

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Утверждаю:
Зав. кафедрой

подпись, инициалы, фамилия

“.....”.....2017 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ БАКАЛАВРА ПО
НАПРАВЛЕНИЮ ПОДГОТОВКИ 08.03.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО»
НАПРАВЛЕННОСТЬ «ТЕОРИЯ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ»

Тема ВКР _____ Здание депо железнодорожного транспорта
размерами в плане 60,6x48,6 м в г. Пензе

Автор ВКР _____ Бедикин Д. А.

Обозначение _____ ВКР-2069059-08.03.01-140443-2017 **Группа** _____ Ст1-43

Руководитель ВКР _____ Артюшин Д. В.

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный _____ Пучков Ю. М.

расчетно-конструктивный _____ Артюшин Д. В.

основания и фундаменты _____ Чичкин А. Ф.

технологии и организации строительства _____ Карпова О. В.

экономики строительства _____ Сафьянов А. Н.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности _____ Разживина Г. П.

НИР _____ Артюшин Д. В.

Нормоконтроль _____ Артюшин Д. В.

ПЕНЗА 2017 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

«УТВЕРЖДАЮ»
Зав. кафедрой _____
_____ 20 ____ г.

З А Д А Н И Е
на выполнение выпускной квалификационной работы бакалавра по
направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» направленность
«Промышленное и гражданское строительство»

Автор ВКР _____ Бедикин Д. А. _____

Группа _____ Ст1-43 _____

Тема ВКР _____ Здание депо железнодорожного транспорта размерами в плане
60,6x48,6 м в г. Пензе _____

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел _____ Пучков Ю.М. _____

расчетно-конструктивный раздел _____ Артюшин Д. В. _____

основания и фундаменты _____ Чичкин А. Ф. _____

технология и организация строительства _____ Карпова О. В. _____

экономика строительства _____ Сафьянов А. Н. _____

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности _____ Разживина Г. П. _____

НИР _____ Артюшин Д. В. _____

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства _____ г. Пенза _____

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР

_____ Здание ж/д депо _____

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

1. Архитектурно-строительная часть должна быть представлена следующими проектными материалами:

- объемно-планировочное и конструктивное решение;
- генплан 1-500, 1-1000;
- планы неповторяющихся этажей М 1-100, 1-200;
- поперечный и продольный разрезы М 1-100, 1-200;
- фасады М 1-100, 1-200;
- план фундаментов М 1-200, 1-400; конструктивные детали и сечения фундаментов М 1-10, 1-20, 1-50;
- план кровли М 1-400, 1-800;
- технико-экономические показатели.

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

- выбора типа, материала и конструктивной схемы здания или сооружения;
- расчета конструкций и основания;
- составления рабочих чертежей со спецификациями;
- оформления пояснительной записки.

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

- стройгенплан на стадии возведения подземной или надземной части здания;
- технологические карты на ведущие строительные процессы;

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

- ведомость укрупненной номенклатуры работ на общестроительные работы на проектируемый объект;
- календарный план с графиками потока основных ресурсов (рабочих, капиталовложений, грузов), интегральным графиком капиталовложений и технико-экономическими показателями;

5. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 24.05.2017 по 20.06.2017 г.

Объем ВКР: чертежей 8-10 листов, пояснительной записки от 60 до 100 страниц.

Законченная ВКР с пояснительной запиской, подписанной консультантами и руководителем, представляется на кафедре для окончательного решения и допуска к защите.

Дата выдачи « 24 » _____ мая _____ 20 17 года.

Руководитель ВКР _____

Содержание

1 АРХИТЕКТУРНО – СТРОИТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ

1.1 План организации земельного участка	6
1.2 Объемно-планировочные решения.....	7
1.3 Конструктивное решение здания	10
1.4 Санитарно-техническое и инженерное оборудование.....	11
1.5 Техничко-экономические показатели	12
1.6 Теплотехнический расчет	13

2 РАСЧЕТНО – КОНСТРУКТИВНЫЙ РАЗДЕЛ

2.1 Компановка поперечной рамы и определение нагрузок	16
2.2 Статический расчет рамы	23
2.3 Проектирование колонны	25
2.4 Расчет и конструирование монолитного внецентренно нагруженного фундамента под колонну	33
2.5 Проектирование стропильной конструкции	39

3 РАЗДЕЛ ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

3.1. Определение физико-механических показателей грунтов и сбор нагрузок на фундаменты	54
3.2. Оценка конструктивных особенностей здания	55
3.3. Проектирование фундаментов мелкого заложения под колонну среднего ряда..	56
3.4. Проектирование свайных фундаментов.....	61

4 РАЗДЕЛ ТЕХНОЛОГИИ И ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

4.1 Основные положения по организации строительства и методам производства работ	68
4.2 Основные решения по разработки объектного стройгенплана	69
4.3 Календарный план.....	76
4.4 Потребность строительства в электроэнергии, воде и топливе	76
4.5 Потребность в строительных машинах, механизмах и транспортных средствах.	76
4.6 Временные здания и сооружения	76
4.7 Контроль качества и монтажа ЖБ сборных конструкций.....	77
4.8 Заделка и герметизация стыков и швов.....	79

5 РАЗДЕЛ ЭКОНОМИКА СТРОИТЕЛЬСТВА

5.1 Определение сметной стоимоимости объекта.....	82
5.2 Объектная смета	82

5.3 Сводный сметный расчет стоимости строительства.....	93
5.4 Объемно-планировочная характеристика объекта.....	99
5.5 Техничко-экономические показатели строительства	99
6 ВОПРОСЫ ЭКОЛОГИИ И БЕЗОПАСНОСТИ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ	
6.1 Введение	100
6.2 Организация безопасных условий труда.....	101
6.3 Проектирование внутриплощадочных работ	101
6.4 Складирование материалов и конструкций.....	102
6.5 Обеспечение электрической безопасности.....	103
6.6 Вопросы пожарной безопасности	103
6.7 Земляные работы.....	104
6.8 Монтажные работы	105
6.9 Бетонные работы	106
6.10 Охрана окружающей среды	107
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	110

1.1 План организации земельного участка

Генеральный план промышленного предприятия представляет собой часть проектной документации, которая содержит комплексное решение функционального зонирования территории предприятия, внутренних и внешних транспортных и инженерных сетей, предусматривает резервы территории для облегчения дальнейшего расчета производства, единую систему культурно-бытового и других видов обслуживания трудящихся.

Генеральный план предусматривает размещение основных производственных и административно-бытовых зданий, объектов вспомогательных производств и хозяйств, инженерных сооружений и коммуникаций, автодорог с мостами и путепроводами, гаражей и ремонтных мастерских, складов, а также озеленение (10-15 %) территории предприятия.

Озеленение применяется с целью создания хороших санитарно-гигиенических условий на территории, позволяющих предотвратить прогрев почвы и здания, защищать территорию от ветра, шума, загрязненного воздуха, улучшать состав воздуха. Значение озеленения не ограничивается практической пользой, оно не менее важно и с эстетической точки зрения.

На площади, предназначенной для озеленения, высаживаются деревья, кустарники вдоль дороги, засеиваются газоны.

Исходными материалами для разработки генерального плана служит технологическая схема производства. Она содержит данные о связи всех цехов и последовательности всех операций от ввода сырья до получения готовой продукции. Расположение зданий и сооружений связано с технологической схемой, а также с учетом необходимости блокирования зданий и зонирование территории.

Размещение зданий помимо требований технологии и экономики подчиняются санитарным и противопожарным требованиям. Санитарные разрывы между зданиями, помещения которых освещаются через оконные проемы, должны быть не меньше наибольшей высоты до верха карниза противостоящих зданий и сооружений.

По противопожарным требованиям минимальные расстояния между зданиями и сооружениями назначают в соответствии со степенью огнестойкости конструкций и категорий производства по указаниям главы СНиП 2.04.02-84 «Генеральные планы промышленных предприятий»

Технико-экономические показатели генерального плана:

— площадь участка строительства	30800 м ² ;
— площадь застройки	7383,14 м ² ;
— площадь асфальтированного покрытия	1360 м ² ;
— площадь озеленения	1950,5 м ² ;
— процент озеленения	6,33 %;
— процент застройки	23,97 %;
— процент асфальтового покрытия	4,41 %;

1. 2Объемно-планировочное решение здания

Промышленные здания по своим объемно-планировочным решениям должны полностью соответствовать своему назначению, обеспечивать высокую эффективность эксплуатации и иметь целесообразные экономические конструкции.

Здание запроектировано высотой до низа стропильных конструкций 10,8 м. Одноэтажные промышленные здания представляют собой исторически сложившийся и до настоящего времени наиболее распространенный план промышленного предприятия. Этому способствуют его несомненные преимущества:

- простота организации технологического процесса и возможность передачи нагрузок от оборудования непосредственно на грунт;
- простота конструктивного решения, легко поддающегося унификации, меньшая стоимость (на 10 %) по сравнению с многоэтажными зданиями;
- наиболее просто осуществляемое блокирование;
- возможность равномерного естественного воздухообмена за счет аэрации.

Недостатками одноэтажных зданий являются:

— необходимость большой территории застройки с сопутствующим увеличением площади покрытий, расходов на инженерные сети, дороги, благоустройство и эксплуатационных расходов на уход за покрытиями.

Здание запроектировано с административно-бытовым корпусом, площадь которого составляет $\frac{1}{4}$ производственных площадей.

Административно-бытовой корпус запроектирован в 3 этажа и предназначен непосредственно для цеха. В состав вспомогательного помещения входят бытовые помещения, медицинский пункт, столовая, красный уголок.

Встроенные вспомогательные помещения (каким является проектируемое здание) наиболее удобны в эксплуатации, так как пути от рабочих мест до обслуживаемых помещений просты, минимальны и экономичны благодаря минимальным затратам территории и ограждающих конструкций.

В то же время устройство встроенных помещений существенно ухудшает условия функционирования основного производственного помещения, нарушая режим его аэрации, естественного освещения, эвакуации, препятствуя его реконструкции и расширению.

Таблица 1.

Экспликация помещений административно бытового корпуса

№ п/п	Наименование помещений	Площадь м ²
1 этаж		
1	Тамбуры	7,20
2	Вестибюль	17,40
3	Красный уголок	30,10
4	Помещение охраны	5,30
5	Столовая	29,10
6	Доготовочная	10,20
7	Доготовочная	13 ДО
8	Моечная	7,40
9	Подсобное помещение	6,10
10	Тепловой пункт	10,20
11	Женский гардероб	8,60
12	Женский гардероб спец. одежды	12,10
13	Шкафы	1,70
14	Женская душевая	4,40
15	Женский туалет	2,80
16	Мужской туалет	3,80
17	Коридор	21,90
2 этаж		
18	Комната зав. складом	13,10
19	Отдел снабжения	13,20
20	Отдел главного механика	13,20
21	Комната субподрядчика	13,20
22	Комната по т/б и охраны труда	14,10
23	Мужской гардероб	57,50
24	Кладовая одежды	3,40
25	Шкафы	1,20
26	Внутренний коридор	4,20
27	Мужская душевая	11,80

28	Мужской гардероб спец. одежды	9,10
29	Мужской туалет	11,70
30	Инвентарная	3,70
31	Коридор	22,60
3 этаж		
32	Кабинет начальника цеха	18,10
33	Кабинет главного механика	17,60
34	Приемная	17,60
35	Плано-производственный отдел	19,40
36	Отдел кадров	18,20
37	Бухгалтерия	18,20
38	Касса	3,00
39	Архив	17,10
40	Технический отдел	13,60
41	Женский туалет	2,30
42	Инвентарная	3,10
43	Коридор	33,50
44	Венткамеры	13,60
	Полезная площадь	572,20

1.3 Конструктивное решение здания

Выбор той или иной конструктивной схемы зависит от этажности здания, объемно-планировочной структуры, наличия строительных материалов и строительной индустрии.

Настоящий проект разработан согласно имеющимся строительным материалам и конструкциям, а также наличия сложившейся производственной базы, основой которой служит продукция местной индустрии.

Здание выполнено одноэтажным с высотой до низа стропильных конструкций 10,8 м.

Колонны серии КЭ-01-49 сечением 0,4×0,4 м, массой 3,2 т. Ригели пролетом 24 м, предварительно напряженные двускатные, решетчатые серии 1.462-3. Сетка колонн 6×24 м. Стены кирпичные самонесущие.

Плиты покрытия и перекрытия (в административно-бытовом корпусе) приняты ребристые по серии 1.465-7 размерами 1,5×6 м.

Перегородки — кирпичные (кирпич глиняный обыкновенный), толщиной 250 мм, по ГОСТ 9574-80. Санитарно-технические кабины СК-86. Столярные изделия (двери, окна и ворота) по ГОСТ 6629-79, ГОСТ 11214-78.

Фундаменты — стаканного типа по серии 1.412-1/77. Кровля — четырехслойная, рулонная. Утеплитель — из пенополиуретанных плит по ГОСТ 9959-76 ($\gamma = 120 \text{ кг/м}^3$), толщиной 50 мм. Полы в цехе — бетонные, в административно-бытовом корпусе — линолеумные.

Монтажные детали серии— 44-04-10.

Арматурные сетки — ГОСТ 8478-81.

Закладные детали— 3.400-6/76.

Перемычки — серии 1.139-10.

Диафрагмы жесткие— серии 44-04-6.

1.4 Санитарно-техническое и инженерное оборудование

К санитарно-техническому оборудованию относят приборы и системы отопления и вентиляции, водо-, газо- и теплоснабжение, канализация.

Проект разработан для расчетной зимней температуры $t = -33^\circ \text{C}$.

Система отопления — однетрубная с попутным движением воды. Подающий трубопровод на техническом этаже изолируется минераловатными плитами толщиной 40-60 мм с последующим покрытием лакостеклотканью по металлической сетке.

Водоснабжение здания разделено на горячее и холодное. Холодное водоснабжение — хозяйственно-питьевое от городской сети, горячее — централизованное от внешнего источника (ДТП).

Канализация запроектирована в городскую сеть, с установкой в санузлах унитазов и раковин в умывальниках, а также душевых.

Проектом предусмотрено присоединение здания ремонтной мастерской с административно-бытовым корпусом к городской электросети напряжением 220-380 В.

Электросети прокладывают в стальных тонкостенных трубах открыто по стенам и потолку.

В здании административно-бытового корпуса предусмотрены телефонная и радиотрансляционная сети.

1.5 Технико-экономические показатели

1 Площадь застройки $P_з$ подсчитывается в пределах внешнего периметра наружных стен на уровне цоколя здания:

— для ремонтной мастерской:

$$P_{зи}=24 \cdot 48=1152\text{м}^2$$

— для административно-бытового корпуса:

$$P_{абн}=18 \cdot 12=216\text{м}^2$$

2 Общая площадь $P_о$ — сумма площадей всех этажей, измеряется в пределах внутренней поверхности стен:

$$P_{ин}=23,20 \cdot 47,2=1095,04 \text{ м}^2$$

$$P_{абнI}=10,9 \cdot 16,9=184,21 \text{ м}^2$$

2 Рабочая площадь:

$$P_{рн}=912\text{м}^2$$

$$P_{рбн}=148\text{м}^2$$

а) показатель K_1 (экономичность объемно-планировочного решения)

— для производственного здания:

$$K_1=15,1$$

— для административно-бытового корпуса:

$$K_1=3,8$$

б) показатель K_2 (целесообразность планировки):

$$K_2 = \frac{P_{pб}}{P_{анб1}} = \frac{148}{184,21} = 0,80$$

в) показатель K_3 (насыщенность здания конфигурациями):

— для производственного здания:

$$K_3 = \frac{P_{кп}}{P_{зп}} = 0,04$$

— для административно-бытового корпуса:

$$K_3 = \frac{P_{кб}}{P_{зб}} = 0,06$$

г) показатель K_4 (экономичность форм здания):

— для производственного здания:

$$K_4 = \frac{P_{сн}}{P_{он}} = 0,81$$

— для административно-бытового корпуса:

$$K_4 = \frac{P_{сб}}{P_{нб}} = 0,32$$

1. 6 Теплотехнический расчет

Исходные данные:

- 1) Район строительства – г. Пенза.
- 2) Зона влажности сухая [прил. 1 СНиПШ-3-79**].
- 3) Расчетная температура внутреннего воздуха $t_{в} = 16^0$ С при влажности $\phi_{в} = 60\%$.
- 4) Влажностный режим помещения – нормальный (табл. 1 СНиПШ-3-79**).
- 5) Расчетная зимняя температура наружного воздуха, равная средней температуре наиболее холодной пятидневке обеспеченностью 0,92 по СНиП 23-01-99 $t_{в} = -27^0$ С.

6) $\Delta t^H = 4,1^0 \text{ C}$ – нормативный температурный перепад внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемой согласно изменениям к СНиП 2.01.01.-82.

7) $Z_{\text{от. пер}} = 200$ суток.

Требуемое сопротивление теплоотдачи ограждающей конструкции определяем по формуле:

$$R_0^{mp} = \frac{n(t_e - t_n)}{\Delta t^H \cdot \alpha_e} = \frac{1(16 - (-27))}{4,1 \cdot 8,7} = 0,958 \text{ м}^2 \text{ }^0\text{C} / \text{Вт}$$

$n = 1$ – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения ограждающей конструкции.

$\alpha_e = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^0\text{C}$ – коэффициент теплоотдачи ограждающей конструкции.

Приведенное сопротивление ограждающей конструкции зависит согласно изменениям к СНиПП-3-79** от градусо-суток отопительного периода.

$$\text{ГСОП} = (t_b - t_{\text{от. пер}}) \cdot Z_{\text{от. пер}} = (16 - (-4,1)) \cdot 200 = 5079,4 \rightarrow R_{\text{прив.}} = 2,0 \text{ м}^2 \text{ }^0\text{C} / \text{Вт}$$

Т.к. $R_{\text{прив.}} = 2,0 \text{ м}^2 \text{ }^0\text{C} / \text{Вт} > R_0^{mp} = 0,958 \text{ м}^2 \text{ }^0\text{C} / \text{Вт}$, то сопротивление теплоотдачи R_0 ограждающей конструкции должно быть $R_0 \geq R_{\text{прив.}} = 2,0 \text{ м}^2 \text{ }^0\text{C} / \text{Вт}$.

Сопротивление теплоотдачи R_0 ограждающей конструкции определяем по формуле:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_e} + R_k + \frac{1}{\alpha_n},$$

где $\alpha_n = 23 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^0\text{C}$ – коэффициент теплоотдачи (для зимних условий) наружной поверхности ограждающей конструкции.

R_k – термическое сопротивление ограждающей конструкции.

Принимаем $R_0 = R_{\text{прив.}} = 1,25 \text{ м}^2 \text{ }^0\text{C} / \text{Вт}$ и находим термическое сопротивление ограждающей конструкции.

Принимаем по формуле:

$$R_k = R_0 - \frac{1}{\alpha_e} - \frac{1}{\alpha_n} = 2,0 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} = 1,8 \text{ м}^2 \text{ }^0\text{C} / \text{Вт}$$

В качестве ограждающей конструкции принимаем двухслойную стеновую панель. Термическое сопротивление ограждающей конструкции с последовательно расположенными однородными слоями определяем по формуле:

$$R_k = \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3}$$

$\delta_1 = 20 \text{ мм}; \lambda_1 = 0,76 \text{ Вт/м}^0\text{С}$ – цементно-песчаный раствор $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$.

$\delta_3 = 50 \text{ мм}; \lambda_3 = 1,74 \text{ Вт/м}^0\text{С}$ – тяжелый бетон $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$.

$\delta_2 - ?$ $\lambda_2 = 0,29 \text{ Вт/м}^0\text{С}$ – керамзитобетон $\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$ на перлитовом

песке.

$$1,8 = \frac{0,02}{0,76} + \frac{\delta_2}{0,29} + \frac{0,05}{1,74}$$

$$\delta_2 = 0,3 \text{ м.}$$

Принимаем стеновую панель толщиной 400 мм.

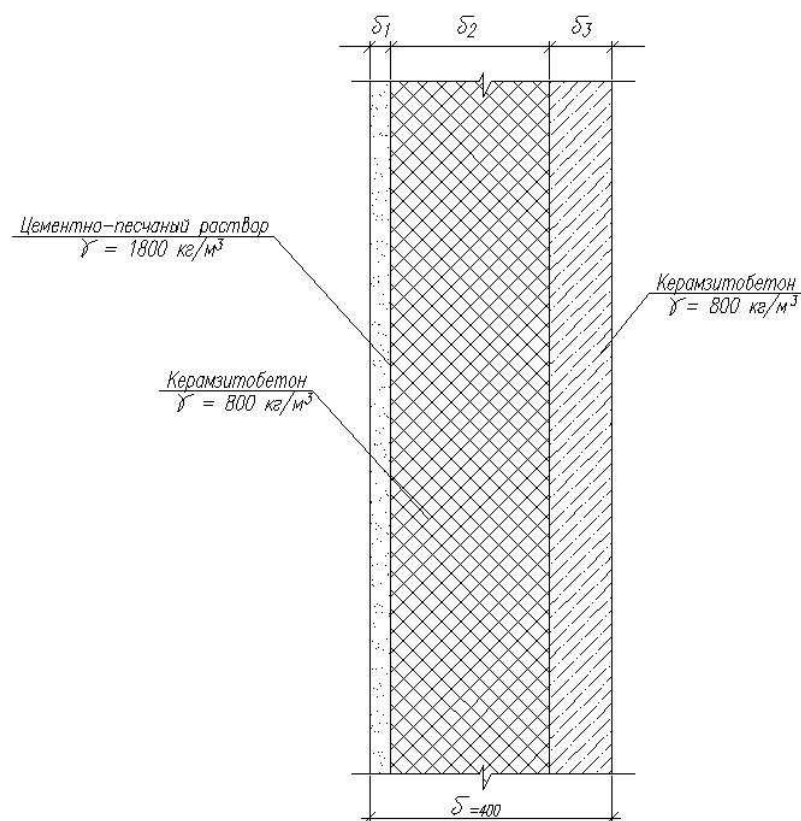


Рис. 1.1. Конструкция наружной стены.

2.1 Компоновка поперечной рамы и определение нагрузок

Компоновку поперечной рамы выполняем по данным индивидуального задания из типовых сборных элементов железобетонных конструкций. Конструктивную схему поперечной рамы составляем по общим требованиям типизации с учетом шага колонн и грузоподъемности мостовых кранов. Сборный железобетонный каркас здания проектируем с наличием связей в продольном направлении и разрезными сборными железобетонными подкрановыми балками.

Решение. Компоновку поперечной рамы производим в соответствии с требованиями типизации конструктивных схем одноэтажных промышленных зданий.

Находим высоту надкрановой части колонн (H_2), принимая высоту подкрановой балки 0,8 м [11, приложение XII], а кранового пути 0,15 м с учетом минимального габарита приближения крана к стропильной конструкции 0,1 м и высоты моста крана грузоподъемностью 10 т $H_k=1900$ мм. [11, приложение 11]:

$$H_2 \geq 1,9 + 0,8 + 0,15 + 0,1 = 2,95 \text{ м.}$$

С учетом унификации размеров колонн серии 1.424.1 [11, приложение V] назначаем. $H_2=3,5$ м.

Высоту подкрановой части колонн H_1 определяем по заданной высоте до низа стропильной конструкции 10,8 м и отметки обреза фундамента - 0,150 м при:

$$H_2 = 3,5 \text{ м;}$$

$$H_1 = 10,8 - 3,5 + 0,15 = 7,45 \text{ м.}$$

Для назначения размеров сечений колонн по условию предельной гибкости вычислим их расчетные длины в соответствии с требованиями [2, табл. 32]. Результаты представлены в табл 2.

Согласно требованиям [2, п. 5.3], размеры сечений внецентренно сжатых колонн должны приниматься такими, чтобы их гибкость $\frac{l_0}{r} \left(\frac{l_0}{h} \right)$ в любом направлении не превышала 120 (35).

Расчетные длины колонн (l_0)

Таблица 2

Часть колонны	При расчете в плоскости поперечной рамы		В перпендикулярном направлении
	При учете нагрузок	Без учета нагрузок от крана	
Подкрановая $H_1=7,45$ м.	$1,5 * H_1=11,18$	$1,2 * (H_2 + H_1) = 13,14$ м	$0,8 * H_1=5,96$ м
Надкрановая $H_2=3,5$ м.	$2 * H_2=7,0$ м	$2,5 * H_2=8,75$ м	$1,5 * H_2=5,25$ м

Следовательно, по условию максимальной гибкости высота сечения подкрановой части колонн должна быть не менее $c=0,458$ м, а над крановой – $b=0,279$ м. С учетом требований унификации для мостовых кранов принимаем поперечные сечения колонн для крайних колонн в надкрановой части $400 * 600$. В подкрановой части для крайних колонн назначаем сечение $400 * 700$. В этом случае удовлетворяются требования по гибкости и рекомендации по назначению высоты сечения подкрановой части колонны в пределах $\left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{14} \right) \cdot H_1 = 0,745 \dots 0,675$ м.

В соответствии с таблицей габаритов колонн [11, приложение 4] и назначенными размерами поперечных сечений принимаем для колонн крайнего ряда по оси А размер надкрановой части $400 * 380$ мм. а для

подкрановой 400x700 мм, а по оси Б размер для надкрановой 400x600 мм, а для подкрановой 400x700 мм.

Стропильную конструкцию по заданию принимаем в виде двускатной балки типа БНСД-2-1 из легкого бетона ($4,38 \text{ м}^3$), с максимальной высотой в середине пролета 2,0 м.

По [11, приложение X7] назначаем тип плит покрытия размером 3×6 (номер типа опалубочной формы 2, высота ребра 300 мм).

Проектируем наружные стены из сборных навесных панелей. В соответствии с [11, приложение 10] принимаем панели из бетона на пористом заполнителе марки по плотности D900 толщиной 300 мм (ПСП 300).

Определяем постоянные и временные нагрузки на поперечную раму.

Постоянные нагрузки. Распределенные по поверхности нагрузки от веса конструкций покрытия заданного типа (рис 1.) приведены в табл 3.

Постоянные нагрузки на 1 м^2 покрытия

Таблица 3

Элемент покрытия	Нормативная Нагрузка кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная Нагрузка, кН/м^2
Кровля:			
Слой гравия, втопленный в битум	0,16	1,3	0,208
Трехслойный ковер из технониколь	0,09	1,3	0,117
Цементная стяжка ($\delta = 20 \text{ мм}$, $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$)	0,36	1,3	0,468
Утеплитель ($\delta = 120 \text{ мм}$, $\rho = 5,0 \text{ кН/м}^3$)	0,6	1,3	0,78

Слой рубероида на битумной мастике	0,03	1,3	0,039
Ребристые плиты покрытия размером 3*6 м с учетом заливки швов ($\delta=70$ мм, $\rho=18$ кН/м ³)	1,26	1,1	1,386
БД24 ($V=4,38$ м ³ , пролет 24 м, шаг колонн 6 м, бетон $\rho=18$ кН/м ³) $4,38 * 18 / (24 * 6) = 1,03$	0,559	1,1	0,615
Итого			4,37

С учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n=1$ шага колонн в продольном направлении 6 м, расчетная нагрузка на 1 пог. м ригеля рамы будет равна: $G=4,37*6*1=26,22$ кН/м.

Нормативная нагрузка от 1 м² стен панелей из ячеистого бетона марки D900 при толщине 300 мм составит $9,9*0,3=2,97$ кН/м², где 9,9 кН/м³ - плотность бетона на пористом заполнителе, определяемая согласно [3, п. 2.13].

Нормативная нагрузка от 1 м² остекления в соответствии с [11, приложение XIV] равна 0,5 кН/м².

Расчетные нагрузки от стен и остекления оконных переплетов:

на участке между отметками 7,2 и 13,2 м

$$G_1=6,0*6*2,97*1,1*1=117,61 \text{ кН};$$

на участке между отметками 0 и 7,2 м

$$G_3=(2,4*6*2,97+4,8*0,5*6)*1,1*1=62,88 \text{ кН};$$

Расчетные нагрузки от собственного веса колонн из тяжелого бетона ($\rho=25$ кН/м³):

Колонна по оси А, подкрановая часть с консолью:

$$G_{41}=(0,7*7,45+0,45*0,35+0,5*0,35*0,35)*0,4*25*1,1*1=59,77 \text{ кН};$$

надкрановая часть:

$$G_{42}=0,4*0,38*3,5*25*1,1*1=14,63 \text{ кН};$$

$$\text{Итого. } G_4=G_{41}+G_{42}=59,77+14,63=74,4 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка от собственного веса подкрановых балок [11, приложение XII] и кранового пути (1,5 кН/м) будет равна:

$$G_5 = (35 + 1,5 \cdot 6) \cdot 1,1 \cdot 1 = 48,4 \text{ кН.}$$

Временные нагрузки. Снеговую нагрузку для расчета поперечной рамы принимаем равномерно распределенной во всех пролетах здания. Для заданного района строительства (г. Пензы) по [7] определяем расчетное значение снегового покрова $S_{sn} = 1,8$ кПа (район III) и полное соответствующее расчетное значение снеговой нагрузки $P_{sn} = 1,8 \cdot 6 \cdot 1 = 10,8$ кН/м.

Длительно действующая часть снеговой нагрузки согласно [7, п. 1.7] составит

$$P_{sn,l} = 0,5 \cdot P_{sn} = 0,5 \cdot 10,8 = 5,4 \text{ кН/м.}$$

Крановые нагрузки. По приложению XV находим габариты и нагрузки от мостовых кранов грузоподъемностью $Q = 10$ т: ширина крана $B_k = 5,4$ м; база крана $A_k = 4,4$ м; нормативное максимальное давление колеса крана на подкрановый рельс $P_{max} = 85$ кН; масса тележки $G_T = 2,4$ т; общая масса крана $G_k = 13,0$ т.

Нормативное минимальное давление одного колеса крана на подкрановый рельс (при 4 колесах):

$$P_{min} = 0,5 \cdot (Q + Q_k) - P_{max} = 0,5 \cdot (98,1 + 13,0 \cdot 9,81) - 85 = 27,81 \text{ кН.}$$

Нормативная горизонтальная нагрузка на одно колесо крана, направленная поперек кранового пути и вызываемая торможением тележки, при гибком подвесе груза будет равна:

$$T_n = 0,5 \cdot 0,05 \cdot (Q + Q_T) = 0,5 \cdot 0,05 \cdot (98,1 + 2,4 \cdot 9,81) = 3,04 \text{ кН.}$$

Расчетные крановые нагрузки вычисляем с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ согласно [7, п. 4.8].

максимальное давление на колонну:

$D_{max} = P_{max,n} \cdot \gamma_f \cdot \sum y \cdot \gamma_n = 85 \cdot 1,1 \cdot 2,2 \cdot 1 = 205,7 \text{ кН}$, где $\sum y$ - сумма ординат линии влияния, $\sum y = 0,8333 + 0,1 + 1 + 0,2667 = 2,2$.

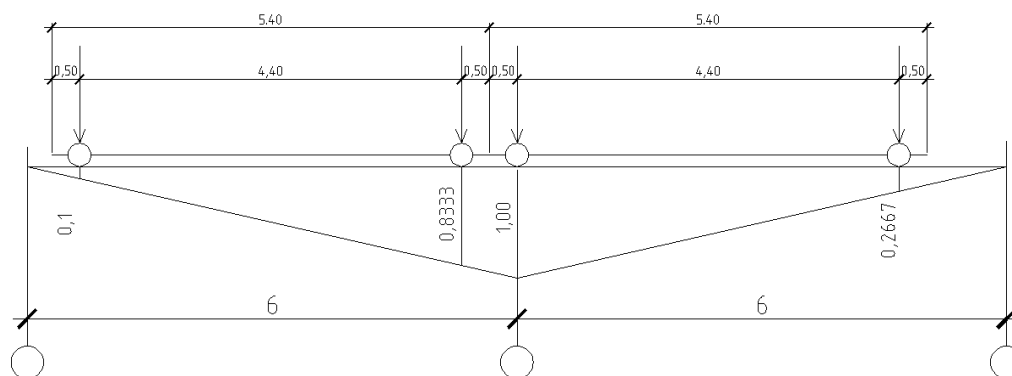


Рис.2 Линия влияния давления на колонну и установка крановой нагрузки в невыгодное положение

минимальное давление на колонну:

$$D_{\min} = P_{\min,n} \cdot \gamma_f \cdot \sum y \cdot \gamma_n = 27,81 \cdot 1,1 \cdot 2,2 \cdot 1 = 67,3 \text{ кН};$$

тормозная поперечная нагрузка на колонну:

$$T = T_n \cdot \gamma_f \cdot \sum y \cdot \gamma_n = 3,04 \cdot 1,1 \cdot 2,2 \cdot 1 = 7,36 \text{ кН}.$$

Ветровая нагрузка. г.Пенза расположен в II ветровом районе по скоростным напорам ветра. Согласно [7, п. 6.4] нормативное значение ветрового давления равно $w_0 = 0,30$ кПа.

Для типа местности А с учетом коэффициента k (см. [7, табл. 6]) получим следующие значения ветрового давления по высоте здания:

$$\text{на высоте до 5 м } w_{n1} = 0,75 \cdot 0,30 = 0,225 \text{ кПа};$$

$$\text{на высоте 10 м; } w_{n2} = 1 \cdot 0,30 = 0,30 \text{ кПа};$$

$$\text{на высоте 20 м. } w_{n3} = 1,25 \cdot 0,30 = 0,375 \text{ кПа};$$

Согласно, вычислим значения нормативного давления на отметках верха колонн и покрытия:

на отметке 10,8 м:

$$w_{n4} = 0,30 + (0,375 - 0,30) / (20 - 10) \cdot (10,8 - 10) = 0,306 \text{ кПа};$$

на отметке 14,27 м:

$$w_{n5} = 0,30 + (0,375 - 0,30) / (20 - 10) \cdot 4,27 = 0,334 \text{ кПа}.$$

Переменный по высоте скоростной напор ветра заменяем равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной балки длиной 10,8 м:

$$W_n = \{2[(0,225 \cdot 5^2 / 2 + ((0,225 + 0,30) / 2) \cdot 5 \cdot 7,5 + (0,30 + 0,306) / 2) \cdot 0,8 \cdot 10,4] / 10,8^2 = 0,3296 \text{ кПа.}$$

Для определения ветрового давления с учетом габаритов здания находим по [7, прил. 4] аэродинамические коэффициенты $c_e = 0,8$ и $c_{e3} = -0,425$. Тогда с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$ и шага колонн 6 м получим:

расчетная равномерно распределенная нагрузка на колонну рамы с наветренной стороны:

$$W_1 = 0,3296 \cdot 0,8 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 1 = 2,21 \text{ кН/м;}$$

$$\text{то же, с подветренной стороны: } W_2 = 0,3296 \cdot (-0,425) \cdot 1,4 \cdot 6 \cdot 1 = -1,18 \text{ кН/м.}$$

Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка от давления ветра на ограждающие конструкции выше отметки 12:

$$W = (w_{n4} + w_{n5}) / 2 \cdot (h_5 - h_4) \cdot (c_e - c_{e3}) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot L = (0,306 + 0,334) / 2 \cdot (14,27 - 10,8) \cdot (0,8 + 0,425) \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 15,6 \text{ кПа.}$$

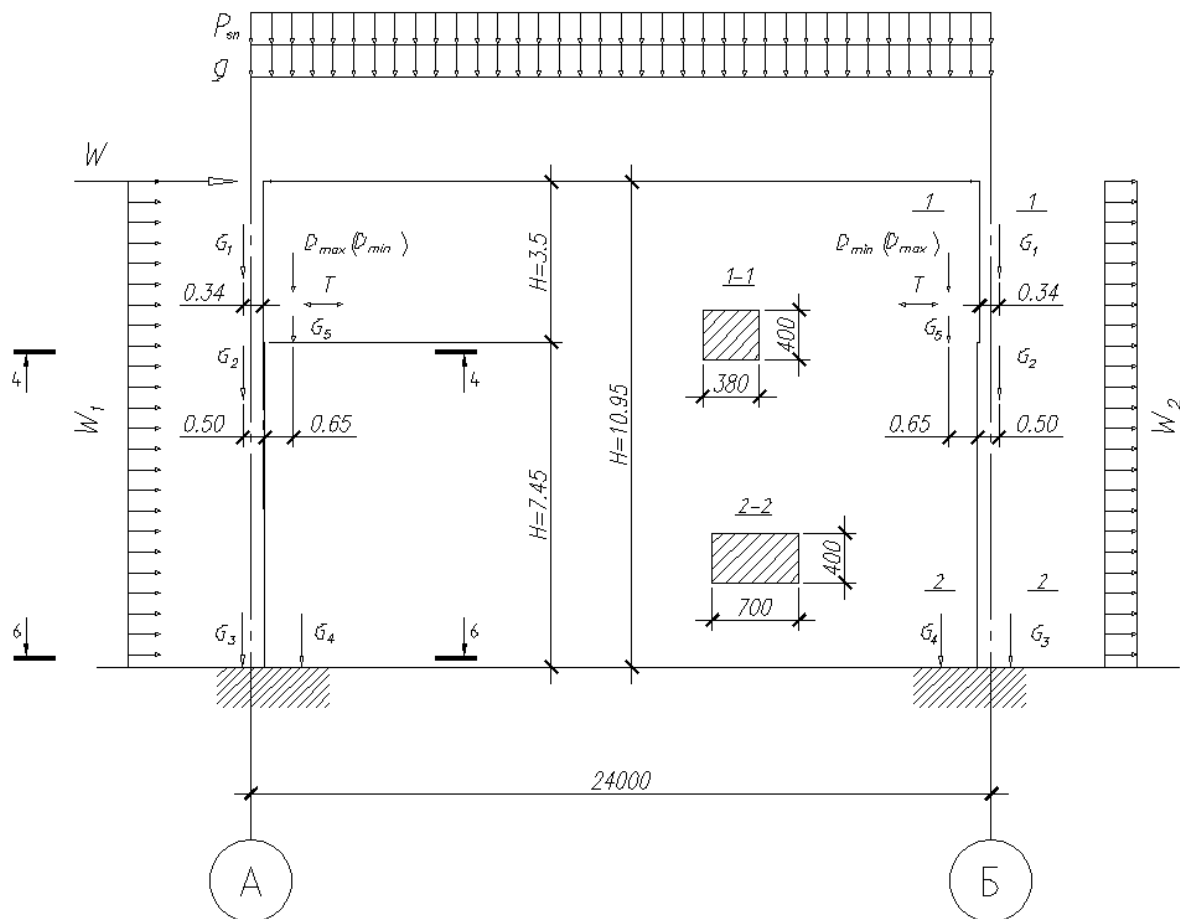


Рис.3 Расчетная схема рамы

2.2 Статический расчет рамы

Определение расчетных усилий в сечении 4-4

- От действия постоянной нагрузки $G = 26,22$ кН/м, $G_1 = 117,61$ кН, $G_{42} = 14,63$ кН и $G_5 = 48,4$ кН.

1) $M_4 = G \cdot l/2 \cdot e + G_1 \cdot (-0,34) + G_5 \cdot 0,65 = 26,22 \cdot 12 \cdot 0,01 + 47,04 \cdot (-0,34) + 48,4 \cdot 0,65 = 18,61$ кН*м, где l - длина пролета.

$N_4 = G \cdot l + G_1 + G_{42} + G_5 = 26,22 \cdot 12 + 47,04 + 14,63 + 48,4 = 424,71$ кН.

- От действия снега $P_{sn} = 10,8$ кН/м.

2) $M_4 = P_{sn} \cdot l/2 \cdot e = 10,8 \cdot 12 \cdot 0,01 = 1,296$ кН*м,

$N_4 = P_{sn} \cdot l/2 = 10,8 \cdot 12 = 129,6$ кН.

- Крановая нагрузка $D_{max} = 205,7$ кН, $D_{min} = 67,3$ кН, $T = 7,36$ кН, $e = 0,75$ м:

3) кран находится у колонны по оси А:

$M_4 = D_{max} \cdot e = 205,7 \cdot 0,75 = 154,27$ кН,

$N_4 = D_{max} = 205,7$ кН.

4) кран находится у колонны по оси Б:

$$M_4 = D_{\min} * e = 67,3 * 0,75 = 50,48 \text{ кН},$$

$$N_4 = D_{\min} = 67,3 \text{ кН}.$$

5) от действия силы $T = 7,36 \text{ кН}$:

$$M_4 = T * 0,95 = 7,36 * 0,95 = 6,99 \text{ кН},$$

$$N_4 = 0,$$

- От действия ветровой нагрузки $W_1 = 2,21 \text{ кН/м}$, $W_2 = -1,18 \text{ кН/м}$, $W = 15,6 \text{ кПа}$.

6) ветер справа:

$$M_4 = W_1 * 3,5/2 + W * 3,5 = 2,21 * 3,5/2 + 15,6 * 3,5 = 58,46 \text{ кН},$$

$$N_4 = 0,$$

7) ветер слева:

$$M_4 = W_2 * 3,5/2 = -1,18 * 3,5/2 = -2,06 \text{ кН},$$

$$N_4 = 0,$$

2.3 Проектирование колонны

Определение расчетных комбинаций усилий и продольного армирования в сечении 4-4

Расчетные характеристики бетона и арматуры. Бетон тяжелый класса В25, $R_b=14,5$ МПа, $R_{bt}=1,05$ МПа, $E=30000$ МПа. Продольная рабочая арматура класса А400, $R_s = 355$ МПа, $E_s = 200000$ МПа.

Определяем наиболее неблагоприятные расчетные усилия для сечения 3-3 в подкрановой части колонны по оси А, используя результаты автоматизированного расчета поперечной рамы здания, представленные на соответствующей распечатке. Эти результаты были получены после расчета предыдущего этапа. Наиболее неблагоприятными усилиями считаем сочетания:

- максимального момента и соответствующей продольной силы (M_{max}, N);
- минимального момента и соответствующей продольной силы (M_{min}, N);
- максимальной продольной силы и соответствующего момента (N_{max}, M);
- минимальной продольной силы и соответствующего момента (N_{min}, M).

Неблагоприятные усилия выбираем из рассмотрения возможных при следующих комбинациях нагрузок:

1 комбинация - одна постоянная и одна временная;

2 комбинация - одна постоянная и все временные с учетом соответствующих коэффициентов сочетания.

Из вышеназванных комбинаций используем в расчетах ту, которая наиболее неблагоприятна.

Определение основных сочетаний расчетных усилий в сечении 4-4
колонны по оси А

№	Загру- жение	N	M _{MAX}	N	M _{MIN}	N _{MAX} M _{MAX} (M _{MIN})	N _{MIN} M _{MAX} (M _{MIN})		
		1+6		1+7		1+3+5		1+6	
1	N	424,71+0=424,71	1	424,71		424,71+(205,7+0)*0,85= 783,19	424,71+0=424,71		
	M	18,61+58,46=77,07		18,61-2,06= 16,55		18,61+(154,27+6,99)*0,85= 299,66	18,61+58,46=77,07		
	N1	424,71							
	M1	18,61							
	N _{Sh}	0		0		358,48	0		
	M _{Sh}	58,46		-2,06		281,05	58,46		
2		1+2+3+5+6		1+7		1+2+3+5+6		1+6	
	N	424,71+(129,6+(205,7+0)*0,85+0)*0,9 =902,86		424,71		424,71+(172,8+(205,7+0)*0,85+0)*0,9 =902,86		424,71+0=424,71	
	M	18,61+(1,296+(154,27+6,99)*0,85+58,46)*0,9 =325,73		18,61-2,06= 16,55		18,61+(1,296+(154,27+6,99)*0,85+58,46)*0,9 =325,73		18,61+58,46=77,07	
	N1	424,71							
	M1	18,61							
	N _{Sh}	322,63		0		322,63		0	
	M _{Sh}	305,56		-2,06		305,56		58,46	

Размеры сечения надкрановой части колонны (для принятого при компоновке типа опалубки 4) b=400мм, h=700мм . Назначаем для продольной арматуры a=a'=40 мм, тогда h₀ = h-a =700-40=660 мм.

Определим сначала площадь сечения продольной арматуры со стороны менее растянутой грани (справа) при условии симметричного армирования от

действия расчетных усилий в сочетании M_{\max}, N : $M_{\max}=325,73$ кН*м; $N=902,86$ кН; $M_1=18,61$ кН*м; $N_1=424,71$ кН; $N_{sh}=322,63$ кН; $M_{sh}=305,56$ кН*м.

Поскольку имеются нагрузки непродолжительного действия, то вычисляем коэффициент условий работы бетона γ_{bt} согласно [3, п. 3.1]. Для этого находим: момент от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (кроме нагрузок непродолжительного действия) относительно оси, проходящей через наиболее растянутый (или менее сжатый) стержень арматуры:

$$M_I = (N - N_{sh})(h_0 - a')/2 + (M - M_{sh}) = (902,86 - 322,63) \cdot 0,62/2 + (325,73 - 305,56) = 200,04 \text{ кН*м.}$$

то же, от всех нагрузок

$$M_{II} = \frac{N \cdot (h_0 - a')}{2} + M = 902,86 \cdot 0,62/2 + 325,73 = 605,62 \text{ кН*м.}$$

Расчетная длина подкрановой части колонны при учете нагрузок от кранов равна $l_0=11,175$ м, (см. табл. 1.1). Так как $l_0/h=11,175/0,7=15,96 > 4$, то расчет производим с учетом прогиба элемента, вычисляя N_{cr} по [3, формула (93)].

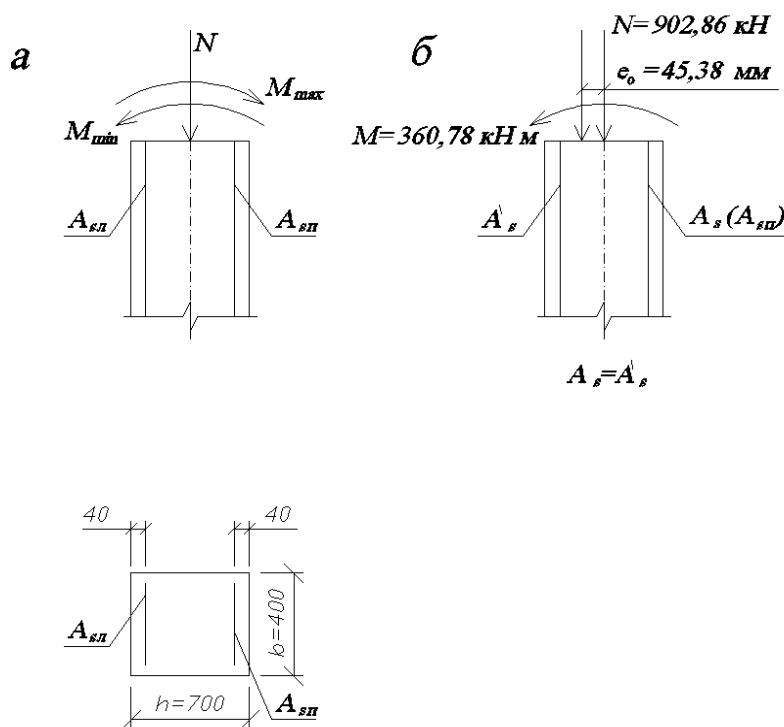


Рис. К расчету площади сечения продольной арматуры в колонне: а-схема усилий в расчетном сечении и расположение продольной арматуры; б-к расчету арматуры A_{sII} на комбинацию усилий N и M_{max} ;

Для этого находим:

$$e_0 = M/N = 325,73 \cdot 10^3 / 902,86 = 360,78 \text{ мм} > e_a = \frac{h}{30} = \frac{700}{30} = 23,3 \text{ мм},$$

так как $e_0/h = 360,78/700 = 0,5154 > \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot l_0/h - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 15,96 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,1883$, принимаем. $\delta_e = 0,5154$.

Принимаем $\varphi_l = 1,0$. С учетом напряженного состояния сечения (малые эксцентриситеты при больших размерах сечения) возьмем для первого приближения коэффициент армирования $\mu = 0,004$, тогда при

$\alpha = E_s/E_b = 200000/30000 = 6,67$ получим

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \cdot \left(\frac{\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1}{3 \cdot \varphi_l} + \mu \cdot \alpha \cdot \left(\frac{h_0 - a}{h}\right)^2 \right) = 1,6 \cdot 30000 \cdot 400 \cdot 600 / 15,96^2 \left[\left(\frac{0,11}{0,1 + 0,5154} \right) + 0,1 \right] / (3 \cdot 1,0) + 0,004 \cdot 6,67 \cdot (0,62/0,7)^2 = 6823 \text{ кН}.$$

1+

Коэффициент η будет равен: $\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 902,86/6823) = 1,09$.

Вычислим значение эксцентриситета с учетом прогиба элемента по формуле: $e = e_0 \cdot \eta + (h_0 - a')/2 = 360,78 \cdot 1,09 + 310 = 703,25 \text{ мм}$. Необходимое продольное армирование определим согласно [3, п. 3.62]. По [3, табл. 18] находим $\xi_R = 0,519$ и $\alpha_R = 0,384$.

Вычислим значения коэффициентов:

$$\alpha_n = N/R_b \cdot b \cdot h_0 = 902,86 \cdot 10^3 / (14,5 \cdot 400 \cdot 660) = 0,1285; \delta = a'/h_0 = 40/660 = 0,0714;$$

$$\alpha_{m1} = N \cdot e / R_b \cdot b \cdot h_0^2 = 902,86 \cdot 10^3 \cdot 703,25 / (14,5 \cdot 400 \cdot 660^2) = 0,0858.$$

Значения A_s и A_s' определяем по формуле:

$$A_s = A_s' = (R_b \cdot b \cdot h_0 / R_s) \cdot [(\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \alpha_n/2)) / (1 - \delta)] =$$

$$= (14,5 \cdot 400 \cdot 660 / 270) \cdot [(0,0858 - 0,1285 \cdot (1 - 0,1285/2)) / (1 - 0,0714)] = 283 \text{ мм}^2$$

$$A_s = A_s' = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 400 \cdot 660 = 528 \text{ мм}^2.$$

Тогда получим, что $\mu = (A_s + A_s') / (b \cdot h) = 528 \cdot 2 / (400 \cdot 700) = 0,0038$, что незначительно отличается от предварительно принятого $\mu = 0,004$,

следовательно расчет можно не уточнять, и окончательно принимаем $A_s = A_s' = 528 \text{ мм}^2$.

Расчет прочности подкрановой консоли производим на действие нагрузки от собственного веса подкрановых балок и максимального вертикального давления от двух сближенных мостовых кранов с учетом коэффициента сочетаний $\psi = 0,85$, или $Q = G_6 + D_{\max} * \psi = 48,4 + 205,7 * 0,85 = 223,24 \text{ кН}$ (см. раздел 1.1).

Проверяем прочность консоли на действие поперечной силы при возможном разрушении по наклонной полосе в соответствии с [3, п. 3.99]. Поскольку $2,5 * R_{bt} * b * h_0 = 2,5 * 1,05 * 400 * 1210 = 1143,45 \text{ кН} > Q = 223,24 \text{ кН}$, то по расчету не требуется поперечная арматура. По конструктивным требованиям принимаем хомуты диаметром 6 мм класса А240, устанавливаемые с максимально допустимым шагом 150 мм.

Для обеспечения прочности консоли в вертикальном сечении на действие изгибающего момента определяем площадь сечения продольной арматуры по [3, формуле (208)]:

$$A_s = Q * l_1 / h_0 * R_s = 223,24 * 10^3 * 500 / (1210 * 270) = 671,57 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3 Ø18 А300 ($A_{s, \text{факт}} = 763 \text{ мм}^2$).

Определение расчетных усилий в сечении 6-6

- От действия постоянной нагрузки $G = 26,22$ кН/м, $G_1 = 117,61$ кН, $G_2 = 62,88$ кН, $G_4 = 74,4$ кН и $G_5 = 48,4$ кН.

1) $M_6 = G \cdot l/2 \cdot e + G_1 \cdot (-0,5) + G_2 \cdot (-0,5) + G_5 \cdot 0,65 = 26,22 \cdot 12 \cdot (-0,15) + 117,61 \cdot (-0,5) + 62,88 \cdot (-0,5) + 48,4 \cdot 0,65 = -53,99$ кН*м, где l - длина пролета.

$N_6 = G \cdot l + G_1 + G_2 + G_4 + G_5 = 26,22 \cdot 12 + 117,61 + 62,88 + 74,4 + 48,4 = 513,94$ кН.

$Q_6 = 0$

- От действия снега $P_{sn} = 10,8$ кН/м.

2) $M_6 = P_{sn} \cdot l/2 \cdot e = 10,8 \cdot 12 \cdot (-0,15) = -25,92$ кН*м,

$N_6 = P_{sn} \cdot l/2 = 108,8 \cdot 12 = 129,6$ кН.

$Q_6 = 0$

- Крановая нагрузка $D_{max} = 205,7$ кН, $D_{min} = 67,3$ кН, $T = 7,36$ кН, $e = 0,75$ м:

3) кран находится у колонны по оси А:

$M_6 = D_{max} \cdot e = 205,7 \cdot 0,75 = 154,27$ кН,

$N_6 = D_{max} = 205,7$ кН.

$Q_6 = 0$

4) кран находится у колонны по оси Б:

$M_6 = D_{min} \cdot e = 67,3 \cdot 0,75 = 50,48$ кН,

$N_6 = D_{min} = 67,3$ кН.

$Q_6 = 0$

5) от действия силы $T = 7,36$ кН:

$M_6 = T \cdot (1,35 + H_1) = 7,36 \cdot 9,0 = 135,99$ кН,

$N_6 = 0,$

$Q_6 = T = 7,36$ кН.

- От действия ветровой нагрузки $W_1 = 2,21$ кН/м, $W_2 = -1,18$ кН/м, $W = 15,6$ кПа:

б) ветер справа:

$M_3 = W_1 \cdot (7,45 + 3,5)/2 + W \cdot (3,5 + 7,45) = 2,21 \cdot 10,95/2 + 15,6 \cdot 10,95 = 182,92$ кН,

$N_6 = 0,$

$Q_6 = W_1 \cdot (7,45 + 3,5) + W = 2,21 \cdot 10,95 + 15,6 = 39,8$ кН.

7) ветер слева:

$$M_3 = W_2 * (7,45 + 3,5) / 2 = -1,18 * 10,95 / 2 = -6,46 \text{ кН},$$

$$N_6 = 0,$$

$$Q_6 = -W_2 * (7,45 + 3,5) = -1,18 * 10,95 = -12,92 \text{ кН}.$$

Определение расчетных комбинаций усилий в сечении 6-6

№	Загру жени е	N M _{MAX}		N M _{MIN}		N _{MAX} M _{MAX} (M _{MIN})		N _{MIN} M _{MAX} (M _{MIN})	
		1+3+5		1+2		1+3+5		1+6	
1	N	674,3		611,76		674,3		518,12	
	M	160,6		-57,77		160,6		48,6	
	Q	5,95		0		5,95		21,6	
	N1	513,94							
	M1	-53,99							
	N _{Sh}	185,65	0		185,65		0		
	M _{Sh}	199,93	0		199,93		0		
2		1+3+5+6		1+2+7		1+2+3+5+6		1+6	
	N	655,49		599,45		766,5		488,64	
	M	219,74		-59,5		203,1		39,81	
	Q	24,8		-7,146		24,79		19,44	
	N1	513,94							
	M1	-53,99							
	N _{Sh}	166,85	0		167,08		0		
	M _{Sh}	259,04	0		259,04		0		

2.4 Расчет и конструирование монолитного внецентренно нагруженного фундамента под колонну

Решение: Для предварительного определения размеров подошвы фундамента находим усилия N_f^n и M_f^n на уровне подошвы фундамента для комбинации усилий с максимальным эксцентриситетом с учетом нагрузки от ограждающих конструкций.

Таблица 4. Усилия в сечении колонны б-б

Нагрузка	Первое			Второе			Третье		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
Основание	569,99	191,08	21,57	521,27	-51,74	-6,21	666,52	176,61	21,56
Фундамент	655,49	219,74	24,8	599,45	-59,5	-7,14	766,5	203,1	24,79

Анализируя значения усилий (найденные в предыдущем этапе) находим, что наиболее неблагоприятной комбинацией для предварительного определения размеров подошвы фундамента по условию максимального эксцентриситета (отрыва фундамента) является третья комбинация усилий. В этом случае получим следующие значения усилий на уровне подошвы фундамента:

$$G_3 = 43,32 \text{ кН};$$

$$N_f^n = N^n + G_3^n = 666,52 + 62,88/1,1 = 723,68 \text{ кН};$$

$$M_f^n = M^n + Q^n \cdot h_f + G_3^n \cdot e_3 = 176,61 + 21,56 \cdot 1,8 + 62,88/1,1 \cdot 0,5 = 235,11 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$e_0 = M_f^n / N_f^n = 235,11 / 705,9 = 0,3331 \text{ м}.$$

С учетом эксцентриситета продольной силы воспользуемся формулами [1, табл XII. I] для предварительного определения размеров подошвы фундамента по схеме 2:

$$A_\phi = 1,05 \cdot \frac{N_{\max}}{R_0 - \gamma_m \cdot d} = 1,05 \cdot \frac{723,68}{280 - 20 \cdot 1,95} = 3,07 \text{ м}^2$$

где $\gamma_m = 20 \text{ кН} / \text{м}^2$ — средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах;

$R = 0,28 \text{ МПа} = 280 \text{ кПа}$ — условное расчетное сопротивление грунта по заданию.

$$b/a = 0,6 \dots 0,8$$

$$a = \sqrt{\frac{A_{\phi}}{0,8}} = \sqrt{\frac{3,07}{0,8}} = 2,47 \text{ м}$$

$$b = 2,47 * 0,8 = 1,97 \text{ м.}$$

Принимаем предварительно размеры подошвы фундамента $a = 2,7 \text{ м}$ и $b = 2,1 \text{ м}$. Уточняем расчетное сопротивление песчаного грунта основания согласно [9, прил. 3]:

$$R = R_0 [1 + k_1 * (b - b_0) / b_0] + k_2 * \gamma_m * (d - d_0) = 280 * [1 + 0,125 * (2,1 - 1) / 1] + 0,25 * 20 * (2,55 - 2) = 346,6 \text{ МПа.}$$

где $k_1 = 0,125$ и $k_2 = 0,25$ принято для песчаных грунтов.

Найдем геометрические характеристики принятого основания фундамента:

$$A_f = b * a = 2,7 * 2,1 = 5,67 \text{ м}^2; W_f = b * a^2 / 6 = 2,1 * 2,7^2 / 6 = 2,55 \text{ м}^3.$$

Определим усилия на уровне подошвы фундамента принятых размеров от нормативных нагрузок и соответствующие им крайние давления на грунт по формулам:

$$N_{\text{inf}}^n = N^n + G_3^n + a * d * b * \gamma_m * \gamma_n;$$

$$M_{\text{inf}}^n = M^n + G_3^n * e_3 + Q^n * h_f;$$

$$p_{\text{л}(n)}^n = N_{\text{inf}}^n / A_f \pm M_{\text{inf}}^n / W_f,$$

где $\gamma_n = 1$ - для класса ответственности здания I.

Вычислим давления на грунт для всех трех комбинаций внутренних усилий.

Найдем усилия и напряжения для сочетаний:

Комбинация усилий от колонны	Усилия		Давления, кПа		
	N_{inf}^n , кН	M_{inf}^n , КН	p_l^n	p_n^n	p_m^n
Первая	783,2	256,3	238,48	37,46	137,97
Вторая	628,3	-85,3	77,36	144,26	110,81
Третья	796,3	225,3	228,79	52,09	140,44

Так как вычисленные значения давлений на грунт основания $p_{max}^n=238,48 < 1,2R=415,92$ кПа, $p_{min}^n=37,46 > 0$ и $p_m^n=140,44 < R=346,6$ МПа, то предварительно назначенные размеры подошвы фундамента удовлетворяют предъявляемым требованиям по деформациям основания и отсутствию отрыва части фундамента от грунта при крановых нагрузках, оставляем окончательно размеры подошвы фундамента $a=2,7$ м, $b=2,1$ м.

Расчет тела фундамента выполняем для принятых размеров ступеней и стакана согласно рис 3.4. Глубина стакана назначена в соответствии с типом опалубки колонны по [11, приложение V], а поперечное сечение подколенника имеет размеры типовых конструкций фундамента под колонны промышленных зданий.

Расчет на продавливание ступеней фундамента не выполняем, так как размеры их входят в объем пирамиды продавливания.

Для расчета арматуры в подошве фундамента определяем реактивное давление грунта основания при действии наиболее неблагоприятной комбинации расчетных усилий (третьей) без учета собственного веса фундамента и грунта на его обрезах. Находим соответствующие усилия на уровне подошвы фундамента:

$$N_{inf} = N_c + G_3 = 766,5 + 62,88 = 829,38 \text{ кН};$$

$$M_{inf} = M_c + G_3 e_3 + Q_c h_f = 203,1 + 62,88 * 0,47 + 24,79 * 2,4 = 281,56 \text{ кН*м}$$

Реактивные давления грунта будут равны:

$$p_{max} = 829,38 / 5,67 + 281,56 / 2,55 = 216,66 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = 829,38 / 5,67 - 281,56 / 2,55 = 23,25 \text{ кПа};$$

$$p_m = 119,96 \text{ кПа};$$

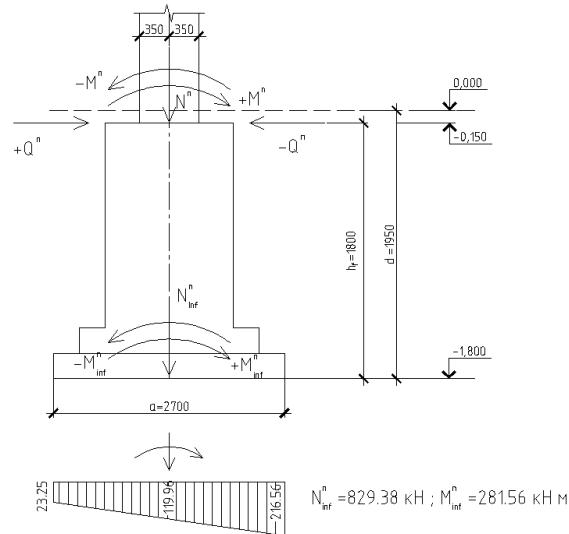


Рис. К расчету тела фундамента.

$$p_1 = p_{\max} - ((p_{\max} - p_{\min})/a) * a_1 = 216,66 - ((216,66 - 23,25)/2,7) * 0,3 = 195,17 \text{ кПа};$$

$$p_2 = p_{\max} - ((p_{\max} - p_{\min})/a) * a_1 = 216,66 - ((216,66 - 23,25)/2,7) * 0,6 = 173,68 \text{ кПа};$$

Расчетные изгибающие моменты в сечении 1—1 вычисляем по формуле:

$$M_{i-1} = b * a_i^2 (2 * p_{\max} - p_i) / 6$$

$$M_{1-1} = 2 * 0,3^2 (2 * 216,66 + 195,17) / 6 = 18,86 \text{ кН*м};$$

$$M_{2-2} = 2 * 0,6^2 (2 * 216,66 + 173,68) / 6 = 72,84 \text{ кН*м};$$

Требуемое по расчету сечение арматуры составит:

$$A_{s,1-1} = M_{1-1} / R_s * 0,9 * h_0 = 18,86 * 10^6 / (270 * 0,9 * 260) = 220,82 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s,2-2} = M_{2-2} / R_s * 0,9 * h_0 = 72,84 * 10^6 / (270 * 0,9 * 560) = 395,96 \text{ мм}^2;$$

Принимаем диаметр арматуры равным 10 мм. Для основного шага стержней в сетке 300 мм на ширине $b = 2,1$ м будем иметь в сечении 2-2 $8\text{Ø}10$ A270, фактическая площадь рабочей арматуры в сечении $A_{s,\text{fact}} = 628 \text{ мм}^2 > 395,96 \text{ мм}^2$.

Процент армирования будет равен

$$\mu = A_s * 100 / b * h_{02} = 628 * 100 / (2100 * 560) = 0,053\% > \mu = 0,05\%.$$

Расчет рабочей арматуры сетки плиты фундамента в направлении короткой стороны выполняем на действие среднего реактивного давления грунта

$p_m = 119,96 \text{ кПа}$, соответственно получим:

$$M_{3-3} = p_m * a * b_1^2 / 2 = 119,96 * 2,7 * 0,3^2 / 2 = 14,6 \text{ кН*м};$$

$$M_{4-4} = p_m * a * b_2^2 / 2 = 119,96 * 2,7 * 0,6^2 / 2 = 58,3 \text{ кН*м};$$

$$A_{s,3-3} = M_{3-3} / R_s * 0,9 * h_0 = 14,6 * 10^6 / (270 * 0,9 * 250) = 177 \text{ мм}^2.$$

$$A_{s,4-4} = M_{4-4} / R_s * 0,9 * h_0 = 58,3 * 10^6 / (270 * 0,9 * 550) = 322 \text{ мм}^2.$$

Принимаем диаметр арматуры в сечении 4-4 10Ø10 А300 с шагом 300 мм.

Расчет продольной арматуры подколонника выполняем в ослабленном коробчатом сечении 5-5 в плоскости заделки колонны и на уровне низа подколонника

Сечение 5-5. Размеры коробчатого сечения стаканной части фундамента преобразуем к эквивалентному двутавровому с размерами, мм: $b = 650$ мм; $b_f = 1200$ мм

$$h_f = h_f' = 325 \text{ мм}; a = a' = 50 \text{ мм}; h_0 = 1450 \text{ мм}.$$

Вычислим усилия в сечении 5-5 от первой комбинации усилий в колонне с максимальным изгибающим моментом:

$$N = N_c + G_3 + a_c * d_c * b_c * \gamma * \gamma_f * \gamma_n = 655,49 + 62,88 + 1,5 * 1,2 * 0,9 * 25 * 1,1 * 1 = 738,2 \text{ кН};$$

$$M = M_c + Q_c * d_c + G_3 e_3 = 219,74 + 24,8 * 0,9 + 62,88 * 0,47 = 261,02 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет продольной силы будет равен:

$$e_0 = M/N = 261,02 * 10^6 / 738,2 * 10^3 = 370 \text{ мм} > e_a = \frac{h}{30} = \frac{1500}{30} = 50 \text{ мм}.$$

Находим эксцентриситет силы N относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$e = e_0 + (h_0 - a') / 2 = 370 + (1450 - 50) / 2 = 1070 \text{ мм}.$$

Проверяем положение нулевой линии. Т. к. $R_b * b_f' * h_f' = 11,5 * 1200 * 325 = 4485$ кН > $N = 738,2$ кН, то указанная линия проходит в полке и сечение следует рассчитывать как прямоугольное с шириной $b = 1200$ мм.

Расчет прочности сечения для случая симметричного армирования выполняем согласно [3, п 3.62]. Вычисляем коэффициенты:

$$\alpha_n = N / R_b * b * h_0 = 738,2 * 10^3 / (11,5 * 1200 * 1450) = 0,035;$$

$$\alpha_{m1} = N * e / R_b * b * h_0^2 = 738,2 * 10^3 * 1070 / (11,5 * 1200 * 1450^2) = 0,026;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{50}{1450} = 0,034.$$

Требуемую площадь сечения продольной арматуры вычислим по формуле:

$$A_s = A_s' = (R_b \cdot b \cdot h_0 / R_s) \cdot (\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2) / (1 - \delta)) = (11,5 \cdot 1200 \cdot 1450 / 270) \cdot (0,026 - 0,035 \cdot (1 - 0,035 / 2)) / (1 - 0,034) = -438 \text{ мм}^2 < 0.$$

Армирование назначаем в соответствии с конструктивными требованиями в количестве не менее 0,05 % площади подколонника:

$$A_s = A_s' = 0,0005 \cdot 1200 \cdot 1500 = 900 \text{ мм}^2.$$

Принимаем (5 диаметров 16 А300).

В сечении б-б по аналогичному расчету принято конструктивное армирование.

Поперечное армирование стакана фундамента определяем по расчету на действие максимального изгибающего момента. Вычисляем эксцентриситет продольной силы в колонне от первой комбинации усилий $e_0 = 0,392 \text{ м} > h_c / 6 = 0,117 \text{ м}$, то поперечная арматура стакана требуется по расчету.

Так $e_0 = 0,392 \text{ м} > h_c / 2 = 0,35 \text{ м}$, то момент внешних сил в наклонном сечении б-б вычисляем по формуле:

$$M_{6-6} = M_c + Q_c \cdot d_c - N_c \cdot h_c / 2 = 219,74 + 24,8 \cdot 0,9 - 0,35 \cdot 656,49 = 12,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тогда площадь сечения одного стержня поперечной арматуры стакана фундамента будет равна:

$$A_s = M_{6-6} / (4 \cdot R_s \cdot \Sigma z_i) = 12,3 \cdot 10^6 / [4 \cdot 225 \cdot 2650] = 19,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $A_s = 101 \text{ мм}^2$, что соответствует арматуре $\text{Ø}8 \text{ А}240$.

2.5 Проектирование стропильной конструкции

2.5.1 Расчетный пролет, нагрузки, усилия

Требуется рассчитать и законструировать двускатную балку пролетом 24 м. Расстояние между двускатными балками вдоль здания 6 м. Балка изготавливается из тяжелого бетона В35. Способ натяжения арматуры – механический.

Нормативные расчетные характеристики для тяжелого бетона В35, твердеющего в условиях тепловой обработки при атмосферном давлении.

$$R_{bn} = R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа};$$

$$R_b = 19,5 \text{ МПа};$$

$$R_{bt} = 1,3 \text{ МПа};$$

$$R_{btn} = R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа};$$

$$E_b = 34,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}; R_{bp} = 17,5 \text{ МПа}.$$

Расчетные характеристики ненапрягаемой арматуры:

- продольной, класса А400: $R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}; E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа};$

- поперечной, класса В500 диаметром 5 мм: $R_{sw} = 300 \text{ МПа};$

$$E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса А1000: $R_{sn} = R_{s,ser} = 1000 \text{ МПа}; R_s = 830 \text{ МПа}; E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$

Назначаем в первом приближении величину предварительного напряжения арматуры $\sigma_{sp} = 700 \text{ МПа}.$

Проверяем условия (1) /1/, (для механического способа натяжения $p = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 700 = 35 \text{ МПа}.$)

$$\begin{cases} \sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser} \\ \sigma_{sp} - p \geq 0,3 \cdot R_{s,ser} \end{cases};$$

$$\begin{cases} 700 + 35 = 735 \text{ МПа} \leq 1000 \text{ МПа} \\ 700 - 35 = 665 \text{ МПа} \geq 0,3 \cdot 1000 = 300 \text{ МПа} \end{cases}$$

Следовательно, окончательно принимаем $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = 700 \text{ МПа}$.

Масса балки по проектным данным 9,1 т, а погонная нагрузка от собственного веса балки:

$$\text{- при } \gamma_f = 1 \quad g_n = \frac{9,1 \cdot 9,81}{23,96} \cdot 1 = 3,726 \text{ кН/м};$$

Расчетный пролет принимаем равный расстоянию между анкерными болтами:

$$\ell_0 = 24 - 2 \cdot 0,15 = 23,7 \text{ м}.$$

Расчетная нагрузка равна:

$$q = q_{\text{пост.}} + q_{\text{снег.}};$$

Длительно действующая часть снеговой нагрузки согласно п. 1.7 /3/ составит:

$$q = 2,998 \cdot 6 + 10,8 = 28,79 \text{ кН/м}.$$

Расчетные усилия определяются в расчетном сечении, которое находится на расстоянии $x = 0,37 \cdot \ell_0 = 0,37 \cdot 23,7 = 8,769 \text{ м}$.

Изгибающий момент:

$$M = \frac{q \cdot x \cdot (\ell - x)}{2} = \frac{28,79 \cdot 8,769 \cdot (23,7 - 8,769)}{2} = 2846,08 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила:

$$Q = \frac{q \cdot \ell}{2} = \frac{28,79 \cdot 23,7}{2} = 690 \text{ кН}.$$

2.5.2 Предварительный подбор продольной напрягаемой арматуры

Поскольку потери предварительного напряжения пока неизвестны, требуемую площадь сечения напрягаемой арматуры определим приближенно, а после вычисления потерь проверим несущую способность.

Рассматриваем сечение на расстояние $x = 0,37 \cdot \ell_0 = 0,37 \cdot 23,7 = 8,769 \text{ м}$ как наиболее опасное.

$$h = h_s + (x + 125) \cdot i = 790 + (8769 + 125) \cdot 1/12 = 1346 \text{ мм};$$

$a = 180/2 = 90 \text{ мм}$ при симметричном расположении напрягаемой арматуры по высоте нижнего пояса.

В верхнем поясе балки предусматриваем конструктивную арматуру в количестве $4\emptyset 12 \text{ A400}$ ($A'_s = 452 \text{ мм}^2$).

$$a' = 180/2 = 90 \text{ мм}.$$

В нижнем поясе предусматриваем арматуру $4\emptyset 5 \text{ B500}$ ($A_s = 78,5 \text{ мм}^2$) в виде сетки, охватывающей напрягаемую арматуру.

Рабочая высота сечения:

$$h_0 = h - a = 1346 - 90 = 1256 \text{ мм}.$$

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,6596}{1 + \frac{726}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,6596}{1,1}\right)} = 0,417,$$

где ω - характеристика сжатой зоны бетона, равная:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,8 - 0,008 \cdot 19,5 = 0,6596;$$

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - (\gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp}) = 830 + 400 - 0,6 \cdot 830 = 726 \text{ МПа},$$

где $(\gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp}) \approx 0,6 \cdot R_s$;

$$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа} \text{ при коэффициенте условий работы } \gamma_{b2} < 1.$$

Устанавливаем положение границы сжатой зоны:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = 19,5 \cdot 0,4 \cdot 0,18 \cdot (1,256 -$$

$$- 0,5 \cdot 0,18) + 355 \cdot 0,0452 \cdot (1,256 - 0,09) = 1660,45 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 2846,08 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad \text{т.е.}$$

граница сжатой зоны проходит в пределах стенки.

Вспомогательные коэффициенты (с учетом арматуры A'_s):

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,531 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,531) = 0,33;$$

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{2846,08 \cdot 10^6 - 355 \cdot 0,0452 \cdot (1,256 - 0,09)}{19,5 \cdot 0,4 \cdot 1,256^2} = 0,325$$

$\alpha_m = 0,325 < \alpha_R = 0,33 \Rightarrow$ сжатой арматуры достаточно;

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,325} = 0,408;$$

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot (2\xi / \xi_R - 1) = 1,1 - (1,1 - 1) \cdot (2 \cdot 0,408 / 0,531 - 1) = 1,004 < \eta = 1,1.$$

Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_b}{\gamma_{s6} \cdot R_s} + A'_s \cdot \frac{R_{sc}}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = 0,408 \cdot 270 \cdot 1256 \cdot \frac{19,5}{1,004 \cdot 815} + 452 \cdot \frac{355}{1,004 \cdot 815} = 3163,66 \text{ мм}^2.$$

Принимаем напрягаемую арматуру в количестве 4 Ø32 А1000 ($A_s = 3217 \text{ мм}^2$), которую распределяем равномерно по периметру нижнего пояса балки.

2.5.3 Определение геометрических характеристик приведенного сечения

Вычисления приведем для сечения на расстоянии $x = 0,37 \cdot \ell_0 = 0,37 \cdot 23,7 = 8,769 = 6,55 \text{ м}$, как наиболее опасного.

Площадь приведенного сечения:

$$A = A + \alpha_{sp} \cdot A_{sp} + \alpha_s \cdot A_s + \alpha'_s \cdot A'_s = 80 \cdot 876 + 400 \cdot 180 + 270 \cdot 180 + 2 \cdot 0,5 \cdot 50 \times 160 + 2 \cdot 0,5 \cdot 95 \cdot 60 + 5,8 \cdot 3217 + 8,29 \cdot 78,5 + 5,8 \cdot 452 = 239259 \text{ мм}^2,$$

$$\text{где } \alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{200000}{34500} = 5,8.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:

$$S_{red} = 80 \cdot 876 \cdot 678 + 180 \cdot 400 \cdot (1346 - 90) + 180 \cdot 270 \cdot 90 + 2 \cdot 0,5 \cdot 160 \cdot 50 \cdot (2/3 \cdot 50 + 1116) + 2 \cdot 0,5 \cdot 95 \cdot 60 \cdot (1/3 \cdot 60 + 180) + 5,8 \cdot 3217 \cdot 180/2 + 8,29 \cdot 78,5 \cdot 180/2 + 5,8 \cdot 452 \cdot (1346 - 180/2) = 160,94 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{160,94 \cdot 10^6}{239259} \approx 672 \text{ мм.}$$

Момент инерции сечения относительно центра тяжести:

$$J_{red} = J + \alpha_{sp} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot y_s^2 + \alpha'_s \cdot A'_s \cdot y'_s{}^2 = \frac{80 \cdot 876^3}{12} + 80 \cdot 876 \cdot (678 - 672)^2 +$$

$$+ \frac{400 \cdot 180^3}{12} + 400 \cdot 180 \cdot (1286 - 672)^2 + \frac{270 \cdot 180^3}{12} + 270 \cdot 180 \cdot (672 - 90)^2 + 2 \cdot \frac{160 \cdot 50^3}{36} + 2 \cdot 0,5 \cdot 160 \cdot$$

$$\cdot 50 \cdot (1149,3 - 672)^2 + 2 \cdot \frac{95 \cdot 60^3}{36} + 2 \cdot 0,5 \cdot 95 \cdot 60 \cdot (672 - 200)^2 + 5,8 \cdot 3217 \cdot (672 - 180/2)^2 +$$

$$+ 8,29 \cdot 78,5 \cdot (672 - 180/2)^2 + 5,8 \cdot 452 \cdot (1346 - 672 - 180/2)^2 = 61,83 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего нижнего волокна:

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{61,83 \cdot 10^9}{672} = 9201,1 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

То же с учетом неупругих деформаций бетона:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 9201,1 = 138016,45 \text{ см}^3.$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего верхнего волокна:

$$W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y_0} = \frac{61,83 \cdot 10^9}{1346 - 672} = 9173,6 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

То же с учетом неупругих деформаций бетона:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 9173,6 = 137604 \text{ см}^3.$$

2.5.4 Определение потерь предварительного напряжения

Принятое предварительное напряжение должно находиться в пределах:

$$0,32 \cdot R_{s,ser} = 0,32 \cdot 1000 = 320 \text{ МПа} < \sigma_{sp} = 700 \text{ МПа} < 0,95 \cdot R_s = 0,95 \cdot 830 = 788,5 \text{ МПа.}$$

- условие выполняется.

Первые потери:

1. От релаксации напряжений стержневой арматуры при механическом способе натяжения:

$$\sigma_1 = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{sp} = \left(0,22 \cdot \frac{700}{1000} - 0,1 \right) \cdot 700 = 40 \text{ МПа} .$$

2. От температурного перепада:

$$\sigma_2 = 1,0 \cdot \Delta t = 1,0 \cdot 65 = 65 \text{ МПа} .$$

3. От деформаций анкерных устройств:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta \ell}{\ell} \cdot E_s = \frac{4,55}{20000} \cdot 200000 = 45,5 \text{ МПа} ,$$

где $\Delta \ell = 1,25 + 0,15 \cdot d = 1,25 + 0,15 \cdot 22 = 4,55 \text{ мм}$;

$\ell \approx 20000 \text{ мм}$ - длина натягиваемого стержня диаметром d .

4. Потери от быстроснатекающей ползучести определяем в следующих местах по высоте поперечного сечения:

- на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, т.е. при

$$y = y_{sp} = y_0 - h_b / 2 = 672 - 180 / 2 = 582 \text{ мм} ;$$

- на уровне центра сжатого волокна бетона, т.е. при

$$y = h - y_0 = 1346 - 672 = 674 \text{ мм} ;$$

- на уровне центра тяжести сжатой арматуры, т.е. при

$$y = h - y_0 - h_t / 2 = 1346 - 672 - 180 / 2 = 584 \text{ мм} ,$$

для чего вычисляем следующие параметры:

- усилие обжатия P_0 с учетом потерь $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при $\gamma_{sp} = 1$

$$P_0 = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \cdot A_{sp} = (700 - 40 - 65 - 43,225) \cdot 3217 = 1774508,4 \text{ Н} ;$$

- напряжения в бетоне на уровне арматуры A_{sp}

$$\sigma_{bp} = \frac{P_0}{A_{red}} + \frac{P_0 \cdot e_{0p} - M_{wn}}{J_{red}} \cdot y = \frac{1774508,4}{239259} + \frac{1774508,4 \cdot 582 - 181,49 \cdot 10^6}{61,83 \cdot 10^9} \cdot 582 = 15,43 \text{ МПа} .$$

где $e_{0p} = y_{sp} = 582 \text{ мм}$;

$$M_{wn} = 0,5 \cdot g_n \cdot \ell_0 \cdot x - 0,5 \cdot g_n \cdot x^2 = 0,5 \cdot 4,97 \cdot 8,769 \cdot (23,7 - 8,769) = 181,49 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

- то же на уровне сжатой арматуры ($y = y'_s = 584$ мм)

$$\sigma'_{bs} = \frac{1774508,4}{239289} - \frac{1774508,4 \cdot 582 - 181,49 \cdot 10^6}{61,83 \cdot 10^9} \cdot 584 = -0,625 \text{ МПа, т.е. принимаем}$$

$$\sigma_{bs}' = \sigma'_b = 0 \text{ МПа}$$

$$\text{Коэффициент } \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 17,5 = 0,6875.$$

Потери от быстро натекающей ползучести составят:

$$\sigma_6 = 34 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 34 \cdot 15,43 / 19,5 = 30 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{6s} = \sigma_6 = 0 \text{ МПа}.$$

Итого первые потери:

$$\sigma_{\ell 1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 40 + 65 + 43,225 + 30 = 178,3 \text{ МПа}.$$

Предварительное напряжение с учетом первых потерь:

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{\ell 1} = 700 - 178,3 = 521,7 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_1 = \sigma_{sp1} \cdot A_{sp} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s = 521,7 \cdot 3217 - 30 \cdot 78,5 - 0 \cdot 452 = 16754322 \text{ Н},$$

где $\sigma_s = \sigma_6 = 30$ МПа - напряжения в ненапрягаемой конструктивной арматуре соответственно A_s и A'_s .

Эксцентриситет усилия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_{0p1} = \frac{\sigma_{sp1} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot y'_s - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s}{P_1} = \frac{521,7 \cdot 3216 \cdot 582 + 0 \cdot 452 \cdot 584 - 30 \cdot 78,5 \cdot 582}{1675432,2} = 582 \text{ мм},$$

$$\text{где } y_s = y_0 - h_f / 2 = 672 - 180 / 2 = 582 \text{ мм};$$

$$y'_s = h - y_0 - h'_f / 2 = 1346 - 672 - 180 / 2 = 584 \text{ мм}.$$

Вторые потери:

1. От усадки бетона $\sigma_8 = \sigma'_8 = 50$ МПа.

2. От ползучести бетона:

- напряжение в бетоне на уровне центра тяжести предварительно напряженной арматуры A_{sp} ($y = y_{sp} = 582$ мм):

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{0p1} - M_{wn}}{J_{red}} \cdot y = \frac{1675432,2}{239289} + \frac{1675432,2 \cdot 582 - 181,49 \cdot 10^6}{61,83 \cdot 10^9} \cdot 582 = 14,47 \text{ МПа}$$

- то же на уровне сжатой арматуры A'_s ($y = y'_s = 584$ мм):

$$\sigma'_{bs} = \frac{1675432,2}{239289} - \frac{1675432,2 \cdot 582 - 181,49 \cdot 10^6}{61,83 \cdot 10^9} \cdot 584 = -0,49 \text{ МПа}, \quad \text{т.е. принимаем}$$

$$\sigma_{bs}' = \sigma'_b = 0 \text{ МПа}$$

При $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{14,47}{17,5} = 0,83 > 0,75$ потери от ползучести бетона:

$$\sigma_9 = 255 \cdot (\sigma_{bp} / R_{bp} - 0,375) = 255 \cdot 0,45 = 115,22 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{6s} = \sigma'_6 = 0 \text{ МПа}.$$

Итого вторые потери:

$$\sigma_{\ell 2} = 50 + 115,22 = 165,22 \text{ МПа}.$$

Полные потери:

$$\sigma_{\ell} = \sigma_{\ell 1} + \sigma_{\ell 2} = 178,3 + 165,22 = 293,52 \text{ МПа}$$

Предварительное напряжение с учетом полных потерь и при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} = 1$:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{\ell} = 700 - 293,52 = 406,48 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь и при $\gamma_{sp} = 1$:

$$P_2 = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s = 406,48 \cdot 3217 - 179,7 \cdot 78,5 - 50 \cdot 452 = 1270533,2 \text{ Н},$$

где $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 14,47 + 50 + 115,22 = 179,7 \text{ МПа};$

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 0 + 50 + 0 = 50 \text{ МПа}.$$

Эксцентриситет усилия P_2 :

$$e_{0p2} = \frac{406,48 \cdot 3216 \cdot 582 + 50 \cdot 452 \cdot 582 - 179,7 \cdot 78,5 \cdot 584}{1270533,2} = 602,68 \text{ мм}.$$

2.5.5 Расчет прочности наклонных сечений

Так как фактическая нагрузка на балку приложена в виде сосредоточенных сил с шагом, равным ширине плит покрытия 3 м, принимаем длину проекции наклонного сечения $c = 3 \text{ м}$ (расстоянию от опоры до ближайшего сосредоточенного груза). В опорном сечении $h_{0,\text{sup}} = 790 - 90 = 700 \text{ мм}$, тогда в конце расчетного наклонного сечения рабочая высота составит:

$$h_0 = h_{0,\text{sup}} + c \cdot \text{tg}\beta = 700 + 3000 \cdot 1/12 = 950 \text{ мм},$$

а средняя рабочая высота в пределах наклонного сечения:

$$h_{0,m} = (h_{0,\text{sup}} + h_0) / 2 = (700 + 950) / 2 = 825 \text{ мм}.$$

Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры:

$$Q_{\text{max}} = 690 \text{ кН} < 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0,\text{sup}} = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 400 \cdot 700 \approx 819 \text{ кН};$$

$$Q \cong Q_{\text{max}} = 690 \text{ кН} > \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0,m}^2 / c = 1,2 \cdot (1 + 0,33) \cdot 1,3 \cdot 400 \cdot 825^2 / 3000 = 169,46 \text{ кН},$$

где $\varphi_{b4} = 1,2$ - коэффициент, определяемый по таблице 29 /5/;

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P_2}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \cdot \frac{1270,53 \cdot 10^3}{1,3 \cdot 400 \cdot 825} = 0,33 < 0,5.$$

Так как условия выполняются, поперечную арматуру устанавливаем конструктивно с шагом 150 мм.

2.5.6 Проверка прочности нормальных сечений

Стадия изготовления и монтаж

От совместного действия усилия обжатия P и собственного веса балки при ее подъеме возникают отрицательные изгибающие моменты, растягивающие верхнюю грань.

Нагрузка от собственного веса принимается при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1,1$ с учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,4$ и условно считается равномерно распределенной:

$$g_1 = \gamma_f \cdot k_d \cdot g_{wn} = 1,1 \cdot 1,4 \cdot 4,97 = 7,65 \text{ кН/м}.$$

Изгибающие моменты, возникающие в местах расположения подъемных петель, определяем по расчетным схемам на рисунке 5, по принципу независимости действия сил.

$$M_{B,1} = -\frac{k_2}{k_3} \cdot N_1 + \frac{\ell_2}{\ell_3} \cdot N_2 = -\frac{14,8}{194} \cdot 265,5 + \frac{5}{194} \cdot 265,5 = -13,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где фокусные отношения:

$$k_1 = k_2 = 2 \cdot (\ell_1 + \ell_2) = 2 \cdot (2,4 + 5) = 14,8;$$

$$k_3 = k_1 \cdot k_2 - \ell_2^2 = 14,8 \cdot 14,8 - 5^2 = 194;$$

$$N_1 = N_2 = g_1 \cdot (\ell_1^3 + \ell_2^3) / 4 = 7,65 \cdot (2,4^3 + 5^3) / 4 \approx 265,5 \text{ кН}.$$

2. Нагрузка g_1 только на консолях $\ell_3 = 4,08 \text{ м}$:

$$M_{A,2} = -g_1 \cdot \ell_3^2 / 2 = -7,65 \cdot 4,08^2 / 2 = -63,67 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для определения момента M_B используем метод фокусов:

1. Фокусные отношения

$$k_2 = 2 \cdot \left(1 + \frac{\ell_1}{\ell_2} \right) = 2 \cdot \left(1 + \frac{2,4}{5} \right) = 2,96;$$

$$k_3 = 2 + \frac{\ell_1}{\ell_2} \cdot \left(2 - \frac{1}{k_2} \right) = 2 + \frac{5}{2,4} \cdot \left(2 - \frac{1}{2,96} \right) = 5,46.$$

2. Момент на опоре B

$$M_{B,2} = -\frac{M_{A,2} \cdot (k_2 - 1)}{k_2 \cdot k_3} = -\frac{63,67 \cdot (2,96 - 1)}{2,96 \cdot 5,46} = 7,72 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3. Суммарные изгибающие моменты:

$$M_A = M_{A,1} + M_{A,2} = 0 - 63,67 = -63,67 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = M_{B,1} + M_{B,2} = -14,6 + 7,72 = -5,68 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетным является сечение I-I на опоре А:

- высота сечения $h = 790 + 4080/12 = 1130 \text{ мм}$;

- рабочая высота при растянутой верхней грани составляет $h_0 = 1130 - 180/2 = 1040 \text{ мм}$.

4. Усилие обжатия вводится в расчет как внешняя внецентренно приложенная сила N при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$:

$$N = P = A_{sp} \cdot (\gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp1} - 330) = 3216 \cdot (1,1 \cdot (700 - 178,3) - 330) = 678157,9 \text{ Н},$$

где $\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$ - при механическом способе натяжения.

5. Эксцентриситет усилия обжатия:

$$e = h_0 - 0,5 \cdot h_f + M_A / N = 1040 - 0,5 \cdot 180 + 63,67 \cdot 10^6 / 678,158 \cdot 10^3 = 1043,9 \text{ мм}.$$

6. Расчетное сопротивление бетона в стадии изготовления и монтажа (т.е. для класса $B \equiv R_{bp}$) с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{b8} = 1,35$:

$$R_b^p = 1,35 \cdot 19,5 = 23,7 \text{ МПа}.$$

7. Граничная относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,61}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,61}{1,1}\right)} = 0,46,$$

где ω - характеристика сжатой зоны бетона, равная:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,8 - 0,008 \cdot 23,7 = 0,61;$$

$\sigma_{sR} = R_s = 355 \text{ МПа}$, - так как в зоне, растянутой при обжатии, предусмотрена ненапрягаемая арматура класса А400.

$$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа} \text{ при коэффициенте условий работы } \gamma_{b2} < 1.$$

8. Устанавливаем положение границы сжатой зоны:

$$R_b^p \cdot b \cdot h_f = 23,7 \cdot 270 \cdot 180 = 1152 \cdot 10^3 \text{ Н} > R_s \cdot A_s = 355 \cdot 452 = 165 \cdot 10^3 \text{ Н} \quad - \quad \text{граница}$$

сжатой зоны проходит в пределах нижнего пояса балки и сечение рассчитываем как прямоугольное, высотой $h = 1130 \text{ мм}$.

9. Высота сжатой зоны:

$$x = \frac{N - R_{sc} \cdot A'_s + R_s \cdot A_s}{R_b^p \cdot b} = \frac{678,158 \cdot 10^3 - 0 + 355 \cdot 452}{23,7 \cdot 270} = 131,76 \text{ мм},$$

где $A'_s = 0$, так как устойчивость проволочной арматуры $\emptyset 5 \text{ Вр-I}$ в нижнем (сжатом) поясе балки не обеспечена.

10. При $\xi = x/h_0 = 131,76/1040 = 0,127 < \xi_R = 0,46$ несущую способность проверяем из условия:

$$N \cdot e = 678,158 \cdot 10^3 \cdot 1044 = 707,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b^p \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 23,7 \cdot 270 \cdot$$

$\cdot 131,76 \cdot (1040 - 0,5 \cdot 131,76) = 821,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, следовательно, прочность сечения в этой стадии обеспечена.

Стадия эксплуатации

Проверяем прочность наиболее опасного сечения расположенного на расстоянии $0,37 \cdot \ell_0$ от опоры.

$$1. h_0 = h - h_f / 2 = 1346 - 180 / 2 = 1256 \text{ мм}.$$

2. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,6596}{1 + \frac{982,6}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,6596}{1,1}\right)} = 0,37,$$

где ω - характеристика сжатой зоны бетона, равная:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,8 - 0,008 \cdot 19,5 = 0,6596 \quad (\alpha = 0,8 \text{ для легкого бетона});$$

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp2} - \Delta\sigma_{sp} = 815 + 400 - 0,9 \cdot 406,48 - 0 = 849,2 \text{ МПа},$$

где $\gamma_{sp} = 1 - 0,1 - 0,9$;

$$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа при коэффициенте условий работы } \gamma_{b2} < 1.$$

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{\ell} = 700 - 293,52 = 406,48 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot \sigma_{sp1} / R_s - 1200 = 1500 \cdot 591,1 / 815 - 1200 = -112,1 \text{ МПа} = 0 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp1} = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_3) = 0,9 \cdot (700 - 43,225) = 591,1 \text{ МПа}.$$

3. Устанавливаем положение границы сжатой зоны, принимая в первом приближении коэффициент $\gamma_{s6} = \eta = 1,1$:

$R_b \cdot b_f \cdot h'_f + R_{sc} \cdot A'_s = 17,55 \cdot 400 \cdot 180 + 175 \cdot 452 = 1342,7 \cdot 10^3 \text{ Н} > (\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_s) = 1,1 \cdot 815 \cdot 3216 + 280 \cdot 78,5 = 1249 \cdot 10^3 \text{ Н}$, т.е. граница сжатой зоны проходит в пределах стенки и расчет выполняем как для прямоугольного сечения высотой $h = 1346 \text{ мм}$.

4. Высота сжатой зоны при значении $\gamma_{s6} = 1,1$:

$$x = \frac{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b} = \frac{1,1 \cdot 815 \cdot 3217 + 270 \cdot 78,5 - 355 \cdot 452}{19,5 \cdot 400} = 390 \text{ мм}.$$

5. $\xi = x/h_0 = 390/1256 = 0,31 < \xi_R = 0,37$.

6. $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot (2 \cdot \xi / \xi_R - 1) = 1,1 - (1,1 - 1) \cdot (2 \cdot 0,31 / 0,37 - 1) = 1,03$

7. Предельный момент, воспринимаемый опасным сечением:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - h'_f / 2) = 19,5 \cdot 400 \cdot 390 \cdot$$

$$\cdot (1256 - 0,5 \cdot 390) + 355 \cdot 452 \cdot (1256 - 180 / 2) = 2997 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 2846,08 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad \text{т.е.}$$

прочность данного сечения обеспечена.

2.5.7 Расчет по образованию нормальных трещин

Стадия изготовления

Образование верхних (начальных) трещин при обжатии элемента проверяется из условия:

$$P_1 \cdot (e_{0p1} - r) \pm M_w \leq R_{bt,ser}^P \cdot W'_{pl},$$

где $r = \varphi \cdot \frac{W'_{red}}{A_{red}}$ - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до

нижней ядровой точки;

$\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{bt,ser}^P \geq 0,7$ но ≤ 1 - коэффициент, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и обусловленное ими уменьшение размеров ядра сечения;

M_w - момент от собственного веса элемента; принимается со знаком «+», когда направления этого момента и момента усилия P_1 совпадают.

Усилие обжатия $P_1 = 1675,4 \text{ кН}$, эксцентриситет $e_{0p1} = 582 \text{ мм}$. Изгибающий момент от собственного веса для опасного сечения с учетом коэффициента динамичности при подъеме $k_d = 1,4$.

$$M_w = M_2 = 1,4 \cdot 3,726 \cdot 8,769^2 / 2 = 149,26 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальное краевое напряжение в сжатом бетоне от действия собственного веса и усилия обжатия ($y = y_0 = 672 \text{ мм}$):

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{0p1} + M_2}{J_{red}} \cdot y = \frac{1675,4 \cdot 10^3}{239289} + \frac{1675,4 \cdot 10^3 \cdot 582 + 149,26 \cdot 10^6}{61,83 \cdot 10^9} \cdot 672 = 19,22 \text{ МПа}$$

$$\text{Тогда } \varphi = 1,6 - 19,22 / 22,95 = 0,763; \quad r = 0,763 \cdot \frac{91,736 \cdot 10^6}{239289} = 292 \text{ мм}.$$

$$\text{Проверяем условие: } P_1 \cdot (e_{0p1} - r) \pm M_w \leq R_{bt,ser}^P \cdot W'_{pl}$$

$1675,4 \cdot 10^3 \cdot (582 - 292) + 149,26 \cdot 10^6 = 235,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < 1,95 \cdot 137,604 \cdot 10^6 = 241,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, следовательно, в опасном сечении при подъеме балки не образуются начальные (верхние) трещины, в связи, с чем расчет их раскрытия не требуется.

Стадия эксплуатации

Расчет по образованию нормальных трещин производится из условия:

$$M_n \leq M_{crc},$$

где M_n - изгибающий момент от внешних нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$:

$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp}$ - момент, воспринимаемый сечением при образовании нормальных трещин; здесь $M_{rp} = P_2 \cdot (e_{0p2} + r)$ - момент усилия обжатия относительно ядровой точки сечения, наиболее удаленной от грани.

Усилие обжатия $P_2 = 1270,5 \text{ кН}$, эксцентриситет $e_{0p2} = 602,7 \text{ мм}$.

Изгибающий момент для опасного сечения: $M_n = 2846,08 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Максимальное напряжение в крайнем сжатом волокне бетона ($y = h - y_0 = 1346 - 629 = 717 \text{ мм}$):

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{0p1} + M_2}{J_{red}} \cdot y = \frac{1675,4 \cdot 10^3}{239289} + \frac{1675,4 \cdot 10^3 \cdot 582 + 149,26 \cdot 10^6}{61,83 \cdot 10^9} \cdot 672 = 19,22 \text{ МПа}$$

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M_n - P_2 \cdot e_{0p2}}{J_{red}} \cdot y = \frac{1270,5 \cdot 10^3}{239289} + \frac{2846,08 \cdot 10^6 - 1270,5 \cdot 10^3 \cdot 602,7}{61,83 \cdot 10^9} \cdot 672 = 27,92 \text{ МПа}$$

Тогда $\varphi = 1,6 - 27,92 / 25,5 = 0,38$; $r = 0,7 \cdot \frac{91,736 \cdot 10^6}{239289} \cong 268 \text{ мм}$.

Момент образования трещин:

$$M_{crc} = 1,95 \cdot 91,736 \cdot 10^6 + 1270,5 \cdot 10^3 \cdot (602,7 + 268) = 2867,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 2867,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При $M_n = 2846,08 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = 2867,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$ в стадии эксплуатации на нижней грани балки нормальные трещины не образуются.

3.1 Определение физико-механических показателей грунтов и сбор нагрузок на фундаменты

3.1.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Площадка строительства находится в г.Пенза. Рельеф спокойный. Инженерно-геологические условия площадки строительства выявлены бурением трех скважин на глубину 18,7м. При бурении вскрыто следующее напластование грунтов (сверху вниз):

слой 1 – почвенно-растительный слой (толщина слоя 1,0м);

слой 2 – суглиной (толщина слоя 3,0м);

слой 3 – супесь (толщина слоя 5,0 м);

слой 4 –песок средней крупности (вскрытая толщина слоя 10м).

Глубина сезонного промерзания – 1,7м.

Физико-механические свойства грунтов представлены в таблице 5.

Таблица 5. Физико-механические показатели грунтов

Наименование грунта	Мощность слоя м	Удельный вес γ , кН/м ³	Удельный вес части менее 0,075 мм, %	влагкость %	Пределы пластичности и		Показатель текучест I _L	Коэффициент пористости e	Степень влажности S _r	Модуль деформации E, МПа
					ω_1 %	ω_p %				
Растительный слой	1,0	15	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок	3,0	19,2	27,2	28	34	24	0,4	0,81	0,9	7,0
Супесь	5,0	19,2	26,5	22	25	18	0,37	0,68	0,8	15,0
Песок средней крупности	10,0	18,7	26,6	27	-	-	-	0,81	0,8	19,0

Вывод: Площадка в целом пригодна для возведения сооружения.

Анализ физико-механических свойств грунтов строительной площадки, приведенных в табл.5. показывает на то, возможно устройство свайного

фундамента, так как песок находится в насыщенном водой состоянии и несущая способность свай будет достаточной для восприятия внешних нагрузок.

3.2. Оценка конструктивных особенностей здания и сбор нагрузок на фундаменты

Фундаменты рассчитываются для наиболее характерных участков здания (колонны крайнего и среднего ряда). При проектировании фундаментов здания или сооружения необходимо на плане первого этажа указать основные несущие конструкции подземной части и определить расчетные нагрузки, действующие на уровне обреза фундамента. Расчет оснований производится по двум группам предельных состояний – по несущей способности и по деформациям. При расчете по первой группе учитываются расчетные нагрузки с соответствующим коэффициентом надежности γ_f , при расчете по второй группе предельных состояний учитываются расчетные нагрузки с коэффициентом перегрузки, равным 1.

Сбор нагрузок на сечении фундаментов определяется в общем случае статическим расчетом методами строительной механики расчетной схемы здания или сооружения. Допускается и приближенный метод грузовых площадей с учетом основного сочетания постоянных и временных нагрузок. Вес фундамента и вес грунта на его обрезах вычисляется отдельно, и каждый раз уточняется при определении размеров подошвы фундамента. Для расчета основания вычисляются нормативные (для расчета оснований по деформациям) и расчетные (для расчета оснований по несущей способности).

Нагрузки на колонны

Результат берем из расчетно-конструктивного раздела:

Колонна среднего ряда $N_1 = 7665 \text{ гН} = 766,5 \text{ кН}$.

3.3.1 Проектирование фундаментов мелкого заложения под колонну среднего ряда

Фундаменты мелкого заложения проектируются, как правило, по второй группе предельных состояний (по деформациям). Расчет фундаментов и их оснований по деформациям должен производиться на основные сочетания расчетных нагрузок с коэффициентами надежности, равными единице.

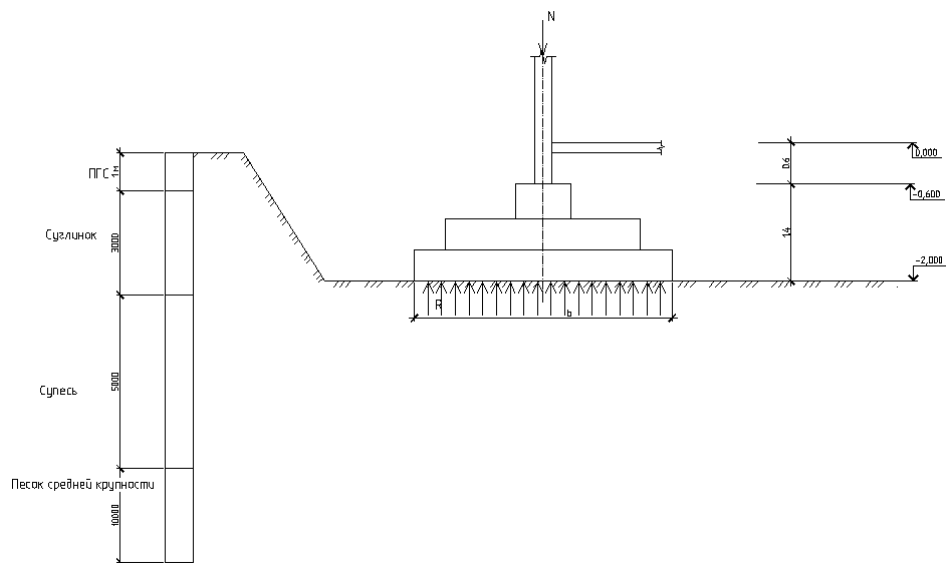


Рис. 4. К расчету фундаментов мелкого заложения.

Предварительные размеры подошвы фундамента вычисляются на основе сравнения среднего давления под подошвой фундамента и расчетного сопротивления грунта основания:

$$P \leq R ,$$

где P - давление под подошвой фундамента;

R - расчетное сопротивление грунта основания, контактирующего с подошвой фундамента.

Затем определяется величина расчетной осадки, которая сопоставляется с предельно допустимой, для данного типа здания:

$$S \leq S_u ,$$

где S – расчетная величина осадки;

S_u - предельно допустимая осадка.

Расчет осадки выполняется методом послойного суммирования.

Рассчитываем фундамент на естественном основании под наружную стену здания. Максимальная нагрузка по обрезу фундамента для расчета по деформациям $N_n = 766,5$ кН. Основанием служат суглинки с мощностью слоя 3,0 м. Подстилающий слой – супесь.

Стены несущие кирпичные. Принимаем непрерывный (ленточный) фундамент из железобетонных подушек и бетонных блоков.

Расчетная глубина сезонного промерзания определяется по формуле:

$$d_f = k_h \times d_{fn};$$

$$d_{fn} = 1,5 \text{ м};$$

$$k_h = 0,4;$$

$$d_f = 0,4 \times 1,50 = 0,6 \text{ м}.$$

Учитывая конструктивные особенности здания назначаем отметку подошвы фундамента -2,000 м.

Определяем ширину подошвы фундамента из условия, чтобы среднее давление под его подошвой P не превышало расчетного сопротивления грунта основания R .

Назначаем в первом приближении ширину подошвы фундамента $b = 1,0 \text{ м}$.

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C];$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по [табл. 3].

$$k = 1,1 ;$$

$$k_z = 0,87 (b < 10 \text{ м});$$

M_γ, M_q, M_n - коэффициенты при $\varphi = 19,2^\circ$;

b - ширина подошвы фундамента;

γ_{II} - среднее значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента;

γ'_{II} - среднее значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы фундамента;

C - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 - глубина заложения фундамента в здании с подвалом.

$$\gamma_{c1} = 1,2, \quad \gamma_{n2} = 1,0$$

$$\left. \begin{array}{l} M_\gamma = 0,47 \\ M_q = 2,89 \\ M_c = 5,48 \end{array} \right\} \varphi = 19,2^\circ$$

$$d_1 = h_s + h_{sf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 1,4 + 0,2 \frac{22}{19,2} = 1,64 \text{ м}$$

$$d_b = 2,0 \text{ м};$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \left[0,47 \cdot 0,87 \cdot 1 \cdot 19,14 + 2,89 \cdot 1,64 \cdot 19,2 + (2,89 - 1) \cdot 2 \cdot 19,2 + 5,48 \cdot 15 \right] = 253,6 \text{ кПа}$$

Определяем примерную площадь подошвы на 1 м фундамента, принимая среднее расчетное значение удельного веса фундамента $\gamma_{cp} = 17,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{766,5}{253,6 - 17 \cdot 3,0} = 6,64 \text{ м}^2.$$

Принимаем размеры подошвы фундамента

$$b = 2,1 \text{ м}; \quad \ell = 2,7 \text{ м}; \quad A = 5,67 \text{ м}^2.$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \left[0,36 \cdot 0,87 \cdot 2,0 \cdot 19,14 + 2,89 \cdot 1,64 \cdot 19,2 + (2,89 - 1) \cdot 2 \cdot 19,2 + 5,48 \cdot 15 \right] = 265,3 \text{ кПа}$$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$P = \frac{N_{II} + N_\phi + N_p}{A} = \frac{766,5 + 50 + 30}{2,1 \cdot 2,7} = 204,5 \text{ кПа}$$

$$R > P \quad 265,3 \text{ кПа} > 204,5 \text{ кПа}.$$

3.3.2 Расчет деформации основания фундамента под колонну среднего ряда

Давление под подошвой фундамента равно $P = 204,5$ кПа. Грунтовую толщу разбиваем на слои $h_i \leq 0,4 \cdot l = 0,4 \cdot 2,0 = 0,8 \text{ м}$

Определяем природное давление под подошвой фундамента по формуле:

$$\sigma_{zqi} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i,$$

где: γ_i - объемная масса грунта, h_i - толщина i -го слоя.

$$\sigma_{zq0} = 15 \times 1 + 1,0 \times 19,2 = 34,2 \text{ кН/м}^2$$

Определяем дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot P_0,$$

где α - табулированный коэффициент, принимаемый в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон, глубины расположения рассматриваемой точки, $P_0 = P - \sigma_{zq}^0 = 204,5 - 34,2 = 170,3 \text{ (кПа)}$,

где P – среднее давление под подошвой фундамента

Находим дополнительные напряжения. На отметке подошвы фундамента (при $Z = 0$):

$$\xi = \frac{2Z}{b} = 0; \quad \eta = \frac{l}{b} = 1; \quad \alpha = 1,0;$$

$$\sigma_{zpo} = 1,0 \cdot 204,5 = 204,5 \text{ кН/м}^2$$

Для остальных точек значения σ_{zg} и σ_{zp} приведены в таблице. По полученным величинам σ_{zg} и σ_{zp} строятся эпюры напряжений.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $Z = H_c = 2,4$ м, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ с точностью ± 5 кПа, если $E \geq 5$ МПа, или $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$ с точностью ± 5 кПа, если $E < 5$ МПа

Расчеты сводим в таблицу.

Осадка фундамента мелкого заложения

Номер точки	$Z, м$	$\sigma_{zg},$ кПа	$\xi=2z/b$	$\eta=l/b$	α	$\sigma_{zp},$ кПа	$\sigma_{zpi},$ кПа	$E, мПа$
0	0	34,2	0	1	1	170,3		
1	0,8	49,56	0,8		0,8	136,24	153,27	
2	1,6	64,92	1,6		0,449	61,17	98,71	15,0
3	2,4	80,28	2,4		0,257	15,72	38,45	

По результатам расчета строим эпюры природного и дополнительного давления. Находим нижнюю границу сжимающей толщи (НГСТ): $E > 5 МПа$, $\sigma_{zp_i} = 15,72 \text{ кПа} < 0,2 \sigma_{zq_0} = 80,28 * 0,2 = 16,06 \text{ кПа}$.

Определяем осадку в пределах сжимающей толщи:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u,$$

где: S_u - предельно допускаемые деформации основания, принимаемые по таблице 4 [11].

$$S = 0,8 \left[\frac{(153,27 + 98,71) \cdot 0,8}{15000} \right] = 0,011 м = 1,1 см < S_u = 10 см$$

Условие выполняется.

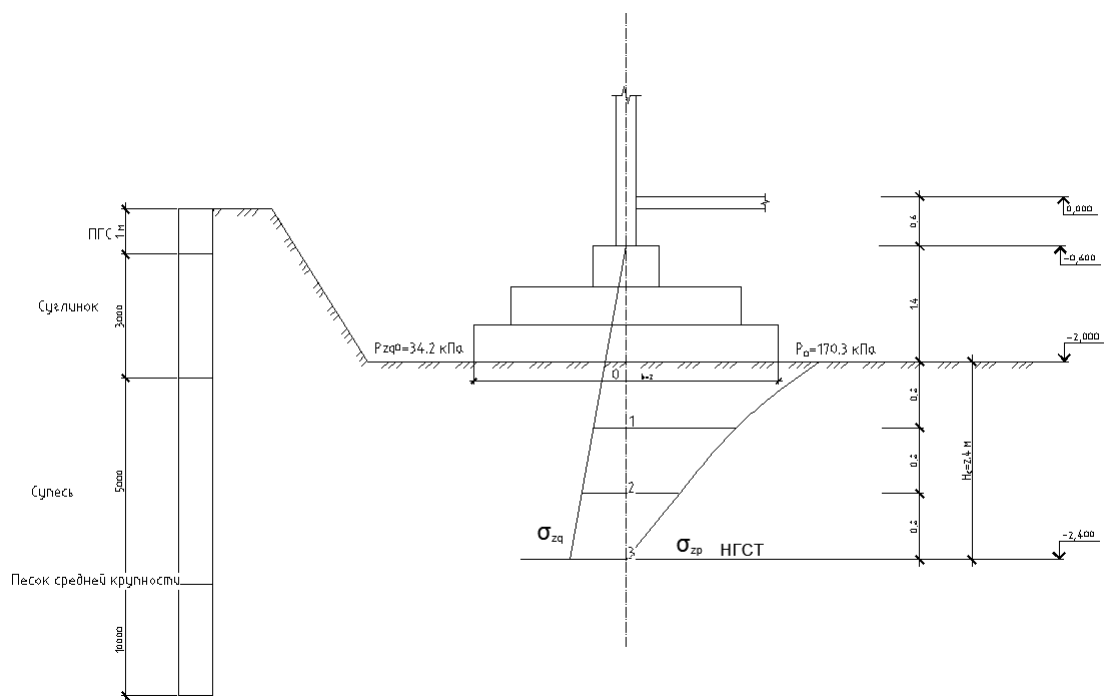


Рис. 5. К расчету осадки фундамента мелкого заложения колонны среднего ряда.

3.4. Проектирование свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняем по 2 группам предельных состояний:

а) первая группа:

- по прочности материала свай и свайных ростверков;
- по несущей способности грунта основания свай;

б) вторая группа:

- по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок.

Расчет оснований свайных фундаментов по несущей способности и конструктивные расчеты по прочности свай и свайных ростверков производятся по расчетным нагрузкам, которые принимаются по основным сочетаниям нагрузок с коэффициентом надежности, определяемым по [3].

Расчет оснований свайных фундаментов по деформациям выполняется на основное сочетание расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

Исходя из действующих нагрузок на фундамент и грунтовых условий стройплощадки расчетом, путем последовательных приближений, выбирается оптимальная геометрия сваи (ее длина и поперечное сечение) с целью оптимизации размещения свай на плане фундаментов.

Одиночную сваю в составе фундамента по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать, исходя из условия, приведенного в [3, формула (2)]:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k},$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю;

F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи и определяемая в соответствии с указаниями [3, разд. 4 и 5];

γ_k – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4 (если несущая способность сваи определена расчетом).

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетную нагрузку на сваю определяют по [3, формула (3)]:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y X}{\sum X_i^2},$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН;

M_x, M_y – расчетные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка;

n – число свай в фундаменте;

x, y – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м;

x_i, y_i – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, м.

Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям следует производить, исходя из условия [3, формула (4)]:

$$S \leq S_u,$$

где S – совместная деформация сваи, свайного фундамента и сооружения, определяемая расчетом;

S_u – предельное значение совместной деформации основания сваи, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемое по [2].

3.4.1. Расчет свайного фундамента под колонну среднего ряда

Требуется запроектировать свайный фундамент под несущую кирпичную стену, передающую расчетную равномерно распределенную погонную нагрузку $N_I = 766,5$ кН. Отметка низа ростверка $-1,200$ м.

Принимаем сваю длиной 9,0 м, сечением 0,3×0,3м (С 9,0-30).

Определяем несущую способность свай по формуле 7.8 СП-50-102-2003:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

где γ_{CR} , γ_{cf} - коэффициенты условия работ для забивных свай равный 1;

R - расчетное сопротивление грунта под острием сваи принимается по табл. 1, СНиП 2.02.03-85;

Принимаем сопротивление под острием сваи $R=3900$ кПа.

$A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09$ м² - площадь опирания сваи на грунт;

$U = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ м - наружный периметр поперечного сечения сваи;

h_i - длина участка, соприкасающегося с боковой поверхностью;

f_i - сопротивление грунта вдоль боковой поверхности сваи принимаемое по таблице 2 [2], в зависимости от глубины рассматриваемой точки z_i .

h_i , м	1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
z_i , м	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
f_i , кПа	21,0	25,0	27,0	29,0	31,0	33,0	34,0	38,0	79,0

Тогда несущая способность сваи составит:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 3900 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1 \cdot (21 + 25 + 27 + 29 + 31 + 33 + 34 + 38 + 79) \cdot 1)) = 731,4 \text{ кН.}$$

Шаг свай под стену принимается из условия, чтобы нагрузка, передаваемая на сваю, не превышала расчетно-допустимую:

$$N_{p.d.} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{731,4}{1,4} = 522,43 \text{ кН.}$$

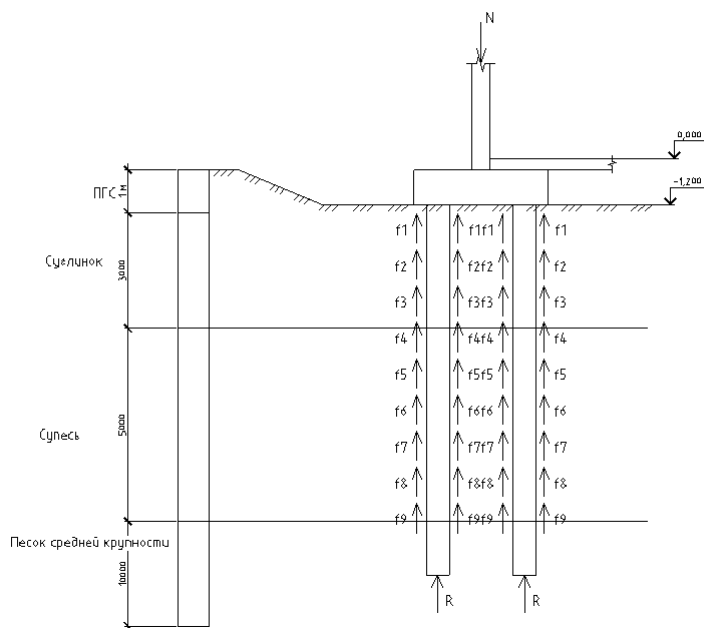


Рис. 6. К расчету свайных фундаментов.

При проектировании задаются высотой ростверка и определяют ширину ростверка h_p , b_p . Высоту назначают из конструктивных соображений, а затем с учетом геометрических параметров ростверка, нагрузок, а также шага свай выполняют армирование железобетонного ростверка. Вес ростверка G_p уточняется после определения ширины b_p . При определении ширины ростверка должно выполняться условие: расстояние между осями свай должно быть равно $3d$. Конструируем ростверк при двурядном расположении свай.

Ширина ростверка $b_p = 1,3 \text{ м.}$

Вес ростверка $G_p = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 24 = 15,6 \text{ кН.}$

Расчет свайного фундамента сводится к проверке условия $N \leq N_{p.d.}$

Расчетная нагрузка на сваи составит:

$$N = \frac{N_I + G_p + G_{\sigma}}{n} = \frac{(766,5 + 15,6) \cdot 0,9}{2} = 339,12 \text{ кН} < N_{p.d.} = 522,43 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, окончательно принимаем под колонну среднего ряда 2 сваи типа С 9-30.

3.4.2. Расчет свайного фундамента под колонну среднего ряда по деформациям

Строим условный фундамент на естественном основании АБВГ.

Осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта определяем по формуле:

$$\varphi_{\text{Инт}} = \frac{\sum_0^h \varphi_{\text{Ии}} \cdot h_i}{\sum h_i},$$

где $\varphi_{\text{Ии}}$ - расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных, пройденных сваями, слоев грунта толщиной h_i ;

$$\varphi_{\text{Инт}} = \frac{h_2 \cdot \varphi_{\text{И,2}} + h_3 \cdot \varphi_{\text{И,3}} + h_4 \cdot \varphi_{\text{И,4}}}{h_2 + h_3 + h_4} = \frac{2 \cdot 19,2 + 5 \cdot 19,2 + 2 \cdot 18,7}{2 + 5 + 2} = 19,09^\circ.$$

Из полученных точек пересечения А и Б восстанавливаются перпендикуляры к поверхности грунта (точки В и Г). Таким образом, свайный фундамент заменяется грунтосвайным блоком АБВГ.

Размеры условного фундамента:

$$x = h \cdot \text{tg} \frac{\varphi_{\text{Инт}}}{4} = 9,0 \cdot \text{tg} \frac{19,09^\circ}{4} = 0,75\text{м},$$

$$B_{\text{усл}} = 0,3 + 2 \cdot 0,75 = 1,8\text{м},$$

$$L_{\text{усл}} = 1\text{м},$$

$$H_{\text{усл}} = 11 - 2 = 9,0\text{м}.$$

$$\text{Вес условного фундамента } G_{\text{усл}} = 1 \cdot 2 \cdot 9 \cdot 20 = 360,0\text{кН}.$$

При расчете осадок проверяется условие, чтобы давление под подошвой условного фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта на уровне АБ:

$$P_{\text{усл}} = \frac{N_{\text{II}} + G_p}{A_{\text{усл.ф}}} \leq R_{\text{усл}},$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_{\text{усл}} = \frac{N_{\text{II}} + G_p}{A_{\text{усл.ф}}} = \frac{738 + 15,6}{1,8} = 418,67 \text{кПа}.$$

Определяем расчетное сопротивление грунта основания в уровне подошвы условного фундамента:

$$R_{\text{усл}} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_g \cdot b \cdot K_z \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{\text{II}} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot C_{\text{II}} \right],$$

$$R_{\text{усл}} = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} \cdot [0,47 \cdot 1,8 \cdot 1 \cdot 19,2 + 2,89 \cdot 8,25 \cdot 18,54 + (2,89 - 1) \cdot 0,75 \cdot 18,54 + 5,48 \cdot 0] = 685,38 \text{кПа},$$

где $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$, $k = 1$, $K_z = 1$,

$M_g = 0,47$, $M_q = 2,89$, $M_c = 5,48$,

$$\gamma_{\text{II}} = 19,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}, \quad \gamma'_{\text{II}} = \frac{15 \cdot 1 + 19,2 \cdot 3 + 19,2 \cdot 5 + 17,7 \cdot 2,0}{1 + 3 + 5 + 2} = 18,54 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3},$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{\text{II}}} = 8,0 + 0,2 \cdot \frac{22}{17,72} = 8,25 \text{м}, \quad d_b = d - d_1 = 9,0 - 8,25 = 0,75 \text{м},$$

$C_{\text{II}} = 0$.

Сравниваем вычисленные P и R :

$$P_{\text{усл}} = 418,67 \text{кПа} < R_{\text{усл}} = 685,38 \text{кПа}.$$

Осадку свайного фундамента определяем методом послойного суммирования. Разобьем грунтовую толщу под подошвой на слои $h_1 = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{м}$.

Для характерных точек определим природное и дополнительное давления.

$$\sigma_{zq0} = 15 \cdot 1 + 19,2 \cdot 3 + 19,2 \cdot 5 + 18,7 \cdot 2 = 206,0 \text{МПа}.$$

$$P_0 = P - \sigma_{zq0} = 418,67 - 206,0 = 212,67 \text{МПа}.$$

В итоге получим следующие результаты расчета.

Таблица 7. Вертикальные напряжения в основании рассчитываемого условного фундамента под наружную стену

№ точки	Z, м	σ_{zq} , кПа	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\eta = \frac{l}{b}$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zpi} , кПа	E, кПа
0	0	206,0	0	1,8	1	212,67		19,0
1	0,7	219,09	0,78		0,8714	185,32	198,99	
2	1,4	232,18	1,56		0,5919	109,7	147,51	
3	2,1	245,27	2,33		0,3896	42,73	76,21	
4	2,8	258,36	3,11		0,2629	11,23	26,98	
5	3,5	271,4	3,89		0,1851	2,07	6,65	

Нижняя граница сжимаемой толщи находится на глубине $H_c = 2,1\text{м}$

(точка 3): $\sigma_{zp3} = 42,73\text{кПа} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zq3} = 0,2 \cdot 245,27 = 49,05\text{кПа}$.

Определяем осадку

$$S = 0,8 \cdot 0,6 \cdot \frac{198,99 + 147,51 + 76,21}{19000} = 0,0107\text{м}.$$

Расчетная осадка меньше предельно-допустимой $S = 1,07\text{см} < S_u = 10\text{см}$.

Условие выполняется.

4.1 Основные положения по организации строительства и методам производства работ

В основу планирования строительства положен календарный план.

В подготовительный период строительства выполняются следующие работы:

1. Геодезическая разбивка осей здания с закреплением их на местности
2. Устройство внутри площадочных проездов
3. Подготовка площадок складирования конструкций
4. Установка вагончиков для бытовых нужд строительства

4.1.1 Земляные работы

Производят разбивку земляных работ с помощью выносных столбов, установленных вне расположения земляных сооружений. Срезка растительного грунта и перемещение его в отвал производится бульдозером.

Разработка котлованов и траншей производится экскаватором ЭО 2621 А с ковшем 0,5 м³, зачистка производится вручную.

4.1.2 Устройство фундаментов

Устройство монолитных фундаментов производится в щитовой опалубке с подачей бетона в бункерах с открывающимся днищем автомобильным краном РДК-25. Работы по устройству монолитных фундаментов производится при водопонижении открытым способом.

4.1.3 Монтаж сборных ЖБ конструкций

Монтаж сборных ЖБ конструкций производится в следующей последовательности:

1. Монтаж колонн.

2. Монтаж подкрановых балок.
3. Монтаж ферм и плит покрытия.
4. Монтаж стеновых панелей

Монтаж всех конструкций производится автокраном РДК, стрелой 20 м.

4.1.4 Кирпичная кладка

Кирпичную кладку производственной части здания производить с безболтовых трубчатых лесов. Подачу кирпича и раствора осуществлять автокраном РДК-25.

4.1.5 Техника безопасности

При производстве СМР руководствоваться требованиями СНиП III-4-80 «Техника безопасности в строительстве».

Особое внимание обратить на следующие пункты:

4.22. Стропы, траверсы и тара в процессе эксплуатации должны подвергаться техническому осмотру лицами, ответственными за их исправное состояние.

3.17. Зона монтажа должна быть ограждена или обозначена знаками безопасности и предупредительными надписями.

1.19. Перед допуском к работе вновь зачисленных штатов организации рабочих, а также в процессе выполнения ими работ руководители организации обязаны обеспечить обучение и проведение инструктажа по безопасности труда в соответствии с требованиями ГОСТ 12.0.004-79. Повторный инструктаж по безопасности труда необходимо производить не реже одного раза в три месяца.

4.2 Основные решения по разработке объектного стройгенплана

4.2.1 Выбор монтажного механизма по техническим параметрам

Механизмом, обеспечивающим производство работ, является монтажный кран, выбор которого рекомендуется осуществлять по техническим параметрам: подъема крюка крана, $H_{кр}^{мп}$, м; вылету крюка $L_{кр}^{тр}$, м; грузоподъемности крюка $Q_{кр}^{тр}$ (масса наиболее тяжелого элемента с учетом массы грузоподъемного приспособления), т.

Выбор монтажных кранов производят с учетом следующих основных факторов:

- а) конструктивной схемы и размеры здания;
- б) массы, размеров монтируемых конструкций, расположения их в плане и по высоте здания;
- в) массы применяемых грузозахватных приспособлений и высоты строповки;
- г) способов и методов монтажа.

При возведении зданий ведущей машиной в комплекте, определяющей продолжительность монтажа конструкций, является монтажный кран.

Технические параметры крана необходимо определять для наиболее невыгодных условий работы механизма.

1. Требуемая высота подъема крюка, м

$$H_{кр}^{тп} = h_0 + h_3 + h_{эл} + h_c,$$

где h_0 – высота опоры монтируемого элемента от уровня стоянки крана, м;

h_3 – запас по высоте между опорой и низом монтируемого элемента, принимается из условия безопасности не менее 0,5 – 2,0 м, м;

$h_{эл}$ – высота монтируемого элемента, м;

h_c – высота строповки, м.

Дополнительным параметром для дальнейшего расчета является требуемая высота подъема стрелы, м

$$H_{стр}^{тп} = H_{кр}^{тп} + h_{п},$$

где $h_{п}$ – высота полиспаста в стянутом состоянии, принимается от 1,5 до 2,5 м.

Определяем высоту подъема крюка и высоту подъема стрелы для каждого из монтируемых элементов:

Колонна: $H_{кр}^{тп} = 0 + 0,5 + 10,5 + 1 = 12 м$; $H_{стр}^{тп} = 12 + 1,5 = 13,5 м$;

Подкрановая балка: $H_{кр}^{тп} = 6,1 + 0,5 + 0,8 + 2,8 = 10,2 м$; $H_{стр}^{тп} = 10,2 + 1,5 = 11,7 м$;

Решетчатая балка: $H_{кр}^{тп} = 9,6 + 0,5 + 1,64 + 3,2 = 14,94 м$; $H_{стр}^{тп} = 14,94 + 1,5 = 16,44 м$;

Плиты покрытия: $H_{кр}^{тр} = 12,57 + 0,3 + 0,5 + 4,2 = 17,57 м$; $H_{стр}^{тр} = 17,57 + 1,5 = 19,07 м$;

Стеновые панели: $H_{кр}^{тр} = 9,6 + 0,5 + 1,8 + 2 = 13,9 м$; $H_{стр}^{тр} = 13,9 + 1,5 = 15,4 м$.

2. Требуемый вылет крюка, м

$$L_{кр}^{тр} = \frac{(a + d)(H_{стр}^{тр} - h_{ш})}{h_{ш} + h_c} + c,$$

где a - расстояние от центра строповки поднимаемого элемента до точки конструкции, ближе всего расположенной к стреле крана, м;

d - расстояние от стрелы до крайней точки конструкции 0,5 – 2,0 м, м;

$h_{ш}$ - высота шарнира пяты стрелы от уровня стоянки крана 1 – 2 м, м;

c - расстояние от центра вращения крана до шарнира пяты стрелы 1 – 2 м.

Колонна: $L_{кр}^{тр} = \frac{(0,2 + 1)(13,5 - 1)}{1,5 + 1} + 1 = 7,0 м$;

Подкрановая балка: $L_{кр}^{тр} = \frac{(0,3 + 1)(11,7 - 1)}{1,5 + 2,8} + 1 = 4,23 м$;

Решетчатая балка: $L_{кр}^{тр} = \frac{(0,1 + 1)(16,44 - 1)}{1,5 + 3,2} + 1 = 4,61 м$;

Плиты покрытия: $L_{кр}^{тр} = \frac{(3 + 1)(19,07 - 1)}{1,5 + 4,2} + 1 = 11,04 м$;

Стеновые панели: $L_{кр}^{тр} = \frac{(0,035 + 1)(15,4 - 1)}{1,5 + 2} + 1 = 5,26 м$.

3. Грузоподъемность крюка, т

$$Q_{кр}^{тр} = Q_{эл} + Q_0,$$

где $Q_{эл}$ - масса монтируемого элемента, т;

Q_0 - вес грузозахватного приспособления.

Колонна: $Q_{кр}^{тр} = 7,8 + 0,12 = 7,92 т$;

Подкрановая балка: $Q_{кр}^{тр} = 3,5 + 0,39 = 3,89 т$;

Решетчатая балка: $Q_{кр}^{тр} = 8,4 + 0,94 = 9,34 т$;

Плиты покрытия: $Q_{кр}^{тр} = 1,5 + 0,09 = 1,59 т$;

Стеновые панели: $Q_{кр}^{тр} = 1,43 + 0,01 = 1,44 т$.

Для подбора крана по имеющимся таблицам необходимо так же определить длину стрелы, м

$$\ell_{стр}^{тр} = \sqrt{(L_{кр}^{тр} - c)^2 + (H_{стр}^{тр} - h_{ш})^2},$$

Колонна: $\ell_{стр}^{тр} = \sqrt{(7,0-1)^2 + (13,5-1)^2} = 13,9 м;$

Подкрановая балка: $\ell_{стр}^{тр} = \sqrt{(4,23-1)^2 + (11,7-1)^2} = 11,2 м;$

Балка: $\ell_{стр}^{тр} = \sqrt{(4,61-1)^2 + (16,44-1)^2} = 15,9 м;$

Плиты покрытия: $\ell_{стр}^{тр} = \sqrt{(11,04-1)^2 + (19,07-1)^2} = 20,7 м;$

Стеновые панели: $\ell_{стр}^{тр} = \sqrt{(5,26-1)^2 + (15,4-1)^2} = 15 м$

Сведем полученные данные в таблицу.

Таблица 8.

Технические параметры для подбора крана

Вид конструкции	Высота подъема крюка $H_{кр}^{тр}$, м	Вылет крюка $L_{кр}^{тр}$, м	Грузоподъемность крюка $Q_{кр}^{тр}$, т	Длина стрелы $\ell_{стр}^{тр}$, м
Колонна	13,5	7,0	7,92	13,9
Подкрановая балка	11,7	4,23	3,89	11,2
Балка	16,44	4,61	9,34	15,9
Плиты покрытия	19,07	11,04	1,59	20,7
Стеновые панели	15,4	5,26	1,44	15,0

Вывод: Всем этим техническим параметрам удовлетворяет кран РДК-25 со стрелой 22,5м.

4.2.2 Проектирование временных дорог

Принимаем временную кольцевую дорогу с двумя выездами из железобетонных плит. Ширина проезжей части – 6 м. Радиус закругления – 12 м. Общая протяженность дороги – 291,8 пог.м.

Определение потребности во временных зданиях и сооружениях

1. Общая численность работающих на строительстве объекта

$$N = N_p / K_p = 6 / 0,826 = 8 \text{ чел.},$$

где K_p – нормативный коэффициент, учитывающий долю рабочих в общем количестве работающих на возводимом объекте.

1. Количество инженерно-технических работников

$$N_{ИТР} = N * K_{И} = 8 * 0,12 = 1 \text{ чел.}$$

2. Количество служащих

$$N_c = N * K_c = 8 * 0,035 = 1 \text{ чел.}$$

Расчет требуемых площадей и оборудования бытовых помещений производится по формуле:

$$A_m^i = K_i * N_p^m;$$

где K_i – нормативный показатель потребности по видам помещений и оборудования.

Наименование	Численность персонала, чел.	Норма, м2 на чел.	Расчётная площадь, м2	Принимаемая площадь, м2	Размеры в плане, м	Количество зданий	Используемый типовой проект и конструктивная характеристика
Прорабская, диспетчерская и кабинет охраны труда	3	3	9	18	3*6	1	контейнер
Помещение для отдыха и приема пищи	20	0,9	18	18	3*6	1	контейнер
Гардеробная и сушильная мужская	14	0,9	18	18	3*6	1	контейнер
Гардеробная и сушильная женская	6	0,9	18	18	3*6	1	контейнер
Умывальные и душевые	20	0,05	1	18	3*6	1	контейнер
Туалет мужской	14	–	–	1 очка	2*2	1	
Туалет женский	6	–	–	1 очка	2*2	1	

Выбираем систему «Нева», в количестве 2 блоков площадью 3*9м. В первый блок входят: помещение для обогрева, отдыха и приема пищи, гардеробные, душевые, сушильные, умывальные.

Во второй: прорабская, диспетчерская, кабинет охраны труда и ТБ

4.2.3 Проектирование освещения строительной площадки

В случаях, когда на строительной площадке невозможно рационально разместить светильники или нельзя выдержать минимальное расстояние по горизонтали от воздушных линий электропередачи до машин, механизмов, конструкций, применяют прожекторное освещение. Его расчет производят, исходя из нормируемой освещенности и мощности лампы.

Количество прожекторов для стройки можно рассчитать по формуле

$$N = m \cdot E_n \cdot K \cdot A / P_{л},$$

где m - коэффициент, учитывающий световую отдачу источника света, КПД прожекторов и коэффициент использования светового потока; для ламп накаливания (ЛН) $m = 0,2-0,25$; для дуговых ртутных ламп (ДРЛ) $m = 0,12-0,16$;

E_n - нормируемая освещенность, равная 2 лк;

K - коэффициент запаса, равный 1,5;

A - освещаемая площадь (площадь площадки, монтажной зоны, захватки и т.п.), м²;

$P_{л}$ - мощность лампы, Вт (для ЛН ПЗС-45 $P_{л} = 700$ Вт; $I_{\max} = 30000$ кд.

$$N = 0,2 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 8820 / 700 = 8.$$

Минимальная высота установки прожекторов над освещаемой поверхностью

$$h_{\min} = \sqrt{I_{\max} / 300} = 10 \text{ м.}$$

Расстояние между стойками (мачтами)

$$l = 6 \cdot h_{\min} = 6 \cdot 10 = 60 \text{ м.}$$

Освещение монтажных работ:

$$N = m \cdot E_n \cdot K \cdot A / P_{л},$$

где $m = 0,2$;

E_n - нормируемая освещенность, равная 50 лк;

K - коэффициент запаса, равный 1,5;

A - освещаемая площадь (площадь площадки, монтажной зоны, захватки и т.п.), m^2 ;

P_l - мощность лампы, Вт (для ЛН ПЗС-45 $P_l = 1000$ Вт; $I_{max} = 130000$ кд.

$N = 0,2 * 50 * 1,5 * 168 / 700 = 4$.

4.2.4 Мероприятия по технике безопасности и охране окружающей среды

А. Меры безопасности при производстве такелажных работ

Администрация строительства должна:

- обеспечить такелажников прочными испытанными стропами соответствующей грузоподъемности;
- выдать схемы строповки конструкций на руки машинисту крана и такелажникам или вывесить на месте производства работ;
- выделить места для складирования железобетонных конструкций и проинструктировать машиниста крана и такелажников о правилах их складирования;
- на видном месте крана поместить надпись о его грузоподъемности и дате испытания.

Такелажники должны знать:

- грузоподъемность монтажных стропов;
- грузоподъемность крана в зависимости от вылета стрелы;
- вес выгружаемых конструкций;
- места стоянки транспортной единицы под разгрузкой.

При разгрузке конструкций запрещается перемещать их над кабиной шофера.

Б. Меры безопасности при производстве монтажных работ

Перед началом работ монтажники обязаны получить от мастера указания о порядке монтажа конструкций, проверить исправность монтажных приспособлений.

Запрещается находиться под конструкцией, подвешенной к крюку крана, оттягивать её во время перемещения и оставлять во время перерыва на весу. При горизонтальном перемещении конструкция должна быть поднята не менее чем на 0,5м выше встречающихся на пути препятствий.

4.3 Календарный план реконструкции и календарный план работ, выполняемых в подготовительный период.

Продолжительность строительства здания, в том числе подготовительный период- 6 месяцев.

4.4 Потребность строительства в электроэнергии, воде и топливе.

Согласно т.2.5.7 ч1 расчетных нормативов строительства составляет:

Электроэнергией: $205 \times 1,1 \times 0,42 = 0,5$ кватт

Топлива: $97 \times 1,1 \times 0,42 = 45$ т.д.т

Воды: $0,3 \times 0,97 \times 0,42 = 0,12$ л/сек.

4.5 Потребность в строительных машинах, механизмах и транспортных средствах.

1.Бульдозер Д 2771А- 1 шт.

2.Экскаватор 722621 А- 12 шт.

3.Гусеничный кран РДК-25- 1 шт.

4.Строительный подъемник ТПЗ- 1 шт.

5.Сваебойный агрегат СДМ 95- 2 шт.

Требуемая грузоподъемность автотранспорта: $42,37 \times 0,42 = 18$ а/т

Потребность агрегатов для электросварочных работ: $1,94 \times 0,42 = 1$ шт.

4.6 Временные здания и сооружения

Потребность в рабочих кадрах определяется на основании среднегодовой плановой выработки работающих на строительстве.

Общее количество работающих:

$$P = \frac{416610 \times 1}{9100 \times 1} = 46 \text{ чел.}$$

Из них рабочих $46 \times 0,839 = 38$ чел.

ИТР $46 \times 0,11 = 5$ чел.

Служащих МОП и охрана $46 \times 0,051 = 2$ чел.

В наиболее многочисленную смену:

Рабочих $38 \times 0,7 = 27$ чел.

ИТР и служащих $7 \times 0,8 \times 0,5 = 3$ чел.

Потребность во временных зданиях и сооружениях (согласно т.29.51 ч1)

а) гардеробные $6 \times 0,1 \times 30 = 18 \text{ м}^2$

б) душевые $8,2 \times 0,1 \times 20 = 17 \text{ м}^2$

в) умывальные $0,65 \times 0,1 \times 27 = 1,8 \text{ м}^2$

г) туалет $1,4 \times 0,7 \times 0,1 \times 30 \times 0,3 \times 0,7 \times 0,1 \times 30 = 3,5 \text{ м}^2$

е) прорабская $24,52 \times 0,42 = 10,3 \text{ м}^2$

Перечень временных зданий

№ п/п	Наименование	Размеры в плане и высота	Кол-во
1.	Гардеробные	9×2×3	1
2.	Душевые с умывальными	9×2×3	1
3.	Прорабская	6×2×3	1
4.	Туалет на места	2,7×2×2,8	2

4.7 Контроль качества монтажа ЖБ сборных конструкций

Основные вопросы монтажа конструкций- это соблюдение и обеспечение точности монтажа, пространственной неизменяемости монтируемых конструкций в процессе сборки, устойчивость возводимых сооружений.

Перед началом монтажа должны быть проверены приемка монтажных средств и оборудования, подготовка путей, по которым будет двигаться кран и обеспечена

устойчивость крана. Вылет стрелы крана, его грузоподъемность и оснастка должны быть проверены и опробованы.

Монтаж конструкций и сварка закладных деталей, а также герметизация стыков и укладка раствора в швы должны выполняться под руководством работников, имеющих необходимую техническую подготовку.

Контроль монтажа конструкций должен производиться с применением геодезических инструментов. Результаты геодезического контроля монтажа определенных узлов должны выполняться исполнительной схемой.

При монтаже сборных ЖБ конструкций зданий и сооружений допускается отклонение от проектных размеров, которые регламентируются специальными нормами.

Система контроля точности монтажа конструкций состоит в операционном контроле, проводимом монтажниками или инженерно-техническим персоналом в процессе монтажа.

В целях обеспечения точности монтажа базисные поперечные и продольные оси здания с помощью теодолита переносятся на поверхности панелей перекрытий в виде линий, параллельных основным осям здания.

Величина отступа параллельных линий от основных продольных осей здания определяется толщиной монтируемых стен и требованиями монтажа.

По осям наносятся риски, при этом установочной плоскостью наружных стен является фасадная, поскольку монтируемые стены должны совпадать по высоте здания.

При монтаже ферм и плит проектное положение обеспечивается совмещением рисков, нанесенных на монтируемых и опорных конструкция. При монтаже ферм требующих сварки в стык выпуска арматуры, как в самих фермах между собой, так и с колоннами, на которые они опираются, необходимо соблюдение правильности выпусков при обязательном проектном положении монтируемых конструкций.

Особо тщательного контроля требует укладка плит покрытия про фермам. Укладка плит должна производиться одновременно с установкой ферм и связей

между ними вслед за установкой первой пары ферм. Порядок установки плит по фермам должен определяться устойчивостью сооружения, возможностью сварки закладных деталей и возможностью создания нормального технологического потока монтажа.

Свариваемые элементы конструкций должны быть предварительно очищены от раствора, краски и других загрязнений и высушены.

Для сварки должны применяться электроды, предусмотренные проектом. Электроды прокаливают, в случае, если влажность покрытия электродов большая или если они продолжительное время (более 3-х месяцев) находились на складе или в течении 5-ти дней пролежали на участке производства работ.

Все сварные соединения покрывают антикоррозийной защитой, такой же обработке подлежат все в металле, в которых в процессе работы было нарушено антикоррозийное покрытие. Толщина покрытия должна соответствовать указанной в проекте.

Качество антикоррозийного покрытия определяется визуально, методом решетчатого подреза проверяют прочность сцепления и магнитным толщиномером замеряют толщину покрытия.

Все работы по сварке и антикоррозийной защите оформляются актом освидетельствования скрытых работ.

4.8 Заделка и герметизация стыков и швов

Целью является обеспечение необходимого сопротивления стыков и швов теплопередаче, воздухо- паро- и влагопроницаемости, коррозии.

При заделке стыков необходимой плотности и монолитности следует применять метод механического нагнетания смеси. К моменту снятия опалубки прочность раствора должна составлять не менее 50% проектной марки.

Стыки, воспринимающие нагрузки, должны иметь прочность бетона (раствора) соответствующую проектной марки.

К герметизации стыков и швов мастичными материалами можно приступить только после окончательного соединения закладных деталей, их антикоррозийной защиты и устройство предусмотренной проектом гидро- и теплоизоляции.

Институтом ЦНИИЭП жилища Госгражданстрой разработаны «Методические указания» по контролю соблюдения (Все сварные соединения покрывают антикоррозийной защитой, такой же) требований стандартов на строительстве изделия и материалы для промышленного строительства.

Эти методические указания устанавливают единый порядок проведения контроля работниками Госпромстроя.

Проверяются геодезические размеры изделий, расположенные в формах и натуре другими тарированными средствами. Все полученные данные заносят в журнал.

По относительному числу обнаруженных дефектов при проверке качества изделий в выборке определяют единичный показатель качества продукции:

$$D = \frac{P_0}{P};$$

где P - принятый объем выработки;

P_0 - число дефектов в выработке;

Причиной несоблюдения требований стандарта могут быть:

- 1)Нарушение производственно-технологической дисциплины работниками;
- 2)Низкое качество технологического оборудования;
- 3)Низкое качество исходного материала;
- 4)Отсутствие на предприятии материалов, предусмотренных проектом;
- 5)Несовершенство принятой технологии;
- 6)Нетехнологичность конструкций;
- 7)Нарушение требований Госстандарта в проектной документации на проверяемую конструкцию.

Затем определяют коэффициент эффективности

$$K_D = \frac{\sum D}{m};$$

Который характеризует качество проверяемой продукции,

где m - число проверяемых требований стандарта;

$\sum D$ - сумма единичных показателей качества продукции.

5.1 Определение сметной стоимости объекта

Показатель сметной стоимости (цены) - один из важных, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта. Цена строительства является предметом проведения подрядных торгов (тендеров), переговоров заказчика с подрядчиком, инвестиционных конкурсов, является основой при заключении контракта, финансировании, расчетах и т. д. Таким образом, достоверность определения сметной стоимости приобретает первостепенное значение для всех сторон, участвующих в строительстве.

Из состава сметной документации в данной работе выполняются локальная смета, объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства. Стоимостные показатели даны в базисных ценах на 01.01.2001г. для Пензы, при строительстве в других районах Пензенской области применять поправочные коэффициенты по сборнику ТСЦм-2001.

5.2 Объектная смета

Объектная смета составляется по проектным материалам на отдельные объекты. Ее основой служат локальные сметы и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты. При наличии в здании основной и обслуживающей части их сметные стоимости выделяются отдельно. Отдельными строками в объектной смете показываются все виды работ и затрат, осуществляемых при возведении объекта, на которые составлены соответствующие локальные сметы и расчеты. Например, общестроительные работы (локальная смета № 1, ЛС - 1), отопление (ЛС - 7), водоснабжение (ЛС - 9) и т. д. по всему комплексу специальных строительных работ (инженерного оборудования объекта). Затраты на технологическое оборудование и его монтаж определяются в % к сметной стоимости СМР. Для расчета объектной сметы используются следующие сметные нормативы:

- укрупненные показатели сметной стоимости с учетом накладных расходов и плановых накоплений.

Кроме того, в объектных сметах начисляются:

- средства на временные здания и сооружения (в % к сметной стоимости СМР);
- зимнее удорожание (в % к сметной стоимости СМР);
- резерв средств на непредвиденные работы и затраты (в % от суммарного итога предыдущих расчетов);
- показатель единичной стоимости.

ЛОКАЛЬНАЯ СМЕТА

Сметная стоимость: **7 020,235** тыс. руб.

Нормативная
трудоёмкость: **20,659** тыс. чел.ч

Сметная заработная
плата: **204,708** тыс. руб.

Составлена в базисных ценах на 01.2001 г.

№ поз	Шифр и № позиции норматива, Наименование работ и затрат, Единица измерения	Количе- ство	Стоим. ед., руб.		Общая стоимость, руб.			Затр. труда рабочих, не зан. обсл. машин, чел-ч	
			всего	экс. маш. в т.ч. опл. труда мех.	всего	оплата труда осн. раб.	экс. маш. в т.ч. опл. труда мех.	обслуж. машины	
								на ед.	всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Раздел 1. ЗЕМЛЯНЫЕ РАБОТЫ

1.	E01-01-030-2 Разработка грунта с перемещением до 10 м бульдозерами мощностью 59 (80) кВт (л.с.), 2 группа грунтов, 1000 м3	0,5	<u>174,81</u>	<u>174,81</u> 183,43	587,41		<u>587,41</u> 91,72	- 12,65	- 6,325
2.	E01-01-003-14 Разработка грунта в отвал экскаваторами с ковшом вместимостью 0,5 (0,5-0,63) м3, группа грунтов 2, 1000 м3	0,5	<u>537,61</u>	<u>433,80</u> 499,14	768,81 ¹	51,91	<u>716,90</u> 249,57	<u>13,57</u> 39,25	<u>6,785</u> 19,625
3.	E01-01-013-14 Разработка грунта с погрузкой на автомобили-самосвалы экскаваторами с ковшом вместимостью 0,5 (0,5-0,63) м3, группа грунтов 2, 1000 м3	1	<u>029,05</u>	<u>902,52</u> 738,05	029,05 ⁵	115,36	<u>902,52</u> 738,05	<u>15,08</u> 43,62	<u>15,08</u> 43,62
4.	E01-02-055-2 Разработка грунта вручную , группа грунтов 2, 100 м3	0,25	<u>551,69</u>	- 551,69	387,92	387,92	-	<u>189</u>	<u>47,25</u>
. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ 1					7	555,19	<u>206,83</u>		<u>69,115</u>
СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ					7	555,19	<u>206,83</u>		<u>69,115</u>
-					7	555,19	<u>206,83</u>		<u>69,115</u>
							1		<u>69,57</u>

									079,34
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=95 - по стр. 1-3; %=80 - по стр. 4)									1
									494,62
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=50 - по стр. 1-3; %=45 - по стр. 4)									797,87
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ									10
-									065,68
. ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 1									10
									065,68
ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ									1
									494,62
ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ									797,87

Раздел 2. ФУНДАМЕНТЫ

7.	E06-01-001-5 Устройство железобетонных фундаментов общего назначения под колонны объемом до 3 м3, 100 м3	2	<u>86</u> 984,15	<u>3</u> 692,69	173	13	<u>7</u> 385,38	785,88	1571,76	
			6	455,14	968,30	124,20	910,28	31,3	62,6	
8.	E07-01-001-16 Укладка балок фундаментных длиной более 6 м, 100 шт.	0,39	<u>18</u> 803,24	<u>9</u> 634,00	7	2	<u>3</u> 757,26	599,4	233,766	
			5	192,86	333,27	141,30	465,22	70,5	27,495	
9.	S440-9001 Конструкции сборные железобетонные, шт. <i>Поправки: ПЗ: +3756</i>	39	<u>3</u> 756,00	-	146		-	-	-	
					484,00					
10.	E08-01-003-3 Гидроизоляция стен, фундаментов горизонтальная оклеечная в 2 слоя, 100 м2	1	<u>6</u> 058,96	<u>97,19</u>	6		<u>97,19</u>	<u>20,1</u>	<u>20,1</u>	
			167,84		058,96	167,84				
11.	E01-01-034-2 Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 5 м бульдозерами мощностью 96 (130) кВт (л.с.), 2 группа грунтов, 1000 м3	0,45	<u>907,93</u>	<u>907,93</u>	408,57		<u>408,57</u>	-	-	
				113,53	408,57		51,09	6,71	3,0195	
<hr/>										
. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ 2										
					769	23	<u>118</u> 692,36		<u>2709,186</u>	
					579,56	622,92	9		523,7945	
							640,59			
СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ										
					769	23	<u>118</u> 692,36		<u>2709,186</u>	
					579,56	622,92	9		523,7945	
							640,59			
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=130 - по стр. 5, 8; %=105 - по стр. 7; %=122 - по стр. 10; %=95 - по стр. 11, 12)										
					39					
					702,63					
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=80 - по стр. 5, 10; %=65 - по стр. 7; %=85 - по стр. 8; %=50 - по стр. 11, 12)										
					24					
					620,63					
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ										
					833					
					902,82					
. ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 2										
					833					
					902,82					
ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ										
					39					
					702,63					
ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ										
					24					

620,63

Раздел 3. МОНТАЖНЫЕ РАБОТЫ

			<u>29</u>	<u>12</u>			<u>9</u>	<u>762,72</u>	<u>564,4128</u>
13.	E07-01-011-19 Установка колонн прямого сечения в стаканы фундаментов сооружений, масса колонн до 4 т, 100 шт.	0,74	<u>467,18</u>	<u>175,75</u>	21	5	<u>010,06</u>		
			6	1	805,72	113,58	1	104,69	77,4706
			<u>910,24</u>	<u>771,35</u>			<u>310,80</u>		
14.	C440-9001 Конструкции сборные железобетонные, шт. <i>Поправки: ПЗ: +3756</i>	74	<u>756,00</u>	-	277		-	-	-
			<u>3</u>		944,00				
15.	E07-05-007-6 Укладка ригелей массой до 2 т, 100 шт.	1,2	<u>773,37</u>	<u>278,33</u>	8	2	<u>134,00</u>	<u>192,78</u>	<u>231,336</u>
			1		128,05	232,40		37,6	45,12
			<u>860,33</u>	<u>545,20</u>			<u>654,24</u>		
16.	C440-9001 Конструкции сборные железобетонные, шт. <i>Поправки: ПЗ: +3756</i>	120	<u>756,00</u>	-	450		-	-	-
			<u>3</u>		720,00				
17.	E07-05-011-8 Установка панелей ребристых площадью до 10 м2, 100 шт.	3,3	<u>091,14</u>	<u>625,61</u>	46	11	<u>164,51</u>	<u>147,56</u>	<u>486,948</u>
			3		500,76	505,78	3	65,09	214,797
			<u>486,60</u>	<u>943,81</u>			<u>114,57</u>		
18.	C440-9001 Конструкции сборные железобетонные, шт. <i>Поправки: ПЗ: +2500</i>	330	<u>800,00</u>	-	2 244		-	-	-
			<u>6</u>		000,00				
21.	E07-01-022-20 Установка в одноэтажных зданиях стропильных ферм при длине плит покрытий до 6 м, пролетом до 24 м, массой до 15 т и высоте зданий до 35 м, 100 шт.	0,08	<u>949,73</u>	<u>634,41</u>	11	1	<u>130,75</u>	<u>1598,4</u>	<u>127,872</u>
			15	9	675,98	269,77		512,08	40,9664
			<u>872,11</u>	<u>243,04</u>			<u>739,44</u>		
22.	C440-9001 Конструкции сборные железобетонные, шт. <i>Поправки: ПЗ: +3756</i>	8	<u>756,00</u>	-	30		-	-	-
			<u>3</u>		048,00				
29.	E10-02-020-2 Сборка стен для жилых и общественных зданий из панелей площадью до 10 м2, 100 м2	10	<u>863,70</u>	<u>939,17</u>	18	7	<u>391,70</u>	<u>85,78</u>	<u>857,8</u>
			716,26	120,47	637,00	162,60	1	7,12	71,2
			<u>716,26</u>	<u>120,47</u>			<u>204,70</u>		
30.	C201-0263 Панели железобетонные <i>Поправки: ПЗ: +556</i>	1000	<u>556,00</u>	-	556		-	-	-
					000,00				
. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ 3					3 665	27	<u>831,02</u>	<u>2268,3688</u>	
					459,51	284,13	7	449,554	
							<u>023,75</u>		

Смп.

СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ						<u>54</u>		<u>2268,3688</u>
-						<u>831,02</u>		
						7		
						<u>023,75</u>		<u>449,554</u>
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=130 - по стр. 13, 19, 21, 23, 25; %=155 - по стр. 15, 17; %=122 - по стр. 27; %=118 - по стр. 29; %=100 - по стр. 31)						47		
						<u>972,90</u>		
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=85 - по стр. 13, 19, 21, 23, 25; %=100 - по стр. 15, 17; %=80 - по стр. 27; %=63 - по стр. 29; %=70 - по стр. 31)						29		
						<u>946,94</u>		
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ						3 743		
-						<u>379,35</u>		
. ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 3						3 743		
						<u>379,35</u>		
ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ						47		
						<u>972,90</u>		
ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ						29		
						<u>946,94</u>		

Раздел 4. РАЗНЫЕ РАБОТЫ

32.	E11-01-002-1 Устройство подстилающих слоев песчаных, м3	225	<u>171,84</u> 28,81	<u>22,16</u> 3,95	38 664,00	6 482,25	<u>986,00</u> 888,75	<u>3,41</u> 0,3	<u>767,25</u> 67,5
33.	E11-01-002-4 Устройство подстилающих слоев щебеночных, м3	225	<u>454,31</u> 32,26	<u>40,58</u> 7,24	102 219,75	7 258,50	<u>130,50</u> 1 629,00	<u>3,73</u> 0,55	<u>839,25</u> 123,75
34.	E11-01-002-9 Устройство подстилающих слоев бетонных, м3	225	<u>77,00</u> 30,05	<u>0,31</u>	17 325,00	6 761,25	<u>69,75</u>	<u>3,66</u>	<u>823,5</u>
35.	S401-0005 Бетон тяжелый, класс В 12,5 (M150), м3	225	<u>658,06</u>	-	148 063,50		-	-	-
36.	E11-01-014-2 Устройство полов бетонных толщиной 150 мм, 100 м2	22,5	<u>11</u> <u>064,22</u> 313,90	<u>222,29</u> 153,59	248 944,96	7 062,75	<u>5</u> <u>001,53</u> 3 455,78	<u>33,5</u>	<u>753,75</u>
37.	E09-04-010-1 Монтаж витражей, витрин с двойным или одинарным остеклением для высотных зданий, т	10	<u>4</u> <u>750,92</u> 2 518,66	<u>1</u> <u>412,24</u> 119,96	47 509,20	25 186,60	<u>14</u> <u>122,40</u> 1 199,60	<u>268,8</u> 7,09	<u>2688</u> 70,9
38.	S206-9001 Конструкции витражей из алюминиевых сплавов (с нащельниками и сливами), м2 <i>Поправки: ПЗ: +1550</i>	500	<u>1</u> <u>550,00</u>	-	775 000,00		-	-	-
39.	E09-04-011-1 Монтаж каркасов ворот большепролетных зданий, ангаров и др. без механизмов открывания, т	5	<u>3</u> <u>613,77</u> 453,96	<u>2</u> <u>443,19</u> 177,21	18 068,85	2 269,80	<u>12</u> <u>215,95</u> 886,05	<u>46,37</u> 8,68	<u>231,85</u> 43,4
40.	S201-9002 Конструкции стальные, т <i>Поправки: ПЗ: +8000</i>	5	<u>8</u> <u>000,00</u>	-	40 000,00		-	-	-

E08-02-002-6		<u>2</u>	<u>461,59</u>			<u>1</u>	<u>110,08</u>	<u>275,2</u>
41. Кладка перегородок из кирпича неармированных толщиной в 1/2 кирпича при высоте этажа свыше 4 м, 100 м2	2,5	<u>670,14</u>	<u>59,60</u>	6	2	<u>153,98</u>	<u>4,11</u>	<u>10,275</u>
		919,17	59,60	675,36	297,93	149,00	4,11	10,275
E11-01-027-2		<u>7</u>	<u>155,27</u>			<u>3</u>	<u>119,78</u>	<u>2695,05</u>
42. Устройство покрытий на цементном растворе из плиток керамических для полов многоцветных, 100 м2	22,5	<u>659,98</u>	<u>49,06</u>	172	23	<u>493,58</u>	<u>2,66</u>	<u>59,85</u>
		1	49,06	349,56	042,70	1	2,66	59,85
		024,12	49,06	349,56	042,70	103,85	2,66	59,85
. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ 4				1 614	80	173,69		9073,85
				820,18	361,78	9		375,675
СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ						312,03		
-				1 549	52	23		6154
				242,13	905,38	7		261,375
						226,38		
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=123 - по стр. 32-34, 36, 42; %=122 - по стр. 41)				73				
				937,60				
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=75 - по стр. 32-34, 36, 42; %=80 - по стр. 41)				45				
				221,17				
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ				1 668				
-				400,90				
СТОИМОСТЬ МЕТАЛЛОМОНТАЖНЫХ РАБОТ -				65	27	26		2919,85
				578,05	456,40	338,35		
						2		114,3
						085,65		
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=90 - по стр. 37, 39)				26				
				587,85				
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=85 - по стр. 37, 39)				25				
				110,74				
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ МЕТАЛЛОМОНТАЖНЫХ РАБОТ -				117				
				276,64				
. ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 4				1 785				
				677,54				
ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ				100				
				525,45				
ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ				70				
				331,91				

Раздел 5. КРОВЛЯ

E12-01-015-1		<u>2</u>	<u>50,93</u>			<u>1</u>	<u>17,51</u>	<u>393,975</u>
43. Устройство пароизоляции оклеочной: в один слой, 100 м2	22,5	<u>694,37</u>	<u>2,78</u>	60	3	<u>145,93</u>	<u>0,18</u>	<u>4,05</u>
		160,39	2,78	623,34	608,78	62,55	0,18	4,05
E12-01-014-2		<u>9</u>	<u>30,10</u>			<u>3,04</u>		<u>912</u>
44. Утепление покрытий керамзитом, м3	300	<u>455,66</u>	<u>4,64</u>	136	6	<u>030,00</u>	<u>0,34</u>	<u>102</u>
		23,26	4,64	698,00	978,00	1	0,34	102
						<u>392,00</u>		
E12-01-017-1		<u>1</u>	<u>186,39</u>			<u>4</u>	<u>27,22</u>	<u>612,45</u>
45. Устройство выравнивающих стяжек цементно-песчаных: толщиной 15 мм, 100 м2	22,5	<u>606,99</u>	<u>26,45</u>	36	4	<u>193,78</u>	<u>1,94</u>	<u>43,65</u>
		208,23	26,45	157,29	685,18	595,13	1,94	43,65
46. E12-01-017-2	22,5	<u>58,37</u>	<u>2,63</u>	1	17,33	<u>59,18</u>	<u>0,1</u>	<u>2,25</u>

	Устройство выравнивающих стяжек цементно-песчаных: добавлять или исключать на каждый 1 мм изменения толщины к 12-01-017-01, 100 м2				313,34					
			0,77	0,41			9,23	0,03	0,675	
	E12-01-002-1		<u>551,77</u>	<u>243,26</u>			<u>594,98</u>	<u>29,72</u>	<u>683,56</u>	
47.	Устройство кровель плоских четырехслойных из рулонных кровельных материалов: на битумной мастике с защитным слоем из гравия на битумной антисептированной мастике, 100 м2	23	272,24	12,32	219 690,71	6 261,52	283,36	0,82	18,86	
48.	C101-9123 Материалы рулонные кровельные, м2 <i>Поправки: ПЗ: +6.5</i>	10580	<u>6,50</u>	-	68 770,00	-	-	-	-	
. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ 5					523	21	<u>023,87</u>		<u>2604,235</u>	
СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ					252,68	550,81	2		169,235	
-							<u>20</u>		<u>2604,235</u>	
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=120 - по стр. 43-47)					28		2		169,235	
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=65 - по стр. 43-47)					15		342,27			
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ					567					
-					454,87					
. ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 5					567					
ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ					28					
ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ					15					
530,49					530,49					
<u>Раздел 6. ОТДЕЛОЧНЫЕ РАБОТЫ</u>										
49.	E15-02-001-1 Улучшенная штукатурка цементно-известковым раствором по камню стен, 100 м2	25	<u>773,72</u>	<u>53,43</u>	44 343,00	16 603,75	<u>335,75</u>	<u>70,88</u>	<u>1772</u>	
			664,15	35,06			876,50	2,78	69,5	
50.	E15-04-025-8 Улучшенная окраска масляными составами по штукатурке стен, 100 м2	5	<u>830,48</u>	<u>9,29</u>	9 152,40	2 259,75	<u>46,45</u>	<u>51,01</u>	<u>255,05</u>	
			451,95	0,19			0,95	0,01	0,05	
51.	E15-04-001-2 Окраска водными составами внутри помещений клеевая улучшенная, 100 м2	22,5	<u>229,50</u>	<u>3,67</u>	5 163,76	2 189,70	<u>82,58</u>	<u>11,11</u>	<u>249,975</u>	
			97,32	0,19			4,28	0,01	0,225	
. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ 6					58	21	<u>1</u>		<u>2277,025</u>	
СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ					659,16	053,20	<u>464,78</u>		69,775	
-							<u>881,73</u>			
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=105)					23					
031,68					031,68		<u>881,73</u>		69,775	
										<i>Смп.</i>
										89

. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=55)	12			
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ	064,22			
-	93			
	755,06			
. ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 6	93			
ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ	755,06			
ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ	23			
	031,68			
	12			
	064,22			
. ИТОГО ПО СМЕТЕ			<u>252</u>	
	6 639	174	<u>392,55</u>	<u>19001,78</u>
	544,28	428,03	30	1657,6035
			279,71	
СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ			<u>226</u>	<u>16081,93</u>
-	6 573	146	<u>054,20</u>	
	966,23	971,63	28	1543,3035
			194,06	
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=95 - по стр. 1-3, 11, 12; %=80 - по стр. 4; %=130 - по стр. 5, 8, 13, 19, 21, 23, 25; %=105 - по стр. 7, 49-51; %=122 - по стр. 10, 27, 41; %=155 - по стр. 15, 17; %=118 - по стр. 29; %=100 - по стр. 31; %=123 - по стр. 32-34...	214			
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=50 - по стр. 1-3, 11, 12; %=45 - по стр. 4; %=80 - по стр. 5, 10, 27, 41; %=65 - по стр. 7, 43-47; %=85 - по стр. 8, 13, 19, 21, 23, 25; %=100 - по стр. 15, 17; %=63 - по стр. 29; %=70 - по стр. 31; %=75 - по стр. 32-34, 36, 42...	811,13			
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ	128			
-	181,32			
	6 916			
	958,68			
СТОИМОСТЬ МЕТАЛЛОМОНТАЖНЫХ РАБОТ -			<u>26</u>	<u>2919,85</u>
	65	27	<u>338,35</u>	
	578,05	456,40	2	114,3
			085,65	
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=90 - по стр. 37, 39)	26			
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=85 - по стр. 37, 39)	587,85			
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ МЕТАЛЛОМОНТАЖНЫХ РАБОТ -	25			
	110,74			
. ВСЕГО ПО СМЕТЕ	117			
ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ	276,64			
ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ	7 020			
	235,32			
	241			
	398,98			
	153			
	292,06			

Объектная смета

(объектная смета)

Электровозное депо

Сметная стоимость **8 813,7** тыс. руб.

Средства на оплату труда **174,43** тыс.руб.

Нормативная трудоемкость **19,80** тыс. чел.- час.

Расчетный измеритель единичной стоимости **1,36** тыс. руб./кв.м

Составлена в ценах на 2001г.

№ п/п	Номера смет и расчетов	Наименование работ	Сметная стоимость, тыс. руб.			
			строительно-монтажных работ	оборудования, мебели, инвентаря (12% от СМР)	прочих затрат (1% от СМР)	всего, руб.
1	2	3	4	5	6	7
1	ЛС-1	Общестроительные работы	7019,75	842,37	70,20	7932,32
2.	Укрупненный показатель	Отопление	132,60	15,91	1,33	149,84
3.	Укрупненный показатель	Вентиляция	62,40	7,49	0,62	70,51
4.	Укрупненный показатель	Водопровод	39,00	4,68	0,39	44,07
5.	Укрупненный показатель	Канализация	202,79	24,34	2,03	229,16
6.	Укрупненный показатель	Горячее водоснабжение	23,40	2,81	0,23	26,44
7.	Укрупненный показатель	Газификация	78,00	9,36	0,78	88,14
		НР:128% от зар.платы:1,28 *139,93	179,11			179,11
		СП: 83% от зар.платы:0,83 *139,93	116,14			114,14
8.	Укрупненный показатель	Телефон, радио	70,20	8,42	0,70	79,32

9.	Укрупненный показатель	Электрификация	171,59	20,59	1,72	193,9
		НР:105% от зар.платы:1,05 *62,87	66,01			66,01
		СП: 60% от зар.платы:0,83 *62,87	52,18			52,18
		<i>Итого по объектной смете</i>	7799,73	935,97	78,0	8813,70

Главный инженер
проекта _____

_____ [подпись(инициалы, фамилия)]

Начальник _____ отдела _____
(наименование)

[подпись(инициалы, фамилия)]

Составил _____
[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Проверил _____
[должность, подпись (инициалы, фамилия)]

5.3 Сводный сметный расчет стоимости строительства

Сводный сметный расчет стоимости строительства является итоговым документом, определяющим цену строительства. Все затраты, связанные с осуществлением строительства, по своему экономическому содержанию и целевому назначению сгруппированы в отдельные главы.

В курсовой работе расчет отдельных глав ведется по укрупненным нормативам на основе объектной сметы.

В этом сметном документе показываются итоги по каждой главе и суммарные по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12

После начисления резерва средств на непредвиденные работы и затраты подсчитывается общий итог в следующей записи: «Всего по сводному сметному расчету». Итоговая сумма по главам сводного сметного расчета определяет величину капитальных вложений на строительство проектируемого объекта.

После итога сводного сметного расчета указываются возвратные суммы, получаемые от разборки временных зданий и сооружений в размере 15 % их сметной стоимости по гл. 8, а также материалов, полученных от разборки сносимых и переносимых зданий и сооружений – в размере, определяемом по расчету.

На основе данных сводного сметного расчета определяются показатели сметной стоимости строительства.

Расчет отдельных глав сводного сметного расчета ведется по укрупненным сметным нормативам.

Глава 1. «Подготовка территории строительства». Содержание ее определено в прил. 4,5, а стоимостные нормативы даны в табл.1,2 прил.9.

Главное внимание необходимо уделить определению затрат по главе 2 «Основные объекты строительства». Для этой цели используются данные титульного списка стройки и укрупненные нормативы сметной стоимости .

Затраты по главе III «Объекты подсобного и обслуживающего назначения».

Главы 4-6. Определение сметной стоимости здесь требует специального расчета. По прил. 11 определяется количество инженерных коммуникаций в натуральных показателях, а затем – сметная стоимость.

Затраты по главе 7. «Благоустройство и озеленение территорий» рассчитываются аналогично главе 6 по нормативам.

Главы 8, 9, 10 принимаются по нормативам

Главы 11 и 12 принимаются нормативам.

В сводном сметном расчете показываются итоги по каждой главе и суммарно по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12.

За итогом 12 глав начисляется резерв средств на непредвиденные работы и затраты. Величина резерва для объектов жилищно-гражданского назначения принимается в размере 2% , производственных зданий – 3% от итога по 12-м главам. Общая сумма выносится в титул сводного сметного расчета.

После итога сметы указываются возвратные суммы от реализации или дальнейшего использования материалов, получаемых при разборке временных зданий и сооружений. Эта величина составляет 15% от суммы главы 8.

На основе показателей сметной стоимости рассчитывается ряд производных стоимостных показателей.

Орган.

Заказчика _____

«Утвержден»

Сводный сметный расчет в сумме _____ 10566,61 тыс. руб.

В том числе возвратных сумм _____ 12,86 тыс. руб.

(ссылка на документ об утверждении)

« _____ » _____ 20 _____ г.

Сводный сметный расчет стоимости строительства

(наименование стройки)

Составлен в ценах: 2001г.

№ п/п	Номера сметных расчетов и смет	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс. руб.			Общая сметная стоимость, т.р
			Строительно-монтажных работ	оборудования, мебели и инвентаря	прочих затрат	
1	2	3	4,5	6	7	8
ГЛАВА I. ПОДГОТОВКА ТЕРРИТОРИИ СТРОИТЕЛЬСТВА						
1	Сметный расчет №1	Отвод территории строительства (0,3% от Σгл.2-3)	-	-	26,44	26,44
2	Сметный расчет №2	Подготовка территории строительства (0,3% от Σгл. 2-3)	26,44	-	-	26,43
Итого по гл.1			26,44	-	26,44	52,86
ГЛАВА 2. ОСНОВНЫЕ ОБЪЕКТЫ СТРОИТЕЛЬСТВА						
3	Объектная смета №1		7799,73	935,97	78,0	8813,70
ГЛАВА 3. ОБЪЕКТЫ ПОДСОБНОГО И ОБСЛУЖИВАЮЩЕГО НАЗНАЧЕНИЯ						
Итого по гл.2-3			7799,73	935,97	78,0	8813,70
ГЛАВА 6. НАРУЖНЫЕ СЕТИ И СООРУЖЕНИЯ ВОДОСНАБЖЕНИЯ, КАНАЛИЗАЦИИ, ТЕПЛОСНАБЖЕНИЯ И ГАЗОСНАБЖЕНИЯ						

4	Сметный расчет №3	Затраты на внешние сети газоснабжения, водоснабжения, теплоснабжения, канализации; водоподъемные и очистные сооружения, артезианские колодцы и т.п. (4,2% от Σгл.2-3)	340,69	40,88	3,4	384,98
Итого по гл. 1-6			8073,43	1014,29	110,96	9198,68
ГЛАВА 7. БЛАГОУСТРОЙСТВО И ОЗЕЛЕНЕНИЕ ТЕРРИТОРИИ						
5	Сметный расчет №5	Расходы на благоустройство территории: озеленение, устройство тротуаров, архитектурное оформление и пр. (1% от Σгл.2-3)	91,66	-	-	91,66
Итого по гл. 1-7			8165,15	1014,29	110,96	9290,34
ГЛАВА 8. ВРЕМЕННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ						
6	Сметный расчет №5	Строительство временных зданий и сооружений (1% от СМР Σгл.1-7)	85,71	-	-	85,71
Итого по гл.1-8			8250,8	1014,29	110,96	9376,05
ГЛАВА 9. ПРОЧИЕ РАБОТЫ И ЗАТРАТЫ						
7	Сметный расчет №6	Прочие работы и затраты (1,7% от СМР Σгл.1-8)	147,16	-	-	147,16
Итого по гл. 1-9			8397,96	1014,29	110,96	9523,21
ГЛАВА 10 СОДЕРЖАНИЕ ДИРЕКЦИИ (ТЕХНИЧЕСКИЙ НАДЗОР) СТРОЯЩЕГОСЯ ПРЕДПРИЯТИЯ (УЧРЕЖДЕНИЯ) И АВТОРСКИЙ НАДЗОР						
8	Сметный расчет №7	Затраты на содержание дирекции (1,3% от Σгл.1-9)	-	-	129,07	129,07
ГЛАВА 12. ПРОЕКТНЫЕ И ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЕ РАБОТЫ						

9	Сметный расчет №8	Затраты на проектирование комплекса или объекта, изыскательские и научно-исследовательские работы, связанные с проектированием. (3% от Σгл.1-10)	-	-	301,73	301,73
		Итого по гл. 1-12	8397,96	1014,29	541,76	9954,01
10	Сметный расчет №9	Резерв средств на непредвиденные расходы и затраты (2% гл. 1-12)	-	-	207,19	207,19
11	Сметный расчет №10	Возвратные суммы (15% от итого по гл.8)	12,86			12,86
Итого по ССР			8410,82	1014,29	748,95	10174,06

Расчёт сметной стоимости в текущих ценах

Сметная документация разработана в базовом уровне цен 2001 г., на основе Региональной сметно-нормативной базы. Переход на текущие цены осуществляется индексацией базовых затрат, т.е. умножением базовой стоимости по сводному сметному расчёту на индекс роста цен от 2001 г. к I кв. 2017 г. Индексы роста цен рассчитываются по каждому объекту Региональным центром по ценообразованию в строительстве (РЦЦС), выводится средний индекс по региону и ежеквартально публикуется.

На I кв. 2017 г. средний индекс роста цен составляет 5,74. Таким образом, сметная стоимость строительства кондитерского цеха в текущем уровне цен составляет:

$10\,174,06 + 18\% \text{ (НДС)} = 12\,005,4$ тыс. руб. (в ценах 2001 г.);

в ценах I кв. 2014 г. стоимость строительства:

$12\,005,4 * 5,74 = 68\,911,0$ тыс. руб.

или 68 млн. 911 тыс. руб.

5.4 Объемно-планировочная характеристика объекта

Таблица 14 - Объемно- планировочная характеристика объекта

Наименование показателя	Единицы измерения	Количество
Число этажей	этаж	1
Строительный объем	м ³	34300
Общая площадь	м ²	3000
Высота этажа	м	10,8
Ширина и длина здания	м ²	48x60,5

5.5 Техничко-экономические показатели строительства

Таблица 15 - Техничко-экономические показатели строительства

Наименование показателей	Единицы измерения	Количество
Отношение строительного объема к общей площади (объемный)	K ₂	5,1
Отношение площади наружных стен к общей площади	K ₃	0,66
Отношение периметра наружных стен к общей площади (коэффициент компактности)	K ₄	0,051
Площадь земельного участка, приходящаяся на 1 м ² общей площади		2,24
Затраты на восстановление и ремонт зданий. В том числе:		
- отчисления на восстановление (реновацию)	т.руб./год	212,5
- отчисления в ремонтный фонд (см. п. 3.1.)	т.руб./год	292,3
Затраты на эксплуатацию систем инженерного оборудования зданий:		
- отопление	т.руб./год	205,1
- водоснабжение		162,04
Затраты на содержание зданий и территорий:		
- мест общего пользования		3,34
- прилегающих территорий		38,81
- внешних инженерных сетей	т.руб./год	63,28
Административно - управленческие расходы	т.руб./год	22,91
Всего текущих затрат	т.руб./год	1000,28

6.1 Введение.

Вопросы безопасности труда рабочих строителей разрабатываются на стадии проектирования. При этом необходимо выявить все опасные и вредные производственные факторы, которые могут возникнуть при производстве работ.

Все виды по организации безопасности условий труда выполняются с учетом требований по СНиП 12.03-01 «Безопасность труда в строительстве».

Строительство требует выполнения довольно сложных и многообразных организационно-технологических решений в процессе подготовки производства и на стадии его осуществления. Это выдвигает повышенные требования к созданию и обеспечению безопасных условий труда на производстве, совершенствованию технологических процессов и осуществлению мероприятий по охране труда в строительстве. Новая техника, научно-обоснованные правила безопасности труда, высокая квалификация персонала и правильные условия эксплуатации технических средств являются необходимыми факторами в решении проблем безопасности труда. Возникновение нетрудоспособности у работника вследствие опасных условий труда сопровождается значительными экономическими потерями в виде потерь производительности труда и денежных средств. Условия профессионального труда неразрывно связаны с технической культурой производства и научной организацией труда, которая обуславливает нормальные санитарно-гигиенические, эстетические и безопасные условия труда и является основой культуры производства.

6.2 Организация безопасных условий труда

Ограждение строительной площадки и опасных зон

На монтажной площадке существуют зоны, где постоянно или потенциально действуют опасные производственные факторы.

Защитные ограждения служат для предотвращения непреднамеренного доступа посторонних в опасную зону, а сигнальные – для предупреждения о границах опасной зоны. Защитно-охранные и защитные ограждения применяются для обозначения границ опасных зон, где постоянно действуют опасные производственные факторы, а сигнальные – где потенциально действуют опасные факторы.

В указанных опасных зонах не допускается: нахождение посторонних лиц; выполнение работ, несвязанных с монтажом строительных конструкций; размещение временных сооружений.

Работающих в опасной зоне людей обеспечивают соответствующими средствами защиты и инструктируют по правилам безопасности производства работ в данной конкретной зоне.

В дополнение к ограждениям опасной зоны обозначаются подписями, само ограждение территории стройплощадки размещается на расстоянии 8-10 м от строящегося объекта со стороны движения пешеходов и транспорта. Ограждение строительной площадки производится из железобетонных плит высотой 2 м.

6.3 Проектирование внутривозрадных работ

При разработке стройгенплана следует проанализировать возможность использования существующих постоянных дорог.

Временные дороги по возможности должны быть кольцевыми. На тупиковых участках следует устраивать разворотные (участки) площадки размерами 12×12 м.

Ширина проезжей части временной дороги при движении транспорта в одном направлении должна быть равной 3,5 м, в двух направлениях – 6 м. В зоне складирования конструкций и материалов дорогу с одной полосой движения необходимо уширить до 6 м, длина участка уширения при этом должна быть 12-18 м.

Размеры закругления дорог в плане следует принимать в зависимости от маневровых свойств транспорта в пределах 12-30 м. Радиус закругления принят равным 12 м.

6.4 Складирование материалов и конструкций

Складирование материалов и конструкций должно обеспечивать безопасность ведения погрузочно-разгрузочных работ, исключать самопроизвольное смещение, просадку, осыпание и раскатывание материалов.

На стройплощадке для временного хранения материалов и конструкций устраивают открытые, полужакрытые и закрытые склады. Площадки для складирования с уклоном в 2...5° для отвода воды должны иметь подсыпку щебнем или песком 5-10 см.

В зоне действия грузоподъемных механизмов площадки складирования должны отделяться защитным ограждением.

При складировании сборных элементов и других штучных деталей удобство и безопасность работ должны обеспечивать:

- укладкой деталей в штабели с учетом их устойчивости и удобства отпуска;
- формированием штабелей из однородных деталей с учетом допустимой их высоты по прочности;
- разметкой границ штабелей и проходов между ними с учетом минимальной ширины прохода для рабочих не менее 1 м.

При складировании в отвалах песка, щебня и др. сыпучих материалов безопасность работ допускается:

- формированием отвала с углом естественного откоса;
- размещением отвалов у бровок выемок на безопасном расстоянии.

При хранении опасных и вредных веществ и материалов безопасность должна обеспечиваться:

- складированием в отдельных закрытых вентиляционных помещениях;
- размещением складов на территории стройплощадки с учетом «розы ветров» и изоляций от пункта приема пищи и водоемов;
- требуемой огнестойкостью складских помещений;
- оснащением эффективными средствами пожаротушения.

При складировании плит в штабели используются между ними прокладки размерами 15×15 см. высота штабеля не должна превышать 2 м.

6.5 Обеспечение электрической безопасности

Для обеспечения защиты людей от поражения электрическим током выполняются требования ГОСТ 12.1.030-81 ССБТ «Электробезопасность».

Допуск к опасным местам разрешается только спецперсоналу.

Временная электропроводка выполняется на высоте не менее 2,5 м изолированным проводом.

Рабочие с ручным электроинструментом работают в защитной спецодежде и обуви.

Пути крана башенного заземляются.

6.6 Вопросы пожарной безопасности

Расположение производственных, складских и вспомогательных зданий и сооружений на территории строительной площадки делаются в соответствии с учетом требований техники безопасности.

На территории 5 га и более предусматриваются не менее 2-х выездов. Ворота для выезда предусматривают шириной не менее 4 м.

При производстве кровельных работ с площадью покрытия 1000 м² и более, с применением горючего или трудногорючего утеплителя, на кровле для целей пожаротушения следует предусматривать устройство временного противопожарного водопровода.

Сварочные и другие огнеопасные работы производят в соответствии с правилами пожарной безопасности. После окончания сварочных работ ответственный за проведение этих работ обязан обеспечить удаление из здания сварочных агрегатов в отдельное место.

Расчет первичных средств пожаротушения производится в табличной форме.

Средства пожаротушения.

№ п/п	Наименование объекта	Огнетушитель, шт.	Ящик с песком и лопатой, шт.	Бочки с водой, шт.
1	Строящееся здание (11843 м ²)	8	8	6
2	Дворовая площадь	3	2	-

6.7 Земляные работы

Они являются весьма трудоемким процессом, и безопасность их во многом зависит от вида и способов их производства, условий рельефа местности, рода грунта и вида сооружения.

Основной причиной травматизма при выполнении земляных работ является обрушения грунта в процессе его разработки и при последующих работах нулевого цикла, которое может происходить вследствие превышения нормативной глубины разработок выемок без креплений; неправильного устройства или недостаточной устойчивости и прочности крепления стенок выемок; нарушения правил их разработки; отсутствия водопровода или его устройства без учета геологических условий строительной площадки.

При производстве земляных работ травмы и аварии могут произойти в результате отсутствия или неправильного устройства в необходимых местах защитных ограждений и сигнализирующих устройств, несоблюдения правил работ вблизи опасных подземных коммуникаций. Они могут также происходить из-за недостаточной квалификации рабочих, управляющих машинами,

самопроизвольно перемещения землеройных машин, потери машинами устойчивости.

Для предотвращения опасных факторов необходимо:

- до начала производства земляных работ в местах расположения действующих подземных коммуникаций должны быть разработаны и согласованы с организациями, эксплуатирующими эти коммуникации, мероприятия по безопасным условиям труда, а расположение подземных коммуникаций на местности обозначено соответствующими знаками или подписями;
- во избежании обрушения откосов необходимо грунт, извлеченный из котлована, размещать на расстоянии не менее 0,5 м от бровки выемки; не допускать разработку грунта «подколом»; устанавливать крепление откосов согласно документации;
- во избежании падения людей необходимо предусматривать ограждение с учетом требования нормативной документации; на ограждении необходимо устанавливать предупредительные знаки или подписи;
- перед допуском рабочих в котлованы или траншеи глубиной 1,3 м должно быть проверено крепление откосов или устойчивость стен.

6.8 Монтажные работы

Анализ причин травматизма при монтаже строительных конструкций показывает, что большая часть несчастных случаев вызвана: обрушением (падением монтируемых конструкций; падением рабочих с высоты; несовершенством или неисправным состоянием механизмов и машин, а также электроустановок; несовершенством и ошибками при выборе монтажной оснастки (такелажные работы) и другими факторами (недостаточной освещенностью, неудовлетворительной последовательностью выполнения рабочих операций).

Технология монтажа конструкций имеет ряд особенностей, связанных с конструктивным решением возводимого объекта, что диктует выбор способа

монтажа конструкций и методы механизации и выдвигает требования безопасного производства.

Для избежания опасных факторов необходимо исчерпывающе знать технологию выполнения работ, все рабочие должны знакомиться с правилами техники безопасности. Сборные конструкции необходимо до их подъема очищать от грязи и наледи, а во время самого подъема удерживать от раскачивания и вращения; нельзя допускать подтягивание сборных конструкций при установке их в проектное положение. При скорости ветра 10 м/с и более монтаж вертикальных панелей прекращается. Приступая к выполнению работ на высоте, рабочий должен убедиться в прочности и устойчивости защитных и оградительных устройств, а также в удобстве и безопасности передвижения к рабочему месту.

Для работы монтажников применяют подвесные люльки, монтажные пояса, защитные каски и т.д. при выполнении сварочных работ используют подвесные подмости. Лестницы и скобы, применяемые для спуска (подъема) работающих на рабочие места, расположенные на высоте 5 м и более, оборудованы для закрепления предохранительного пояса. Переносные лестницы для подъема монтажника на высоту перед эксплуатацией необходимо испытать статической нагрузкой 1800 Н, приложенной к одной из ступеней в середине пролета лестницы. Лестницы испытываются: деревянные – каждые полгода, металлические – раз в год.

6.9 Бетонные работы

Причины возникновения опасных факторов:

- возможность получения травмы при заготовке арматуры;
- небрежность при изготовлении опалубки, вследствие чего она не имеет достаточной прочности;
- наличие неисправностей в используемых механизмах и приспособлениях;
- деформация и разрушение бетонных конструкций;
- вредность действия бетонной смеси на человека;

- значительный шум и вибрация при уплотнении бетонной смеси.

Для избежания опасных факторов необходимо:

- при выполнении работ по заготовке арматуры необходимо предусмотреть ограждение рабочего места; при натяжении арматуры устанавливаются ограждения высотой не менее 1,8 м; устойчиво для натяжения оборудована сигнализацией, не допускается пребывание людей ближе чем на 1 м от стержней;
- перед бетонированием конструкций ежедневно проверяется состояние опалубки, подмостей, ограждений и лестниц, обнаруженные неисправности устраняют до начала работ;
- производить разборку опалубки следует только после приобретения бетоном прочности, перед разборкой необходимо установить отсутствие нагрузок и дефектов в работе, которые могут повлечь за собой деформации или обрушение конструкций;
- персонал, работающий на бетонных работах, должен быть обеспечен средствами индивидуальной защиты и должен соблюдать правила производственной безопасности;
- при уплотнении бетонной смеси электровибраторами необходимо перед началом работ тщательно проверить их исправность и принять меры защиты от поражения электрическим током; во время работы необходимо следить за прочностью крепления вибратора; в качестве индивидуальных средств защиты от вибрации применяют виброзащитные рукавицы и виброзащитную обувь.

6.10 Охрана окружающей среды

Основной задачей этого раздела настоящего проекта является оценка экологии локального пространства: воздух, акустика, благоустройство, эстетика, рекультивация земли и утилизация отходов.

Охрана почвы

Одним из основных мероприятий по охране почв является рекультивация наружных земель.

Рекультивация земель – это комплекс работ, направленных на восстановление продуктивности и народнохозяйственной ценности наружных земель, а также улучшение условий окружающей среды в соответствии с интересами общества.

В соответствии ГОСТ 17.5.3.04-83 рекультивации подлежат наружные земли всех категорий, а также прилегающие земельные участки, полностью или частично утратившие продуктивность в результате отрицательного воздействия наружных земель.

Рекультивация наружных земель должна осуществляться в два последовательных этапа: технический и биологический в соответствии с требованиями ГОСТ 17.5.1.01-83.

При проведении технического этапа рекультивации земель в зависимости от направления рекультивируемых земель должны быть выполнены следующие основные работы:

- грубая и чистовая планировка поверхности откосов, отвалов, засыпка нагорных, водоотводных каналов, выхолаживание и трассировка откосов;
- освобождение рекультивируемой поверхности от крупногабаритных обломков пород, производственных (обломков) конструкций и строительного мусора;
- строительство подъездных путей к рекультивируемым участкам;
- устройство при необходимости дренажной отводящей, оросительной сети и строительство других гидротехнических сооружений;
- создание и улучшение структуры рекультивируемого слоя, мелиорация токсичных пород и загрязненных почв, если возможна их засыпка слоем потенциально плодородных почв;
- создание при необходимости экранируемого слоя;
- покрытие поверхности потенциально плодородными слоями почвы.

В соответствии с Земельным кодексом РФ предприятия, организации, учреждения, осуществляющие промышленное или иное строительство, разрабатывающие месторождение полезных ископаемых открытым способом, а также производящие другие работы, связанные с нарушением почвенного покрова, обязаны снимать и хранить плодородный слой почвы в целях использования его для рекультивации земель и повышения плодородия малопродуктивных угодий.

В соответствии с ГОСТ 17.4.3.02-85 снятие и рациональное использование плодородного слоя почвы при производстве земельных работ следует производить на землях всех категорий.

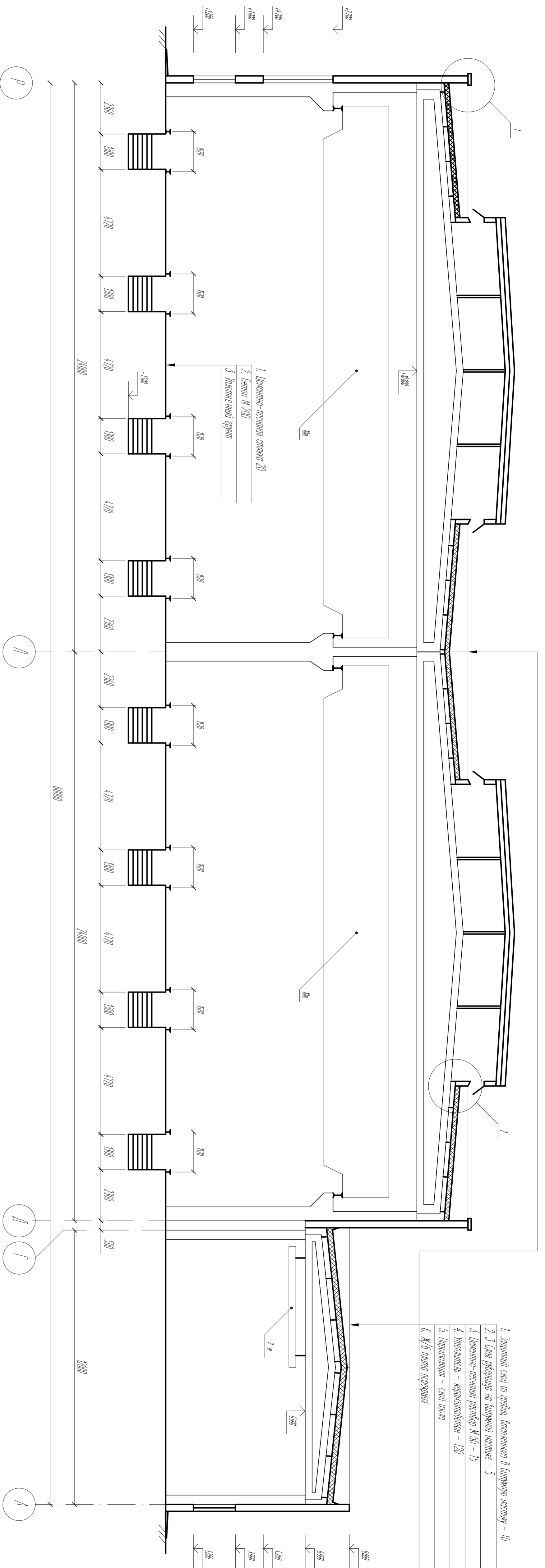
Снятие плодородного и потенциально-плодородного слоев почв следует производить селективно. Плодородный слой почвы должен быть использован для землевания малопродуктивных угодий и биологической рекультивации земель.

Потенциально-плодородный слой почвы должен быть использован в основном для биологической рекультивации земель. Плодородный слой почвы, неиспользованный в ходе работ, должен быть сложен в бурты, соответствующие требованиям ГОСТ 17.5.3.04-83. Поверхность бурта и его откосы должны быть засеяны многолетними травами, если срок хранения плодородного слоя почвы может превышать 2 года. плодородный слой почвы может храниться в буртах в течении 20 лет.

7 Список используемой литературы

- 1.СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»- М., Стройиздат, 1987 г.
- 2.СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений»- М., Стройиздат, 1985 г.
- 3.СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты»- М., Стройиздат, 1986 г.
4. А.Н.Кузнецов , Н.В.Муратова «Примеры расчета и проектирование фундаментов» Учебное пособие. Пенза, 1999г.
- 5.Берликов М.В., Ягулов Б.А. «Примеры расчета оснований и фундаментов»- М., Стройиздат, 1986 г.
- 6.Веселов В.А. «Проектирование оснований и фундаментов»-М., Стройиздат, 1990г.
- 7.СНиП III-4-80* «Техника безопасности в строительстве»-М., 1989г.
- 8.«Руководство по учету техники безопасности и производственной санитарии в проектах производства работ» (ЦНИИОМП-М., 1980г.)
- 9.«Инструкция по проектированию бытовых зданий и помещений строительномонтажных организаций»-М., 1975г.
- 10.СНиП II-31-74 «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения»-М., 1980г.
- 11.«Методические указания по выполнению раздела «Безопасность и экология» в дипломных проектах для студентов специальности 2903», ПГАСА, Пенза, 1994г.
- 12.А.Г.Дикман «Организация, планирование и управление строительным производством»-М., «Высшая школа», 1988г.
13. Дикман «Организация, планирование и управление строительным производством»- М., «Высшая школа», 1988г.
14. О.О. Литвинов «Технология строительного производства»- Киев, 1981г.
15. Косоруков И.И. «Проектирование, организация производства СМР в промышленном строительстве»- М., «Высшая школа»
16. «Методические указания по промышленному оформлению курсовых и дипломных проектов» Пенза, ИСИ
17. «Технико-экономическое обоснование выбора монтажных кранов и приспособлений»- М., Стройиздат 1982г.

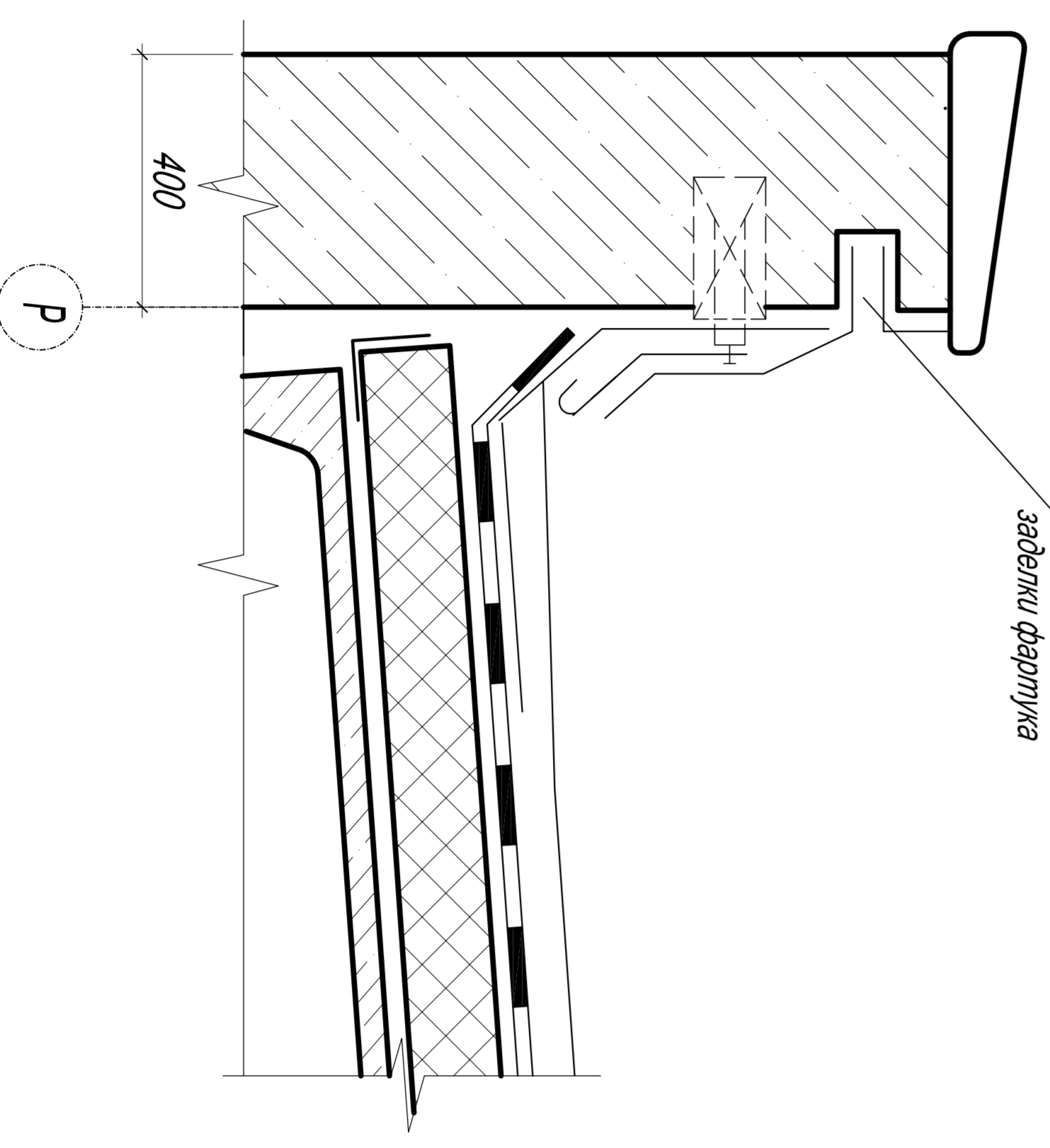
18. А.В. Пресняков, В.Я. Вдовина «Разработка технологических и организационных решений в проектах производства работ» Учебное пособие, Пенза 1998г.
19. В.И. Карасев, Л.В.Щербакова «Методические указания по дипломному проектированию»- Пенза, 1992г.
20. ЕрЕр №46 «Работы при реконструкции зданий и сооружений»- М., 1983г.
21. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов «Железобетонные конструкции»-М., Стройиздат 1985г.
22. А.П. Мандриков «Примеры расчета железобетонных конструкций» - М., Стройиздат 1989г.
23. В.М. Бондаренко, А.И. Судницин «Железобетонные и каменные конструкции» - М., Высшая школа 1984г.
24. П.Ф. Вехвенко, В.П. Вехвенко «Железобетонные конструкции сельскохозяйственных зданий» - Киев, «Буревестник» 1982г.
25. «Методические указания к выполнению курсового проекта по железобетонным конструкциям» (статистический расчет рамы, проектирование колонн и фундаментов) Пенза, 1986г.
26. СНиП 2.01-82 «Строительная климатология и геофизика»
27. СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»
28. СНиП П-3-86* «Строительная теплотехника»
29. Т.Г. Маклакова «Архитектура гражданских и промышленных зданий» — М., Стройиздат 1987 г.
30. С.Д. Дятков, А.П. Михеев «Архитектура промышленных зданий» — М., издательство АСБ 1998 г.
31. СНиП 2.04.02-84 «Генеральные планы промышленных предприятий» — М., 1985 г.
32. СНиП 2.09.02-85* «Промышленные здания» — М., 1991 г.



- 1. Защитный слой из фибры полипропиленовая в полимерном растворе - 10
- 2. Слой рубероида на битумной мастике - 5
- 3. Цементно-песчаный раствор М 20 - 15
- 4. Теплоизолятор - керамзитобетон - 120
- 5. Прокладочная - войлок
- 6. Ж/б плита перекрытия

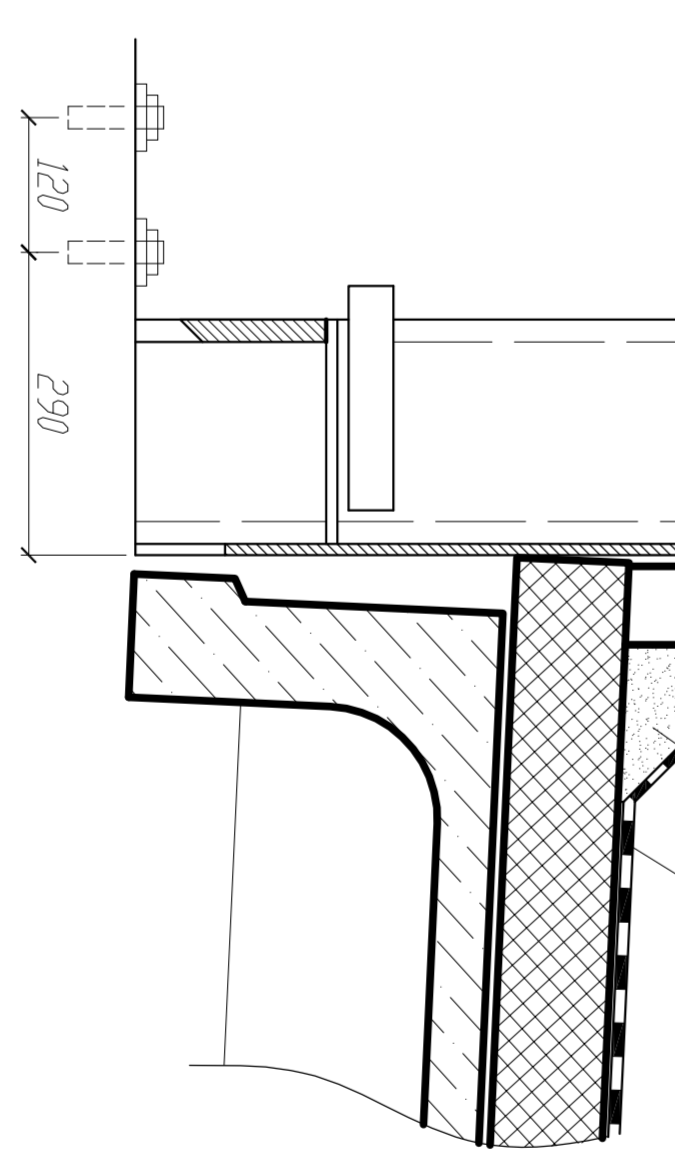
1

Углубление для заделки фартука

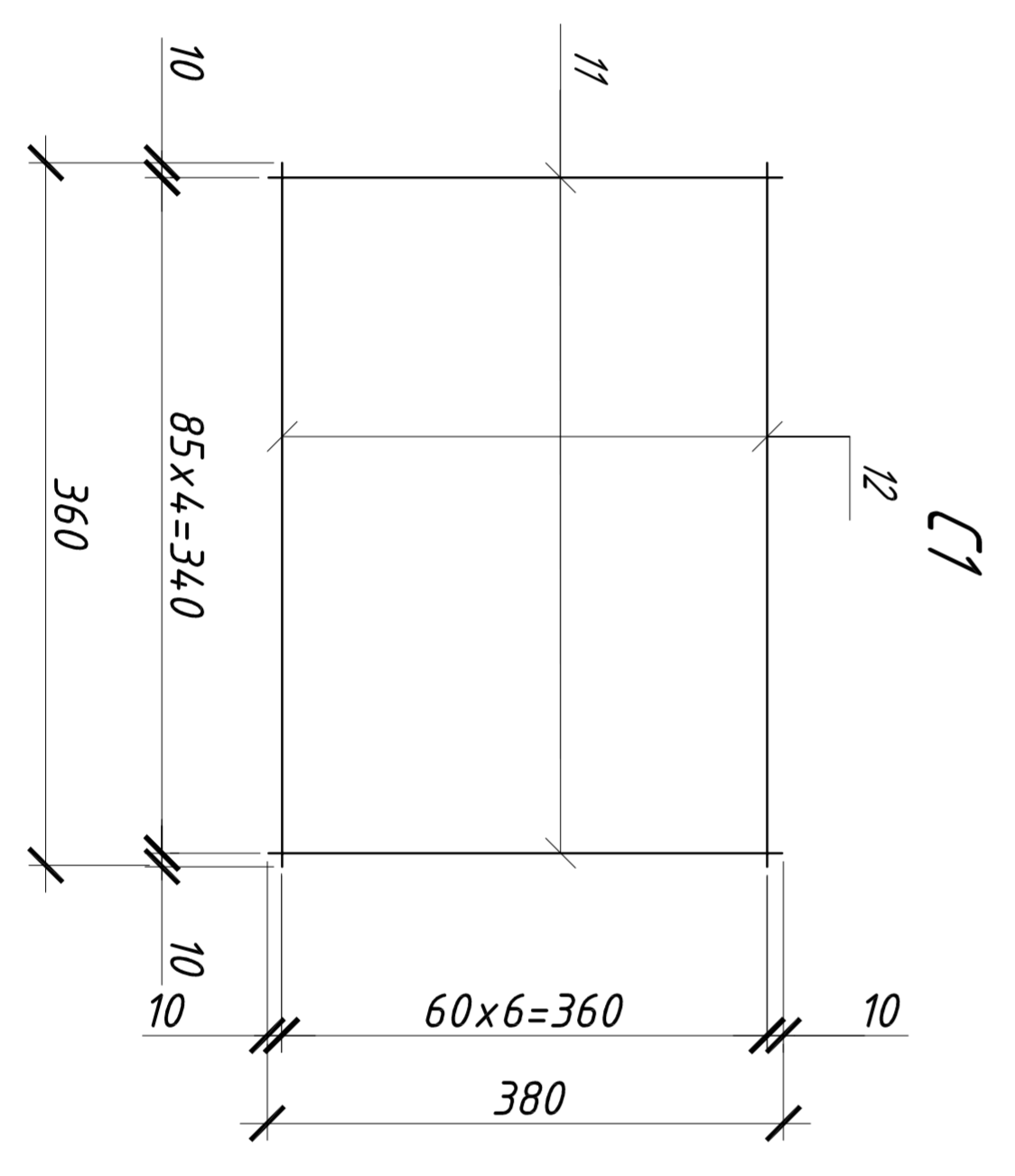
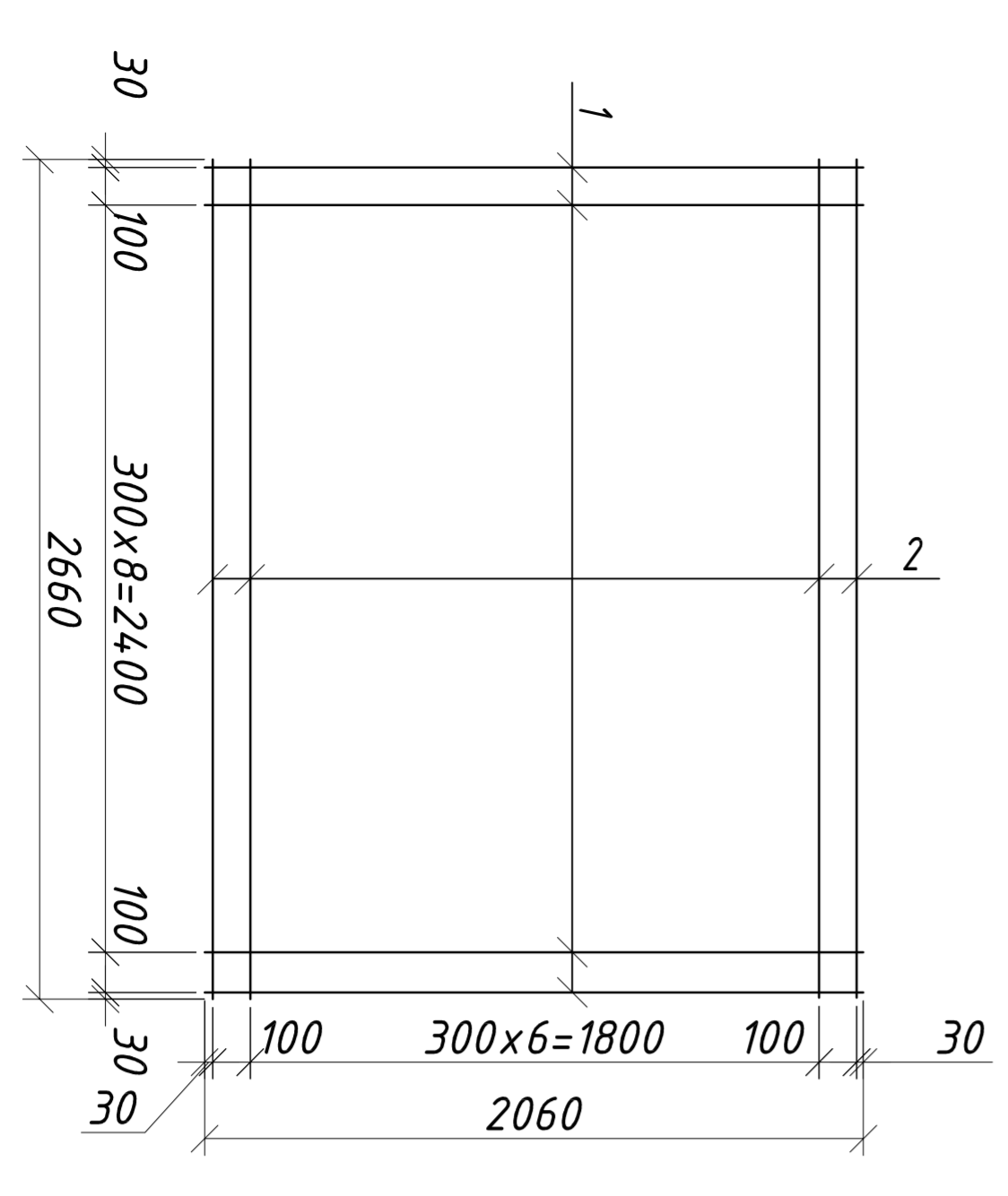
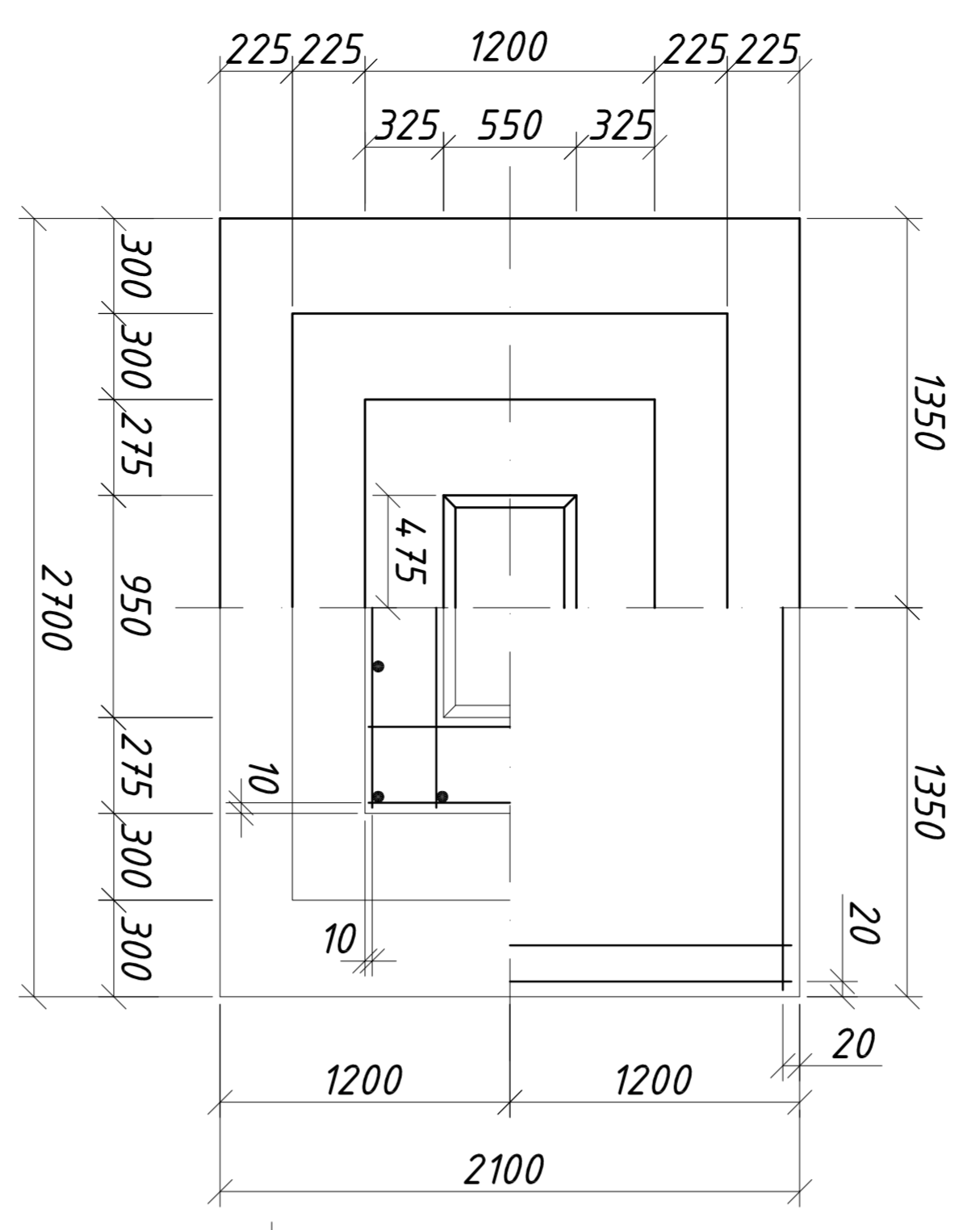
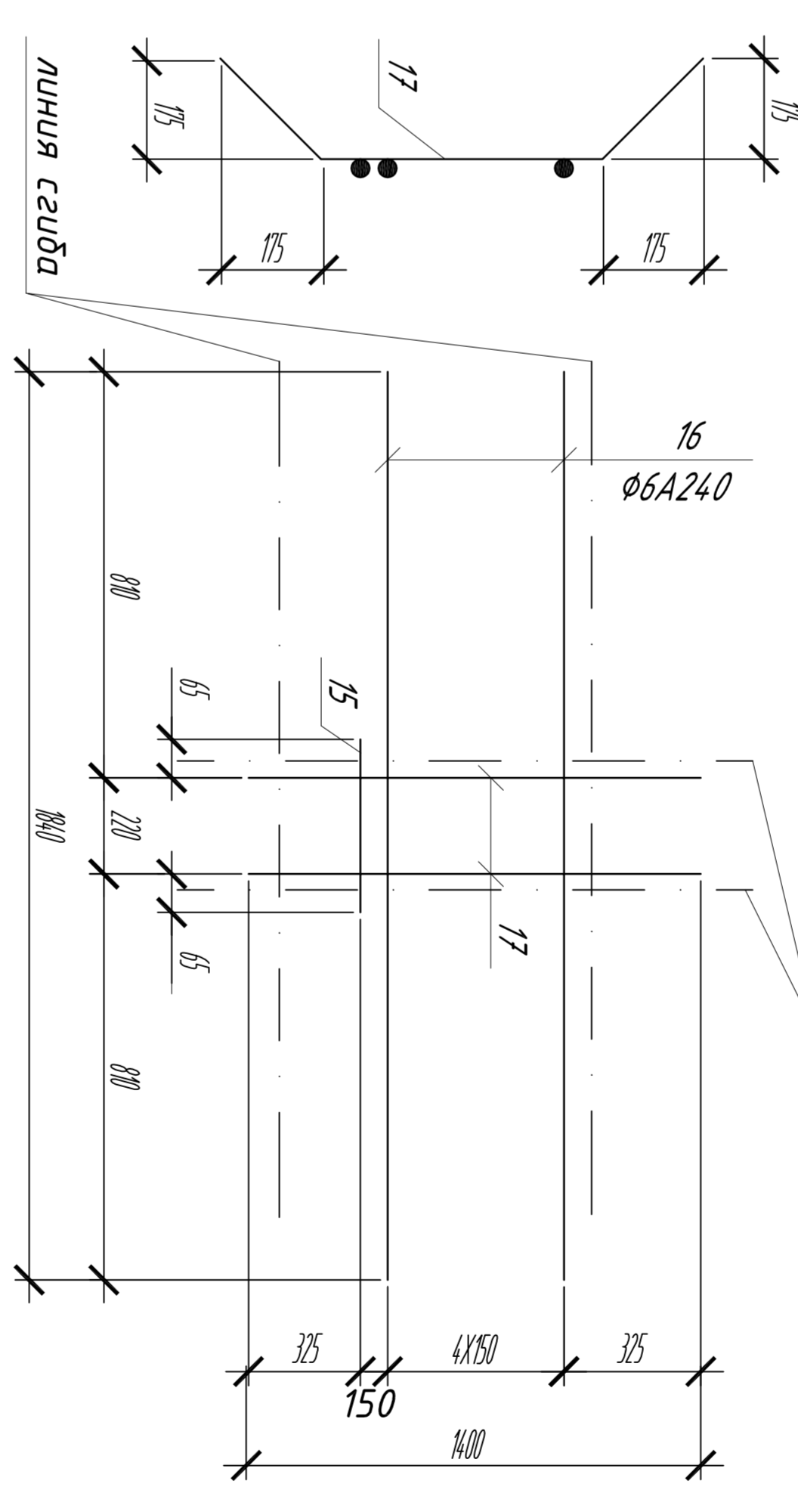
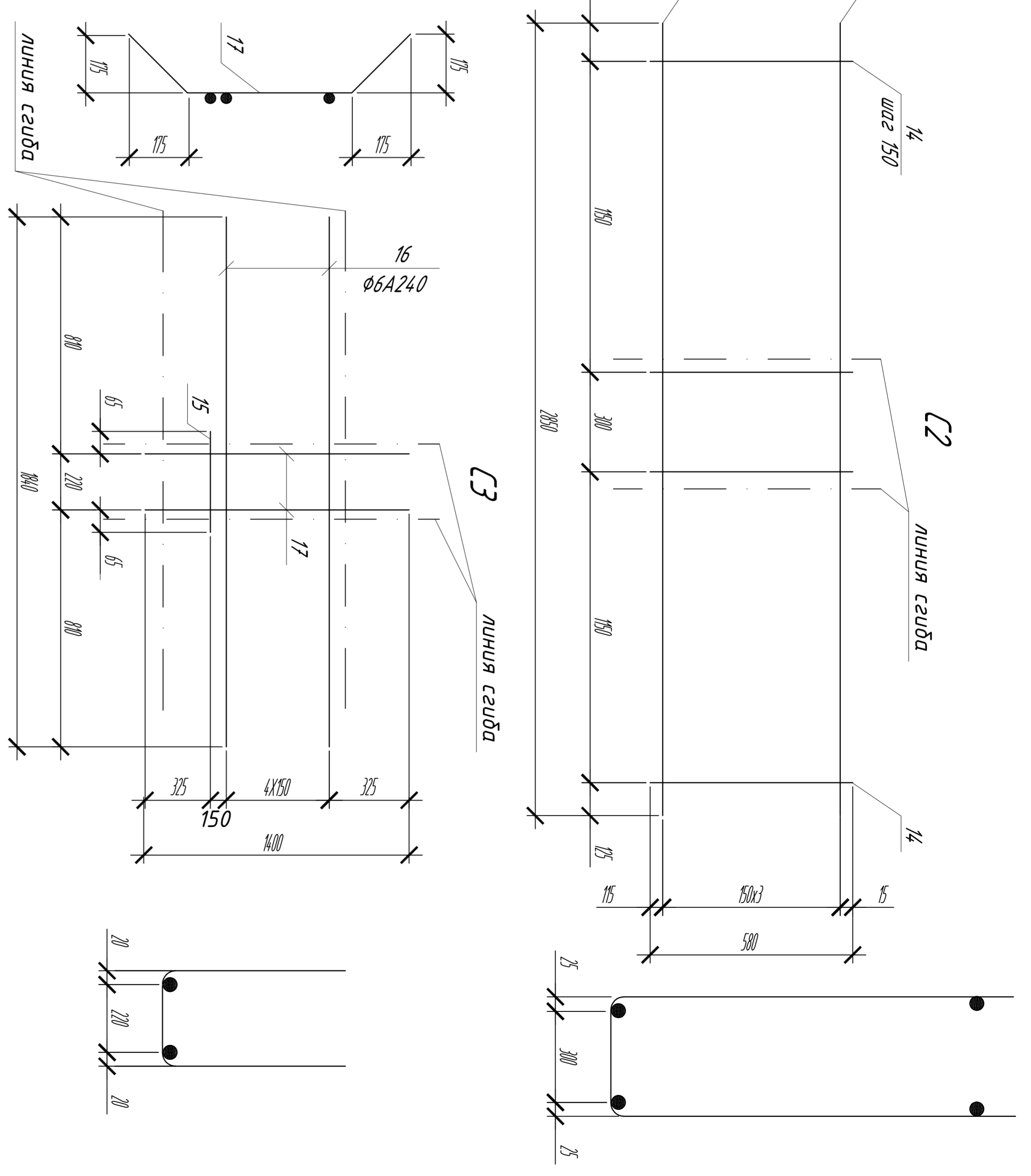
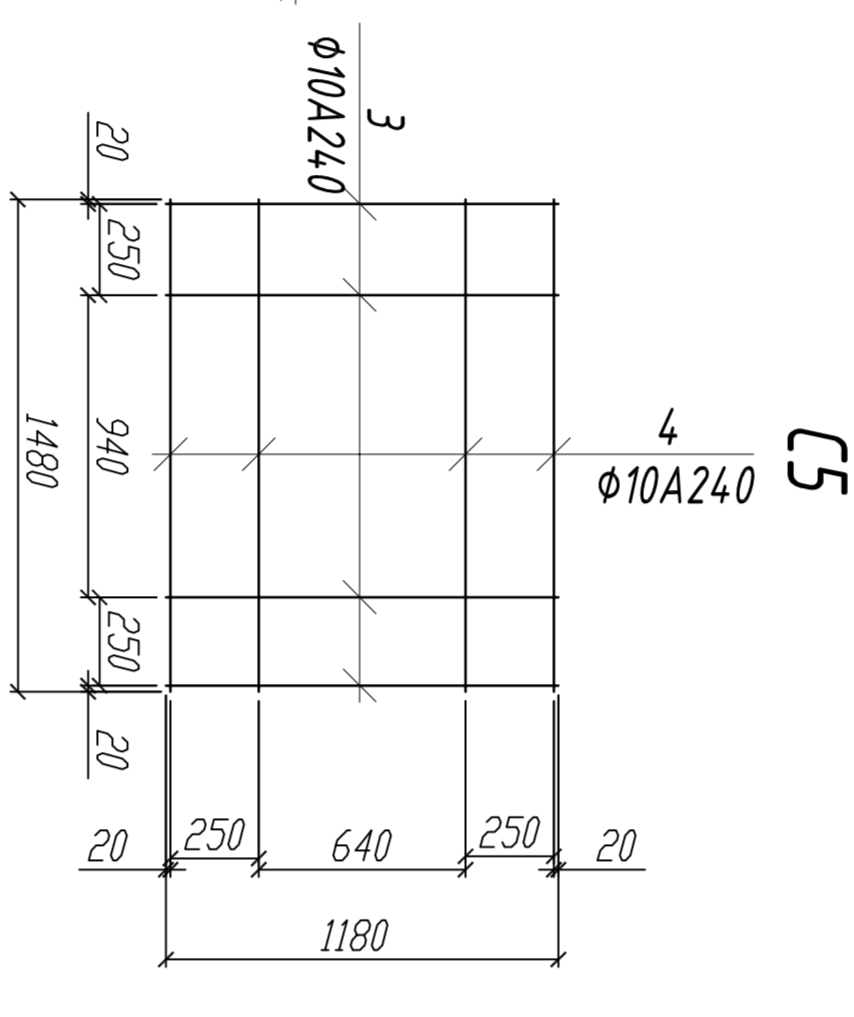
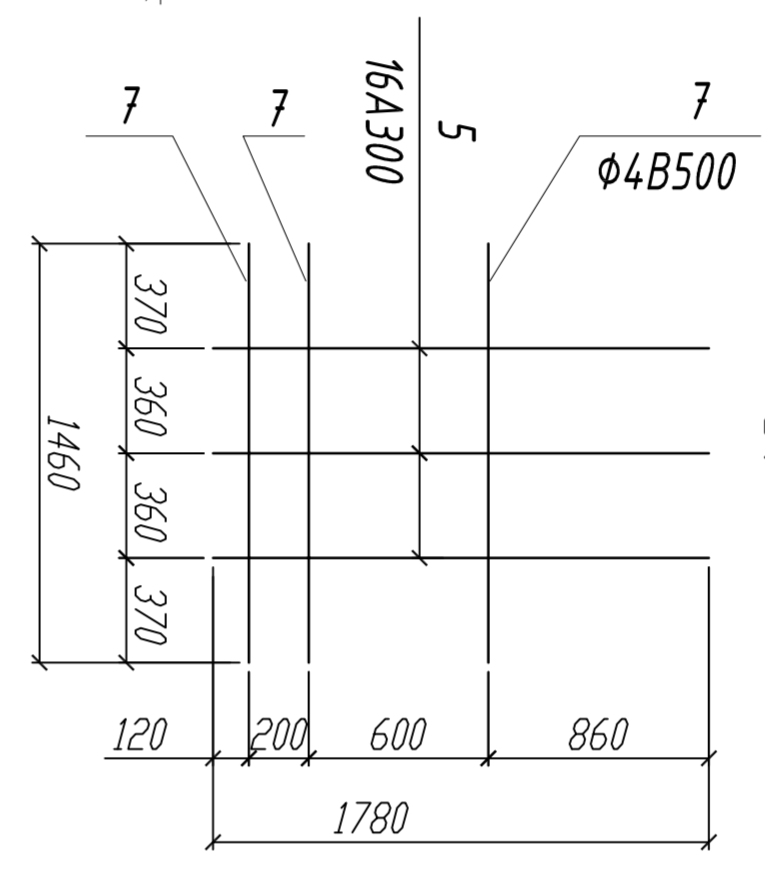
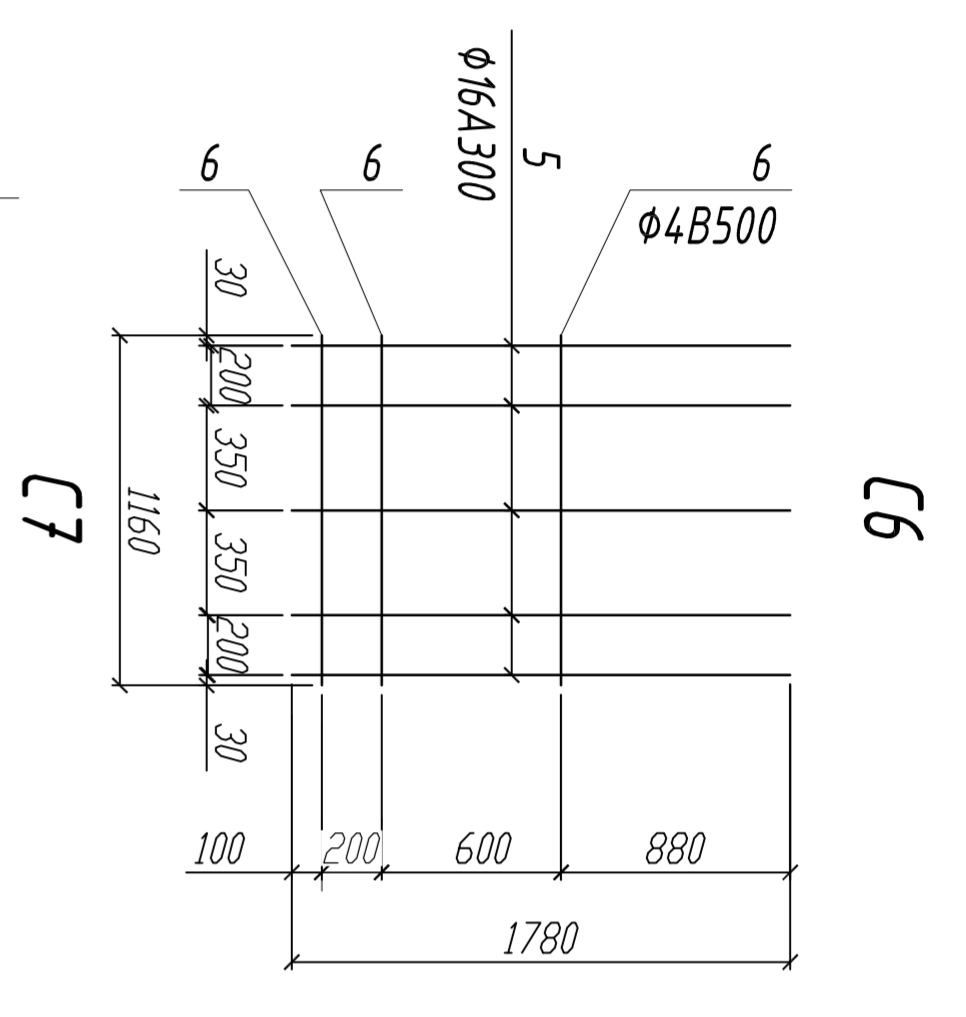
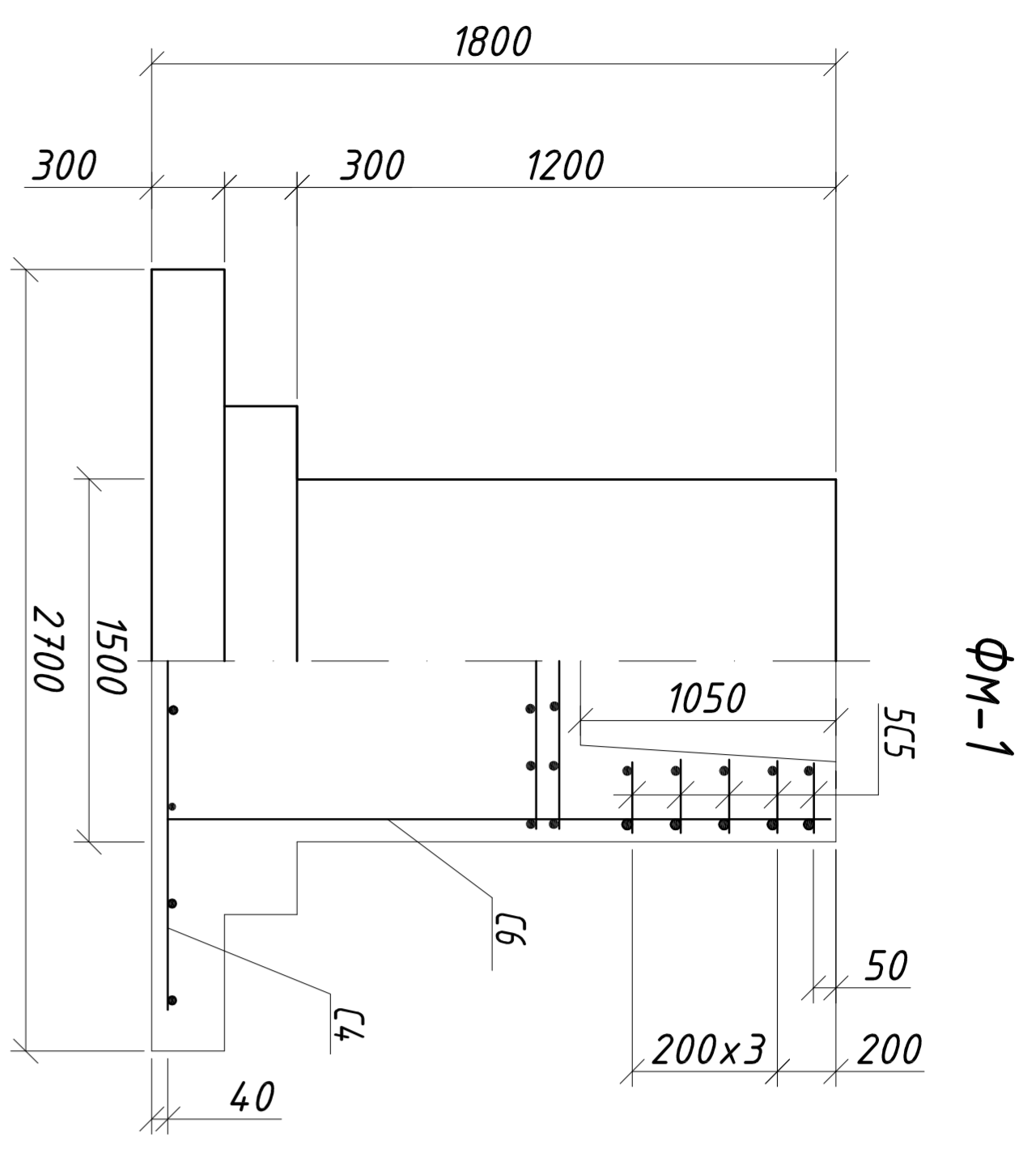


2

Каркас фанера
 Держащая панель фанера
 Цементно-песчаный раствор М 25
 3 слоя рубероида



ЭДЛ код	Наим. ин.	ВКС-201907-08/23/1-4/4/3-2017
Ручейковит	Копеев Д.Б.	Эскизы для железобетонного ограждения балконов в лоджии 6/1/6/4/3 в м. в. 2. Июнь
Копеев	Бондарь А.К.	
Копеев	Бондарь Д.Б.	
Землянич	Савельев А.И.	
Б.И.Д.	Савельев И.И.	
23/07	Копеев Д.Б.	Эскизы для железобетонного ограждения
04/08	Чупин А.Е.	
МР	Копеев Д.Б.	Разрез 1-1, узы 1 и 2
Архитектор	Копеев Д.Б.	
Судья	Бондарь А.К.	ПЗС, код 14, стр. 11-43



Спецификация фундамента Ф1

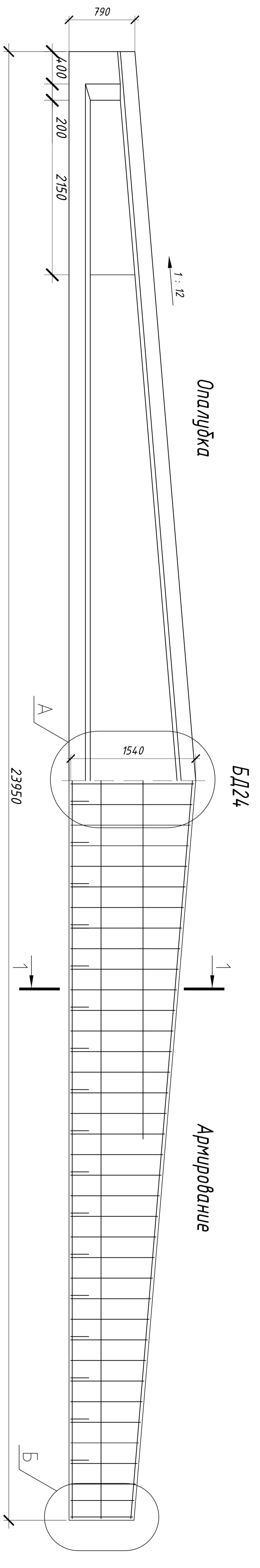
Поз	Обозначение	Наименование	Кол. шт	Масса, кг	Примеч.
		Фундамент Ф1			
		С4	1	28,75	
		С5	5	32,80	
		С6	2	38,88	
		С7	2	24,16	
		С4	11	124,59	
1	ГОСТ 5781-82*	φ10 A300 I=1660	11	13,98	
2	ГОСТ 5781-82*	φ10 A300 I=2660	9	14,77	
	Итого:			28,75	
		С5	4	2,91	
3	ГОСТ 5781-82*	φ10 A300 I=1180	4	2,91	
4	ГОСТ 5781-82*	φ10 A300 I=1480	4	3,55	
		С6	5	6,55	
5	ГОСТ 5781-82*	φ16 A300 I=1780	5	8,78	
6	ГОСТ 6172-80*	φ4 B500 I=1160	4	0,66	
	Итого:			19,44	
		С7	3	11,27	
5	ГОСТ 5781-82*	φ16 A300 I=1780	3	11,27	
7	ГОСТ 6172-80*	φ4 B500 I=1480	4	0,81	
	Итого:			12,08	
		Всего металла	820	5,46	н.з

Ведомость расхода стали, кг

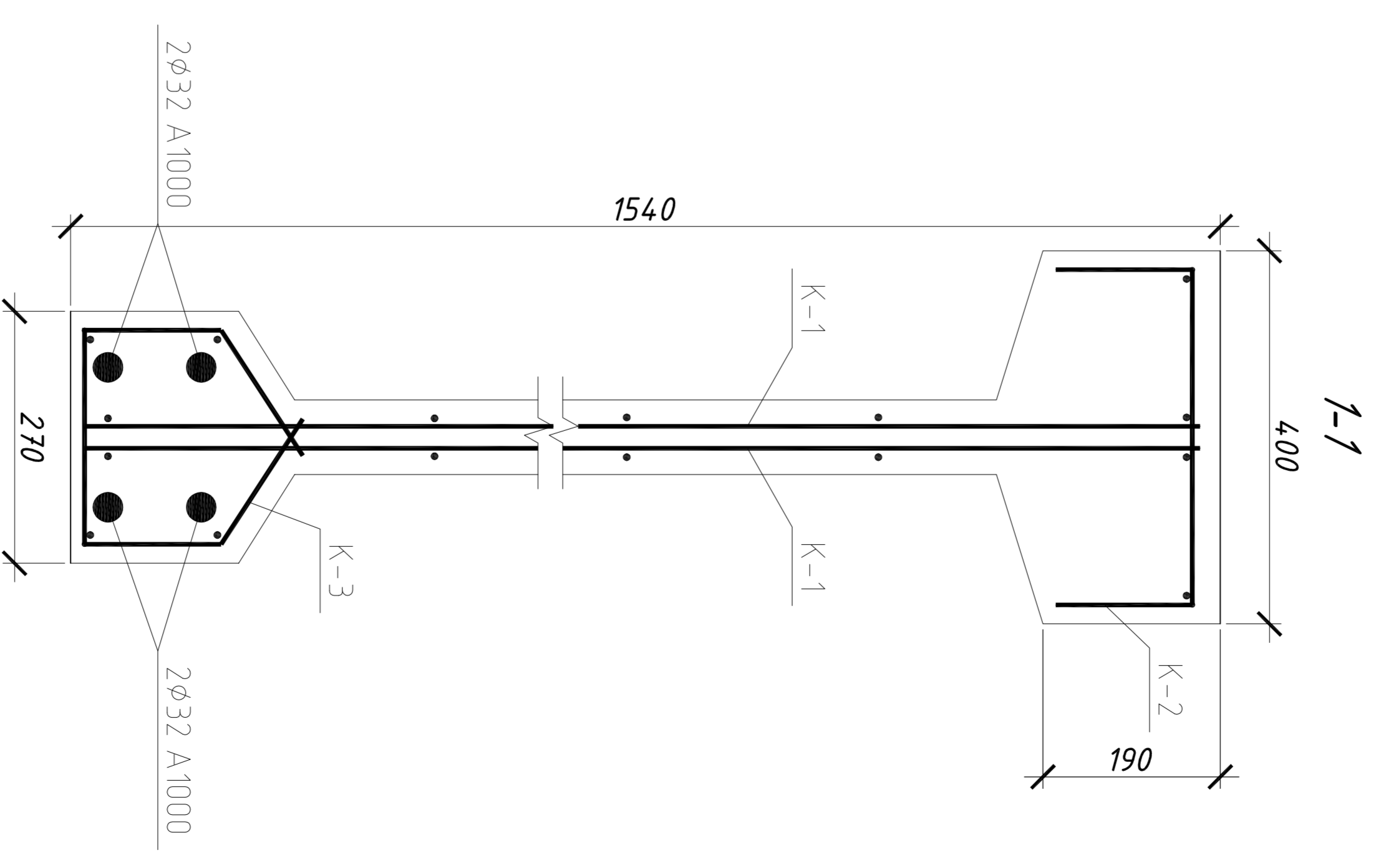
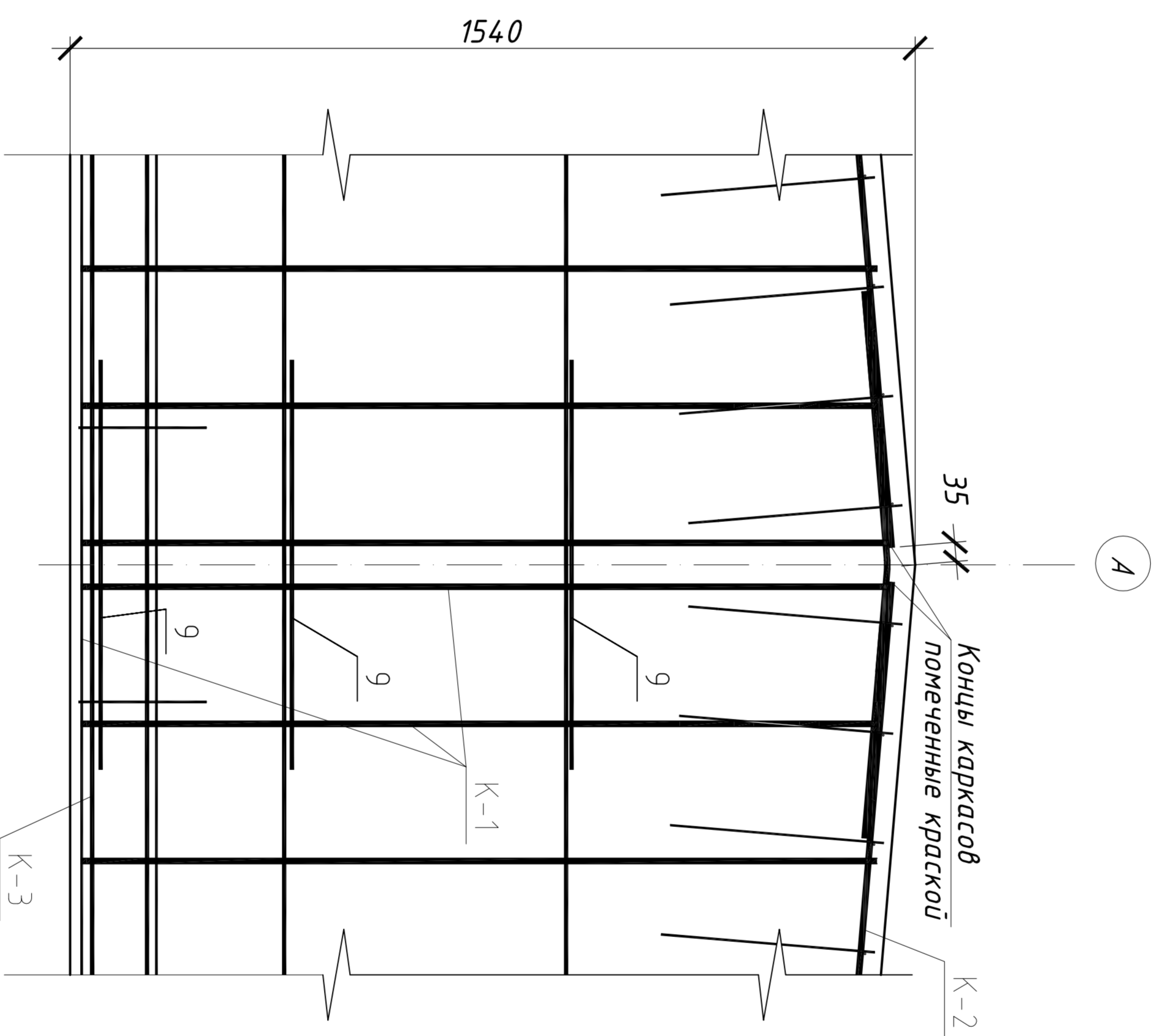
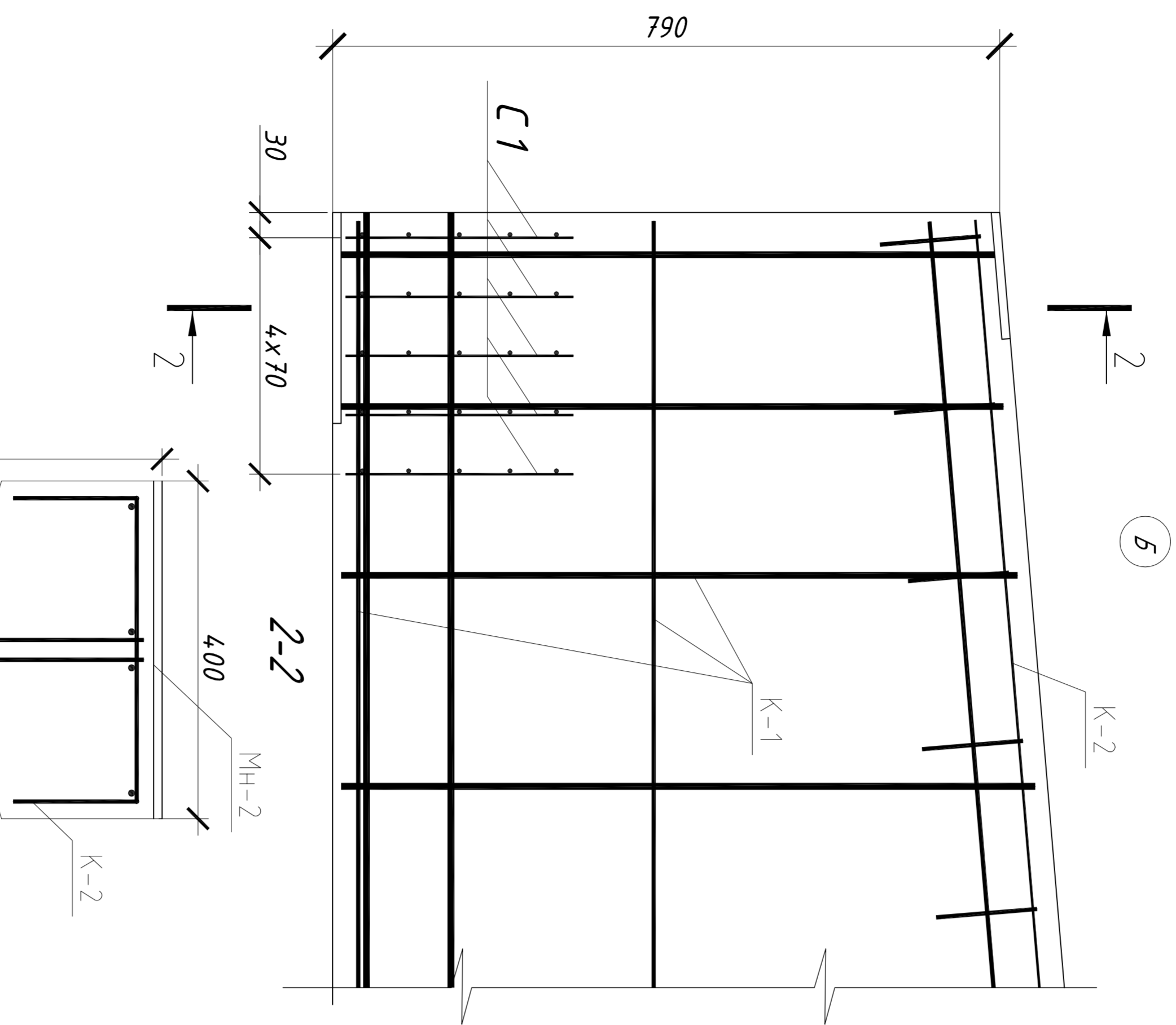
Марка ст.-шп	Изделия арматурные	Артикул	класс	А300	φ16	Общий расход
В500	Арматура	ГОСТ 5781-82*	φ16			124,59
ГОСТ 6172-80	φ4	ГОСТ 6172-80	φ4			
φ4	2,94	6155	60,10			
φ11						

ЭДЛ код	Имя	Дата	Статус	Имя	Дата	Статус
ЭДЛ	Иванов И.И.	12.12.2017	Создан	Иванов И.И.	12.12.2017	Создан
ЭДЛ	Петров П.П.	13.12.2017	Изменен	Петров П.П.	13.12.2017	Изменен
ЭДЛ	Сидоров С.С.	14.12.2017	Утвержден	Сидоров С.С.	14.12.2017	Утвержден

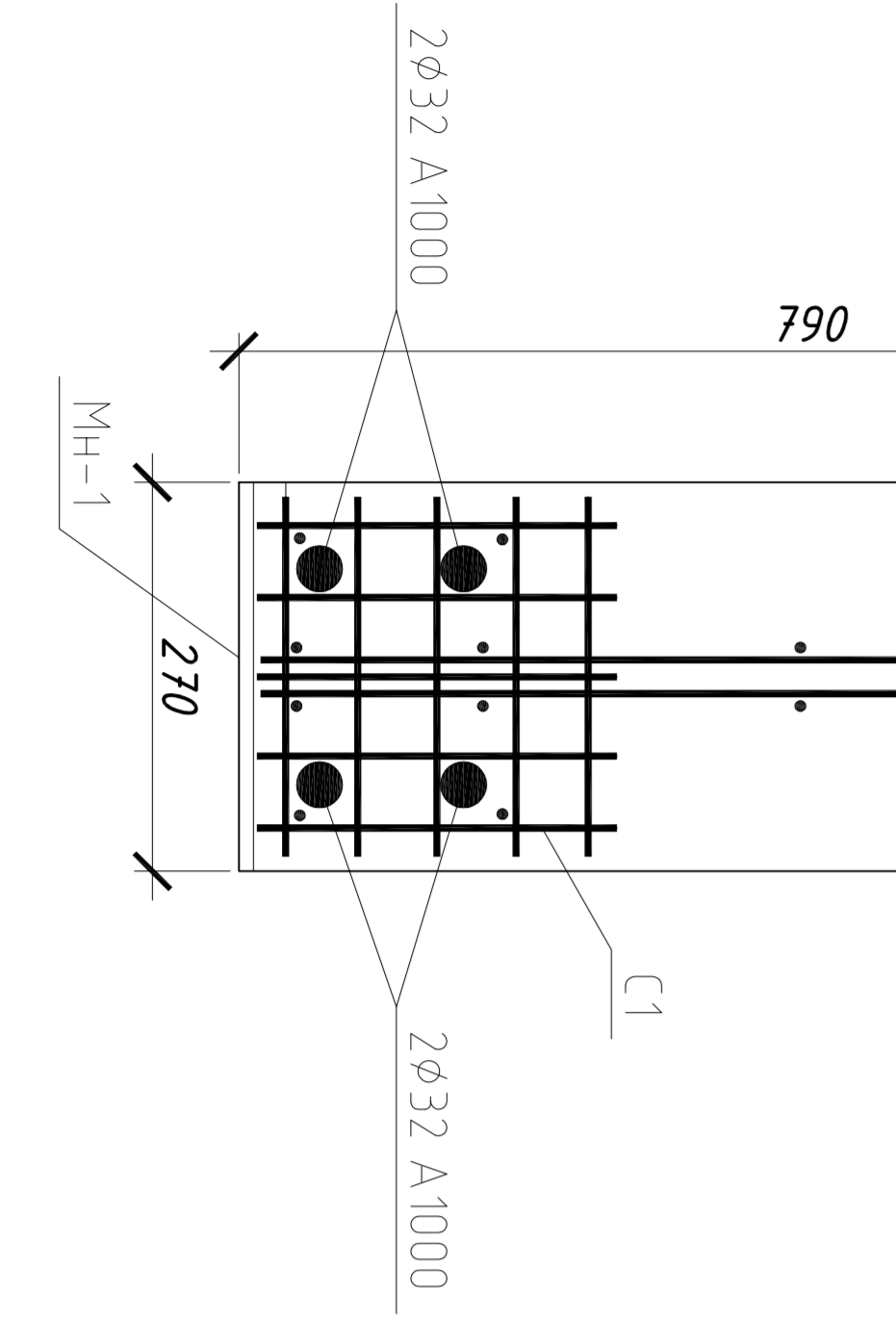
ЭЗНЧЕ ДИНАМИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
 60,64,4,6 И 0,2 ПИКА
 ЭЗНЧЕ ДИНАМИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
 ФУНДАМЕНТ ФН-1
 ПИКА ДИНАМИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ



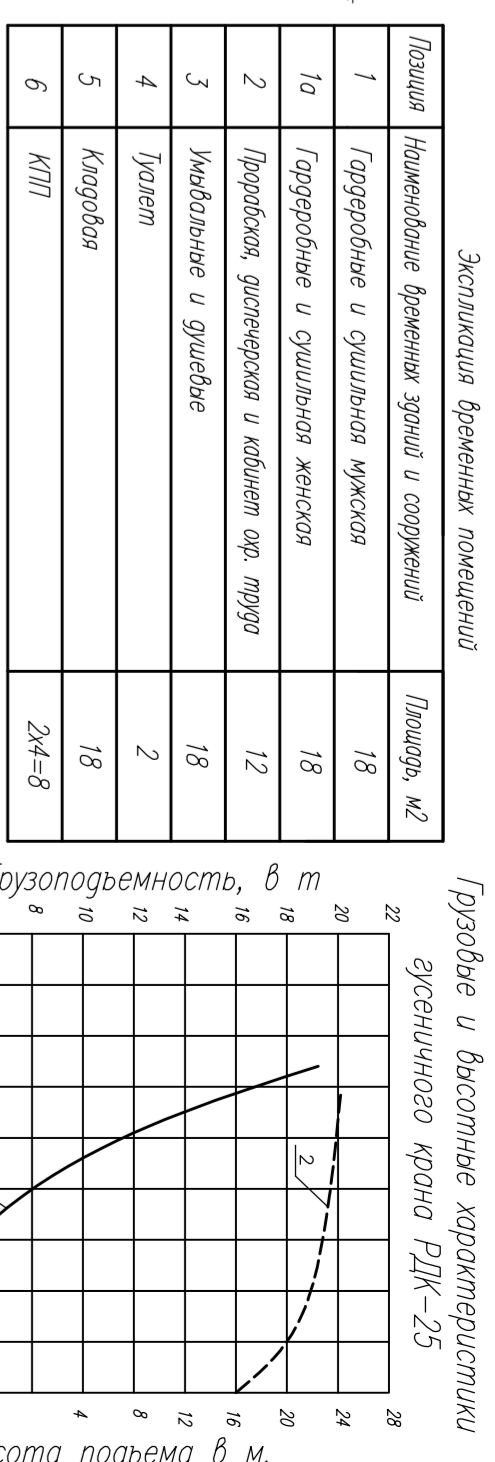
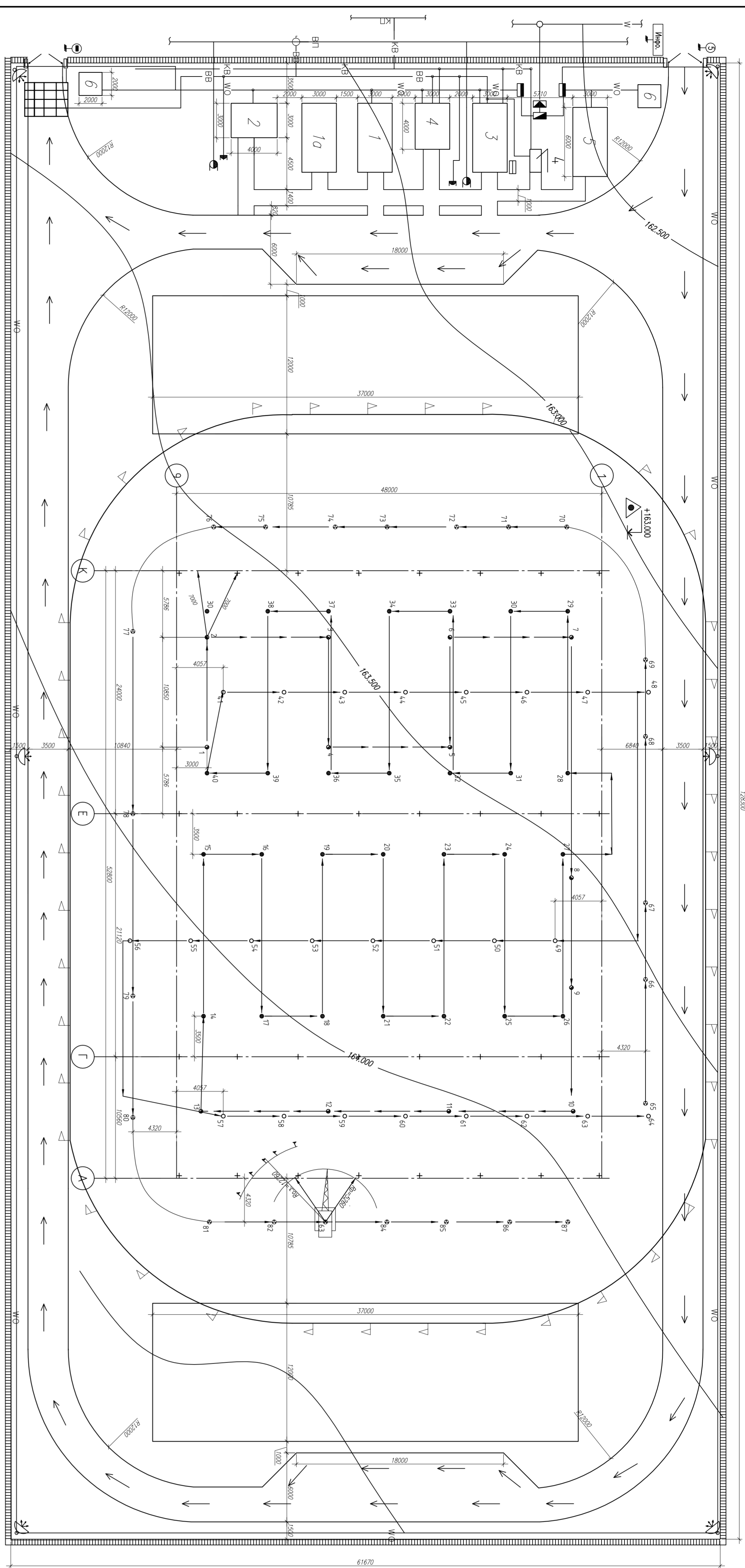
На общем виде армирования напрягаемая арматура А 1000 условно не показана.



- Примечания**
1. Предварительное напряжение арматуры $\sigma_{spr} = 700$ МПа
 2. Передаточная прочность бетона при отпуске натяжения арматуры равна $R_{br} = 17,5$ МПа
 3. На разрезе 4-4 каркасы К 2 условно не показаны



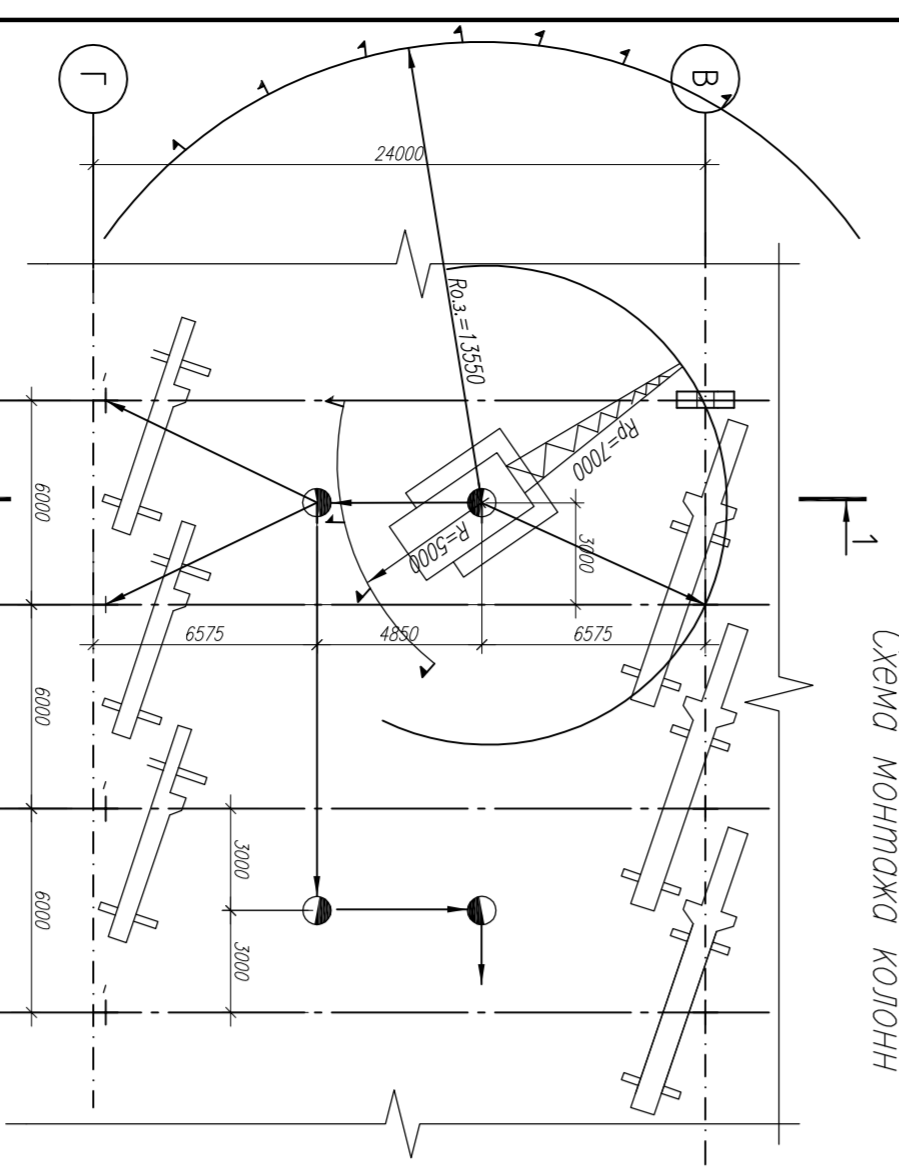
Этап	код	Исполн.	Дата
Эскиз	101	М.И.С.	01.01.2017
Копирование	102	М.И.С.	01.01.2017
Проверка	103	М.И.С.	01.01.2017
Утверждение	104	М.И.С.	01.01.2017
Исполнение	105	М.И.С.	01.01.2017
Сдача	106	М.И.С.	01.01.2017
Закрытие	107	М.И.С.	01.01.2017
Снятие	108	М.И.С.	01.01.2017
Сборка	109	М.И.С.	01.01.2017
Сдача	110	М.И.С.	01.01.2017
Сборка	111	М.И.С.	01.01.2017
Сдача	112	М.И.С.	01.01.2017
Сборка	113	М.И.С.	01.01.2017
Сдача	114	М.И.С.	01.01.2017
Сборка	115	М.И.С.	01.01.2017
Сдача	116	М.И.С.	01.01.2017
Сборка	117	М.И.С.	01.01.2017
Сдача	118	М.И.С.	01.01.2017
Сборка	119	М.И.С.	01.01.2017
Сдача	120	М.И.С.	01.01.2017



Условные обозначения:

- временное ограждение
- направляющие движения транспорта
- временная дорожка, проезд
- постоянная выкопанная электролиния
- временная электролиния
- Радиус закругления дорожки
- Реверс
- Информационный щит
- Пульт пометки колес
- Знак ограничения скорости
- Экскаватор кран РЖК-25
- Трансформаторная подстанция
- электролинейной распределительный щит
- рубильник
- сеть постоянного водороборота
- временная сеть водороборота
- литевой фундамент
- пожарный гидрант
- сеть постоянной канализации
- временная сеть канализации
- противопожарный щит
- подключение к существующей сети водоснабжения
- проектор
- опасная зона
- вездю запрещен
- 1 — ось проводов и стоек крана при монтаже колонн (1-12)
- 1.4 — ось проводов и стоек крана при монтаже подвальных балок (12-30)
- 4.1 — ось проводов и стоек крана при монтаже ферм и плит покрытия (31-48)
- 6.5 — ось проводов и стоек крана при монтаже стеновых панелей (48-64)

Схема монтажа колонн



1-1

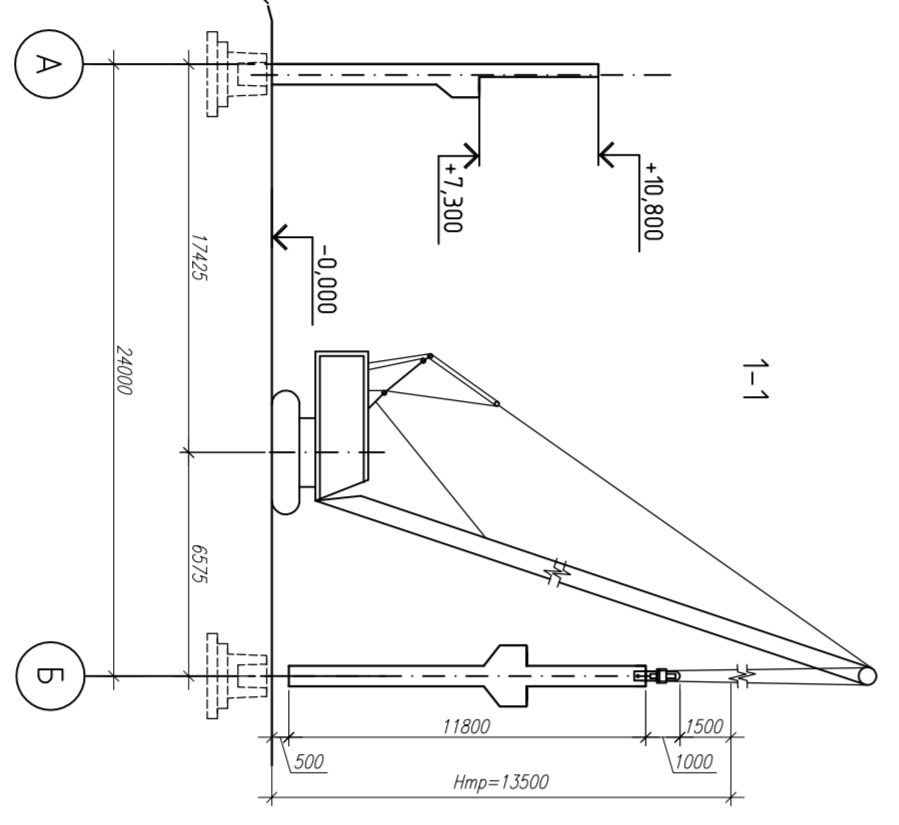
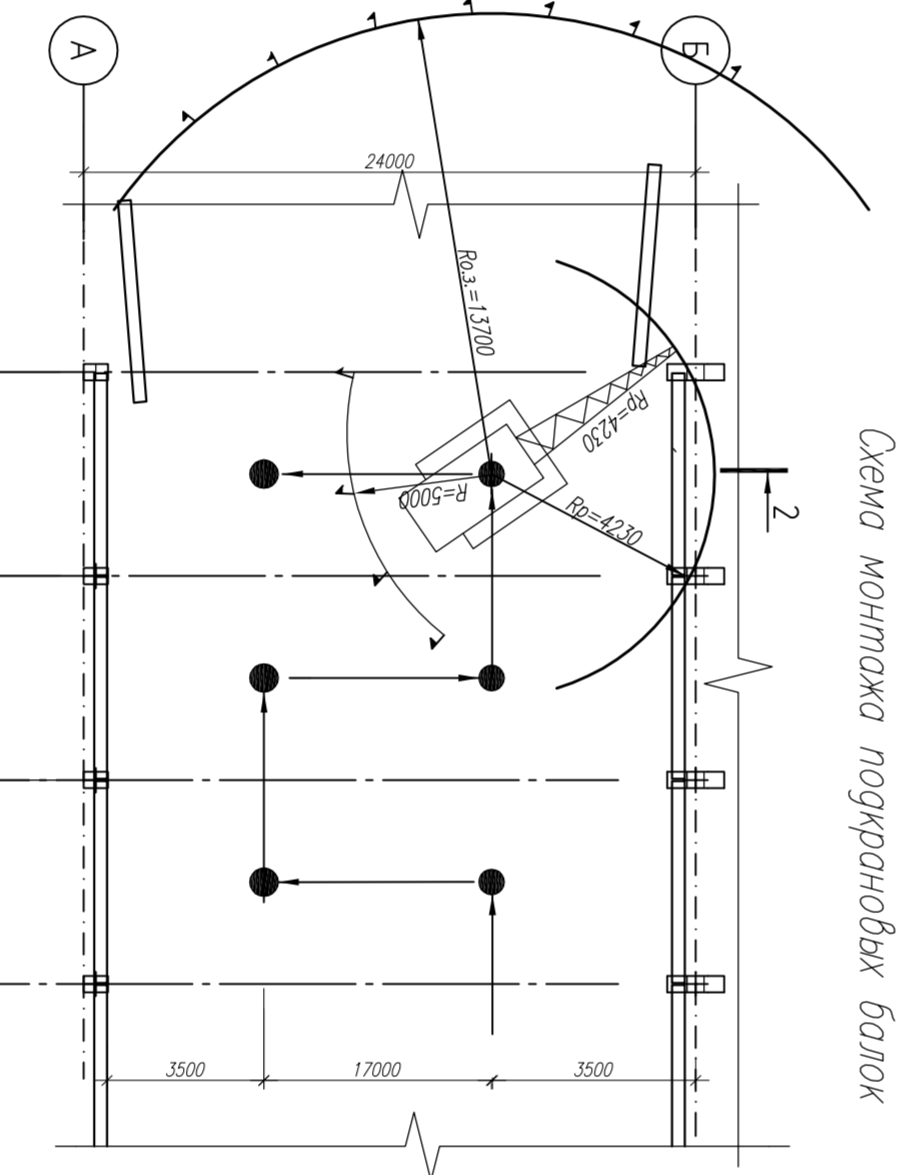
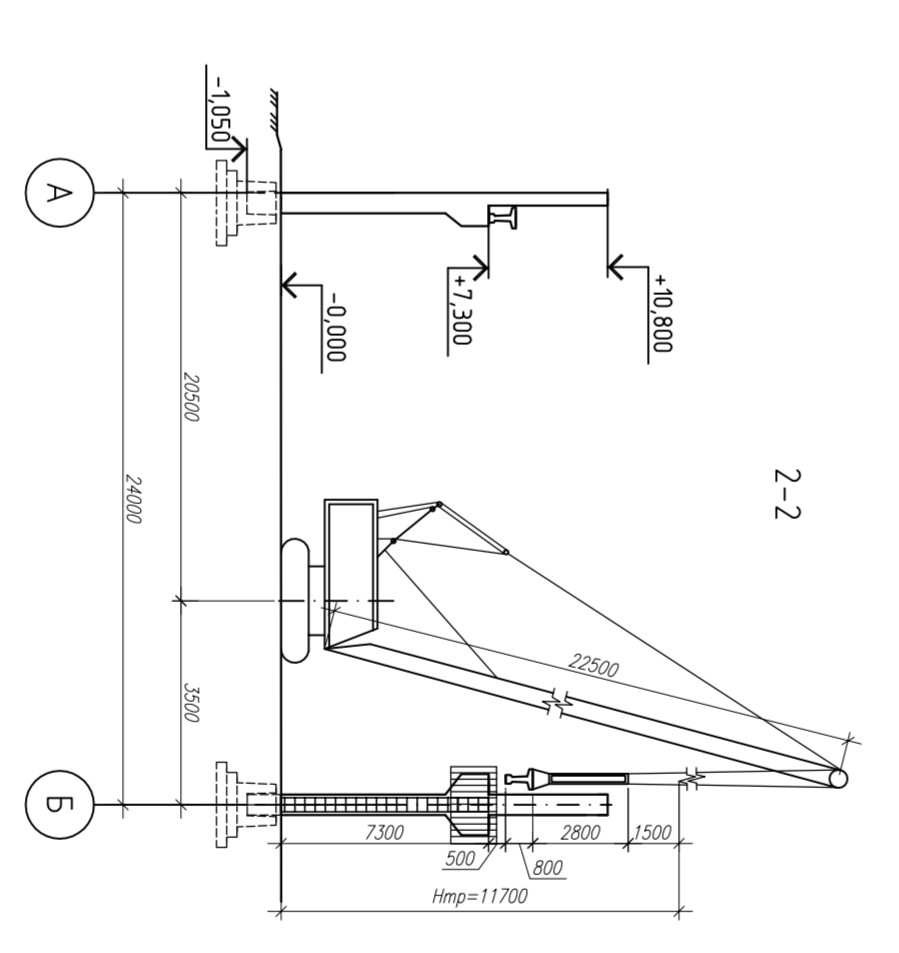


Схема монтажа подвальных балок

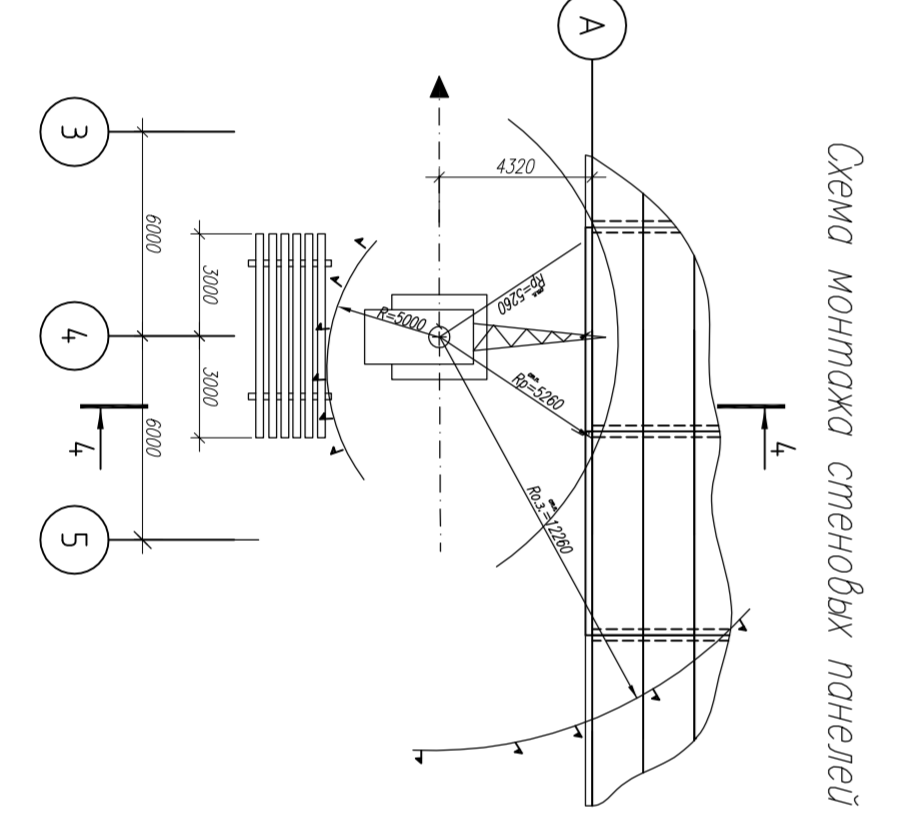


2-2



4-4

Схема монтажа стеновых панелей



3-3

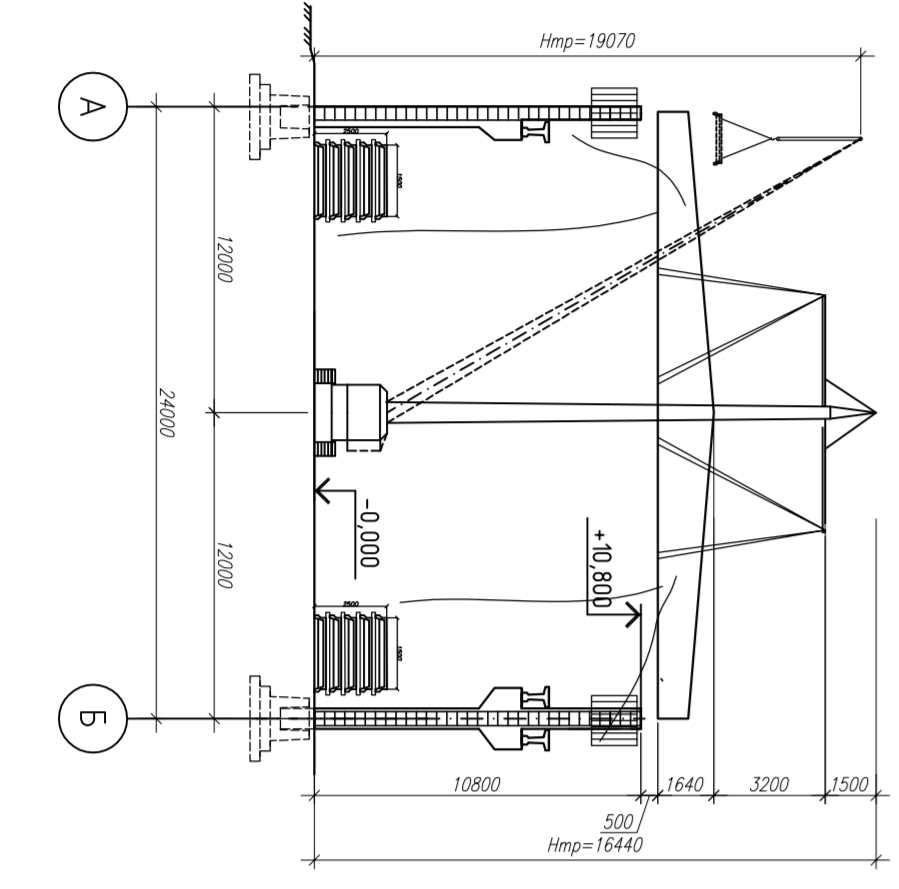
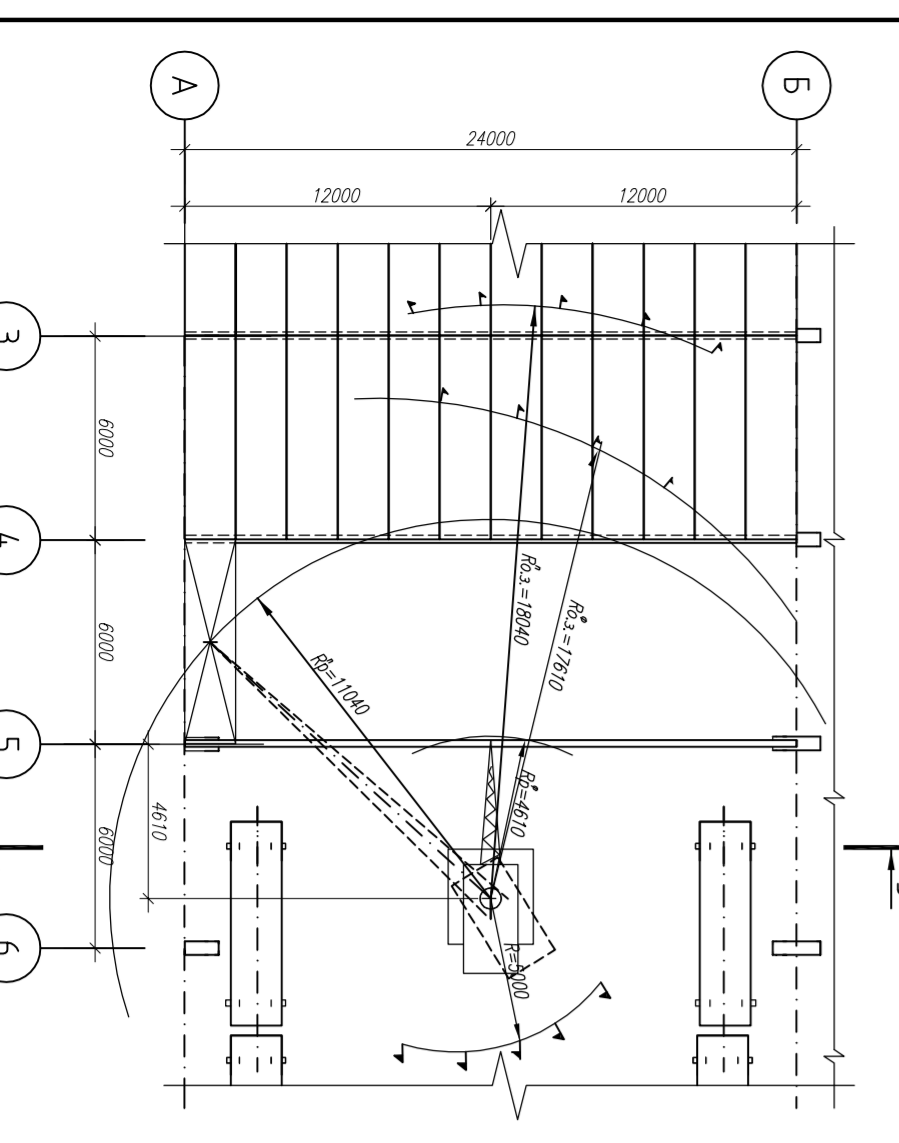
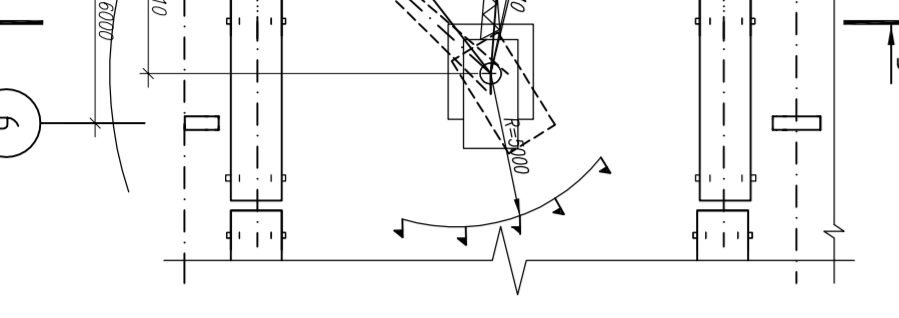


Схема монтажа ферм и плит покрытия



4-1



Знак	Имя	Подпись	Дата
Руководит	Кашин Д.В.		
Инженер	Лыткин В.И.		
Конструктор	Сидорова Д.В.		
Архитектор	Сидорова Д.В.		
САД	Равкина Г.В.		
ТКД	Корсаков О.В.		
ОФ	Чумаков А.Ф.		
ИПР	Кашин Д.В.		
Инженер	Кашин Д.В.		
Строитель	Кашин Д.В.		

ВКР-2009/2010 (В.И.Сидорова) - 14.04.2017

Задание для жезлового трассировщика разрабатывать в плане
№1/4/6 в в г. Ленинград

Этап	Дата	Лист	Живое
ВКР	9	10	

Одобрено: Т.В. Лыткин, инженер, специалист
Формирование плана, согласование, контроль
проектирования и выполнения работ, контроль
выполнения работ, контроль качества

Копировать

