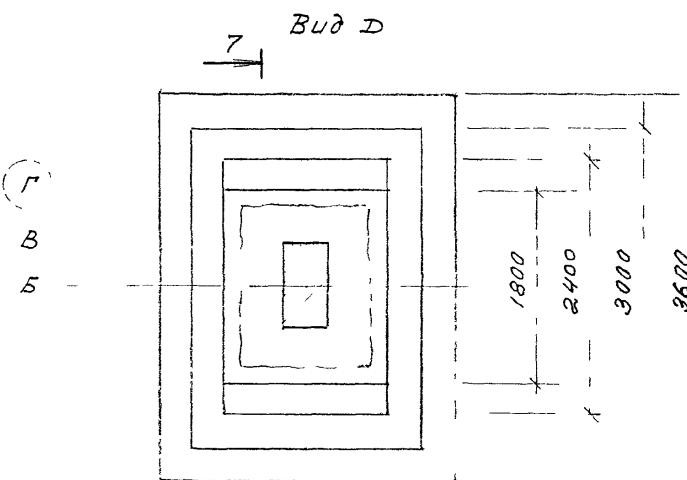
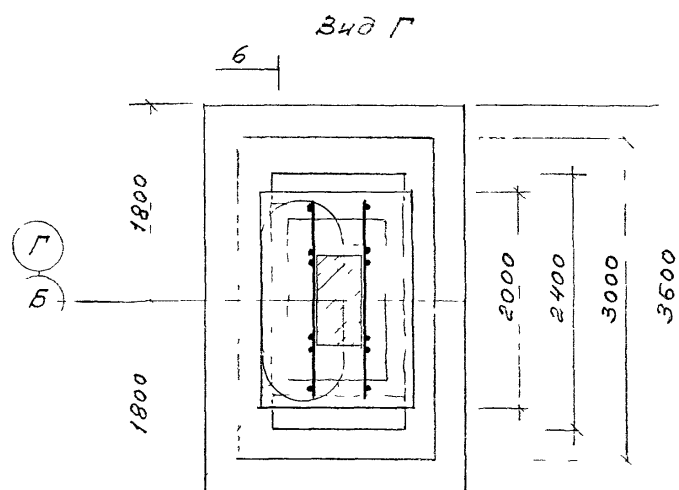
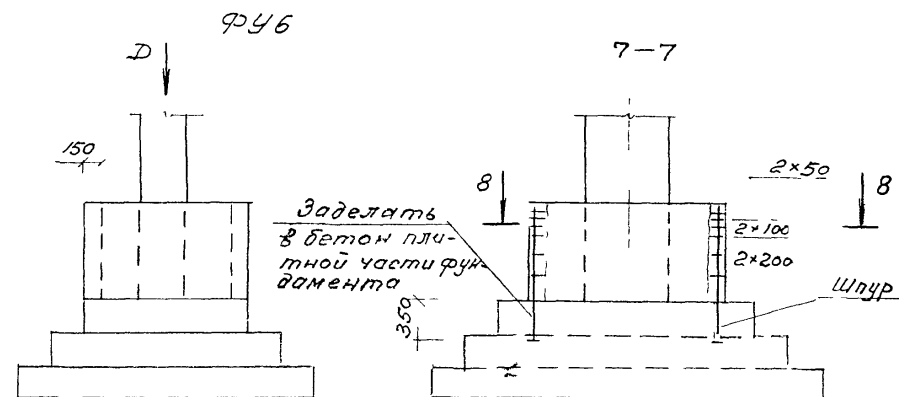
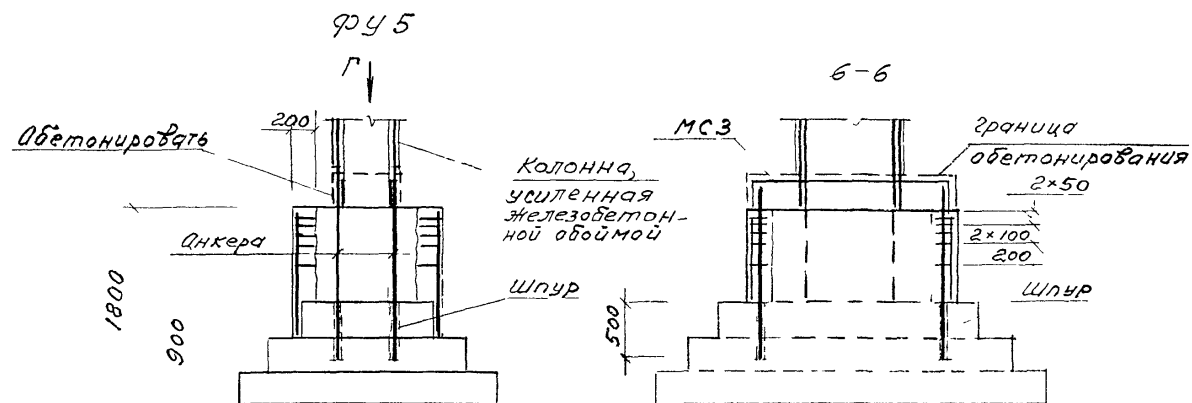
1. На схеме фундаментов, см. узел 1, арматура усиления и распорки РУ1, РУ2 условно не показаны.
2. Арматура усиления — сварная сетка длиной 2 м из арматурной стали класса А-III или А-IV по ГОСТ 5781-82 диаметром 10 мм с шагом продольных стержней 100 мм, поперечных — 200 мм.
3. После установки сварной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



М 33/96 с - 10

Изм. Кол. чл. Лист. Изм. Подпись Дата

Лист
3

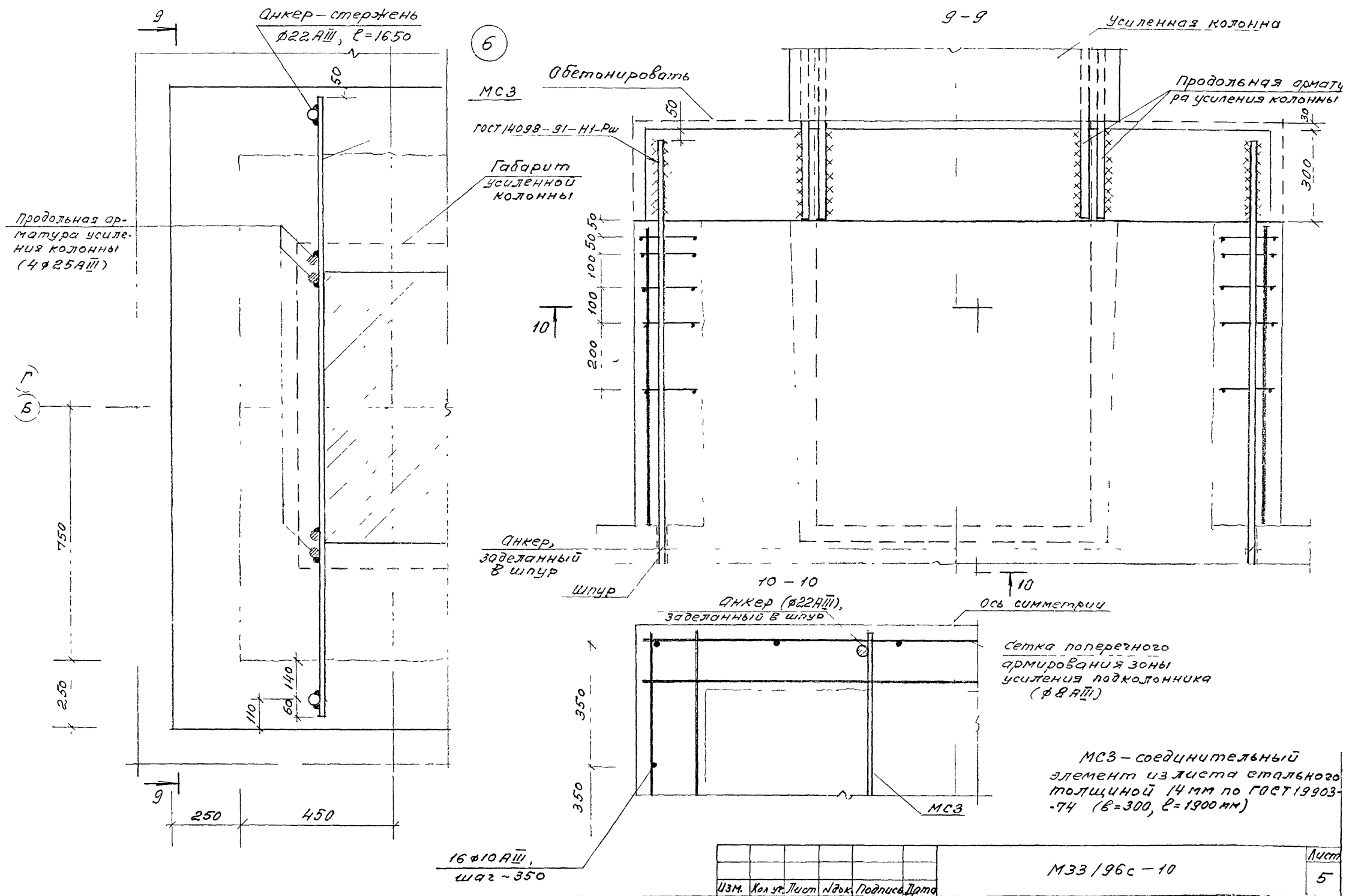


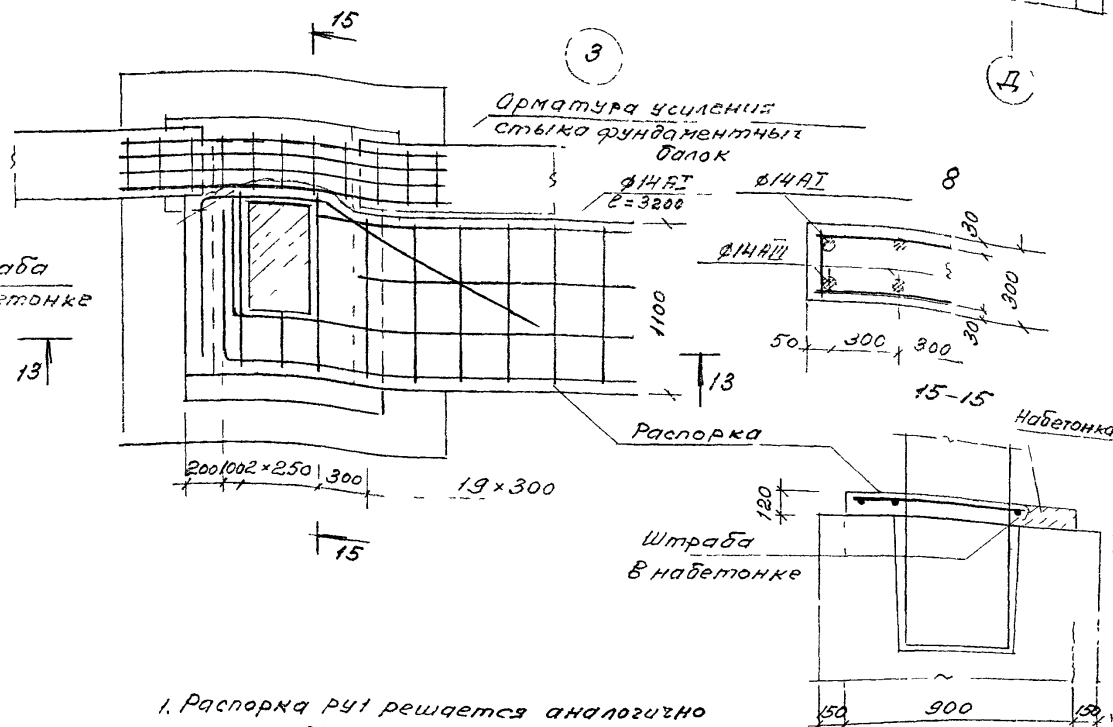
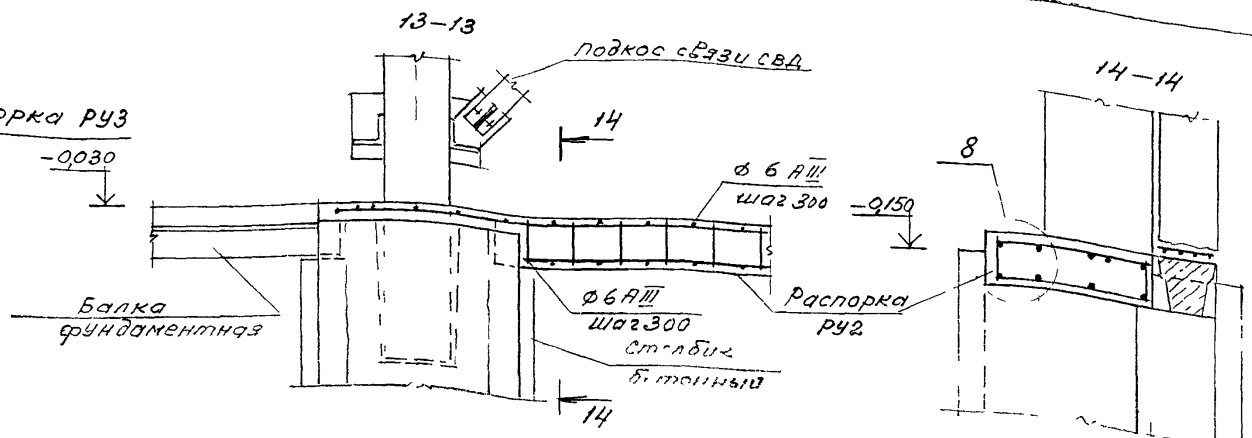
1 Анкера фундамента ФУ 5 и вертикальные стержни арматуры усиления подкотонника фундамента ФУ 6 заделать в шпур, предварительно просверленные в бетоне плитной части фундамента (см пояснительную записку, п. 5.9 и 5.10.).
2 Приварку анкеров к соединительному элементу МСЗ производить ручной дуговой сваркой ($\delta_{\text{шп}} = 12 \text{ мм}$, $\delta_{\text{анк}} = 6 \text{ мм}$) по ГОСТ 14098-91

Изм.	Кол. экз.	Лист	Подпись	Дата

М 33 / 96 с - 10

Лист
4





2. В набетонке выбить штрабу для пропуска арматурного стержня распорки с последующей её заделкой бетоном

Пример 1. Дано одноэтажное производственное здание с железобетонным каркасом размером в плане 21х12 м, высотой 6 м, фанарное, двскрановое, с покрытием из железобетонных плит размером 3х6 м по решетчатой 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 - (уснеговой и Ш 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 - 0,150 м. Фундаменты одноступенчатые с размером подошвы $b = 1,5$ м, $b = 1,5$ м и высотой плитной части $h_p = 0,3$ м. Размер подколоники в плане - 0,9х0,9 м. Армирование фундаментов выполнено арматурой стали класса А-III.

Основанием фундаментов служат глинистые грунты второй категории по сейсмическим свойствам, имеющие расчетные характеристики: показатель текучести $J_L = 0,3$, коэффициент пористости $e = 0,7$, угол внутреннего трения $J_1 = 17^\circ$, удельное сцепление $c_u = 35$ кПа, удельный вес грунта выше и ниже фундамента - $J_{11} = J_{11}' = 18$ 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 и, при необходимости, дать рекомендации по их усилению.

Внимание! При проектировании усиления фундаментов реальных объектов коэффициент условий работы бетона $J_{вб}$ 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 облойной 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 облойной, 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 действующей нагрузки	Тип колонны	Расчетные значения нагрузок на фундамент		
			$N, \text{кН}$	$M, \text{кНм}$	$Q, \text{кН}$
1	Усилия действуют в плоскости поперечной рамы усиленной (в плоскости А')	рядовая		96	11
2	Усилия действуют в плоскости поперечной рамы усиленной (в плоскости А')	усиленная	616	260	38
3	Усилия действуют в плоскости продольной рамы усиленной (в плоскости А')	рядовая		128	14
4	Усилия действуют в плоскости продольной рамы усиленной (в плоскости А')	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;

		ИЗМ. № 33/96с - 11	
ИЗМ. № 33/96с - 11		Подпись	
Лист		Дата	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	
Лист		Лист	

1 Расчет основания по несущей способности

Расчет основания по несущей способности производится на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия (24) СНиП 2.02.01-83 "Основания зданий и сооружений"

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} \frac{N_{u,eq}}{\gamma_n}, \quad \text{где}$$

N_{α} - Вертикальная нагрузка, действующая на уровне подошвы фундамента при особом сочетании нагрузок;

$N_{u,eq}$ — вертикальная составляющая предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях, определяемая по п. 10.6. или 10.8. «Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений» (к СНиП 2.02.01-83), Стройиздат 1986. (в дальнейшем — «Пособия»);

$\gamma_{с,ср} = 0,8$ — сейсмический коэффициент условий работы при грунтах II категории по сейсмическим свойствам для районов с повторяемостью землетрясений 2 (см. исходные данные);

$\gamma_n = 1,15$ — коэффициент надежности по назначению (см. п. 2.58, СНиП 2.02.01-83).

Предварительно принимаем, что при расчетной сейсмичности 7 баллов фундамент под рядовую колонну не требует увеличения размеров по сравнению с существующим фундаментом, а фундамент под усиленную колонну увеличивается карнизом фундамента плитной части до размеров в плане $L = b = 2,1 \text{ м}$.

Величину Вертикальной нагрузки на уровне подошвы фундамента определяем по формуле

$$N_a = N + m_{KE} \gamma_{\epsilon} \ell B \gamma_{mt} d, \text{ где}$$

N — вертикальная нагрузка на уровне верхнего обреза фундамента (см. табл. 1);

$m_{\kappa^0} = 0,9$ — коэффициент сочетаний для постоянных

нагрузок при расчете на особое сочетание:

$\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке;

$\gamma_{\text{мт}} = 20 \text{ кН/м}^3$ — средневзвешенное значение удельно-
го веса фундамента и грунта на его обрезах

Нагрузки, приведенные к подошве фундамента, приведены в табл. 2

таблиця 2

№ проект ситуации	Плоскость действия изз. моме- нта	Тип колонны	Размер подошвы 0-100 2x8, м	Расчетные зна- чения нагрузок				e_0	M_0 т.м	$\frac{P}{6}$ м	$\frac{P}{6}$ м	$\frac{P}{3}$ м	$\frac{P}{3}$ м
				$N_{0, K}$	$M_{0, K}$	Q, K	Q, K						
1	x	рядовая	1,8x1,5	720	116	11	0,16	0,3	-	0,6	-		
2		усиленная	2,1x2,1	786	328	38	0,42	0,35	-	0,7	-		
3	y	рядовая	1,8x1,5	720	153	14	0,21	-	0,25	-	0,5	-	
4		усиленная	2,1x2,1	786	368	38	0,47	-	0,35	-	0,7	-	

Как следует из табл. 2, в проектных ситуациях №1 и 2 эксцентриситет расчетной нагрузки не превышает 1/6 ширины фундамента в плоскости момента, т.е. имеет место полное опирание подошвы фундамента на грунт. Силу предельного сопротивления основания $N_{уд}$ определяем по п. 10.6. Пособия.

В проектных ситуациях № 44 аккредитсметет e_a меньше одной трети ширины фундамента в плоскости момента и больше $1/6$ этой величины, т.е. имеет место гасительный опрывadoшвы, но при этом первое условие п. 10.5. СНиП 2.02.01-83 выполняется. Сила предельного сопротивления основания в этом случае определяем по п. 10.8. Пособия с введением в расчет условного фундамента, сторона которого в плоскости действия момента равна $b_c = 15(b - 2e_a)$.

Согласно п. 10.4. СНиП 2.02.01-83 при действии моментных нагрузок в двух направлениях расчет оснований по несущей способности должен выполняться раздельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

						M33 / 96c - 11	Лич.
Изм.	Кол-во	Мест	№ док	Подпись	Дата		2

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

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

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

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"

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

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

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

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

$$\xi_2 = 1 + \frac{1,5}{1,2} = 2,25; \xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{l} = 1 - \frac{0,25}{1,2} = 0,79$$

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

$k_{eq} = 0,1$ - 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"

$$e_u = b (p_e - p_0) / 6 (p_e + p_0) = \frac{1,5 \cdot 4}{6 (824 + 828)} = 0,0006 < e_a = 0,21 \text{ м}$$

Следовательно, вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания определяется

по формуле (243) "Пособия"

$$N_{u,eq} = b e p_e / (1 + 6 \frac{e_u}{b}) = 1,5 \cdot 1,8 \cdot 828 / (1 + 6 \frac{0,0006}{1,5}) = 1215 \text{ кН}$$

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 "Х"

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

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

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"

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

Определяем углы, вводимый в расчете размер подошвы в направлении действия момента M_y

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

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

$$p_0 = 824 \text{ кПа}$$

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

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

МЗЗ/96с-11

$$N_{u, eq} = 0,5 \cdot b_c \cdot l \cdot p_e = 0,5 \cdot 1,74 \cdot 2,1 \cdot 829 = 1514 \text{ кН.}$$

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

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

д) Сейсмическое воздействие в плоскости "х"

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

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

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

$$\xi_1 = 0,77; \xi_2 = 2,35; \xi_3 = 1,27$$

$$p_0 = 848 \text{ кПа}, p_e = 853 \text{ кПа}$$

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

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

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 2,1х2,1 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 $h_{0,pe}$ 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 проверяем условие $h_{cf} - d_p > 0,5 (l_{cf} - b_c)$ 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, приложенные 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

$$F \leq R_{bt}^p b_m h_{0,pe}, \text{ где}$$

$F = A_0 p_{max}$ — величина продавливающей силы

$$A_0 = 0,5b (l - l_{cf} - 2h_{0,pe}) - 0,25(b - b_c - 2h_{0,pe})^2;$$

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

$$R_{bt}^p = m_{кр} \cdot \gamma_{b2} R_{bt} = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 0,75 = 0,825 \text{ МПа}$$

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

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

а) сейсмическое воздействие в плоскости "х"

Таблица 3

№ проектной ситуации	Размер подошвы фундамента, м		Сечение подколонника, м		N_n кН	M_n, W_y		$\frac{N_n}{l \cdot b}$ МПа	$\frac{M_n}{W_y}$ МПа	$p_{x, max} = \frac{N_n}{l \cdot b} + \frac{M_n}{W_y}$ МПа
	l	b	l_{cf}	b_{cf}		кН·м	м³			
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 $A_{0,x}$				$F = A_{0,x} p_{x, max}$ кН	$R_{bt}^p b_m h_{0,pe}$ кН
$0,5b$	$l - l_{cf} - 2h_{0,pe}$	$0,25(b - b_{cf} - 2h_{0,pe})^2$	$A_{0,x}$ м²		
0,75	0,4	0,002	0,30	110	< 237
1,05	0,7	0,12	0,62	215	

Условие прочности на продавливание в плоскости "х" выполнено.

Изм.	Кол.	Лист	Изд.	Подпись	Дата

М33/96с-11

Лист
4

б) сейсмическое воздействие в плоскости Y^*

таблица 4

№ проектной ситуации	l м	b м	l_{cf} м	b_{cf} м	N_n кН	$M_{n,y}$ кНм	W_x м ³	$\frac{N_n}{b}$ МПа	$\frac{M_{n,y}}{W_x}$ МПа	$R_y, \text{max} = \frac{N_n}{b} + \frac{M_{n,y}}{W_x}$ 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	0,9	0,9		368	1,54	0,14	0,24	0,38

продолжение табл. 4

Определение $A_{0,y}$				$l_m = l_{cf} + h_{0,pe}$ м	$F = A_{0,y} \cdot R_y, \text{max}$	$R_{b1}^p \cdot l_m \cdot h_{0,pe}$
0,52	$b \cdot b_{cf} - 2h_{0,pe}$	$0,25(l - l_{cf} - 2h_{0,pe})^2$	$A_{0,y}$ 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^* 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 опоры 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".

$M = N_n c_i^2 (1 + 6 \frac{e_a}{l} - 4 \frac{e_a c_i}{l^2}) / 2l$, 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	$e_a = \frac{M_n}{N_n}$ м	c_i м	$N_n c_i^2$ М	$1 + 6 \frac{e_a}{l}$	$4 \frac{e_a c_i}{l^2}$	M кНм
1	х	1-1	1,8	1,5	0,19	0,46	124,7	1,63	0,10	53,0
3	у	2-2			0,25	0,2	55,4	2,0	0,13	34,5

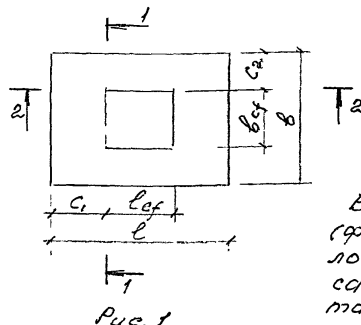


Рис. 1

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"

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

таблица 6

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

Примечание. В форм. (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. изм.	Исполн.	Провер.	Подпись	Дата
-----	-----------	---------	---------	---------	------

МЗЗ/96с-11

Лист
5

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

$$R_{S, \text{тр.б.}} = \frac{M}{m_{кр} \cdot R_s \cdot \xi \cdot h_0} \quad , \text{ где}$$

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

$$\alpha_m = \frac{M}{m_{кр} \cdot R_e \cdot \gamma_{e2} \cdot b \cdot h_0^2} \quad , \text{ где}$$

$$m_{кр} \cdot R_e \cdot \gamma_{e2} = 12 \cdot 95 \cdot 1,1 = 11,2 \text{ МПа}$$

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

Таблица 7

№ проектной ситуации	плоскость действия изгиб. момента	\bar{M} кН.м	h_0 м	b м	α_m	ξ	$R_{S, \text{тр.б.}}$ см²	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	$R_{S, x} = 6,28 \text{ см}^2$
3	y	345	0,25	1,8	0,027	0,985	3,2	3 ф 10 АIII
4		1396		2,1	0,095	0,950	13,4	$R_{S, y} = 7,07 \text{ см}^2$

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 $\phi 16 \text{ АIII}$ с каждой стороны ($R_{S, \text{тр.б.}} - R_{S, y} = 13,4 - 7,07 = 6,33 \text{ см}^2$; $4 = 1,58 \text{ см}^2$)

2.3. Расчет поперечного сечения подколонника

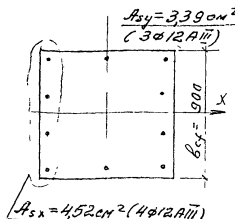
2.3.1. Подбор арматуры прямоугольного сечения

Расчет выполняем на усилия, действующие по низу подколонника на уровне верха плитной части. Высота подколонника $h_{cf} = h - h_{pe} = 18 - 0,3 = 15 \text{ м}$. Размер подколонника в плане $b_{cf} \times e_{cf} = 0,9 \times 0,9 \text{ м}$ (см. исходные данные).

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

Таблица 8

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	N кН	таблица	
			$M + Q \cdot h_{cf}$ кН.м	$e_0 = \frac{M + Q \cdot h_{cf}}{N}$ м
1	x	616	112	0,18
2			317	0,51
3	y		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

$$x = \frac{N + m_{кр} \cdot R_s \cdot R_s}{m_{кр} \cdot R_e \cdot \gamma_{e2} \cdot b_{cf}}$$

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

$$N e \leq m_{кр} \cdot R_e \cdot \gamma_{e2} \cdot b_{cf} \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x), \quad \text{где}$$

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

Таблица 9

№ проектной ситуации	R_s см²	x см	h_0 см	$0,5h - a$ см	e м	Ne кН.м	$m_{кр} \cdot R_e \cdot \gamma_{e2} \cdot b_{cf} \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x)$ 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.	№	уч.	Испол.	Изд.	Подпись	Дата

М 33/96с - 11

2.3.2. Подбор арматуры коробчатого сечения

а) определение продольного армирования стенок стакана

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

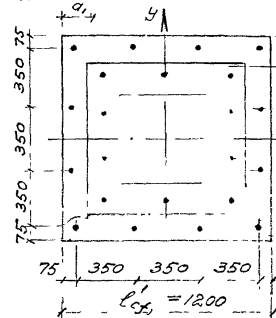
Коробчатое сечение подколонника рассчитываем на действие продольной силы N_n и приведенного изгибающего момента M_{nx} или M_{ny} , действующего на уроне торца колонны

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

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

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

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 $2c_{cf} \times 2c_{cf} = 12 \times 12 \text{ м}$.



Арматура усиления - 12 стержней $\Phi 10 \text{ А III}$ равномерно расположенных по периметру сечения

Определяем положение центра тяжести суммарной площади поперечного сечения арматуры

$$c_1 = \frac{452 \cdot 22,5 + 314 \cdot 7,5}{452 + 314} = 16,4 \text{ см}$$

$$c_2 = \frac{339 \cdot 22,5 + 314 \cdot 7,5}{339 + 314} = 15,3 \text{ см}$$

Рис. 3

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

Таблица 11

№ проектной ситуации	$e'_{cf} = e'_{cf}$ м	$a' = a'$ см	h_0 см	$A_s = A'_s$ см ²	$I = \frac{N_n}{m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} b_{сж}}$ см	$m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} b'_{сж} I \times (h_0 - 0,5x)$ кН·м
2	1,2	16,4	1036	766	2,3	316,7
4		15,3	104,7	6,53		320,1

Проверяем выполнение условия (36) СНиП 2.03.01-84

$$N_e \leq m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} b_{сж} I (h_0 - 0,5x) + m_{кр} R_{сж} A'_s (h_0 - a') =$$

продолжение табл. 10

$h_0 - 0,5x$ м	$m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} b_{сж} I$ МПа	$m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} b'_{сж} I \times (h_0 - 0,5x)$ кН·м	$m_{кр} R_{сж} A'_s$ МПа	$m_{кр} R_{сж} A'_s \times (h_0 - a')$ кН·м	$N_n \cdot e$ кН·м
0,81	12 85,11 = 11,2	244,9	12 365 = 438	148,5	393,4
				111,4	356,3
					> 221,8
					< 406,6
					> 255,6
					< 446,6

продолжение табл. 11

$h_0 - a'$ см	$m_{кр} R_{сж} A'_s (h_0 - a')$ кН·м	$m_{кр} R_{сж} \gamma_{сж} b'_{сж} I \times (h_0 - 0,5x) + m_{кр} R_{сж} A'_s (h_0 - a')$ кН·м	$e = e_0 + (0,5 e'_{cf} - a')$ м	N_e кН·м
87,2	292,6	609,3	1,38	425,0
89,4	255,7	575,8	1,51	465,1

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

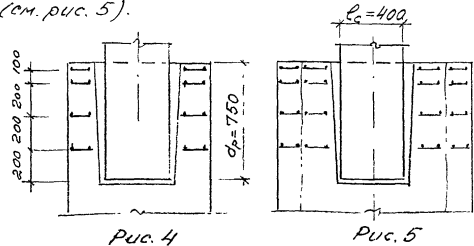
43 м. Кол. ст. лист. Подпись. Дата

МЗЗ / 96с - 11

Лист
7

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 изгибающего момента	N	M	Q	$e_0 = \frac{M}{N}$	$\frac{e}{b}$	$\frac{e}{d}$	Формула по определению изгибающего момента (см. Пособие по проекту, п. 2.42.)
1			96	11	0,16			(59)
2	x	6/6	260	38	0,42		0,07	(58)
3	y		128	14	0,20			(59)
4			300	38	0,40			(59)

продолжение табл. 12

ΣZ_i	$m_k R_s$	$M_k' = 0,3 M + Q d_p$	$M_k = 0,8 (M + Q d_p) - 0,5 N r_c$	$A_s' = \frac{M_k}{m_k R_s \Sigma Z_i}$	A_s
м	(мм ²)	кН.м	кН.м	см ²	см ²
1,9	355	37	—	0,55	201
		—	132	1,96	402
		49	—	0,73	201
		—	164	2,43	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 $L \times B$	$L_s \times B_s$	h	h _{ре}	плиты	подколон. вертикаль. горизонт.
7	рядовая	1,8 × 1,5	0,8 × 0,9	1,8	0,3	не требуется	
	усиленная	2,1 × 2,1	1,2 × 1,2			8 ф16 АIII	12 ф10 АIII 4 ф8 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 плану районирования сейсмичность района увеличена до 8 баллов с проектируемой степенью сейсмического воздействия 2.

Требуется: проверить существующие фундаменты под колонны средних рядов на особое сочетание 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 110 × 6 мм (см. док.м).

Расчету подлежат:

а) фундаменты под рядовые (неусиленные) колонны сечением 400 × 400 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 особом сочетании,

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

таблица 14

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

Производим объем расчетов, аналогичный выполненным в примере 1.

1. Расчет основания по несущей способности

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

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

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

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

$\gamma_{\Sigma} = 2,0$ кН/м³ — средневзвешенное значение удельного

веса фундамента и грунта на его обрезах,

а величина изгибающего момента — по формуле

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

где h — высота фундамента.

таблица 15

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	Тип колонны	Размер подошвы фундамента, м	Расчетные значения нагрузок			$e_a = \frac{M_d}{N_d}$		
				N, кН	M, кН.м	Q, кН	$\frac{M_d}{N_d}$	$\frac{M_d}{N_d}$	$\frac{M_d}{N_d}$
1	х	рядовая	$1,8 \times 1,8$	741	207	22	0,28	0,3	0,6
2		усиленная	$2,4 \times 2,4$	838	578	67	0,69	0,4	0,8
3	у	рядовая	$1,8 \times 1,8$	741	254	24	0,34	0,3	0,6
4		усиленная	$2,4 \times 2,4$	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: $\frac{e}{b} < e_a < \frac{e}{3} < \frac{b}{3}$, т.е. имеет место частичный стрыв подошвы, но при этом первое условие п. 10.5 СНиП 2.02.01-83 выполняется.

Проверку несущей способности основания производим на сейсмическое воздействие в плоскости "у", т.е. в базисе, 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 введенным в расчет условного фундамента сторона которого в плоскости действия момента равна $e_a = 1,5$ (в-2e_a).

б) Фундаменты под рядовые колонны (сейсмическое воздействие в плоскости "у")

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

$$b_c = 1,5 (1,8 - 2 \cdot 0,34) = 1,58 \text{ м}$$

$$\eta = \frac{l}{b_c} = \frac{1,8}{1,58} = 1,07; \quad \xi_{\eta} = 1 - \frac{0,25}{1,07} = 1 - 0,23 = 0,77;$$

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

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

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

$$p_6 = p_0 + \xi_{\eta} \cdot \eta_1' \cdot b (F_2 - k_{eq} \cdot F_3), \text{ где } F_1 = 5, F_2 = 1, F_3 = 8 \text{ (см. прим. 1, л. 3).}$$

Изм.	Кол.	Лист	Итого	Лист
				9

МЗЗ/96с-11

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

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

$$\varphi_1 = \frac{\rho_{11}}{\gamma_{\varphi(\varphi)}} = \frac{17}{1,15} = 15^\circ; \quad c_1 = \frac{c_{11}}{\gamma_{\varphi(c)}} = \frac{35}{1,15} = 23 \text{ кПа}; \quad \tan \varphi_1 = \tan 15^\circ = 0,268$$

$$p_0 = 24 \cdot 5 \cdot 18 \cdot 1,95 + 1,29 (5-1) \cdot 23 / 0,268 = 860 \text{ кПа}$$

Поскольку $F_2 = 1 < K_{ep} \cdot F_3 = 0,2 \cdot 8 = 1,6$, то $p_e = p_0 = 860 \text{ кПа}$

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

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

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

$$N_{u, ep} = 0,5 \cdot e_c \cdot l \cdot p_e = 0,5 \cdot 1,68 \cdot 1,8 \cdot 860 = 1300 \text{ кН}$$

$$0,8 \frac{N_{u, ep}}{1,15} = \frac{0,8 \cdot 1300}{1,15} = 904 \text{ кН} > N_a = 741 \text{ кН} \quad \text{следовательно,}$$

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 „У“)

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

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

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

$$p_0 = 1,82 \cdot 5 \cdot 18 \cdot 1,95 + 1,16 (5-1) \cdot 23 / 0,268 = 717 \text{ кПа}$$

$$p_e = p_0 = 717 \text{ кПа}$$

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

$$N_{u, ep} = 0,5 \cdot e_c \cdot l \cdot p_e = 0,5 \cdot 1,32 \cdot 2,4 \cdot 717 = 1136 \text{ кН}$$

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

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

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

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

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

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

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

$$p_0 = 2,07 \cdot 5 \cdot 18 \cdot 1,95 + 1,21 \cdot 4 \cdot 23 / 0,268 = 778 \text{ кПа}$$

$$p_e = p_0 = 778 \text{ кПа}$$

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания равна

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

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

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности до 8 баллов размеры подошвы фундаментов под средние усиленные колонны должны быть увеличены до $l = b = 2,7 \text{ м}$. По конструктивным соображениям предусматриваем устройство второй ступени с размерами в плане $e_1 = e_2 = 1,8 \text{ м}$. 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 уступах (см. табл. 16).

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

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

Изм	Кол. у	Лист	Подп.	Дого	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 усиленную 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 $F \leq R_{bt}^p$ в т.ч. $h_{0,pe}$ (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	$\frac{N_n}{2b}$ МПа	$\frac{M_{n,x}}{W_y}$ МПа	$R_{x,max} = \frac{N_n}{2b} + \frac{M_{n,x}}{W_y}$ 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	616	578	3,28	0,084	0,176	0,260

Продолжение табл. 16

$h_{0,pe}$ м	Определение $A_{0,x}$				$F = A_{0,x} \cdot R_{x,max}$ кН	$l_m = b_{cf} + h_{0,pe}$ м	R_{bt}^p МПа	$R_{bt}^p \cdot l_m \cdot h_{0,pe}$ кН
	$0,5b$ м	$l - l_{cf}$ м	$0,25(b - b_{cf}) - 2h_{0,pe}$ м	$A_{0,x}$ м ²				
0,25	0,9	0,4	0,04	0,32	129	1,15	0,825	237
0,55	1,35	0,7	0,12	0,82	214	1,45	0,825	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	$\frac{N_n}{2b}$ МПа	$\frac{M_{n,y}}{W_x}$ МПа	$R_{y,max} = \frac{N_n}{2b} + \frac{M_{n,y}}{W_x}$ МПа
3	1,8	1,8	0,9	0,9	616	254	0,97	0,190	0,260	0,45
4	2,7	2,7	0,9	0,9	616	637	3,28	0,084	0,194	0,28

продолжение табл. 17

Определение $A_{0,y}$				$l_m = b_{cf} + h_{0,pe}$ м	$F = A_{0,y} \cdot R_{y,max}$ кН	$R_{bt}^p \cdot l_m \cdot h_{0,pe}$ кН
$0,5l$	$b - b_{cf}$ $- 2h_{0,pe}$	$0,25(l - l_{cf}) - 2h_{0,pe}$	$A_{0,y}$ м ²			
0,9	0,4	0,04	0,32	1,15	144	237
1,35	0,7	0,12	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 $e_a \leq \frac{l}{6}$. 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)

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

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"

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

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

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

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

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

М 33/96с-11

Лист
11

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 α_m

$$\alpha_m = \frac{\bar{M}}{m_{кр} R_b \gamma_{b2} b h_0^2}, \text{ где } m_{кр} R_b \gamma_{b2} = 12,85 \cdot 11 = 142 \text{ МПа}$$

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

Таблица 18

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	\bar{M} кН·м	h_0 м	b м	α_m	ξ	$A_{s, \text{треб}}$ см ²	Арматура существующего фундамента
1		67,2	0,25	1,8	0,053	0,972	6,3	8 ф 10 АIII
2	x	308,4	0,55	2,7	0,034	0,986	13,0	$A_{s, x} = 6,28 \text{ см}^2$
3	y	76,2	0,25	1,8	0,052	0,972	7,2	9 ф 10 АIII
4		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 ф 10 АIII.

В плите усиления фундаментов под усиленные колонны предусматриваем установку четырех стержней ф 12 АIII с каждой стороны.

Проверяем достаточность такого усиления - в направлении оси "x"

$$A_{s, x}^{\text{н}} = A_{s, \text{треб}} - A_{s, \text{ф}} = 13,0 - 6,28 = 6,72 \text{ см}^2 : 8 = 0,84 \text{ см}^2 \quad (8 \text{ ф } 12 \text{ АIII})$$

- в направлении оси "y"

$$A_{s, y}^{\text{н}} = A_{s, \text{треб}} - A_{s, \text{ф}} = 15,2 - 7,07 = 8,13 : 8 = 1,02 \text{ см}^2 \quad (8 \text{ ф } 12 \text{ АIII})$$

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. разд. 2.3.1 Примера 1)

Таблица 19

№ проектной ситуации	N	$M \cdot h \cdot q \cdot e = \frac{M + 15q}{N}$ (см. рис. 2)		A_s (см ²)	$m_{кр} R_s$ МПа	$m_{кр} R_b \gamma_{b2} x^*)$ МПа	$x^*)$ см	$h_0 - \frac{x}{2}$ см
		кН	кН·м					
1		200	0,32	452			80	78,5
2	616	537	0,87		$12 \cdot 365 =$	$12 \cdot 85 \cdot 11 =$		
3		247	0,40	339	$= 438$	$= 11,2$	7,6	78,7
4		596	0,97					

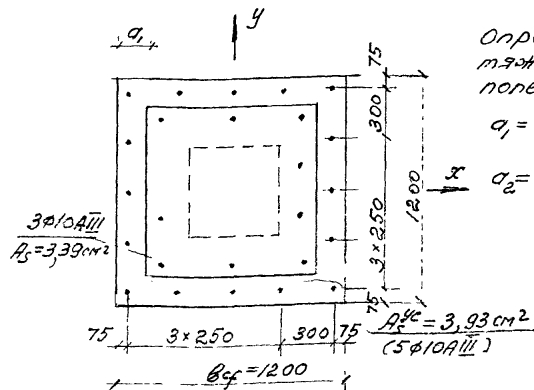
Продолжение табл. 19

*) См. Пример 1, п. 2.3.1, л. 6

$m_{кр} R_b \gamma_{b2} b x \cdot 0,95 h - a = e_c + e_c - N e$ $x(h_0 - \frac{x}{2}) =$ кН·м	N	M	кН·м	Условие прочности: $N e \leq m_{кр} R_b \gamma_{b2} b x^* (h_0 - 0,5 x)$ (см. п. 3.2.0 СНиП 2.03.01-84)
633	0,73	450	788	$h_{cx} = 1,5 \text{ м}$ - в проектных ситуациях № 2 и 4
603	0,375	0,81	499	$h_{cx} = 1,2 \text{ м}$ - " - № 2 и 4
	1,38	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 и 4) - не обеспечена. Необходимо выполнить усиление подколонников под усиленные колонны железобетонной облойной толщиной 150 мм ($b_x = 150 \text{ мм}$).

Пересчитываем проектные ситуации № 2 и 4 при новых исходных данных. Арматуру усиления принимаем из 16 стержней ф 10 АIII, расположенных равномерно по периметру зоны усиления (см. рис. 6 на л. 13).



Определяем положение центра тяжести суммарной площади поперечного сечения арматуры

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

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

$$A_s^{II} = 3,93 \text{ см}^2$$

(5φ10AIII)

Рис. 6

таблица 20

№ проектной ситуации	$a = a'$ см	h_0 см	ΣA_s см ²	$x = \frac{N + m_{кр} R_s \Sigma A_s}{m_{кр} R_s \gamma_{с2} B x}$ см	$h_0 - \frac{x}{2}$ см	$m_{кр} R_s \gamma_{с2} B x \times (h_0 - \frac{x}{2})$ кН.м
2	155	1045	845	7,3		989
4	144	1056	732	7,0		961

Продолжение табл. 20

$0,5h - a$ см	e_0 (см. табл. 19) см	$e_{с2}$ см	$e = e_0 + e_{с2} + (0,5h - a)$ см	N_e 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

$e_{с2} = e_{сf}$ м	$x = \frac{N_n}{m_{кр} R_s \gamma_{с2} B x}$ см	h_0 см	$m_{кр} R_s \gamma_{с2} B x \times (h_0 - 0,5x) = B \times (h_0 - 0,5x) \times$ кН.м	$m_{кр} R_{sc} A'_s \times (h_0 - a') = B \times$ кН.м	$B \times B$ 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

В проектной ситуации №4 прогноза прочности коробчатого сечения не обеспечена. Увеличиваем количество продольных стержней в бетоне усиления подколонника в плоскости, параллельной оси „X“ с 5φ10 до 6φ12AIII (см. рис.7).

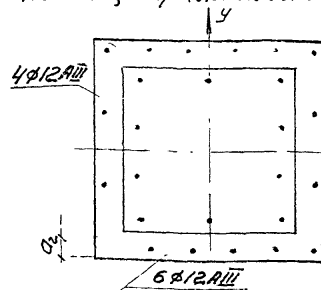


Рис. 7

$$a_2 = \frac{339 \cdot 225 + 679 \cdot 75}{339 + 679} = 125 \text{ см}; A_s = A'_s = 10,18 \text{ см}^2$$

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

$$m_{кр} R_s \gamma_{с2} B x (h_0 - 0,5x) + m_{кр} R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 12,85 \cdot 1,1 \cdot 120 \cdot 23 (107,5 - 1,15) \cdot 10^{-3} + 12 \cdot 365 \cdot 10,18 (107,5 - 12,5) \cdot 10^{-3} = 329 + 423 = 752 \text{ кН.м} > N_e = 308 (1,84 + 0,6 - 0,125) = 714 \text{ кН.м}$$

Условие прочности сечения соблюдается.

По конструктивным соображениям в плоскости, параллельной оси „Y“ заменим 5φ10 на 4φ12AIII.

ИЗМ	Кол	Лист	Док	Подпись	Дата
-----	-----	------	-----	---------	------

М33/96с-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, действующих на уровне верхнего обреза фундамента

В стенках стаканов существующих фундаментов установлены четыре сетки 4φ8 АIII $R_s = 201 \text{ см}^2$ (см. рис. 8), в бетонное усиление предусматриваем установку дополнительных шести сеток из 4φ8 АIII (см. рис. 9).

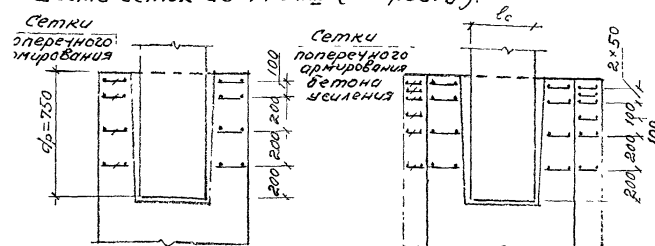


Рис. 8

Рис. 9

Как следует из табл. 22, в фундаментах под рядовые колонны усиления поперечного армирования стенок стакана не требуется, а в фундаментах под усиленные колонны в бетоне усиления подколонника должны быть дополнительно установлены шесть горизонтальных сеток из арматурных стержней $\phi 8 \text{ АIII}$ (по четыре стержня в каждом направлении).

Выводы при увеличении расчетной сейсмичности здания с 7 до 8 баллов фундаменты под рядовые колонны подлежат усилению путем наращивания плитной части, а фундаменты под усиленные колонны — усилением путем наращивания плитной части и подколонника (см. табл. 23)

Таблица 23

Сейсмичность, баллы	Тип колонны	Размеры фундамента, м				Арматура усиления	
		$l \times b$	$l_c \times e$	$l_s \times b_s$	h	h_{pe}	плиты подколонника вертик. горизонт
8	рядовая	2,1х1,8	—	0,9х0,9	1,8	0,3	8φ10 АIII не требуется
	усиленная	2,7х2,7	1,8х1,8	1,2х1,2	—	0,6	16φ12 АIII 4φ8 АIII (6 шт)

Таблица 22

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	N кН	M кН.м	Q кН	$e_0 = \frac{M}{N}$ м	$\frac{e_c}{6}$	$\frac{e_c}{2}$	Формула по определению изг. момента M_k
1	X	616	167	22	0,27	0,07	0,2	(59)
2			457	67	0,74			(58)
3	Y		211	24	0,34			
4			516	67	0,84			

*) $0,5 e_c < e_0 < 0,7 e_c$, след M_{kx} определяется по формуле (59).

Продолжение табл. 22

$\Sigma \Sigma_1$	$\Sigma \Sigma_2$	R_s	R_s	$R_s \Sigma \Sigma_1$	$R_s \Sigma \Sigma_2$	$R_s \Sigma (\Sigma \Sigma_1 + \Sigma \Sigma_2)$	M_k , кН.м
м	м	см ²	МПа	кН.м	кН.м	кН.м	$0,3 M + Q e_0$
1,9	—	201	355	136	—	136	67
1,9	305				218	354	307
1,9	—				—	136	85
1,9	305				218	354	354

Пример 3 Одноэтажное производственное здание с железобетонным каркасом размером в плане 96х108 м, высотой 10,8 м, фронтальное, оборудованное мостовыми опорными кранами грузоподъемностью 10 тонн, с железобетонными подкрановыми балками, с покрытием из железобетонных плит размером 3х6 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. документ. — 9).

Фундаменты под колонны каркаса — монолитные железобетонные на естественном основании из бетона класса по прочности на сжатие В15. Глубина заложения фундаментов $d = 1,95 \text{ м}$, отметка верха фундаментов — 0,150 м. Фундаменты 3-х ступенчатые с размерами по табл. 24 (см. л. 15).

Изм	Кол	Лист	Дата	Подпись	Друг
-----	-----	------	------	---------	------

МЗЗ/96с-11

таблица 24

Тип колонны	Сечение колонны $e_c \times b_c$ м	Размеры фундамента, м				h	h _{ре}
		$e \times b$	$e_1 \times b_1$	$e_2 \times b_2$	$e_{cf} \times b_{cf}$		
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, b_1, b_2 — ширина подошвы фундамента и его ступеней,
 e_{cf}, b_{cf} — 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 особое сочетание 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		
			$F, \text{кН}$	$M, \text{кН.м}$	$Q, \text{кН}$
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 фундамента $e \times b$	Расчетные значения нагрузок			$\sigma_{ср}$ $\frac{F}{A_0}$ м	$\frac{e}{b}$	$\frac{F}{b}$
				$N_a, кН$	$M_a, кН.м$	$Q, кН$			
1	X	рядовая	3,6×2,4	2700	298	21	0,11	0,6	—
2		усиленная			1011	73	0,37		
3		связевая	3,6×2,7	2750	298	21	0,11		
4	Y				3220	982	0,30	—	0,45

Изм.	Калы	Лист	Док.	Подпись	Дата

МЗЗ/96с—11

Лист

15

Как видно из табл. 26, во всех проектных ситуациях $e_d < \frac{b}{6}$ или $\frac{b}{8}$, 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:

$$P_0 = \sum F_1 \gamma_1' \cdot d + \sum F_2 (C_1 - 1) \cdot C_1 / \gamma g \gamma_1';$$

$$P_B = P_0 + \sum \gamma_1' \cdot b (F_2 - K_{\sigma} F_3),$$

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

Таблица 27

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	e м	b м	$\rho = \frac{P}{b}$	$\gamma_1 = 1 + \frac{0,25}{\gamma}$	$\gamma_2 = 1 + \frac{1,5}{\gamma}$	$\gamma_3 = 1 + \frac{0,3}{\gamma}$	P_0 кПа	P_B кПа
1				0,57					
2	x	2,4	3,6	0,57	0,75	2,5	1,3	885	895
3		2,7		Прим. 2=1					
4	y	3,6	2,7	1,33	0,81	2,13	1,22	793	801

*) Символом b обозначено сторона фундамента, в направлении которой действует изгибающий момент

Продолжение табл. 27

$e_d = \frac{b(P_0 - P_B)}{b(P_0 + P_B)}$ м	e_d м	$N_{u, \sigma} = \frac{b P_B}{1 + 6 e_d / b}$ кН	$N_{u, \sigma}$ кН	N_a кН
0,0034	0,11	6553	4559	2700
	0,37	4773	3320	
	0,11	7372	5128	2750
0,0022	0,30	4662	3243	3220

Во всех проектных ситуациях $N_a < 0,8 N_{u, \sigma}$, 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 ступах, т.е. $N_d = N$ (см. табл. 25), а $M_d = M_d$ (см. табл. 26).

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

Проверим условие $h_{ef} - d_p < 0,5(l_{ef} - l_e)$, где

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

$$d_p = 0,95 \text{ м},$$

$$0,9 - 0,95 < 0,5(1,5 - 0,9) = 0,35$$

$$l_{ef} = 1,5 \text{ м},$$

$$l_e = 0,8 \text{ м}$$

Имеем 2-ую схему расчета на продавливание, когда фундамент рассматривается на продавливание колонной от дна ступа на действие только продольной силы N_d , определяемой по п. 2.20 „Пособия по проектированию фундаментов“, $N_d = N$.

Учитывая что при особом сочетании нагрузок величина вертикальной нагрузки, передающейся на фундамент, меньше аналогичной величины при обычном 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 над действием отпора грунта под подошвой фундамента в ступах 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 $e_d < \frac{1}{6}$ размера подошвы в плоскости действия момента. Изгиба-

Изм.	Кол.	Исх.	Док.	Подпись	Дата

М.33/96с-11

Лист
16

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	$M_F = M + Ql$ кН.м	$e_c = \frac{M_n}{N_n}$ м	l м	b м	ζ_i м
1	x	1-1	2370	298	0,13	3,6	2,4	1,05
	y	2-2		0	0			0,75
2	x	1-1	2370	1011	0,43	3,6	2,4	1,05
	y	2-2		0	0			0,75
3	x	1-1	2840	298	0,13	3,6	2,7	1,05
4	y	2-2		982	0,35			0,75

продолжение табл. 28

$N_n \zeta_i^2$	$1 + \frac{6e_0}{l}$	$\frac{4e_0 \cdot \zeta_i}{l^2}$	$\bar{M} = \frac{N_n \cdot \zeta_i^2}{2e} (1 + \frac{6e_0}{l} - \frac{4e_0 \cdot \zeta_i}{l^2})$ кН.м	при определении изгибающего момента в сечении 2-2 величина e_c^* в формуле (44) заменяется величиной e_c^*
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	

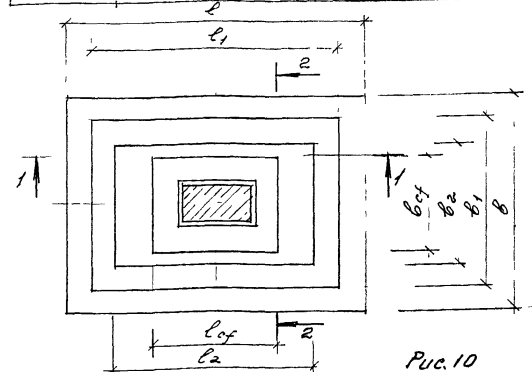


Рис. 10

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

$$A_{s, \text{треб.}} = \frac{\bar{M}}{\sigma_{кр} R_s \zeta h_0}, \text{ где } \zeta \text{ определяется по табл. 20 указанного Пособия в зависимости от значения коэффициента } \alpha_m$$

$\alpha_m = \frac{\bar{M}}{\sigma_{кр} R_s \zeta h_0^2}$ (для сеч. 1-1) или $\alpha_m = \frac{\bar{M}}{\sigma_{кр} R_s \zeta h_0^2} (2-2)$

$$\sigma_{кр} R_s = 12 \cdot 365 = 4380 \text{ МПа}; \quad \sigma_{кр} R_s \zeta h_0 = 12 \cdot 85 \cdot 11 = 112 \text{ МПа}$$

таблица 29

№ проектной ситуации	Сечение	\bar{M} кН.м	h_0 м	l_2 м	b_2 м	α_m	ζ см	$A_{s, \text{треб.}}$ см ²	A_s см ²
1	1-1	428	0,85	2,4	1,2	0,044	0,977	11,8	18,5
	2-2	278							
2	1-1	573	0,85	2,4	1,2	0,059	0,963	15,9	18,5
	2-2	278							
3	1-1	428	0,85	2,4	1,5	0,035	0,981	11,7	21,6
4	2-2	484							

Армирование подошвы существующих фундаментов (A_s) — см. док.м.-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

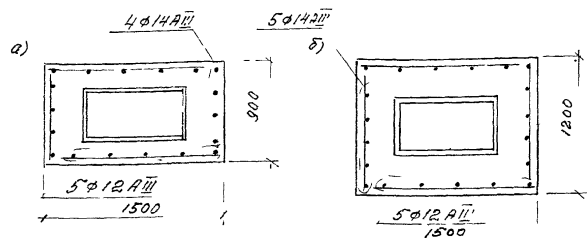
Расчет производим на действие продольной силы $N_n = 0,5N$ и приведенного изгибающего момента, действующего на уровне торца колонны, $M_n = M + Q \cdot h_{анс}$, где $h_{анс} = 0,9 \text{ м}$ — длина заделки колонны в стакане подколонника.

таблица 30

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающего момента	N	M	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e = e_0 + (q_5 h - a)$	$N \cdot e$	$x = \frac{N}{m \cdot R_{sc} \cdot b \cdot \xi}$
		кН	кН.м	м	м	кН.м	см
1			279	924	9315	1090	11,8
2	X	1185	946	980	1475	1754	11,8
3			279	924	9315	1090	8,8
4	Y	1420	631	944	9665	1377	8,4

продолжение табл. 30

$\xi_{ср}$	h_0	$h_0 - 0,5x$	$m \cdot R_{sc} \cdot b \cdot \xi_{ср} \cdot x$	A'_s	$m \cdot R_{sc} \cdot b \cdot \xi_{ср} \cdot x$	A'_s	$m \cdot R_{sc} \cdot b \cdot \xi_{ср} \cdot x$
м	см		$\cdot (h_0 - 0,5x) = B$	сущ. фундам. см ²	$= B$	кН.м	кН.м
0,9	142,5	136,6	1625	7,29	431	2056	
1,2		136,6					
1,2		138,1	1633	8,82	522	2155	
1,5	112,5	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 $N_n e < (B + b)$, т.е. железобетонные (36) ступи 2.03.01-64 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 (39) или (59) п. 2.42. указанного пособия.

таблица 31

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

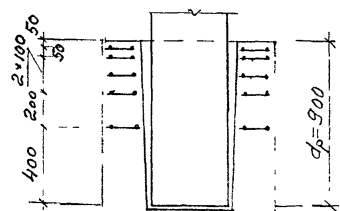
продолжение табл. 31

$M_k = 0,3M + Q \cdot d_p$	$\sum L_i$	$m \cdot R_{sc}$	$A'_s = \frac{M_k}{m \cdot R_{sc} \cdot \xi_{ср} \cdot x}$	сущ. фундам. см ²	сущ. фундам. см ²
0,3M	d _p	Q d _p	M _k	(см. рис. 12)	(м.п.а)
кН.м	м	кН.м	кН.м		
264	0,9	66	330	3,35	355
84		351	435		

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 ($A'_{ср} > A'_s$). В связи с чем необходимо выполнить усиление подколонников путем увеличения размеров их поперечного сечения на 150 мм с каждой стороны с установкой в бетоне

усиления дополнительной арматуры: сеток горизонтального 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.



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

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

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

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

таблица 32

№ проектной ситуации	A_s см ²	$\Sigma Z_{i,1}$	$\Sigma Z_{i,2}$	$M = m_{кр} R_s (\Sigma Z_{i,1} + \Sigma Z_{i,2})$ кН.м	M_k (см. табл. 31) 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, баллы	тип колонны	размеры фундамента, м				арматура усиления подкол.	
		$c \times b$	$l_1 \times b_1$	$l_2 \times b_2$	$l_3 \times b_3$	$h_{пр}$	верт. гориз.
7	рядовая	15 x 0,9				не требуется	
	усиленная	36 x 24	30 x 18	24 x 12		1,8	0,9
	связевая	36 x 27	30 x 21	24 x 15	18 x 15		
						16 $\Phi 10 A_{III}$ (5 шт.)	4 $\Phi 8 A_{III}$
						18 $\Phi 10 A_{III}$ (6 шт.)	4 $\Phi 8 A_{III}$ (6 шт.)

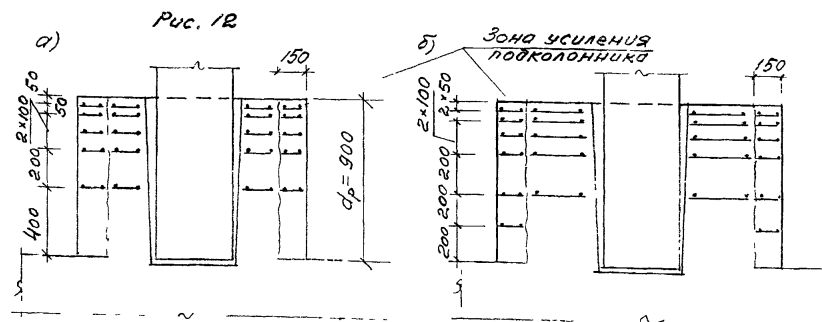


Рис. 13 а) поперечное армирование стенок стакана усиленного подколонника фундамента под усиленную рядовую колонну; б) то же, – под связевую колонну.