

Степанов

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»

Согласовано:
Гл. специалист предприятия

Утверждаю:
Зав. кафедрой

подпись, инициалы, фамилия

подпись, инициалы, фамилия

“.....”20 г.

“.....”20 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ МАГИСТРА ПО
НАПРАВЛЕНИЮ ПОДГОТОВКИ 08.04.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО»
НАПРАВЛЕННОСТЬ «ТЕОРИЯ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И
СООРУЖЕНИЙ»

Тема ВКР Бизнесцентр площадью 9540 м²
в г. Пензе

Автор ВКР Степанов Дмитрий Владимирович

Обозначение 08.04.01 - Строительство Группа Ст-ддм

Руководитель ВКР Гузкин Игорь Сергеевич

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Грегоришин А.В.

расчетно-конструктивный Гузкин И.С.

основания и фундаменты Гузов В.С.

технологии и организации строительства Агафонкина Н.В.

экономики строительства Крутицкий Б.Б.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Гузкин И.С.

НИР Гузкин И.С.

Нормоконтроль _____

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.

ЗАДАНИЕ
на выполнение выпускной квалификационной работы магистра
по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство»
направленность «Теория и проектирование зданий и
сооружений»

Автор ВКР Степанов Дмитрий Владимирович

Группа СТ-22м

Тема ВКР Бизнесцентр площадью 9540 м²
в г. Пензе

Консультанты:
архитектурно-строительный раздел Грегоришин А.В.
расчетно-конструктивный раздел Туркин И.С.
основания и фундаменты Тлечков В.С.
технология и организация строительства Агафошкина Н.В.
экономика строительства Хрусталева В.В.
вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Туркин И.С.
НИР Туркин И.С.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Пенза

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
Здание административное, каркасного типа
в многоквартирном варианте

(указать отличия 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

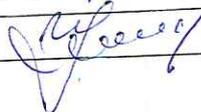
Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 29 мая по 25 июня 2017 г.

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

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

Дата выдачи « 1 » марта 2017 года.

Руководитель ВКР



СОДЕРЖАНИЕ

Введение	6
1 Архитектурно-строительный раздел	7
1.1 Генеральный план и благоустройство	8
1.2 Архитектурно-строительные решения	9
2 Расчетно-конструктивный раздел	15
2.1 Расчет монолитной плиты перекрытия	16
2.2 Расчет монолитной балки	19
2.3 Расчет прочности балки по сечениям, наклонным к продольной оси	28
2.5 Расчет прочности сечения колонны	31
2.6 Проверка прочности сечения колонны с учетом площади сечения фактически принятой арматуры	32
2.7 Проектирование фундамента	33
3 Раздел основания и фундаменты	35
3.1 Определение физико-механических показателей грунтов и сбор нагрузок на фундаменты	36
3.2 Проектирование свайных фундаментов	40
3.3 Расчет свайного фундамента под колонну	43
3.4 Расчет свайных фундаментов и их оснований по деформациям	46
4 Раздел технологии и организации строительства	51
4.1 Расчет ТЭП календарного плана	52
4.2 Разработка стройгенплана объекта	53
4.3 Выбор монтажного крана	55
4.4 Размещение и привязка монтажных механизмов	56
4.5 Внутриплощадочные дороги	57
4.6 Проектирование складских площадей	57
4.7 Расчет потребности во временных зданиях и сооружениях	57
4.8 Технологическая карта на бетонирование горизонтально ориентированных конструкций	58

					ВКР-2069059-08.04.01- 151178-17	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		4

Введение

В современном обществе каждый человек стремится к независимости, работе на самого себя. Это приводит к развитию частного бизнеса. Для организации своего дела начинающим предпринимателям необходимы офисные здания, отвечающие современным требованиям строительства. Здания, способные своей функциональностью и дизайном максимально соответствовать условиям комфорта. Зачастую в нашем городе можно наблюдать офисы, расположенные на первом этаже обычного жилого дома. Это вызывает неудобства как для жильцов, так и для самих работников офиса. Так же такое расположение не благоприятно сказывается на имидже организации. С другой стороны о постройке собственного здания для начинающего предпринимателя говорить не приходится ввиду понятных причин. Данную проблему может решить строительством бизнес-центров. В отличие от других зданий бизнес-центр имеет свою специфику, например его расположение должно быть максимально приближено к центру города, в наличии должны быть помещения значительной площади.

Мой проект разработан специально для города Пензы. В центре нашего города располагается большое количество ветхого жилья, на месте которого можно построить современный бизнес-центр. Данный бизнес-центр будет отвечать всем приведенным выше требованиям. Здание включает в себя большие площади многофункционального использования. В которых могут располагаться как офисные помещения, так и выставочные залы, конференц-залы. Целевая направленность данной постройки способствует наиболее эффективной реализации проекта. Реализация проекта так же экономически целесообразна, ввиду того что срок его окупаемости составляет три года.

Раздел 1
Архитектурно-строительный

					ВКР-2069059-08.04.01- 151178 -17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		7

1.1 Генеральный план и благоустройство

Проектируемое здание ориентировано с северо-запада на юго-восток. Оно имеет размеры в осях 1-22 – 78,68 м, осях А-Ж – 17,3 м. Генплан имеет прямоугольную форму.

Решение генплана выполнено в увязке с существующей и проектируемой застройкой. Участок имеет спокойный рельеф. Проектом предусмотрено пешеходное и транспортное зонирование. Транспортная зона представляет собой благоустроенный проезд, автостоянкой на пятьдесят машиномест. Пешеходная зона представляет собой подход и площадки отдыха перед главным входом.

Площадки отдыха оборудованы малыми формами архитектуры. Территория блока максимально озеленена. Участок расположен в жилом массиве, поэтому присутствуют неблагоприятные факторы: загазованность, запыленность. Проектом предлагается озеленение участка. В смешанном стиле с посадкой деревьев первой и второй величины вдоль проездов и пешеходных дорожек, свободно расположенных групп.

В предлагаемом ассортименте посадочного материала применяются деревья и кустарники, в основном, местных пород или приспособленных к местным почвенно-климатическим условиям. Расположение деревьев подобрано таким образом, чтобы дорожки и площадки были затенены летом и открыты солнцу зимой.

При проведении работ по озеленению необходимо особое внимание уделить качеству газонов с тем, чтобы в дальнейшем их можно было бы обрабатывать механизированным способом. Посадку саженцев лиственных пород производить весной до распускания листьев.

1.2 Архитектурно-строительные решения

Технологическая часть проекта разработана на основании задания на проектирование, свод правил СП 118.13330.2012 «Общественные здания и сооружения», «Пособие по проектированию предприятий розничной торговли», «Пособие по проектированию предприятий общественного питания», «Нормалей помещений функционально-технологических схем предприятий торговли, общественного питания и бытового обслуживания».

За относительную отметку $\pm 0,000$ принят уровень чистого пола первого этажа, что соответствует отметке $-226,700$.

Здание запроектировано отдельно стоящим пятиэтажным с подвальным и мансардным этажами. Наибольшее количество помещений здания занимает офисный центр, а так же в нём располагаются помещения под ресторан и торговые залы. Общая площадь помещений равна $9541,93 \text{ м}^2$.

Магазины располагаются на первом этаже. Площадь торговых залов магазинов 588 м^2 . Загрузка промтоваров производится с торца здания. Горизонтальная транспортировка товаров осуществляется с помощью грузовых тележек. Кроме того, на первом этаже располагается коммерческий банк. Площадь помещений выделенных под банк равна 118 м^2 .

На территории нулевого этажа располагается ресторан на 177 посетителей. В состав помещений ресторана входят: обеденный зал, банкетный зал, сан. узлы, кабинет администратора, комната официантов, холодный цех, горячий цех, моечная столовой посуды, душевая и другие подсобные помещения. Общая площадь всех помещений входящих в состав ресторана равна 1302 м^2 .

Проектом предусмотрено: охранно-пожарная сигнализация, телефонизация, радиофикация, внутренние сети связи, телевидение.

Фундаменты

В проекте предусмотрены свайные фундаменты под отдельно стоящие колонны. Свайный фундамент состоит из свай марки С 5-30, которые располагаются в

кусте по 8 штук. Минимальное расстояние между сваями 700 мм. По верху свай устраивается монолитный ростверк размерами 3200 x 2000 x 900 мм.

Колонны

В данном проекте разработаны и приняты монолитные колонны различной высоты: в подвале высота колонн составляет 2850 мм, высота колонн с 1-го по 3-ий этажи – 4200 мм, высота колонн 3-го этажа – 3750 мм, колонны 4-го – 6-го этажей – 3250 мм. Колонны изготавливаются из бетона марки В20.

Балки

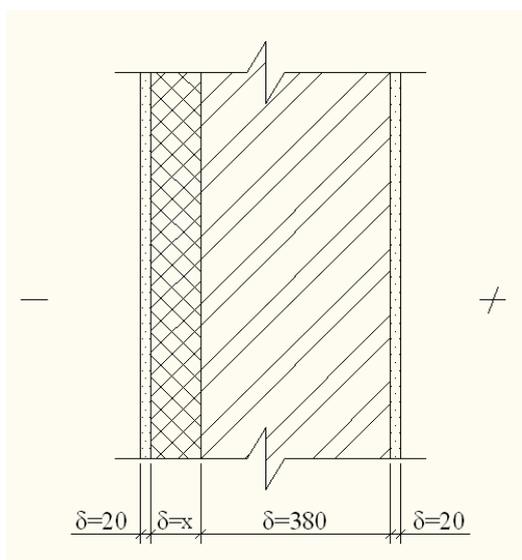
Балки монолитные, изготавливаются из бетона В20. Армируются пространственными каркасами КП1, КП2, КП3, КП4, КП5 и плоскими седловидными каркасами КР1, КР2, КР3. Фундаментные балки изготавливаются из бетона марки В25 и армируются каркасами из арматуры диаметра 16 А-П.

Перекрытия

Монолитные железобетонные плиты, опертые по четырем сторонам. Армируются сеткой С1 и С2. Изготавливаются из бетона В20.

Стены

Теплотехнический расчет наружной стены



Исходные данные:

Ограждающая конструкция, состоящая из 3 слоев: кирпичной кладки из силикатного кирпича на цементно-песчаном растворе (ГОСТ 379) $\gamma_1 = 1800$ кг/м³ толщиной $\delta = 380$ мм, теплопроводностью $\lambda = 0,76$ Вт/(м·°С), утеплителя пенополистирола (ГОСТ 15588) $\gamma_2 = 100$ кг/м³ теплопроводностью $\lambda = 0,041$ Вт/(м·°С), фасадной штукатурки $\gamma_3 = 600$

кг/м³ толщиной $\delta = 20$ мм теплопроводностью $\lambda = 0,87$ Вт/(м·°С)

Район строительства – г. Пенза

Влажностный режим здания – нормальный

Отопление осуществляется от ТЭЦ

Расчетная температура внутреннего воздуха $t_{int} = +20$ °С

Согласно [4, прил.1], г.Пенза находится в сухой зоне влажности, влажностный режим нормальный, следовательно, рассчитываемая ограждающая конструкция будет эксплуатироваться в условиях А [4, прил.2]

Значения теплотехнических характеристик и коэффициентов в формулах:

$t_{ht} = -5,1$ °С – средняя температура отопительного периода;

$z_{ht} = 207$ сут. – продолжительность отопительного периода;

$t_{ht} = +20$ °С – расчетная температура воздуха внутри здания;

$t_{ext} = -29$ °С – расчетная температура наружного воздуха в холодный период года;

$\alpha_{int} = 8,7$ Вт/(м²·°С) – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции;

$\Delta t_n = 4,5$ °С – нормируемый температурный перепад;

$\alpha_{ext} = 23$ Вт/(м²·°С) – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции;

$n = 1$ – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху.

1. Сопротивление теплопередаче стены без наружной теплоизоляции составляет:

$$R_{int} + \sum R_i + R_{ext} = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_{ext}} \quad (1)$$

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + R_1 + R_2 + R_3 + \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{8,7} + 0,5 + 0,023 + \frac{1}{23} = 0,89 \frac{m^2 \cdot ^\circ C}{Wm}$$

Из условия $R_0 > R_{reg}$ принимаем $R_0 = R_{reg}$

2. Требуемое сопротивление теплопередаче стены:

Число градусо-суток отопительного периода определяются как:

$$D_d = (t_{int} - t_{ht}) \cdot Z_{ht}$$

$$D_d = (20 + 5,1) \cdot 207 = 5195,7$$

$$R_{reg} = 0,0002 \cdot D_d + 1 = 0,0002 \cdot 5195,7 + 1 = 2,04 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm}$$

3. Принимаем $R_0 = R_{reg} = 2,04 \frac{M^2 \cdot ^\circ C}{Bm}$

4. Определяем предварительную толщину утеплителя из пенополистирола δ_{yt} по формуле:

$$\delta_{ym} = \left[R_0 - \left(\frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_{ext}} \right) \right] \cdot \lambda_{ym} = \left[2,04 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,38}{0,76} + \frac{0,02}{0,87} + \frac{1}{23} \right) \right] \cdot 0,041 = 0,08 \text{ м}$$

5. Определяем расчетное значение температурного перепада:

$$\Delta t_0 = \frac{n \cdot (t_{int} - t_{ext})}{R_0 \cdot \alpha_{int}} = \frac{1 \cdot (20 - (-29))}{2,04 \cdot 8,7} = 2,76 \text{ } ^\circ C < 4,5 \text{ } ^\circ C$$

Вывод: Данный вариант стеновой ограждающей конструкции соответствует требованиям по теплозащите здания, при толщине наружной теплоизоляции равной 100 мм.

6. Коэффициент теплопередачи для данной ограждающей конструкции определяем по уровню:

$$k = \frac{1}{R_0^\phi} = \frac{1}{3,12} = 0,32 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{ } ^\circ C)$$

Перегородки

Перегородки выполнены из пазогребневых гипсобетонных блоков по системе «Knauf». Швы между блоками обмазываются шпатлевкой и шкурятся.

Крыша

С мансардным этажом и скатной кровлей. Кровля выполнена из панелей типа «сэндвич».

Окна

Окна выполнены из ПВХ. Имеют возможность проветривания помещения и возможность открывать в положение «микрощель».

Таблица 1.1

№	Позиция	Наименование	Размеры, мм	Кол-во
1	ОК-1	Окно	1280x2560	200
2	ОК-2	Окно	910 x2560	18
3	ОК-3	Окно	2060 x2560	10
4	ОК-4	Окно	2960 x2560	4
5	ОК-5	Окно	1940 x2560	6
6	ОК-6	Окно	1040 x2560	12
7	ОК-7	Окно	1150 x2560	16

Двери

Двери выполнены их ПВХ. Двери центрального входа оборудованы датчиками автоматического открывания.

Таблица 1.2

№	Позиция	Наименование	Размеры, мм	Кол-во
1	ДГ-1	Дверь глухая	1610x2300	7
2	ДО-1	Дверь одностворчатая	910x2300	23

Продолжение таблицы 2

3	ДГ-2	Дверь глухая	1310x2300	12
4	ДО-2	Дверь одностворчатая	1010x2100	125
5	ДГ-3	Дверь глухая	2050x2100	30

Диафрагма жесткости

Сборная железобетонная в зависимости от высоты этажа: в подвале высота диафрагм составляет 2850 мм, высота диафрагм с 1-го по 3-ий этажи – 4200 мм, высота диафрагм 3-го этажа – 3750 мм, диафрагмы 4-го – 6-го этажей – 3250 мм.

Внутренняя отделка

Подвесные потолки фирмы «Armstrong», стены и перегородки – вододисперсионная окраска, обои. Полы: керамическая плитка, линолеум.

Наружняя отделка

Фасады снаружи отделываются фактурной штукатуркой и красятся фасадной краской. Первый этаж окрашен в золотисто-желтый цвет (NCS S 0515-Y30R), этажи со второго по четвертый окрашены в светло-желтый цвет (NCS S 0505-Y10R).

Раздел 2
Расчетно-конструктивный

					ВКР-2069059-08.04.01- 151178-17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		15

2.1 Расчет монолитной плиты перекрытия

Конструктивная схема перекрытий включает плиты, работающие на изгиб в двух направлениях, и поддерживающие их балки. Все элементы перекрытия монолитно связаны. Размеры плиты 4,9 м x 5,9 м. Соотношение сторон $l_2/l_1 = 1,2$, следовательно, толщина плиты составляет $140 \text{ мм} > 1/50 l_1 = 100 \text{ мм}$.

Таблица 2.1

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная нагрузка:			
Стяжка t = 20 мм	0,36	1,3	0,468
Звукоизоляция	0,12	1,2	0,144
Стяжка t = 50 мм	0,90	1,3	1,17
Пол мозаичного состава t = 20 мм	0,2	1,3	0,26
Ж/б плита t = 140 мм	3,8	1,1	3,85
Итого постоянная нагрузка:	5,38	-	5,892
Временная нагрузка:			
Временные перегородки	2,0	1,2	2,4
Полезная нагрузка	3,0	1,2	3,6
Итого временная нагрузка:	5,0	-	6,0

С учетом коэффициента надежности по назначению задания расчетная нагрузка на 1 м плиты $q_{пл}=(g+v) \cdot \gamma_n=11,892 \cdot 1,0=11,892$ кПа.

Из условия равенства работ внешних и внутренних сил, получаем равенство:

$$\frac{q \cdot l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + M_I + M_I^I) + l_1 (2M_2 + M_{II} + M_{II}^I)$$

В правую часть уравнения входят расчетные моменты на единицу ширины плиты: два пролетных момента M_1, M_2 и четыре опорных момента $M_I, M_I^I, M_{II}, M_{II}^I$,

M_{II}^I . Пользуясь рекомендуемыми соотношениями между расчетными моментами, задачу сводим к одному неизвестному.

$$\frac{M_2}{M_1} = 2,7 \Rightarrow M_2 = 2,7M_1$$

$$\frac{M_I}{M_1} = \frac{M_I^I}{M_1} = 1,8 \Rightarrow M_I = 1,8M_1$$

$$\frac{M_{II}}{M_1} = \frac{M_{II}^I}{M_1} = 1,8 \Rightarrow M_{II} = 1,8M_1$$

Уравнение примет вид:

$$\frac{q \cdot l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + 1,8M_1 + 1,8M_1) + l_1 (5,4M_1 + 1,8M_1 + 1,8M_1^I)$$

$$M_1 = 3,95 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}};$$

$$M_2 = 10,66 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}};$$

$$M_I = M_I^I = 7,11 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}};$$

$$M_{II} = M_{II}^I = 7,11 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}}.$$

Определим моменты для крайней плиты. Формула примет вид:

$$\frac{q \cdot l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + M_I + M_I^1) + l_1 (2M_2 + M_{II}^1);$$

$$\frac{q \cdot l_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + 1,8M_1 + 1,8M_1) + l_1 (5,4M_1 + 1,8M_1^1)$$

$$M_1 = 4,46 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}};$$

$$M_2 = 12,042 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}};$$

$$M_I = M_I^1 = 8,028 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}};$$

$$M_{II} = M_{II}^1 = 8,028 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}}.$$

Характеристики прочности бетона

С учетом влажности окружающей среды. Бетон тяжелый, естественного твердения при атмосферном давлении, класса В20, $\gamma_{b2}=0,9$; $R_b=11,5 \cdot 0,9=10,35 \text{ МПа}$; $E_b=27000 \text{ МПа}$;

Вычислим арматуру для средней плиты и момента $M_2 = 10,66 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}}$

Вычислим $M_I = M_I^1 = 8,028 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}}$

$$\alpha_m = M / (R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 10,66 \cdot 10^3 / (10,35 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,1^2) = 0,104.$$

При $\alpha_m=0,1$ находим $\xi = 0,11$; $\zeta = 0,945$; тогда

$$A_s = M / (R_s \cdot \zeta \cdot h_0^2) = 10,66 \cdot 10^6 / (280 \cdot 0,945 \cdot 100) = 403 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 5 \varnothing 12 А300 ($A_s = 565 \text{ мм}^2$) с шагом 200 мм.

$$x = h_0 \cdot \xi = 100 \cdot 0,11 = 11 \text{ мм}.$$

Вычислим арматуру для крайней плиты и момента $M_2 = 12,042 \frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{п.м.}}$

Вычислим $\alpha_m = M/(R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 12,042 \cdot 10^3 / (10,35 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,1^2) = 0,116$.

При $\alpha_m = 0,116$ находим $\xi = 0,12$; $\zeta = 0,940$; тогда

$A_s = M/(R_s \cdot \zeta \cdot h_0) = 12,042 \cdot 10^6 / (280 \cdot 0,940 \cdot 100) = 457,5 \text{ мм}^2$.

Принимаем 5 \varnothing 12 А-II ($A_s = 565 \text{ мм}^2$)

$x = h_0 \cdot \xi = 100 \cdot 0,12 = 12 \text{ мм}$.

В целях унификации принимаем рабочую арматуру \varnothing 12 мм с шагом 200 мм.

2.2 Расчет монолитной балки

Таблица 2.2

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэф. надежн по нагрузке	Расч. нагрузка, кПа
Постоянная нагрузка:			
Стяжка $t = 20 \text{ мм}$	0,36	1,3	0,468
Звукоизоляция	0,12	1,2	0,144
Стяжка $t = 50 \text{ мм}$	0,90	1,3	1,17
Пол мозаичного состава $t = 20 \text{ мм}$	0,2	1,3	0,26

Продолжение таблицы 2.2

Ж/б плита t = 140 мм	3,8	1,1	3,85
Итого постоянная нагрузка:	5,38	-	5,892
Временная нагрузка:			
Временные перегородки	2,0	1,2	2,4
В т.ч. длительная	2,0	1,1	2,2
Полезная нагрузка	3,0	1,2	3,6
	1,0	1,3	1,3
Итого временная нагрузка:	5,0	-	6,0
В т.ч. длительная	3,0		3,5
Нагрузка плиты	10,38	-	11,892

Определим постоянную нагрузку:

$$g_1 = q_{пост} \cdot 0,3 + (0,6 - 0,14) \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 =$$

$$= 5,892 \cdot 0,25 + (0,6 - 0,14) \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,1 = 7,22 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$g_2 = g_1 + 5,892 \cdot 4,65 = 27,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определим временную нагрузку:

$$v_1 = q_{вр} \cdot 0,25 = 6 \cdot 0,25 = 1,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$v_2 = v_1 + 6 \cdot 4,65 = 1,5 + 6 \cdot 4,65 = 29,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Таблица расчетного сочетания нагрузок для пролета на 5,9:

Таблица 2.3

№ сечения	M_{\max}	M_{\min}	Q_{\max}	Q_{\min}
1-1	-	-	1+2+4	1+3
	-	-	9,86	4,57
1-2	1+2+4	1+3	1+2+4	1+3
	12,38	5,37	6,11	2,3
1-3	1+2+4	1+3	1+2+3	1+4
	15,66	5,63	-1,38	-3,1
1-4	1+2+4	1+3	1+2+3	1+4
	5,78	-1,22	-5,91	-11,43
1-5	1+2+3	1+4	1+2+3	1+4
	-8,1	-18,24	-8,18	-15,19
2-1	1+2+3	1+4	1+2+3	1+4
	-18,24	-8,1	13,79	5,73
2-2	1+2+4	1+3	1+2+3	1+4
	2,49	-4,52	9,4	3,46
2-3	1+3	1+2+4	1+2+3	1+4
	9,07	-0,95	1,07	-1,07

Продолжение таблицы 2.3

2-4	1+2+4	1+3	1+3+4	1+2
	2,49	-4,51	-3,46	-9,4
2-5	1+3+4	1+2	1+3+4	1+2
	-18,23	-8,1	-5,73	-13,16
3-1	1+3+4	1+2	1+3+4	1+2
	-8,1	-18,23	15,18	8,18
3-2	1+2+4	1+3	1+3+4	1+2
	5,78	-1,22	11,42	5,91
3-3	1+2+4	1+3	1+3+4	1+2
	15,65	5,63	3,07	1,37
3-4	1+2+4	1+3	1+2+4	1+3
	12,35	5,36	-2,3	-6,09
3-5	-	-	1+2+4	1+3
	-	-	-4,57	-9,85

Таблица расчетного сочетания нагрузок для пролета на 4,9:

Таблица 2.4

№ сечения	M_{\max}	M_{\min}	Q_{\max}	Q_{\min}
1-1	-	-	1+2+4	1+3
	-	-	7,24	3,44
1-2	1+2+4	1+3	1+2+4	1+3
	7,52	3,33	4,47	1,73
1-3	1+2+4	1+3	1+2+3	1+4
	9,59	3,54	-1,03	-2,26
1-4	1+2+4	1+3	1+2+3	1+4
	3,48	-0,72	-4,7	-8,38
№ сечения	M_{\max}	M_{\min}	Q_{\max}	Q_{\min}
1-5	1+2+3	1+4	1+2+3	1+4
	-5,04	-11,12	-11,17	-6,12
2-1	1+2+3	1+4	1+2+3	1+4
	-5,04	-11,12	9,67	4,31
2-2	1+2+4	1+3	1+2+3	1+4
	1,47	-2,72	6,89	2,6

Продолжение таблицы 2.4

2-3	1+3	1+2+4	1+2+3	1+4
	5,55	-0,5	0,77	-0,77
2-4	1+2+4	1+3	1+3+4	1+2
	1,47	-2,72	-2,6	-6,89
2-5	1+3+4	1+2	1+3+4	1+2
	-5,04	-11,12	-4,31	-9,76
3-1	1+3+4	1+2	1+3+4	1+2
	-5,04	-11,12	11,17	6,12
3-2	1+2+4	1+3	1+3+4	1+2
	3,48	-0,71	8,38	4,4
3-3	1+2+4	1+3	1+3+4	1+2
	9,59	3,54	2,26	1,03
3-4	1+2+4	1+3	1+2+4	1+3
	7,52	3,33	-1,73	-4,47
3-5	-	-	1+2+4	1+3
	-	-	-3,44	-7,24

Расчетные схема балки пролетом 5,9 м:

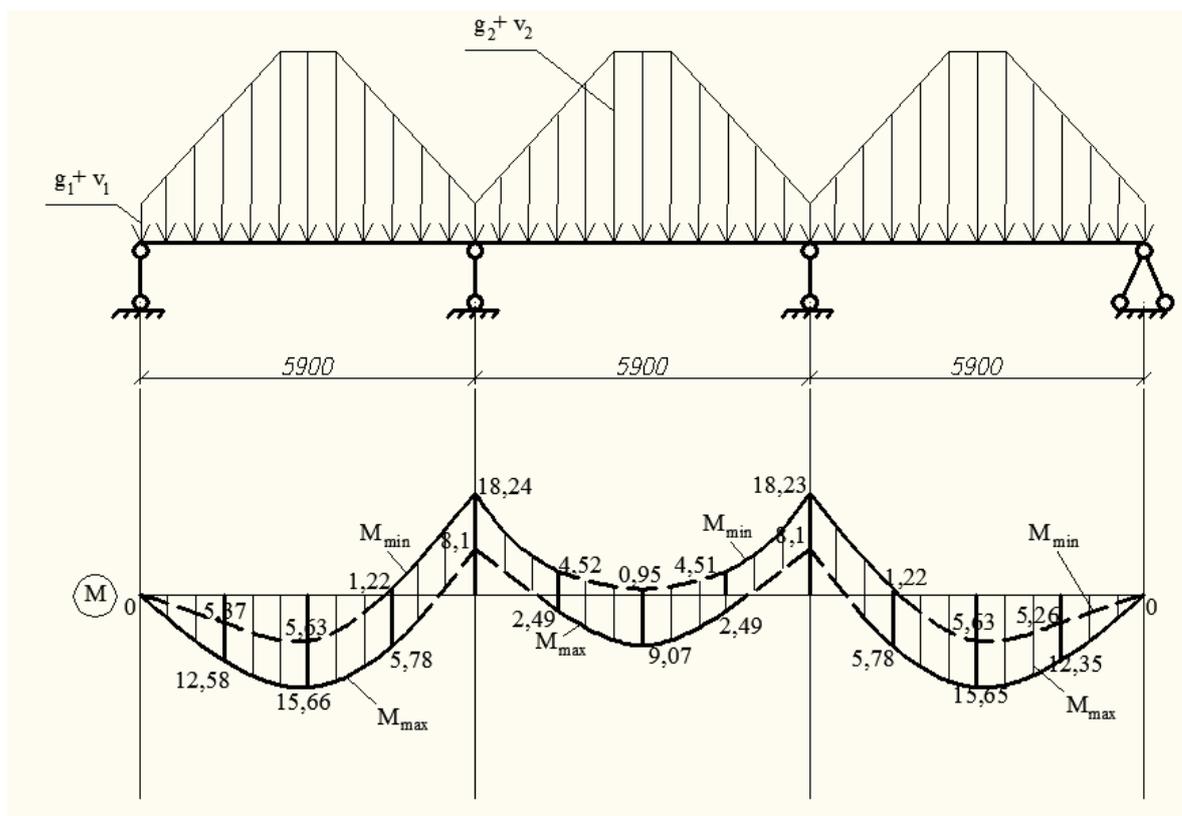


Рис. 2.1

Расчетные схема балки пролетом 4,9 м:

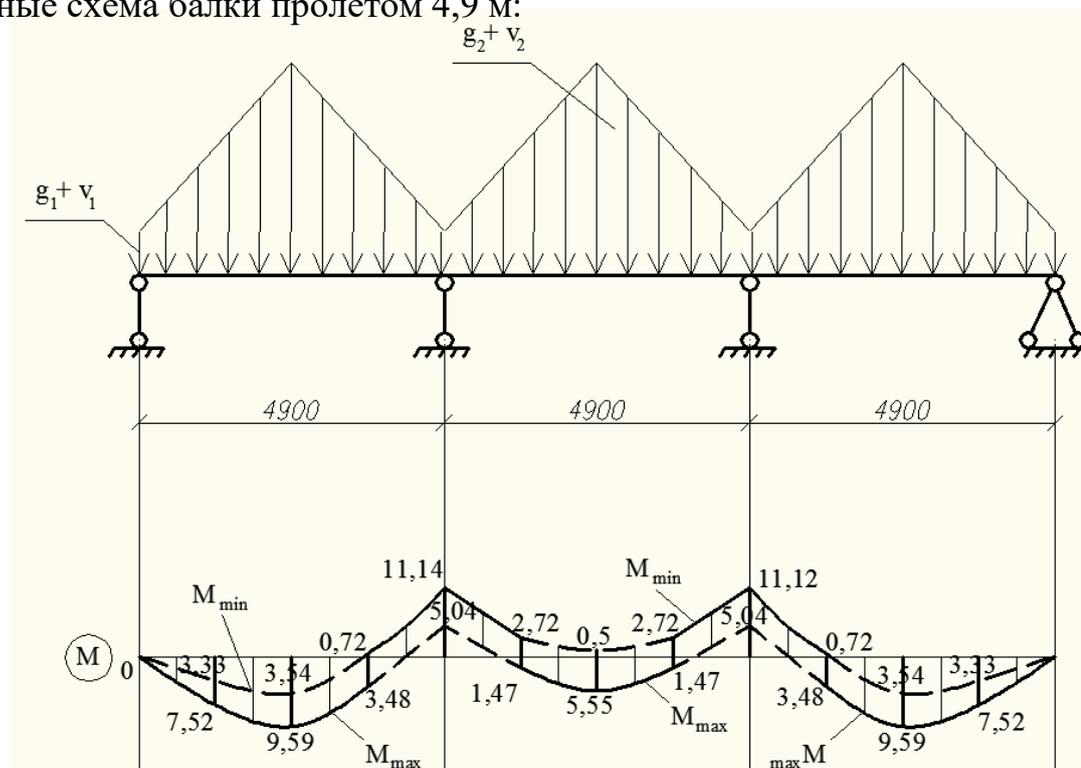


Рис. 2.2

Подбор сечений продольной арматуры

Подберем сечение продольной арматуры в балке, пролетом 5,9 м.

Принимаем $h_0 = 550$ мм, тогда

$$\alpha_m = M/(R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 182,46 \cdot 10^6 / (10,35 \cdot 250 \cdot 550^2) = 0,233;$$

$\zeta = 0,865$, тогда

$$A_s = M/(R_s \cdot \zeta \cdot h_0) = 182,46 \cdot 10^6 / (280 \cdot 0,865 \cdot 550) = 1370 \text{ мм}^2$$

Принимаем продольную арматуру в главной балке 3 $\varnothing 25$ А300 ($A_s = 1473 \text{ мм}^2$)

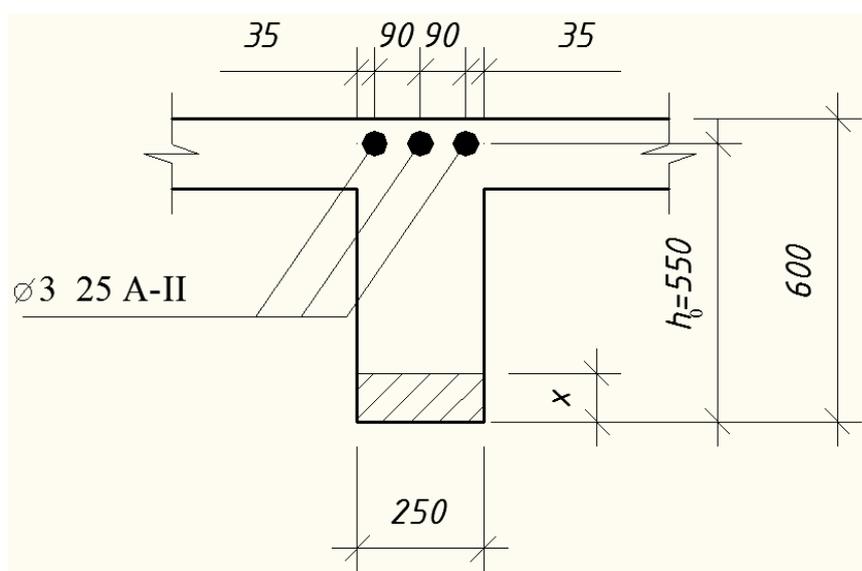


Рис. 2.3

Принимаем $h_0 = 550$ мм, тогда

$$\alpha_m = M/(R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 156,6 \cdot 10^6 / (10,35 \cdot 250 \cdot 550^2) = 0,2;$$

$\zeta = 0,990$, тогда

$$A_s = M/(R_s \cdot \zeta \cdot h_0) = 156,6 \cdot 10^6 / (280 \cdot 0,990 \cdot 550) = 1028 \text{ мм}^2$$

Принимаем продольную арматуру в главной балке 4 $\varnothing 20$ А300 ($A_s = 1257 \text{ мм}^2$)

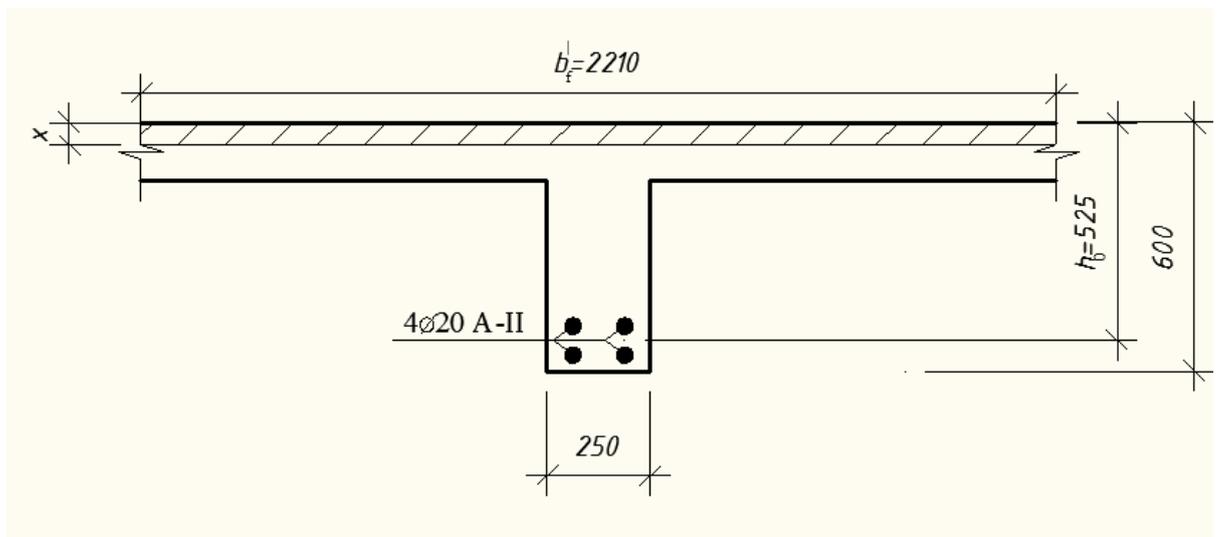


Рис. 2.4

Подберем сечение продольной арматуры в балке, пролетом 4,9 м:

Принимаем $h_0 = 525$ мм, тогда

$$\alpha_m = M/(R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 111,364 \cdot 10^6 / (10,35 \cdot 250 \cdot 525^2) = 0,156;$$

$\zeta = 0,915$, тогда

$$A_s = M/(R_s \cdot \zeta \cdot h_0) = 111,364 \cdot 10^6 / (280 \cdot 0,915 \cdot 525) = 828 \text{ мм}^2$$

Принимаем продольную арматуру в главной балке 3 $\phi 20$ A300 ($A_s = 942 \text{ мм}^2$)

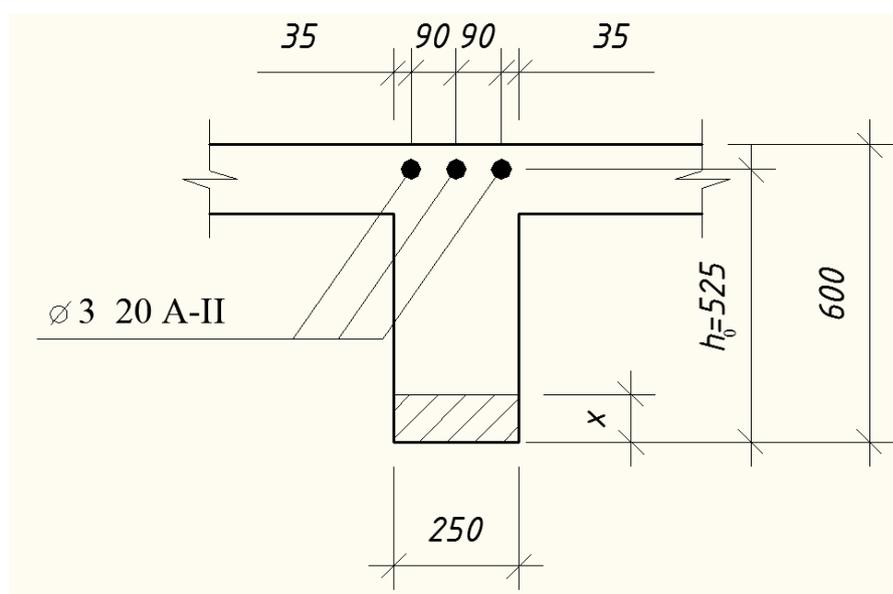


Рис. 2.5

Принимаем $h_0 = 525$ мм, тогда

$$\alpha_m = M / (R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 95,9 \cdot 10^6 / (10,35 \cdot 250 \cdot 525^2) = 0,134;$$

$\zeta = 0,927$, тогда

$$A_s = M / (R_s \cdot \zeta \cdot h_0) = 95,9 \cdot 10^6 / (280 \cdot 0,927 \cdot 525) = 704 \text{ мм}^2$$

Принимаем продольную арматуру в главной балке 4 \varnothing 16 А300 ($A_s = 804 \text{ мм}^2$)

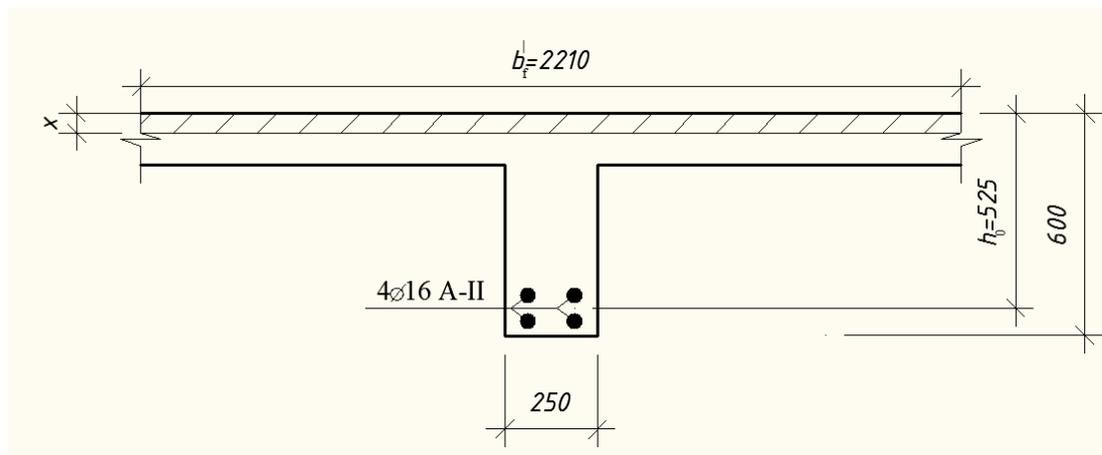


Рис. 2.6

2.3 Расчет прочности балки по сечениям, наклонным к продольной оси

$$Q_{\max} = 152 \text{ кН}, q = 26 \text{ кН/м}$$

Определим требуемую интенсивность поперечных стержней из арматуры класса А- I $R_{sw} = 175$ МПа. $E_s = 210000$ МПа.

принимая в опорном сечении $h_0 = 600 - 50 = 550$ мм.

при $\varphi_f = 0$ и $\varphi_{b2} = 2,0$ получим

$$M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,17 \cdot 250 \cdot 550^2 = 176,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$Q_{b1} = 2 \sqrt{M_b q_1} = 2 \cdot \sqrt{176,9 \cdot 26} = 135,7$ кН. Так как $Q_{b1} / 0,6 = 21,5 / 0,6 = 226,1 > Q_{\max} = 152$ кН, то требуемую интенсивность поперечных стержней определим по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{152^2 - 135,7^2}{4 \cdot 176,9} = 6,6 \text{ кН/м}$$

Поскольку $\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{152 - 135,7}{2 \cdot 0,55} = 14,8$ кН/м $> q_{sw} = 6,6$ кН/м, то принимаем

$$q_{sw} = 14,8 \text{ кН/м}$$

Проверяем условие

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,17 \cdot 250 \cdot 550 = 96,53 \text{ кН};$$

так как $q_{sw} = 14,8$ кН/м $< Q_{b,\min} / 2h_0 = 96,53 / 2 \cdot 0,55 = 87,75$ кН/м,

то корректируем значение q_{sw} по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2h_0}\right)^2} =$$
$$= \frac{152}{2 \cdot 0,55} + \frac{2}{0,6} \cdot 26 - \sqrt{\left(\frac{152}{2 \cdot 0,55} + \frac{2}{0,6} \cdot 26\right)^2 - \left(\frac{152}{2 \cdot 0,55}\right)^2} = 47,5 \text{ кН/м.}$$

Шаг S_1 у опоры должен быть не более

$$h/3 = 600/3 = 200 \text{ мм,}$$

а в пролете $3/4h = 450$ мм, принимаем 450 мм.

Максимально допустимый шаг у опоры будет равен

$$S_{\max} = \varphi_{b4} b h_0^2 / Q_{\max} = 1,5 \cdot 1,17 \cdot 250 \cdot 550^2 / 152 \cdot 10^3 = 870 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечных стержней у опоры $S_1 = 200$ мм, а в пролете $S_2 = 450$ мм, принимаем в поперечном сечении два поперечных стержня диаметром по 8 мм с учетом диаметра продольной арматуры ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).

Таким образом, принятая интенсивность поперечных стержней у опоры и в пролете будет соответственно равна:

$$q_{sw1} = R_{sw} A_{sw} / S_1 = 175 \cdot 101 / 200 = 88,4 \text{ Н/мм};$$

$$q_{sw2} = R_{sw} A_{sw} / S_2 = 175 \cdot 101 / 450 = 39,3 \text{ Н/мм.}$$

Проверим условие $q_{sw1} = 88,4$ кН/м. $< Q_{b,\min} / 2 \cdot h_0 = 87,7$ кН/м.

$$q_{sw2}=39,3\text{кН/м} < Q_{b,\min}/2 \cdot h_0=87,7\text{кН/м}.$$

то, для вычисления l_1 (длины участка ригеля с интенсивностью поперечных стержней q_{sw1}) корректируем значения M_b , $Q_{b,\min}$ по формулам:

$$M_b=2h_0^2 q_{sw2} \varphi_{b2} / \varphi_{b3}=2 \cdot 550^2 \cdot 39,3 \cdot 2/0,6=79,3\text{кН} \cdot \text{м}.$$

$$Q_{b,\min}=2h_0 q_{sw2}=2 \cdot 550 \cdot 39,3=43,2\text{кН}$$

$$c_{01}=\sqrt{M_b / q_{sw1}} = \sqrt{79,3/88,4}=0,95 \quad \text{м} < 2 \quad \cdot \quad h_0 = 1,1 \quad \text{м}.$$

Поскольку $q_1=26\text{кН} < 1,56q_{sw1}-q_{sw2}=98,6\text{Н/м}$, то c вычисляем по формуле

$$c=\sqrt{M_b / q_1 - (q_{sw1} - q_{sw2})}=1,85\text{м} < (2/0,6) \cdot 0,55=6,06\text{м}, c=1,85\text{м}.$$

$$l_1=1,85-(79,3 / 1,85+84,2 -152+26 \cdot 1,85)/(88,4-39,3)=0,5\text{м}.$$

$$\text{Тогда } L_1=l_1+0,2=0,5+0,2=0,7\text{м} < (1/4) \cdot l=(1/4) \cdot 5,9=1,5\text{м}$$

Принимаем $L_1=1,5\text{м}$.

2.4 Расчет монолитной колонны

Определим нагрузку на колонну с грузовой площади S , соответствующей заданной сетке колонн и коэффициентом надежности по назначению здания

$$\gamma_n=1,00 \quad S=5,9 \cdot 4,9=28,91\text{м}^2$$

Постоянная нагрузка от конструкций одного этажа:

— от перекрытия (см. табл.) $5,892 \cdot 28,91 \cdot 1,00=170,4\text{кН}$;

— от собственного веса главной балки сечением $0,25 \times 0,6\text{м}$ длиной $5,9\text{м}$

$$0,25 \cdot (0,6-0,14) \cdot 5,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,00=18,7\text{кН};$$

— от собственного веса второстепенной балки сечением $0,25 \times 0,6\text{м}$ длиной $4,9\text{м}$

$$0,25 \cdot (0,6-0,14) \cdot 4,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,00=15,5\text{кН};$$

— от собственного веса колонны сечением $0,3 \times 0,3\text{м}$ при высоте этажа $4,2\text{м}$

составит $0,3 \cdot 0,3 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,00 = 10,4$ кН.

Итого: $170,4 + 28,91 + 18,7 + 15,5 + 10,4 = 243,91$ кН.

Временная нагрузка от перекрытия одного этажа (см. табл.)

$$6,0 \cdot 28,91 \cdot 1,00 = 173,46 \text{ кН,}$$

в том числе длительная $3,5 \cdot 28,91 \cdot 1,00 = 101,19$ кН.

Постоянная нагрузка от покрытия при нагрузке от кровли и плит 5 кН/м^2 составит $5 \cdot 28,91 \cdot 1,00 = 144,55$ кН,

то же с учетом нагрузки от главной и второстепенной балок и колонны верхнего этажа

$$144,55 + 15,5 + 18,7 + 10,4 = 189,15 \text{ кН.}$$

Временная нагрузка от снега для г. Пенза (III - р-он $S=1,8$) будет равна

$$1,8 \cdot 28,91 \cdot 1,00 = 52,04 \text{ кН,}$$

в том числе длительная составляющая $0,5 \cdot 28,91 = 14,45$ кН.

Таким образом, суммарная (максимальная) величина продольной силы в колонне первого этажа (при заданном количестве этажей - 6) будет составлять

$$N = (243,91 + 173,46) \cdot (6-1) + 189,15 + 52,04 = 2328,04 \text{ кН;}$$

в том числе длительно действующая

$$N_1 = (243,91 + 101,19) \cdot (6-1) + 189,15 + 18,55 = 1933,2 \text{ кН.}$$

2.5 Расчет прочности сечения колонны

Выполняем на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом, поскольку класс тяжелого бетона В20, а $l_0 = 4200 \text{ мм} < 20h = 20 \cdot 600 = 12000 \text{ мм}$.

Принимая предварительно коэффициент $\varphi = 0,8$ вычисляем требуемую площадь сечения продольной арматуры по формуле:

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{2328,04 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 365} - 400 \cdot 400 \frac{10,35}{365} = 3436 \text{ мм}^2$$

Принимаем арматуру в колонне 1-3 этажа 4 диаметра 36 А-III, $A_s=4072 \text{ мм}^2$

$$N = (243,91 + 173,46) \cdot (6-4) + 189,15 + 52,04 = 1493,3 \text{ кН};$$

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{1493,3 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 365} - 400 \cdot 400 \frac{10,35}{365} = 578 \text{ мм}^2$$

Принимаем арматуру в колонне 4-6 этажей 4 диаметра 14 А-III, $A_s=616 \text{ мм}^2$

2.6 Проверка прочности сечения колонны с учетом площади сечения фактически принятой арматуры

При $N_1/N = 1933,2/2328,04 = 0,83$;

$l_0/h = 4200/400 = 10,5$ и $a' = 40 \text{ мм} < 0,15h = 63 \text{ мм}$, находим $\varphi_B = 0,867$ $\varphi_{sb} = 0,89$

$$\alpha_s = R_{sc} \cdot A_{s,tot} / (R_b \cdot A) = 365 \cdot 4072 / (10,35 \cdot 400 \cdot 400) = 0,89;$$

то $\varphi = \varphi_B + 2(\varphi_{sb} - \varphi_B) \alpha_s = 0,82 < \varphi_{sb} = 0,89$;

Тогда фактическая несущая способность расчетного сечения колонны будет равна

$$N_u = \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,82 \cdot (10,35 \cdot 400 \cdot 400 + 365 \cdot 4072) = 2576,7 \text{ кН} >$$

$N = 2328,04 \text{ кН}$, следовательно, прочность колонны обеспечена.

Так же удовлетворяются требования по минимальному армированию, поскольку

$$\mu\% = \frac{A_{s,tot}}{A} 100\% = \frac{4072}{400^2} \cdot 100\% = 2,5\% > 0,1$$

Поперечную арматуру в колонне конструируем из арматуры класса А240 диаметром 10 мм, устанавливаемую с шагом $S = 500 \text{ мм} = 20d$.

2.7 Проектирование фундамента

Фундамент проектируем под рассчитанную выше колонну сечением 300х300 мм.

Определяем момент:

$$M = 3N \cdot l = 3 \cdot 304,6 \cdot 0,7 = 639,7 \text{ кН}\cdot\text{м, где}$$

$$N = (N_{\text{расч}} + Q_{\text{расч}}) / n = (2328,04 + 108,8) / 8 = 304,6 \text{ кН.}$$

Где $N_{\text{расч}}$ – нагрузка, действующая на колонну первого этажа;

$Q_{\text{расч}}$ – нагрузка от фундамента;

n – количество свай в кусту.

$$\text{Вычислим } \alpha_m = M / (R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 639,7 \cdot 10^3 / (10,35 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,75^2) = 0,11.$$

При $\alpha_m = 0,39$ находим $\xi = 0,12$; $\zeta = 0,940$; тогда

$$A_s = M / (R_s \cdot \zeta \cdot h_0) = 639,7 \cdot 10^6 / (280 \cdot 0,940 \cdot 750) = 3240,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 7 \varnothing 22 А-II ($A_s = 3421 \text{ мм}^2$)

$$x = h_0 \cdot \xi = 750 \cdot 0,12 = 90 \text{ мм.}$$

Принимаем рабочую арматуру 9 \varnothing 25 мм с шагом 200 мм.

Расчет прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе производим по формуле:

$$Q \leq 1,5b \cdot h_0 \cdot R_{bt} \cdot \frac{h_0}{c}, \text{ где}$$

$Q = \sum F_i$ – сумма реакций всех свай, находящихся за пределами наиболее нагруженной части ростверка с учетом большего по величине изгибающего момента;

$b = 1400 \text{ мм}$ – ширина подошвы ростверка;

$R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций с учетом коэффициента условий работы бетона;

$h_0 = 900 \text{ мм}$ – расчетная высота в рассматриваемом сечении ростверка;

$c = 700$ мм – длина проекции наклонного сечения, принимаемая равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подколонника или ступени ростверка

$913,8 \text{ кН} \leq 2187 \text{ кН}$ - условие выполняется,

следовательно, поперечную арматуру принимаем конструктивно $\varnothing 8$ А300 с шагом $S = 300$ мм.

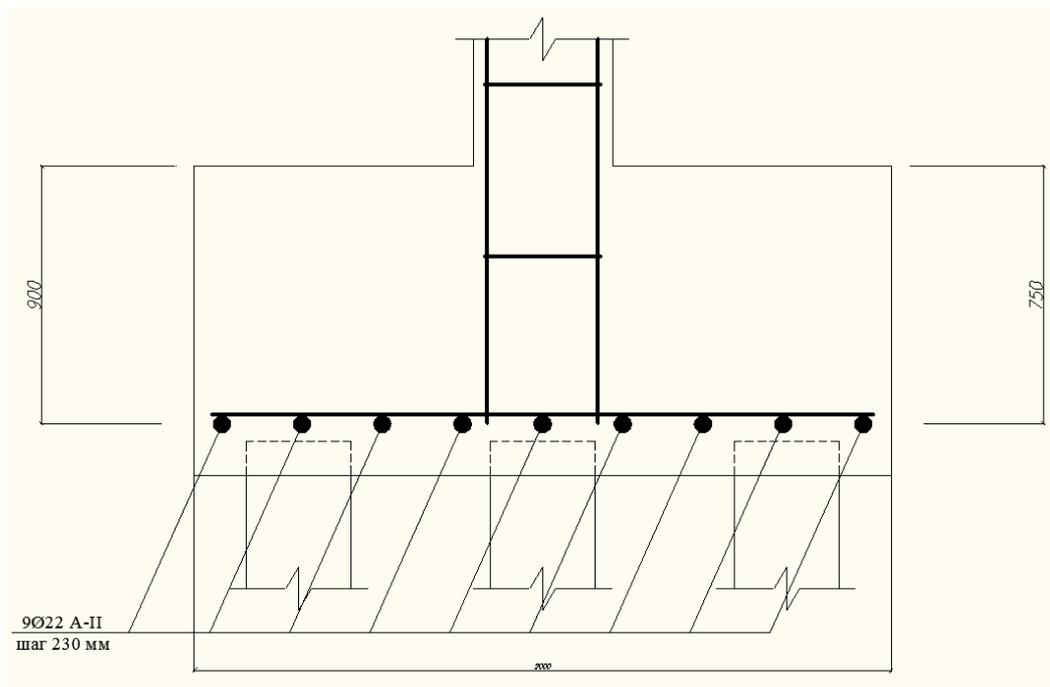


Рис. 2.7

Раздел 3
Основания и фундаменты

					<i>ВКР-2069059-08.04.01- 151178 -17</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		35

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

1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.

Площадка строительства находится в г. Пенза. Рельеф площадки спокойный. Инженерно-геологические условия площадки строительства выявлены бурением трёх скважин на глубину 14,8 м. При бурении вскрыто следующее напластование грунтов (сверху вниз):

- Почвенно-растительный слой мощностью 0,8 м
- Глина мощностью 1,0 м
- Суглинок мощностью 5,0 м
- Песок крупный мощностью 11,0 м

Физико-механические свойства грунтов представлены в таблице 1.

Физико-механические характеристики грунтов:

Таблица 3.1

Наименование. Грунта	Мощность слоя, м	γ , кН/м	γ_s , кН/м	m_0 , Мпа	φ , град.	C , кПа	W , %	W_L , %	W_P , %
Почвенно-растительный	0,8	15	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок	1,0	18,2	27,1	0,18	10	18,0	42	46	27
Глина	5,0	18,5	26,8	0,21	13	11,0	29	36	22
Песок крупный	11,0	19,6	26,7	0,08	30	-	24	-	-

Глина:

- коэффициент пористости:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + 0,01 \cdot w) - 1;$$

$$e = \frac{2,71}{1,82} \cdot (1 + 0,01 \cdot 42) - 1 = 1,11;$$

- коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e};$$

$$m_v = \frac{0,18}{1 + 1,11} = 0,085 \text{ МПа}^{-1};$$

- модуль деформации:

$$E = \frac{\beta}{m_v};$$

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot v^2}{1 - v};$$

- коэффициент Пуассона;

$v = 0,3$ – пески, супеси;

$v = 0,35$ – суглинки;

$v = 0,42$ – глины;

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot 0,42^2}{1 - 0,42} = 0,39;$$

$$E = \frac{0,39}{0,085} = 4,61 \text{ МПа}; \text{ - сильносжимаемые}$$

$$E_{\text{пол}} = E \cdot m_e = 4,61 \cdot 4,5 = 20,75 \text{ МПа};$$

- степень влажности:

$$S_r = \frac{0,01 \cdot \varpi \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w};$$

$$S_r = \frac{0,01 \cdot 27,1 \cdot 42}{1,11 \cdot 10} = 1,02 - \text{насыщенные водой}$$

- показатель текучести:

$$I_L = \frac{42 - 27}{46 - 27} = 0,789 - \text{текучепластичные}$$

Суглинок:

- коэффициент пористости:

$$e = \frac{2,68}{1,85} \cdot (1 + 0,01 \cdot 29) - 1 = 0,869;$$

- коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{0,21}{1 + 0,869} = 0,112 \text{ мПа}^{-1};$$

- модуль деформации:

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot 0,35^2}{1 - 0,35} = 0,623;$$

$$E = \frac{0,623}{0,112} = 5,56 \text{ мПа}; - \text{среднесжимаемые}$$

$$E_{\text{пол}} = E \cdot m_e = 5,56 \cdot 2,9 = 16,12 \text{ мПа};$$

- степень влажности:

$$S_r = \frac{0,01 \cdot 29 \cdot 26,8}{0,869 \cdot 10} = 0,894 - \text{насыщенные водой}$$

- показатель текучести:

$$I_L = \frac{29 - 22}{36 - 22} = 0,4 \text{.- тугопластичные}$$

Песок средней крупности:

- коэффициент пористости:

$$e = \frac{2,67}{1,96} \cdot (1 + 0,01 \cdot 24) - 1 = 0,69;$$

- коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{0,08}{1 + 0,69} = 0,047 \text{ мПа}^{-1};$$

- модуль деформации:

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3} = 0,743$$

$$E = \frac{0,743}{0,0047} = 15,81 \text{ мПа};$$

- степень влажности:

$$S_r = \frac{0,01 \cdot 24 \cdot 26,7}{0,69 \cdot 10} = 0,93;$$

Заключение: площадка в целом пригодна для возведения сооружений. Почвенно-растительный слой не может служить естественным основанием; основанием может быть суглинок или песок, но песок находится на относительно большой глубине, поэтому при опирании фундамента на песок производство будет сложным, а вариант – дорогим.

Физико-механические показатели грунтов:

Таблица 3.2

Наименование грунта	Мощность слоя, м	Удельный вес, γ , кН/м	Природная влажность ω , %	Пределы пластичности		Показатель текучести I_L	Коэффициент пористости e	Коэффициент сжимаемости m_v , МПа ⁻¹	Модуль деформации E , МПа	Степень влажности S_r	Угол внутреннего трения ϕ , град.	Удельное сцепление c , кПа
				ω_l %	ω_p %							
Растительный слой	0,8	15	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Глина	1,0	18,2	42	46	27	0,79	1,12	0,085	20,7	1,02	10	18
Суглинок	5,0	18,5	29	36	22	0,4	0,87	0,112	16,1	0,89	13	11
Песок средней крупности	11,0	19,6	24	--	--	--	0,69	0,047	15,8	0,93	30	--

3.2 Проектирование свайных фундаментов

Фундаменты рассчитываются для наиболее характерных участков здания (наружные стены, колонны). 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). При определении значений расчетных нагрузок их нормативные значения умножаются на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$, значения нормативных нагрузок и γ_f берем по СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

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

первая группа:

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

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.

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

Одиночную сваю в составе фундамента по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать, исходя из условия:

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

- 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 формуле:

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

- 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:

$$S \leq S_u,$$

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

S_u – предельное значение совместной деформации основания свай, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемое по /2/.

3.3 Расчет свайного фундамента под колонну.

Требуется рассчитать свайный фундамент под железобетонную колонну сечением 30×30 см. Максимальная нагрузка по обрезу фундамента:

- при расчете по несущей способности:

$N_I = 2328,04$ кН – расчетная нагрузка;

$N_{II} = 1933,2$ кН – нормативная нагрузка.

Глубина заложения подошвы ростверка d_p по конструктивным соображениям принята равной – 3,85 м.

Выбираем тип свай. По грунтовым условиям, показанным на рисунке, под острием свай находится сжимаемый грунт, следовательно, свая висячая. Длина свай принимается из соображения, чтобы острие свай располагалось в наиболее прочном слое грунта. В рассматриваемом случае предпочтение стоит отдать слою с коэффициентом пористости $e = 0,698$ средней плотности и модулем деформации $E = 18,03$ МПа. В несущий слой (песок крупный) нижний конец свай рекомендуется заглублять не менее, чем на 0,5 метра. По приложению 3 принимаем сваю длиной 5,0 м, сечением $0,3 \times 0,3$ м (С 5-30).

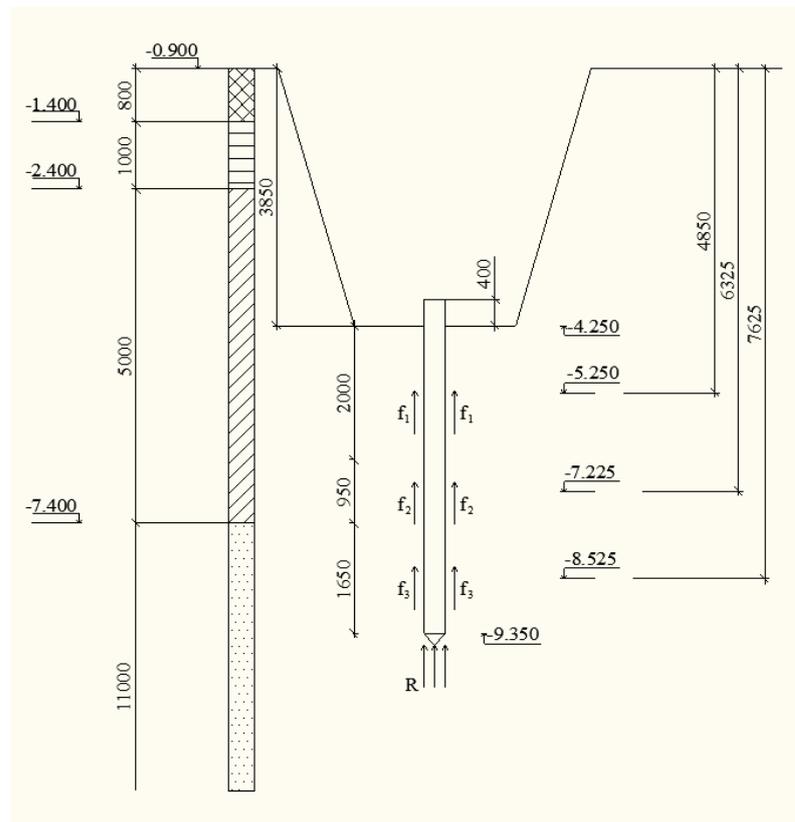


Рис. 3.1

Определим несущую способность висячей сваи по грунту по формуле:

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

где

γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по [3, табл.1];

A – площадь опирания сваи на грунт, м²;

γ_{cR}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта, принимаемые по [3, табл.3];

u – наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

Определяем глубину забивки сваи d от отметки природного рельефа до острия:
 $d=8,45$ м.

R зависит от глубины забивки сваи d и показателя текучести I_L или наименования песчаного грунта.

$R=2600$ кПа по таблице 1 СНиП.

f_i определяем по z_i

z_i , м	$z_1=4,85$	$z_2=6,325$	$z_3=7,625$
f_i , кПа	$f_1=23,8$	$f_2=25,15$	$f_3=61,2$

Несущая способность висячей сваи по материалу во многих случаях больше, чем по грунту, поэтому ограничимся определением несущей способности принятой сваи по грунту.

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 2600 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1 \cdot 23,8 \cdot 2 + 1 \cdot 25,15 \cdot 0,95 + 61,2 \cdot 1,65)) = 440,9 \text{ кН}$$

$$N_{p.d.} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{440,9}{1,4} = 314,9 \text{ кН}$$

Определим предварительное количество свай в кусте :

$$n = 1,2 \frac{N_l}{N_{p.d.}} = \frac{2328,04}{314,9} = 7,4$$

Принимаем минимальное количество свай, равное 8 марки С 5-30. Конструируем ростверк, учитывая, что расстояние между осями свай должно быть от $3d$ до $6d$ (здесь d – сторона сваи).

$$\varphi_{11m} = \frac{\sum_0^h \varphi_{ii} \cdot h_i}{\sum h_i},$$

где φ_{ii} - расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных, пройденных сваями слоев грунта толщиной h_i ;

$$\varphi_{11m} = \frac{13 \cdot 2,95 + 30 \cdot 1,65}{2,95 + 1,65} = 19,1^\circ.$$

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 АБВГ:

$$X = h \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{11m}}{4} = 4,6 \cdot \operatorname{tg} \frac{19,1}{4} = 0,384 \text{ м};$$

$$l_y = 3 \cdot 3d + 4d + 2 \cdot x = 2,7 + 1,2 + 2 \cdot 0,384 = 4,7 \text{ м};$$

$$b_y = 2 \cdot 3d + 3d + 2 \cdot x = 1,8 + 0,9 + 2 \cdot 0,384 = 3,5 \text{ м};$$

$$H_y = 9,35 - 0,9 = 8,45 \text{ м}.$$

Вес условного фундамента:

$$N_y = b_y \cdot l_y \cdot H_y \cdot \gamma_{cp};$$

$$N_y = 3,4 \cdot 2,0 \cdot 8,45 \cdot 20 = 1149,2 \text{ кН}.$$

Вычисляем среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_y = \frac{2328,04 + 1149,2}{3,4 \cdot 2,0} = 511,35 \text{ кПа};$$

При расчете осадок проверяется условие, чтобы давление под подошвой условного фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта на уровне АБ $P_y \leq R, P_{\max} < 1,2R$

Определяем расчетное сопротивление грунта основания:

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

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_{c1} = 1,0 \\ \gamma_{c2} = 1,0 \end{array} \right\};$$

$$K = 1,1;$$

$$\left. \begin{array}{l} M_\gamma = 0,72 \\ M_q = 3,87 \\ M_c = 6,45 \end{array} \right\} \varphi = 24^\circ;$$

$$\gamma_{II} = 19,2 \text{ кН} / \text{м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 0,8 + 17,8 \cdot 5 + 19,5 \cdot 1 + 19,2 \cdot 2,7}{0,8 + 5 + 1 + 2,7} = 18,14 \text{ кН} / \text{м}^3;$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 6,2 + 0,3 \cdot \frac{22}{18,14} = 6,564 \text{ м};$$

$$d_b = \alpha - d_1 = 9,5 - 6,564 = 2,94 \text{ м};$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,0}{1,1} [0,26 \cdot 1,0 \cdot 4,5 \cdot 18,14 + 3,87 \cdot 8,45 \cdot 18,14 + 6,45 \cdot 5] = 1832,91 \text{ кПа};$$

$$P_y = 511,35 \text{ кПа} < R = 1832,91 \text{ кПа}, \text{ условие выполняется.}$$

Если условие не выполняется, то рекомендуется увеличить расстояние между сваями, увеличивая размеры условного фундамента.

Так как условие выполняется, то можно использовать при расчете осадки расчетную схему основания в виде линейно-деформируемого полупространства и определить осадку методом послойного суммирования.

Разбиваем грунтовую толщу ниже подошвы фундамента на слои толщиной:
 $h_i \leq 0,4B \Rightarrow h_i = 0,4 \cdot 3,4 = 1,36 \text{ м}$

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{zq,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$P_0 = P - \sigma_{zq0},$$

Где $P = 511,35 \text{ кПа}$; σ_{zq0} - среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

Находим дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha$$

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемой толщи, нижняя граница которой определяется из условий:

$$\text{при } E \geq 5 \text{ МПа} \quad \sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$$

$$\text{при } E < 5 \text{ МПа} \quad \sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zq}$$

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{P_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u = 10 \text{ см} \quad (S_u - \text{предельно допустимая осадка}).$$

$$P_i = \frac{\sigma_{zPi} + \sigma_{zPi+1}}{2};$$

Весь расчет сводим в таблицу.

Расчет осадки свайного фундамента

Таблица 3.3

№ точки	z, м	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\eta = \frac{l}{b}$	α	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp,i}, \text{кПа}$	E, МПа
0	0	44,45	0	$\eta = 1,7$	1,000	466,9		16,1
1	1,36	69,61	1,36		0,700	326,83	396,87	
2	2,72	119,93	2,72		0,500	163,42	245,13	
3	2,95	124,19	2,95		0,371	60,5	111,96	
4	4,31	208,67	4,31		0,27	16,4	38,45	15,8

$$S = \frac{0,8 \cdot 1,36}{16,1 \cdot 10^3} (396,87 + 245,13 + 111,96) + \frac{0,8 \cdot 1,36}{15,8 \cdot 10^3} \cdot 38,45 = 0,053 \text{ м} < S_u = 0,1 \text{ м} - \text{условие выполняется.}$$

Раздел 4

Технология и организация строительства

					ВКР-2069059-08.03.04- 151178 -17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		51

4.1 Расчет ТЭП календарного плана

1) Сметная стоимость строительно-монтажных работ

$$C_{\text{смп}} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{НП}$$

где ПЗ – прямые затраты на общестроительные работы = 15007,32 тыс. руб.

НР – накладные расходы (60% ЗП) = $0,6 \cdot 15007,32 = 9004,39$ тыс. руб.

НП – нормативная прибыль (50% ЗП) = $0,5 \cdot 15007,32 = 7503,66$ тыс. руб.

$$C_{\text{смп}} = 15007,32 + 9004,39 + 7503,66 = 31515,37 \text{ тыс. руб.}$$

2) Продолжительность строительства

По календарному плану $T_{\text{кп}} = 240$ дней.

3) Общая трудоемкость – 11930 чел.дн.

Общая машиноемкость – 1530 маш.дн.

4) Удельная трудоемкость 1,25 чел.дн. /м²

Удельная машиноемкость 0,16 маш.дн. /м²

5) Уровень механизации – это отношение кол-ва работ с применением механизмов к общему числу работ: $K_{\text{мех}} = C_{\text{мех}} / C_{\text{общ}} = 5930,38 / 31515,37 = 0,2$

6) Выработка на 1 чел./дн. $C_{\text{смп}} / Q_{\text{общ}} = 31515,37 / 34981,91 = 0,9$

7) Коэффициент неравномерности движения рабочей силы $K_{\text{н}}$

$$K_{\text{н}} = R_{\text{max}} / R_{\text{ср}} = 54 / 49,71 = 1,09, \text{ где}$$

R_{max} - максимальное число рабочих по графику потока рабочей силы

$R_{\text{ср}}$ - среднее число рабочих (отношение общих трудозатрат чел.- дн., к общей продолжительности выполнения работ по календарному плану, дн.)

$$R_{\text{ср}} = 11930 / 240 = 49,71$$

8) Коэффициент совмещения работ $K_{\text{совм}}$:

$$K_{\text{совм.}} = \Sigma t_i / T_{\text{кп}} = 531 / 240 = 2,21, \text{ где}$$

Σt_i - продолжительность работ, выполняемых последовательно одна за другой

$T_{\text{кп}}$ - продолжительности выполнения работ по календарному плану.

9) Уровень сборности $K_{\text{сб}}$ определяется по формуле:

$$K_{\text{сб.}} = C_{\text{сб.}} / C_{\text{смп.}} = 77,55 / 31515,37 = 0,01$$

4.2 Разработка стройгенплана объекта

Стройгенплан — это план площадки выделяемой для строительства объекта, на котором кроме существующих и проектируемых зданий, сооружений и коммуникаций показаны необходимые для осуществления строительства временные здания и сооружения, механизированные установки, склады материалов, временные водопроводные и канализационные сети, электросети, временные дороги.

Проектирование стройгенплана включает следующие разработки:

- выбор и расчет потребности во временных зданиях и сооружениях;
- расчет потребности и проектирования временного электроснабжения, водоснабжения, теплоснабжения;
- проектирование движения транспорта.

При проектировании стройгенплана были учтены следующие принципы:

1. Временные здания, сооружения и коммуникации необходимо располагать на территориях, которые не предназначены под застройку постоянными зданиями и сооружениями, при этом должны соблюдаться противопожарные мероприятия, требования техники безопасности, санитарно-гигиенические условия;

2. Стоимость временных зданий и сооружений, а также коммуникаций должна быть наименьшей;

3. Расстояния, на которые транспортируются строительные грузы и число их разгрузок и погрузок в пределах стройгенплана должны быть минимальными.

Стройгенплан разработан на стадии возведения надземной части здания.

При разработке стройгенплана необходимо соблюдать следующие принципы:

- должно быть обеспечено рациональное использование площадки,
- подбор и размещение бытовых помещений, устройств и пешеходных путей должно обеспечивать удовлетворение бытовых нужд работающих,
- решения, принятые на стройгенплане, должны обеспечивать безопасные условия производства работ, соблюдение противопожарных норм и требований охраны окружающей среды.

При проектировании складов необходимо определить габариты и площадь складских площадок.

После размещения складов осуществляется привязка временных зданий, сооружений, установок и коммуникаций. При этом привязка подземных инженерных сетей предусматривает определение мест подключения к постоянным коммуникациям, трассировку с обозначением промежуточных устройств.

На следующей стадии необходимо конкретизировать решения по технике безопасности, то есть определить и показать границы опасных зон вблизи движущихся частей машин, силовых установок, мест перемещения строительных грузов у строящегося объекта, указать ограничение территории строительной площадки и места хранения противопожарного инвентаря, расположение проходов и проездов.

4.3 Выбор монтажного крана

Выбор монтажного крана производится по следующим параметрам: требуемая высота подъема крюка $H_{кр}$, необходимый вылет стрелы $B_{стр}$, грузоподъемность Q .

Монтажные параметры определяют исходя из объемно-планировочного и конструктивного решения здания, расположения в плане и по высоте здания монтируемых конструкций, их масс и габаритов, принятых методов и способов производства монтажных работ.

Требуемую высоту подъема крюка $H_{кр}$ при установке конструкции в проектное положение определяют по формуле:

$$H_{кр}^{мп} = h_0 + h_3 + h_э + h_с ,$$

где $h_0 = 22,7$ – превышение опоры монтируемого элемента над уровнем стоянки крана, м,

$h_3 = 0,5$ – запас по высоте между монтируемым элементом и опорой, принимаемый из условий безопасного производства работ, м,

$h_э = 2,5$ – высота монтируемого элемента, м,

$h_с = 5$ – расчетная высота строповки грузозахватного приспособления, м.

$$H_{кр}^{мп} = 22,7 + 0,5 + 2,5 + 5 = 30,7 \text{ м.}$$

Минимальное требуемое расстояние от уровня стоянки крана до верха стрелы $H_{стр}^{мп}$, определяют по формуле:

Требуемый вылет стрелы $B_{стр}$ определяется по формуле:

$$B_{стр} = a/2 + b + c = 1 + 3 + 48 = 52 \text{ м.}$$

где $a = 2$ – ширина нижней секции крана, м,

$b = 3$ – расстояние от края нижней секции до выступающей части здания, м.

$c = 48$ – расстояние от центра тяжести монтируемого элемента до выступающей части здания, м.(для расчётов использовалась стропильная конструкция).

Требуемая грузоподъемность крана

$$Q = Q_1 + Q_2, \text{ где}$$

$Q_1 = 0,34$ – масса элемента, т.

$Q_2 = 0,045$ – масса строповочной оснастки, т.

$$Q = 0,34 + 0,045 = 0,39 \text{ т.}$$

Требуемые параметры крана :

Высота подъема, м 30,7

Грузоподъемность, т 0,39

Вылет стрелы, м 52

Исходя из рассчитанных параметров крана, выбираем кран QTZ80-5513. Технические характеристики крана приведены в графической части на листе 3.

4.4 Размещение и привязка монтажных механизмов

Привязка монтажного крана на стройгенплане производится с учетом его технических характеристик в следующей последовательности:

горизонтальная привязка в поперечном и продольном направлениях по отношению к возводимому объекту;

определение зоны действия крана;

уточнение условий работы и, в случае необходимости, установление ограничений зоны действия монтажного крана.

4.5 Внутриплощадочные дороги.

До начала производства работ на строительной площадке сооружаются подъездные пути и внутриплощадочные дороги, обеспечивающие свободный и безопасный проезд транспортных средств к объекту. В проекте предусмотрена временная дорога с покрытием из щебня шириной 3,5 м. и уширением до 6 м для стоянки машин при разгрузке. Радиус закругления внутреплощадочных дорог принимается 12 м. Дорога, попадающая в опасную зону, имеет предупреждающие знаки.

4.6 Проектирование складских площадей.

Проектирование объектных складов производится в следующей последовательности:

определение потребных запасов расходуемых в процессе строительства материалов;

выбор способа хранения;

расчёт площади склада и выбор типа склада;

размещение и привязка складов на площадке;

размещение материалов и конструкций на открытых складских площадках.

Площади приобъектных складов рассчитываются по фактическому объёму складироваемых ресурсов. При этом следует учитывать коэффициент использования складской площади (обеспечение возможности проездов, проходов; соблюдение требований техники безопасности и противопожарных требований)

$$S_{mp} = \frac{Q_{зан}}{a * K_u},$$

где $Q_{зан}$ – производственный запас каждого вида материалов и конструкций, т (m^3 , шт.);

a – количество ресурса, складываемого на 1 м^2 полезной площади склада;

$K_{\text{и}}$ – коэффициент использования склада – 0,6

$Q_{\text{зап}}$ рассчитывается в зависимости от средне – суточной потребности того или иного ресурса и нормы запаса, дн., т;

$$Q_{\text{зап}} = \frac{Q_{\text{общ}}}{t} * m * K_1 * K_2,$$

где $Q_{\text{общ}}$ – общая потребность данного ресурса на весь период строительства объекта (по тех. карте), т (м^3 , шт.);

t – длительность периода потребления, дн., принимается по календарному плану;

m – нормативный запас материалов и конструкций, дн.;

K_1 – коэффициент неравномерности поступления ресурсов на объект;

K_2 – коэффициент неравномерности потребления ресурса в течение расчётного периода времени.

В данной работе склады не были запроектированы в виду стесненных условий. Все необходимые материалы и конструкции будут монтироваться непосредственно «с колес».

4.7 Расчет потребности во временных зданиях и сооружениях

При проектировании стройгенплана необходимо стремиться к сокращению стоимости временных зданий и сооружений, отдавая предпочтение передвижным бытовым помещениям.

Временные здание и сооружения возводятся на период строительства, поэтому предусматривать их нужно в минимальном объёме путем:

- использования существующих зданий и сооружений, находящихся на строительной площадке и подлежащих сносу;

- размещение их в ранее выстроенных постоянных зданиях или возводимом здании;
- установки инвентарных передвижных временных зданий и сооружений;
- возведение временных зданий и сооружений из сборно-разборных конструкций, некондиционных сборных железобетонных изделий.

Временные здания.

К временно подсобным зданиям на строительной площадке относятся: производственные здания и сооружения, склады, служебные здания и санитарно – бытовые помещения.

Расчет их состава ведется с учетом максимального использования постоянных существующих или вновь возводимых сооружений.

Номенклатура временных сооружений включает автомобильные дороги, проезды, пути и подъезды с площадками под механизмы, пешеходные дороги и переходы, инженерные сети- электроснабжение, связь, водо- и теплоснабжение, газопроводы, канализация.

Установив номенклатуру зданий и сооружений, переходят к определению их площадей.

Определение площадей временных зданий и сооружений производится по максимальной численности работающих на строительной площадке и нормативной площади на одного человека, пользующего данными помещениями.

$N_{РАБ.}$ - численность работающих,

$N_{ИТР.}$ - численность инженерно-технических работников,

$N_{СЛУЖ.}$ – численность служащих,

$N_{МОП.}$ – численность младшего обслуживающего персонала,

$$N_{РАБ.} = 54 \text{ чел.}$$

$$N_{ИТР.} = 54 * 0,08 = 5 \text{ чел.}$$

$$N_{СЛУЖ.} = 54 * 0,05 = 3 \text{ чел.}$$

$$N_{МОП.} = 54 * 0,03 = 2 \text{ чел.}$$

$$N_{ОБЩ.} = (54 + 5 + 3 + 2) = 64 \text{ чел.}$$

$$N_{МУЖ.} = 64 * 0,7 = 45 \text{ чел.}$$

$$N_{ЖЕН.} = 64 * 0,3 = 19 \text{ чел.}$$

Расчет площадей временных зданий.

Наименование	Численность персонала	Площадь помещения, м ²		Принимаемая площадь м ²	Размеры здания, м	Кол-во	Тип временного здания
		на одного работа	общая				
Прорабская с медпунктом	5	6	30	36	3x6	2	Контейнер
Гардеробная	64	0,9	57,6	72	3x6	4	Контейнер
Умывальная	54	0,05	2,7	18	3x6	1	Контейнер
Сушильная	54	0,2	10,2	18	3x6	1	Контейнер
Туалет							
Мужчины	45	-	-	-	1,2x1,1	2	Кабина
Женщины	19	-	-	-	1,2x1,1	1	Кабина
Помещение для обогрева рабочих	54	0,5	54	27	3x9	1	Контейнер

4.8 Технологическая карта на бетонирование горизонтально - ориентированных конструкций

4.1.1 Область применения

Технологическая карта разработана на бетонирование монолитного ребристого перекрытия.

4.1.2 В состав работ, рассматриваемых техкартой входят работы по устройству монолитного ребристого перекрытия.

4.1.3. Работы выполняются в 2 смены в летний период.

4.9 Организация и технология строительного процесса

1. Условия и подготовка процесса

Техническая готовность работ, предшествующих бетонированию монолитных горизонтально ориентированных конструкций.

До начала бетонирования должны быть выполнены следующие работы:

- устроены временные дороги и подъезды строительной техники к зоне бетонирования;
- обеспечено временное электроснабжение, водоснабжение и освещение;
- доставлены и подготовлены механизмы, инвентарь и приспособления.

При работе с земли:

- подготовлена горизонтальная поверхность, на которой производится бетонирование;
- установлена и принята мастером опалубка;
- установлены арматура и закладные детали в соответствии с рабочими чертежами с оформлением акта на скрытые работы;

При работе на высоте:

- установлены и приняты мастером поддерживающие леса, опалубка, при необходимости - средства подмащивания, с оформлением акта приемки работ;
- установлены арматура и закладные изделия в соответствии с рабочими чертежами с оформлением акта на скрытые работы;
- подготовлена горизонтальная поверхность под бетонирование.

2. Исполнители

Для выполнения бетонных работ принят состав бетонщиков в количестве 3-х человек:

- бетонщик IV разряда (Б1),
- бетонщики II разряда (Б2, Б3).

Примечание - бетонщики, работающие с краном, должны иметь удостоверение стропальщика.

3. Оснастка (элементы подмащивания)

Так как бетонирование горизонтально ориентированных конструкций производится после выполнения армирования и монтажа опалубки, средства подмащивания для рабочих, принимающих и укладывающих бетон используются по решениям, принятым для предыдущих этапов работ.

Технология армирования и опалубливания принимается по отдельным технологическим картам.

Средствами подмащивания могут быть:

- переставные щиты, уложенные по арматуре горизонтальных конструкций;
- переставные подмости (типа ППУ-4).

Выполнение бетонных работ с преставных лестниц запрещается.

4. Организация рабочего места и описание операций

Бетонщик Б3 следит за выгрузкой бетонной смеси из миксера в бетононасос, находясь на приемной площадке.

Бетонщики Б1 и Б2 уплотняют уложенные слои бетонной смеси глубинными или поверхностными вибраторами (в зависимости от толщины и ширины бетонированной конструкции).

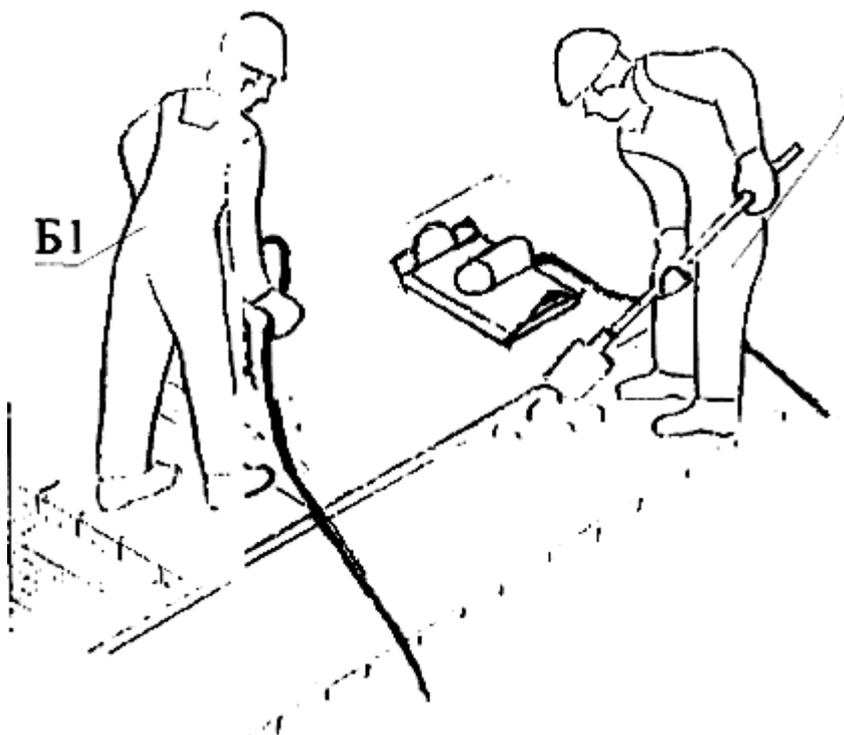


Рис. 4.1 Уплотнение уложенных слоев бетонной смеси глубинными или поверхностными вибраторами

Одновременно эти же бетонщики лопатами очищают просыпавшийся бетон с деревянного настила подмостей и опалубки, сбрасывая его в опалубку бетонированной конструкции.

После укладки верхнего слоя бетонной смеси бетонщик Б2 производит заглаживание открытой поверхности бетона.

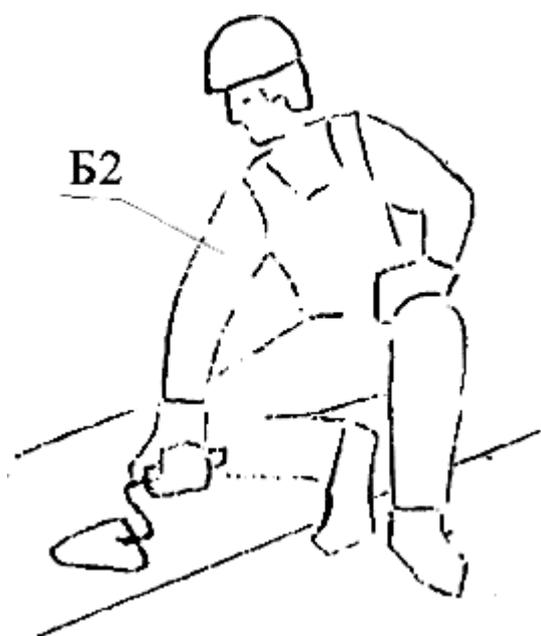


Рис. 4.2 Заглаживание открытой поверхности бетона

В плиты бетонную смесь укладывают в один слой. При этом несколько затрудняется виброуплотнение, поскольку внутренние вибраторы требуется погружать в смесь на глубину, в 1,5... 2 раза превышающую длину рабочей части.

Выравнивают бетон плит по маякам, поверхность заглаживают гладилками, кельмами или полутерками. В местах примыкания стен, опирания колонн и столбов бетон оставляют шероховатым с устройством в отдельных случаях рифления и насечки.

4.10 Требование к качеству выполнения работ

1. Контроль качества и приемка конструкций

а. На объекте ежемесячно должен вестись журнал бетонных работ.

б. При приемке забетонированных конструкций, согласно требованиям действующих государственных стандартов, определять:

- качество бетона в отношении прочности, а в необходимых случаях морозостойкости, водонепроницаемости и других показателей, указанных в проекте;
- качество поверхностей;
- наличие и соответствие проекту отверстий, проемов и каналов;
- наличие и правильность выполнения деформационных швов;
- допустимость отклонений конструкций по таблице 11 СНиП 3.03.01-87*, в частности:

Параметр	Предельные отклонения
1. Отклонение линий плоскостей пересечения от вертикали или проектного наклона на всю высоту конструкций для:	
фундаментов	20 мм
стен и колонн, поддерживающих монолитные покрытия и перекрытия	15 мм
стен и колонн, поддерживающих сборные балочные конструкции	10 мм
стен зданий и сооружений, возводимых в скользящей опалубке, при отсутствии промежуточных перекрытий	1/500 высоты сооружения, но не более 100 мм

стен зданий и сооружений, возводимых в скользящей опалубке, при наличии промежуточных перекрытий 1/1000 высоты сооружения, но не более 50 мм

2. Отклонение горизонтальных плоскостей на всю длину выверяемого участка 20 мм

3. Местные неровности поверхности бетона при проверке двухметровой рейкой, кроме опорных поверхностей 5 мм

4. Длина или пролет элементов ± 20 мм

5. Размер поперечного сечения элементов +6 мм;
3 мм

6. Отметки поверхностей и закладных изделий, служащих опорами для стальных или сборных железобетонных колонн и других сборных элементов 5 мм

7. Уклон опорных поверхностей 0,0007

фундаментов при опирании стальных
колонн без подливки

8. Расположение анкерных болтов:

внутри контура опоры	5 мм
в плане вне	10 мм
по высоте	+20 мм

9. Разница отметок по высоте на стыке двух
смежных поверхностей 3 мм

Должны быть представлены документы (накладные, сертификаты, акты на скрытые работы и др.), подтверждающие качество примененных материалов, изделий и полуфабрикатов.

в. Приемку законченных бетонных и железобетонных конструкций или частей сооружений следует оформлять актом освидетельствования скрытых работ или актом на приемку ответственных конструкций.

2. Контроль качества и приемка бетона

а. Контроль качества выполнения бетонных работ предусматривает его осуществление на следующих этапах:

- подготовительном;
- бетонирования (приготовления, транспортировки и укладки бетонной смеси);
- выдерживания бетона и распалубливания конструкций;
- приемки бетонных и железобетонных конструкций или частей сооружений.

б. На подготовительном этапе необходимо контролировать:

- качество применяемых материалов для приготовления бетонной смеси и их соответствие требованиям ГОСТ;
- подготовленность бетоносмесительного, транспортного и вспомогательного оборудования к производству бетонных работ;
- правильность подбора состава бетонной смеси и назначение ее подвижности (жесткости) в соответствии с указаниями проекта и условиями производства работ;
- результаты испытаний контрольных образцов бетона при подборе состава бетонной смеси.

в. Состав бетонной смеси должен подбираться строительной лабораторией. Состав, приготовление, транспортирование и укладка бетонной смеси, правила и методы контроля ее качества должны соответствовать ГОСТ 7473-94 и требованиям таблицы 1. Состав бетонной смеси в процессе работ должен корректироваться с учетом изменяющихся характеристик исходных материалов (вяжущих, заполнителей).

Таблица 4.1

Технические требования	Допускаемые отклонения	Контроль (метод, объем, вид регистрации)
1	2	3
1. Число фракций крупного заполнителя при крупности зерен, мм: до 40;	Не менее двух	Измерительный, по ГОСТ 10260-82, журнал работ

св.40	Не менее трех			
<p>2. Наибольшая крупность заполнителей:</p> <p>для железобетонных конструкций;</p> <p>для плит;</p> <p>для тонкостенных конструкций;</p> <p>при перекачивании бетононасосом;</p> <p>в том числе зерен наибольшего размера лещадной и игловатой форм</p>	<p>Не более $2/3$ наименьшего расстояния между стержнями арматуры</p> <p>Не более $1/2$ толщины плит</p> <p>Не более $1/3-1/2$ толщины изделия</p> <p>Не более $0,33$ внутреннего диаметра трубопровода</p> <p>Не более 15% по массе</p>	То же		
<p>3. При перекачивании по бетоноводам содержание песка крупностью менее, мм</p> <p>0,14</p> <p>0,3</p>	<p>5-7%</p> <p>15-20%</p>	Измерительный, по ГОСТ 8736-93		
<table border="1" style="float: right; margin-right: 10px;"> <tr> <td>Лист</td> </tr> <tr> <td>69</td> </tr> </table>			Лист	69
Лист				
69				

4. Транспортирование бетонной смеси необходимо осуществлять специализированными средствами, предусмотренными ППР.

Принятый способ транспортирования бетонной смеси должен:

- исключить попадание атмосферных осадков и прямое воздействие солнечных лучей;
- исключить расслоение и нарушение однородности;
- не допустить потерю цементного молока или раствора.

5. Максимальная продолжительность транспортирования бетонной смеси должна устанавливаться строительной лабораторией с условием обеспечения сохранности требуемого качества смеси в пути и на месте ее укладки.

6. Перед укладкой бетонной смеси должны быть проверены основания (грунтовые или искусственные), правильность установки опалубки, арматурных конструкций и закладных деталей. Бетонные основания и рабочие швы в бетоне должны быть тщательно очищены от цементной пленки без повреждения бетона, опалубка - от мусора и грязи, арматура - от налета ржавчины. Внутренняя поверхность инвентарной опалубки должна быть покрыта специальной смазкой, не ухудшающей внешний вид и прочностные качества конструкций.

7. В процессе укладки бетонной смеси необходимо контролировать:

- состояние лесов, опалубки, положение арматуры;
- качество укладываемой смеси;
- соблюдение правил выгрузки и распределения бетонной смеси;
- толщину укладываемых слоев;
- режим уплотнения бетонной смеси;
- соблюдение установленного порядка бетонирования и правил устройства рабочих швов;

- своевременность и правильность отбора проб для изготовления контрольных образцов бетона.

Результаты контроля необходимо фиксировать в журнале бетонных работ.

8. Контроль качества укладываемой бетонной смеси должен осуществляться путем проверки ее подвижности (жесткости):

- у места приготовления - не реже двух раз в смену в условиях установившейся погоды и постоянной влажности заполнителей;

- у места укладки - не реже двух раз в смену.

9. Подачу и распределение бетонной смеси необходимо осуществлять в соответствии с ППР (желобами, хоботами, виброхоботами, бадьями, ленточными конвейерами, бетононасосами и др.). При подаче бетонной смеси любым способом необходимо исключить расслоение и утечку цементного молока.

10. Бетонная смесь должна укладываться в конструкции горизонтальными слоями одинаковой толщины, без разрыва, с последовательным направлением укладки в одну сторону во всех слоях. Толщина укладываемого слоя должна быть установлена в зависимости от степени армирования конструкции и применяемых средств уплотнения.

11. При уплотнении бетонной смеси не допускается опирание вибраторов на арматуру и закладные изделия, тяжи и другие элементы крепления опалубки. Глубина погружения глубинного вибратора в бетонную смесь должна обеспечивать углубление его в ранее уложенный слой на 5-10 см. Шаг перестановки глубинных вибраторов не должен превышать полуторного радиуса их действия. Шаг перестановки поверхностных вибраторов должен обеспечивать перекрытие на 100 мм площадкой вибратора границы уже провибрированного участка.

12. Укладка следующего слоя бетонной смеси допускается до начала схватывания бетона предыдущего слоя. Продолжительность перерыва между укладкой

смежных слоев бетонной смеси без образования рабочего шва устанавливается строительной лабораторией. Верхний уровень уложенной бетонной смеси должен быть на 50-70 мм ниже верха щитов опалубки.

13. Поверхность рабочих швов, устраиваемых при укладке бетонной смеси с перерывами, должна быть перпендикулярна к оси бетонируемых колонн и балок, к поверхности плит и стен. Возобновление бетонирования допускается производить по достижении бетоном прочности не менее 1,5 МПа.

Рабочие швы по согласованию с проектной организацией допускается устраивать при бетонировании:

- колонн - на отметке верха фундамента, низа прогонов, балок и подкрановых консолей, верха подкрановых балок, низа капителей колонн;
- балок больших размеров, монолитно соединенных с плитами - на 20-30 мм ниже отметки нижней поверхности плиты, а при наличии в плите вутов - на отметке низа вута плиты;
- плоских плит - в любом месте, параллельном меньшей стороне плиты;
- ребристых перекрытий - в направлении, параллельном второстепенным балкам;
- отдельных балок - в пределах средней трети пролета балок, в направлении, параллельном главным балкам (прогонам) в пределах двух средних четвертей пролета прогонов и плит;
- массивов, арок, сводов, резервуаров, бункеров, гидротехнических сооружений, мостов и других сложных инженерных сооружений и конструкций - в местах, указанных в проектах.

14. При укладке и уплотнении бетонной смеси необходимо соблюдать требования таблицы 2.

Таблица 4.2

Технические требования	Допускае мые отклонен ия	Контроль (метод, объем, вид регистрации)
1	2	3
<p>1. Прочность поверхностей бетонных оснований при очистке от цементной пленки, МПа, не менее:</p> <p>водной и воздушной струей;</p> <p>механический металлической щеткой;</p> <p>гидропескоструйной или механической фрезой</p> <p>2. Высота свободного сбрасывания бетонной смеси в опалубку конструкций, м, не более:</p> <p>перекрытий;</p> <p>стен;</p>	<p>0,3</p> <p>1.5</p> <p>5,0</p> <p>1,0</p> <p>4,5</p>	<p>Измерительн ый, по ГОСТ 10180-90, ГОСТ 18105- 86, ГОСТ 22690-90, журнал работ</p> <p>Измерительн ый, 2 раза в смену. журнал работ</p>

Технические требования	Допускае мые отклонен ия	Контроль (метод, объем, вид регистрации)
1	2	3
<p>неармированных конструкций;</p> <p>3. Толщина укладываемых слоев бетонной смеси:</p> <p>при уплотнении смеси тяжелыми подвесными вертикально расположенными вибраторами;</p> <p>при уплотнении смеси подвесными вибраторами, расположенными под углом (до 30%) к вертикали;</p> <p>при уплотнении смеси ручными глубинными вибраторами;</p>	<p>6,0</p> <p>На 5-10 см меньше длины рабочей части вибратора</p> <p>Не более вертикальной проекции длины рабочей части вибратора</p> <p>Не более 1,25 длины</p>	<p>Измерительный, 2 раза в смену, журнал работ</p>

<p>при уплотнении смеси поверхностными вибраторами в конструкциях:</p> <p>неармированных;</p> <p>с одиночной арматурой;</p> <p>с двойной арматурой</p>	<p>рабочей части вибратора</p> <p>40</p> <p>25</p> <p>12</p>	
--	--	--

15. Состав мероприятий на этапе выдерживания бетона, уход за ним и последовательность распалубливания конструкций устанавливается ППР с соблюдением следующих требований:

- поддержания температурно-влажностного режима, обеспечивающего нарастание прочности бетона заданными темпами;
- предотвращения значительных температурно-усадочных деформаций и образования трещин;
- предохранения твердеющего бетона от ударов и других механических воздействий;
- предохранения в начальный период твердения бетона от попадания атмосферных осадков или потери влаги.

16. Движение людей по забетонированным конструкциям и установка на них опалубки вышележащих конструкций допускается после достижения бетоном прочности не менее 1,5 МПа.

17. Распалубливание забетонированных конструкций допускается при достижении бетоном прочности.

18. Обнаруженные после распалубливания дефектные участки поверхности (гравелистые поверхности, раковины) необходимо расчистить, промыть водой под напором и затереть (заделать) цементным раствором состава 1:2-1:3.

19. Контроль качества бетона предусматривает проверку соответствия фактической прочности бетона в конструкции проектной и заданной в сроки промежуточного контроля, а также морозостойкости и водонепроницаемости требованиям проекта.

20. При проверке прочности бетона обязательными являются испытания контрольных образцов бетона на сжатие.

Контрольные образцы должны изготавливаться из проб бетонной смеси, отбираемых на месте ее приготовления и непосредственно на месте бетонирования конструкций (для испытания на прочность). На месте бетонирования должно отбираться не менее двух проб в сутки при непрерывном бетонировании для каждого состава бетона и для каждой группы бетонируемых конструкций. Из каждой пробы должны изготавливаться по одной серии контрольных образцов (не менее трех образцов).

Испытание бетона на водонепроницаемость, морозостойкость следует производить по пробам бетонной смеси, отобранным на месте приготовления, а в дальнейшем - не реже одного раза в 3 месяца и при изменении состава бетона или характеристик используемых материалов.

21. Результаты контроля качества бетона должны отражаться в журнале и актах приемки работ.

4.11 Материально-технические ресурсы

Ведомость основных машин, механизмов, приспособлений и оснастки (Табл.3)

Таблица 4.3

	Наименование	Марка и параметр ы	Ед. изм	Коли честв о	Примечан ие
1	Бункер поворотный	БП-0,5	шт.	3	ГОСТ 21807-76*
	Бункер поворотный	БП-1,0	шт.	3	ГОСТ 21807-76*
2	Строп 4 ^х ветвевой	4ск1- 8,0/5000 4ск- 8,0/5000	шт.	2	ГОСТ 25573-82 РД 10- 33-93
3	Строп универсальный	УСК 1- 3,2/6000	шт.	2	РД 10-33- 93
	Строп 2(х) петлевой	СКП1- 3,2/6000	шт.	1	ГОСТ 25573-82
4	Вибратор для уплотнения бетонной смеси	ИВ-66 Дн=38 (глубинн ый)	шт.	2	Каталог ЦНИИО МПТ

Продолжение таблицы 4.3

N п. п.	Наименование	Марка и параметр ы	Ед. изм	Коли честв о	Примечан ие
	Вибратор для уплотнения бетонной смеси	ИВ-47А Дн=76 (глубинн ый)	шт.	2	Каталог ЦНИИО МТП
	Вибратор для уплотнения бетонной смеси	ИВ-92 (повершно стный)	шт.	2	Каталог ЦНИИО МТП
	Вибратор для уплотнения бетонной смеси	СО-131А (виброрей ка)	шт.	1	Каталог ЦНИИО МТП
5	Машинка для заглаживания бетонных поверхностей	СО-135	шт.	1	Каталог ЦНИИО МТП
6	Лоток приемный	$V \leq 2,0 \text{ м}^3$	шт.	1	ГОСТ 21807-76*
7	Маячная рейка		шт.	2	инв.

Продолжение таблицы 4.3

8	Рейка 2(х) м. с уровнем		шт.	1	ЦНИИО МТП р.ч. 3295.10.0 00
9	Правило универсальное		шт.	2	Каталог ЦНИИО МТП
10	Гладилка стальная строительная		шт.	2	ГОСТ 10403-80*
11	Лопата стальная строительная	ЛП/ЛР	шт.	2/2	ГОСТ 3620-76
12	Щетка механическая		шт.	1	инв.
13	Каска строительная		шт.	3	ГОСТ 12.4.087- 84
14	Пояс предохранительны й		шт.	2	ГОСТ Р 50849-96
15	Канат страховочный		шт.	1	ГОСТ 12.3.107- 83

4.12 Указания по технике безопасности

1. Бетонирование конструкций зданий и сооружений производить с соблюдением требований СНиП 12-03-2001 "безопасность труда в строительстве", СНиП 12-04-2002 "строительное производство" ч.2, должностных инструкций и ППРк.
2. Ежедневно перед началом укладки бетона в опалубку необходимо проверять состояние тары, опалубки и средств подмащивания. Обнаруженные неисправности следует незамедлительно устранять.
3. Перед началом укладки бетонной смеси виброхоботом необходимо проверить исправность и надежность закрепления всех звеньев виброхобота между собой и к страховочному канату.
4. Поворотные бункера (бадью) для бетонной смеси должны удовлетворять ГОСТ 21807-76.
5. Перемещение загруженного или порожнего бункера разрешается только при закрытом затворе.
6. При укладке бетона из баддей или бункера расстояние между нижней кромкой бадьи или бункера и ранее уложенным бетоном или поверхностью, на которую укладывают бетон, должно быть не более 1 м, если иные расстояния не предусмотрены проектом производства работ.
7. Открывание бункера выполняет бетонщик после остановки стрелы крана и находясь не под бункером и стрелой крана. Разгрузка тары на весу должна производиться равномерно в течение не менее 5 секунд.
8. Мгновенная разгрузка тары на весу запрещается.

9. Рабочие, укладывающие бетонную смесь на поверхности, имеющие уклон более 20, должны пользоваться предохранительными поясами.
10. При уплотнении бетонной смеси электровибраторами перемещать вибратор за токоведущие шланги не допускается, а при перерывах в работе и при переходе с одного места на другое электровибраторы необходимо выключать.
11. Особые условия обеспечения безопасного производства работ при паро -, электропрогреве, использование химических добавок и др. должны решаться в составе ППР.
12. Запрещается переход бетонщиков по незакрепленным в проектное положение конструкциями средствам подмащивания, не имеющим ограждения или страховочного каната.
13. В каждой смене должен быть обеспечен постоянный технический надзор со стороны прорабов, мастеров, бригадиров и других лиц, ответственных за безопасное ведение работ. Следящих за исправным состоянием лестниц, подмостей и ограждений, а так же за чистотой и достаточной освещенностью рабочих мест и проходов к ним, наличием и применением предохранительных поясов и защитных касок.

Раздел 5
Экономика строительства

					<i>ВКР-2069059-08.04.01- 151178 -17</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		82

5.1 Локальная смета

На строительство бизнес-центра в г. Пенза

Сметная стоимость: 16191,69 тыс. руб.

Нормативная трудоемкость: 58,509 тыс. чел. час.

Сметная заработная плата: 1029884,82 тыс. руб.

Стоимость 1 м² общ. площади: 1696,93 руб/м²

№ п/п	Шифр и № позиции норматива	Наименование работ и затрат	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость ед.		Общая стоимость, руб.			Зат-ты труда раб-их чел.ч. не занятых обсл-ем машин	
					Всего	Эксплуат. Машин	Всего	Осн-ой зарп-ты	Экспл-и машин/ в т.ч. з.пл	На ед-цу	Всего
					Основной зарплаты	В т.ч. зарплаты					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	01-01-088- 2	Планировка бульдозером площадки строительства (грубая)	1000 м ³	1,64	138,27 -	138,27 1,54	226,7	-	226,7 2,5	-	-

2	01-01-003-8	Разработка грунта II кат. экскаватором	1000 м ³	0,1	3001,22 99,87	2901,35 359,77	300,1	9,987	290,1 35,97	10,48	5,24
3	01-02-064-2	Доработка грунта в котлованах и траншеях вручную	100 м ³	0,75	1385,07 1008,42	376,65 121,51	1038,8	756,31	282,48 91,13	110	82,5
4	05-01-002-2	Погружение дизель-молотом копровой установки на базе экскаватора железобетонных свай <i>Сваи ж/б (м³)</i>	1 м ³	262,8	592,0 49,70 14,01	507,25 42,18	155577,6 3681,83	13061,16	133305,3 11084,9	4,27	1122,1
5	06-01-005-6	Устройство фундаментов общего назначения <i>Бетон В20</i>	100 м ³	4,21	9115,51 2887,11 93281,77	2560,03 295,98	38376,3 392716,25	12154,73	10777,73 1246,08	278,88	1174,09
6	08-01-003-7	Устройство обмазочной изоляции фундамента в 2 сл	100 м ²	6,84	1533,39 266,51	59,22 2,30	10488,39	1822,93	405,05 15,73	21,2	145,01
7	01-02-061-2	Обратная засыпка траншей, пазух фундаментов с уплотнением грунта трамбованием вручную	100 м ³	2,0	890,35 -	890,35 -	1780,7	-	1780,7 -	97,20	194,40
8	06-01-026-05	Устройство колонн в деревянной опалубке <i>Бетон В20</i>	100 м ³	2,96	29984,69 11912,63 129957,40	10792,97 1510,64	88754,7 384673,91	35261,4	31947,2 4471,5	1091,50	3230,84

9	11-01-002-9	Устройство бетонной подготовки под полы толщиной до 150 мм	м ³	150	483,61 37,52	0,2 -	72541,5	5628,0	30 -	3,6	540,0
10	06-01-034-1	Устройство балок фундаментных <i>Бетон В20</i>	100 м ³	0,5	45423,24 13961,27 144067,25	7506,86 957,22	22711,62 72033,63	6980,64	3753,43 478,61	1309,00	654,5
11	06-01-034-3	Устройство балок для перекрытий при высоте балок до 800 мм <i>Бетон В20</i>	100 м ³	6,72	54695,50 15354,20 189174,68	10391,78 1236,04	369194,6 1271253,8 5	103180, 2	69832,76 8306,19	1439,60	9674,12
12	06-01-041-5	Устройство перекрытий ребристых на высоте от опоры площади до 6 м <i>Бетон В20</i>	100 м ³	13,6	62872,25 16361,03 190245,87	6247,61 656,78	855062,6 1278452,2 5	222510, 01	84967,5 8932,21	1534,00	20862,4
13	08-02-001-6	Кирпичная кладка наружных и внутренних стен на сложном растворе <i>Раствор сложный</i>	м ³	430	201,99 56,59 864,21	24,38 3,59	86855,7 371610,3	24333,7	10483,4 1543,7	6,07	2610,1
14	07-05-015-1	Монтаж сб. ж.бетонных площадок	100 шт	0,12	1513,62 1306,69	127,43 19,44	529,76	457,35	44,6 6,81	117,72	41,21

15	55-4-2	Установка перегородок из гипсовых пазогребневых плит по технологии «Knauf» в 1 слой при высоте этажа свыше 4 м	100 м ²	40,7	15019,5 1179,26	113,94 32,13	611294,47	47995,88	4637,36 1307,69	134,19	5490,43
16	07-05-023-9	Установка диафрагм жесткости высотой до 4,8 м, площадью до 25 м ² <i>К-ии сб. ж/б</i>	100 шт	0,35	17324,29 20289,90 94502,24	2306,12 69001,18	6063,51 33075,78	7101,47	807,14 24150,41	6,32	2,17
17	07-01-047-3	Установка лестничных маршей при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т <i>К-ии сб. ж/б</i>	100 шт	0,34	15542,57 3811,86 3773,95	8337,83 1311,62	5284,48 1283,14	1296,03	2834,86 445,95	347,48	118,14
18	15-01-047-15	Устройство подвесных потолков	100 м ²	3,95	9970,52 953,12	355,4 54,94	39383,55	3764,82	1403,83 217	108,36	428,02
19	09-04-002-3	Монтаж кровельных сэндвич панелей <i>Панели многослойные из проф. настила</i>	100 м ²	12,5	2210,66 531,82 210,68	1491,72 176,12	27633,25 2633,5	6647,75	18646,5 2201,5	45,2	565,0

20	10-01-034-4	Монтаж окон из ПВХ-профилей поворотных (откидных, поворотно-откидных) с площадью проема более 2 м ² одностворчатых <i>Профиль ПВХ</i>	100 м ²	5,18	5863,42 1110,75 171060,82	342,38 76,60	30372,52 886095,05	5753,69	1773,53 396,79	91,12	472,01
21	10-01-039-7	Монтаж блоков из ПВХ в наружных и внутренних дверных проемах в каменных стенах площадью проема более 3 м ² <i>Профиль ПВХ</i>	100 м ²	3,78	4900,71 906,32 171598,31	380,46 87,95	18524,68 648641,62	3425,89	1438,19 332,45	74,35	281,04
22	09-04-011-1	Установка металлических дверей	1 т.	0,1	3762,07 605,06	2329,52 168,22	376,21	60,51	232,95 16,82	46,37	4,64
23	15-02-018-3	Штукатурка поверхностей сложным раствором	100 м ²	338,3	3703,41 2165,12	180,23 101,95	1252863,6	73246,0 1	6097,18 3448,97	162,4	2095
24	11-01-011-1	Устройство стяжки толщиной 20 мм <i>Р-р сложный</i>	100 м ²	90,21	1179,24 383,64 1231,87	37,32 16,54	106379,24 111126,99	34608,1 6	3366,63 1492,07	39,51	594,23

25	11-01-036-2	Устройство линолеумных полов <i>Линолеум</i>	100 м ²	37,59	2117,88 473,86 8383,43	43,52 10,31	79611,11 315149,67	17812,39	1635,92 387,55	42,4	135,68
26	11-01-031-3	Устройство полов из керамогранитной плитки <i>Плитка керамическая</i>	100 м ²	37,57	4054,82 2874,62 59180,02	178,85 59,24	152339,59 2223393,35	107999,47	6719,39 2225,65	260,01	200,2
27	11-01-015-1	Устройство бетонных полов <i>Бетон В20</i>	100 м ²	15,04	2054,12 392,58 2074,91	146,93 36,03	30893,97 31206,25	5904,4	2209,83 541,89	40,43	14,6
28	15-06-001-2	Оклейка обоев <i>Обои на флизелиновой основе</i>	100 м ²	338,3	684,32 521,14 3463,33	0,95 0,25	231505,46 1171644,54	176301,66	321,39 84,58	46,95	119,2
29	15-04-024-8	Окраска поверхностей <i>Краска водо-эмульсионная</i>	100 м ²	169,15	538,89 225,98 866,67	3,69 0,71	1366086,15 146597,23	38224,52	624,16 120,1	21,12	3572,45
		Итого					15007320,4	956299,07	400875,81 73585,75		58509,92

1. Сумма зарплаты: 1029884,82 руб
2. Полные прямые затраты: 15007320,4 руб
3. Полные накладные расходы (65 %) от з/платы: 669425,13 руб
4. Полная сметная прибыль (50 %) от з/платы: 514942,41 руб
5. Итого по смете в ценах 2001 года: 16191687,94 руб
6. Всего по смете в ценах 2012 (К=5): 80958439,7 руб

5.2 Объектная смета №1 на строительство бизнес-центра в г.Пензе

(наименование объекта)

Сметная стоимость 113386,67 тыс. руб.

Средства на оплату труда 24702,47 тыс. чел. -час.

Расчетный измеритель единичной стоимости -1м² 10589,06 руб./м²

Составлена в ценах 2012г.

№ п/п	Номера сметы расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс. руб.				Средства на оплату труда, тыс.руб.	Показатель единичной стоимости, руб.
			СМР	Оборудования мебели и инвентаря	Прочих затрат	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Локальная смета№1	Общестроительные работы	80958,44	-	-	80958,44	20239,61	8484,64

Санитарно-технические работы

			Санитарно-технические работы					
2		Отопление-6,2% (0,062·80958,44)	5019,42	602,33	50,19	5671,94	1417,99	667,29
3		Вентиляция-7,1% (0,071·80958,44)	5748,05	689,77	57,48	6495,3	1623,83	764,16
4		Водопровод-1,2% (0,012·80958,44)	971,5	116,58	9,72	1097,8	274,45	129,16
5		Канализация-1,35% (0,0135·34262,092)	1092,94	131,15	10,93	1235,02	308,76	145,30
		Итого по санитарно-техническим работам:	12831,91	1539,83	128,32	14500,06	3625,03	1705,91

1	2	3	4	5	6	7	8	9
		Накладные расходы-128% (1,28·3625,03)	4640,04	-	-	4640,04	-	-
		Сметная прибыль-83% (0,83·3625,03)	3008,78	-	-	3008,78	-	-
		Всего по санитарно- техническим работам:	20480,73	1539,83	128,32	22148,88	3625,03	1705,91
6		Электроснабжение- 1,25% (0,0125·80958,44)	1011,98	121,44	10,11	1143,53	285,88	134,53
		Накладные расходы- 105% (1,05·3625,03)	3806,28	-	-	3806,28	-	-
		Сметная прибыль- 60%(0,6·3625,03)	2175,02	-	-	2175,02	-	-
		Всего по электроснабжению	6993,28	121,44	10,11	7124,83	285,88	134,53
7		Устройство телефонизации здания 22,76 руб.·47709,65	1085,87	130,3	10,85	1227,02	306,76	144,36

8		Устройство радиофикации здания 18,86руб.· 47709,65	899,8	107,98	8,998	1016,78	245,19	119,62
		Итого слаботочные устройства	1985,67	238,28	19,85	2243,8	551,95	263,98
		Накладные расходы-100% (1·551,95)	551,95	-	-	551,95	-	-
		Сметная прибыль-65% (0,65·551,95)	358,77	-	-	358,77	-	-
		Всего слаботочные устройства	2896,39	238,28	19,85	3154,52	551,95	263,98
		Всего по объекту	111328,84	1899,55	158,28	113386,67	24702,47	10589,06

5.3 Сводный сметный расчет стоимости строительства

Составлен в ценах 2012 г

№п/п	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс. руб.			Общая сметная стоимость
			СМР	Оборудования, мебели, инвентаря	Прочие	
1	1-1	Глава 1. Подготовка территории строительства: 1,8%	-	-	2040,96	2040,96
2	Объектная смета	Глава 2. Основные объекты строительства: бизнес-центр	111328,84	1899,55	158,28	113386,67
3	2-2	Глава 4. Объекты подсобного и обслуживающего назначения 4%	4453,15	75,98	6,33	4535,46
4	3-3	Глава 6. Наружные сети и сооружения водоснабжения 4,2%	4675,81	79,78	6,65	4762,24
5	4-4	Глава 7. Благоустройство и озеленение территории 5%	5669,33	-	-	5669,33
		ИТОГО по главам 1-7:	126127,13	2055,31	2212,2	130394,66
6		Глава 8. Временные здания и сооружения 1,5%	1700,8	-	-	1700,8
		ИТОГО по главам 1-8:	127827,93	2055,31	2212,2	132095,46
7	5-5	Глава 9. Прочие работы и затраты 2,5%	2834,67	-	-	2834,67

№п/п	Номера смет и расчетов			Сметная стоимость, тыс. руб.	Общая сметная стоимость	
		Работы и затраты	СМР	Оборудования, мебели, инвентаря	Прочие	
		ИТОГО по главам 1-9	130662,6	2055,31	2212,2	134930,13
8		Глава 10. Проектные и изыск. работы 3%	-	-	3401,6	3401,6
		ИТОГО по главам 1-10:	130662,6	2055,31	5613,8	138331,73
9	7-7	Непредвиденные работы 1,5%	1700,8	28,49	2,37	1731,66
		Всего по сводному сметному расчету	132363,4	2083,8	5616,2	140063,39

5.4 Расчет годовых эксплуатационных расходов

Количество жильцов $N = 145$ чел

Затраты на газоснабжение

$$Z_{\text{газ}} = 44,89 \cdot N \cdot 12 = 44,89 \cdot 145 \cdot 12 = 78108,6 \text{ руб.}$$

Затраты на отопление

$$Z_{\text{от}} = 22,771 \cdot S_{\text{общ}} \cdot 6 = 22,771 \cdot 9541,76 \cdot 6 = 1303652,5 \text{ руб.}$$

Затраты на холодное водоснабжение

$$Z_{\text{хв}} = 14,27 \cdot N \cdot 1 \cdot 12 = 14,27 \cdot 145 \cdot 1 \cdot 12 = 24829,8 \text{ руб.}$$

Затраты на горячее водоснабжение

$$Z_{\text{гв}} = 0,3 \cdot N \cdot 12 \cdot 80,19 = 0,3 \cdot 145 \cdot 80,19 \cdot 12 = 41859,18 \text{ руб.}$$

Затраты на канализацию

$$Z_{кан} = 1,3 \cdot N \cdot 9,47 \cdot 12 = 1,3 \cdot 145 \cdot 9,47 \cdot 12 = 21421,14 \text{ руб.}$$

Затраты на содержание и ремонт

$$Z_{сод. и рем.} = 12,42 \cdot S_{общ} \cdot 12 = 12,42 \cdot 9541,76 \cdot 12 = 1422103,91 \text{ руб.}$$

Затраты на интернет и телефон

$$Z_{инт/тел} = (45 \cdot 220 + 36 \cdot 450) \cdot 12 = 313200 \text{ руб./год}$$

Затраты на электроснабжение

$$Z_{эл/с} = 2,2 \cdot N \cdot 50 \cdot 12 = 2,2 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 12 = 39600 \text{ руб./год}$$

Итого годовых эксплуатационных расходов:

$$Z_{эксп} = 78108,6 + 1303652,5 + 24829,8 + 41859,18 + 21421,14 + 1422103,91 + \\ + 313200 + 39600 = 3244775,13 \text{ руб.}$$

5.5 Экономическая оценка проектного решения

Расчет чистого дисконтированного дохода

Чистый дисконтированный доход (ЧДД) определяется как сумма текущих эффектов за весь расчетный период, приведенная к начальному шагу, или как превышение интегральных результатов над интегральными затратами. Величина ЧДД для постоянной нормы дисконта E вычисляется по формуле

$$\mathcal{E} = \text{ЧДД} = \sum_{t=0}^T (R_t - Z_t) \frac{1}{(1+E)^t},$$

где R_t – результаты, достигаемые на t -м шаге расчета;

Z_t – затраты, осуществляемые на том же шаге;

T – Горизонт расчета (продолжительность расчетного периода), равный номеру шага расчета, на котором производится закрытие проекта;

$\mathcal{E} = (R_t - Z_t)$ – эффект достигаемый t -м этапе;

E – постоянная норма дисконта, равная приемлемой для инвестора норме дохода на капитал.

Если ЧДД проекта положителен, то проект является эффективным (при данной норме дисконта) и может рассматриваться вопрос о его принятии. Чем больше ЧДД, тем эффективнее проект. Если проект будет осуществлен при отрицательном ЧДД, то инвестор понесет убытки, значит проект не эффективен.

Расчет чистого дисконтированного дохода при норме $E=15\%$

Год	Результаты	Затраты Z_t , в том числе		Разница м/у результатами и затратами	Коэффициент дисконтирования	Чистый дисконтированный поток	ЧДД нарастающим итогом
		Капитальные вложения	Эксплуатационные издержки				
1	2	3	4	5	6	7	8
t	R_t	K_t	Θ_t	$(R_t - Z_t)$	$\frac{1}{(1+E)^t}$	$\frac{(R_t - Z_t)}{(1+E)^t}$	
1	30,763	55,885	0	- 25,122	0,87	- 21,856	-21,856
2	66,207	0	3,632	65,575	0,756	47,307	25,451
3	5,085	0	3,632	1,453	0,658	0,95	26,401
4	4,903	0	3,632	1,3	0,572	0,74	27,141
5	4,903	0	3,632	1,3	0,497	0,64	27,781

Так как ЧДД = 27,781 млн. руб. > 0, проект признается экономически эффективным при норме дисконта $E=15\%$

По результатам расчета ЧДД выполняем построение жизненного цикла объекта.

Расчет результатов по годам проекта

$$R_1 = 23_{т.р.} \cdot \text{Собщ} \cdot 0,4 = 30763,24 \text{тыс.руб.}$$

$$R_2 = 33_{т.р.} \cdot \text{Собщ} \cdot 0,6 = 66207,83 \text{тыс.руб.}$$

$$R_3 = 1,4 \cdot \text{Э}_3 = 1,4 \cdot 3,632 = 5085 \text{тыс.руб.}$$

$$R_4 = 1,3 \cdot R_4 = 1,35 \cdot 3,632 = 4903,2 \text{тыс.руб.}$$

Расчет внутренней нормы доходности

Внутренняя норма доходности $E_{вн}$ представляет ту норму дисконта, при которой величина приведенной разности результата и затрат равна приведенным капитальным вложениям. Показатель "внутренняя норма прибыли", "норма рентабельности инвестиции", "норма возврата инвестиции". ВНД при $R_t = \text{const}$, $Z_t = \text{const}$ и единовременных вложениях равна

$$E_{вн} = E_1 - \text{ЧДД}_1 \frac{E_2 - E_1}{\text{ЧДД}_2 - \text{ЧДД}_1}$$

Получаемую расчетную величину $E_{вн}$ сравнивают с требуемой инвестором нормой рентабельности вложений. Вопрос о принятии инвестиционного проекта может рассматриваться, если значение $E_{вн}$ не меньше требуемой инвестором величины.

Если инвестиционный проект полностью финансируется за счет ссуды банка, то значение $E_{вн}$ указывает верхнюю границу допустимого уровня банковской процентной ставки, превышение которого делает инвестиционный проект неэффективным.

В случае, если имеет место финансирование из разных источников, нижняя граница значения $E_{вн}$ соответствует "цене" авансируемого капитала, которая может рассчитываться как средняя арифметическая взвешенная величина выплат за пользование авансируемым капиталом.

Расчет ЧДД при норме дисконта $E=45\%$

t	$R_t - Z_t$	$\frac{1}{(1+E)^t}$	ЧДД по годам проекта	ЧДД нарастающим итогом
1	2	3	4	5
1	-25,122	0,689	-17,309	-17,309
2	65,575	0,475	31,148	13,839
3	1,453	0,328	0,476	14,315
4	1,3	0,226	0,29	14,605
5	1,3	0,156	0,2	14,805

$$E_{вн} = 15 - 27,781 \frac{45 - 15}{14,805 - 27,781} = 79,228\%$$

Так как $E_{вн} = 79,23\% > E_n = 15$, проект признается экономически эффективным при норме дисконта $E = 15\%$.

Расчет индекса рентабельности

Индекс рентабельности инвестиций \mathcal{E}_k определяется как отношение суммы приведенной разности результата и затрат к величине капитальных вложений. Если капитальные вложения осуществляются за многолетний период, то они также должны браться в виде приведенной суммы. В общем случае индекс рентабельности инвестиционных вложений определяется зависимостью

$$\mathcal{E}_k = \frac{\sum_{t=0}^{T_p} (R_t - Z_t) \alpha_t}{\sum_{t=0}^{T_p} K_t - \alpha_t}$$

Где: R_t — результат в t -й год;

Z_t – затраты в t -й год;

K_t – инвестиция в t -й год;

α_t – коэффициент дисконтирования;

t – год существования проекта;

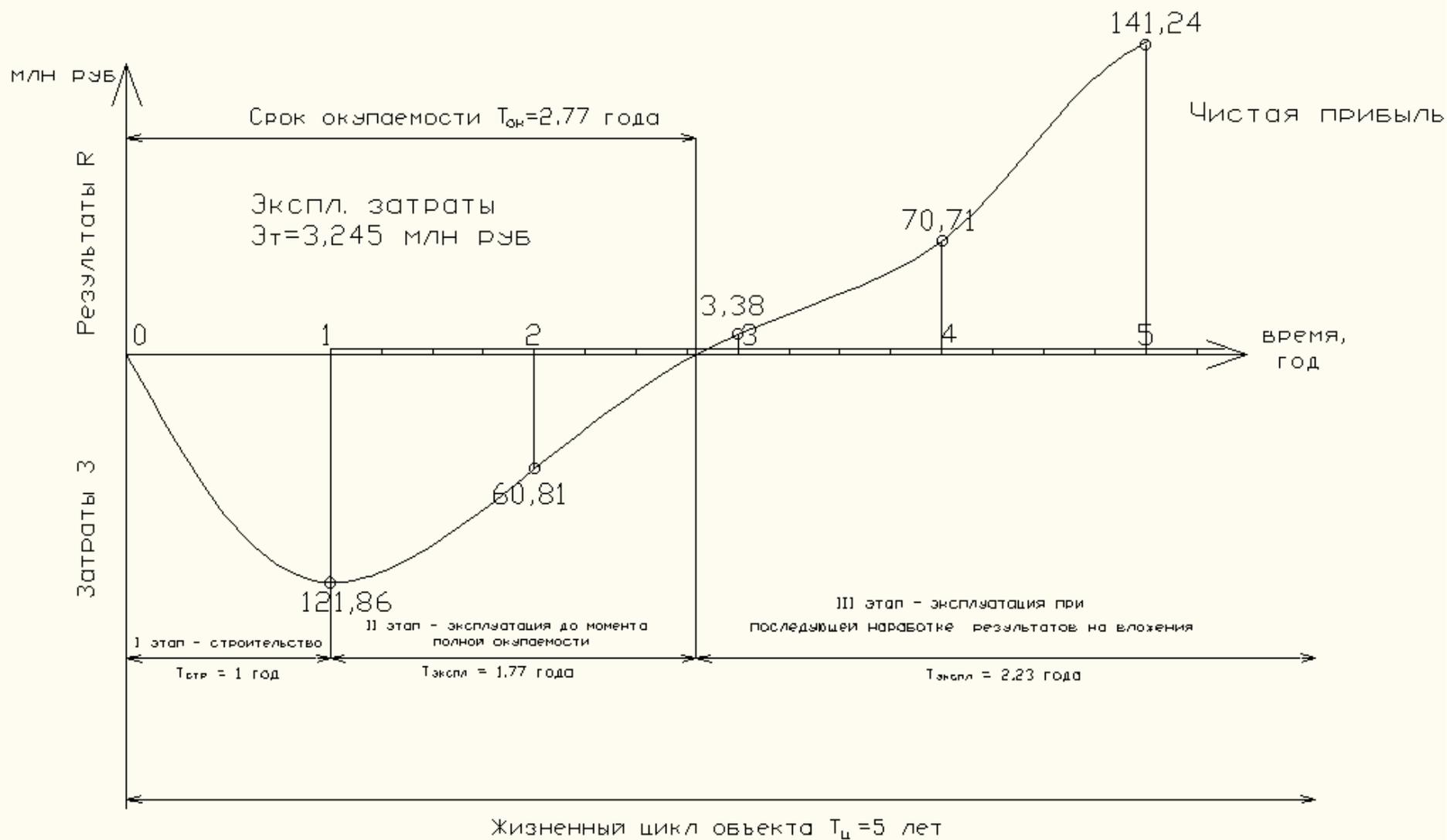
T_p – Расчетный период.

Коэффициент дисконтирования α_t при постоянной норме дисконта E определяется выражением:

$$\alpha_t = \frac{1}{(1 + E)^t}$$

$$\mathcal{E}_k = \frac{30,763 \cdot 0,87 + 47,307 + 0,95 + 0,74 + 0,64}{55,885 \cdot 0,87} = \frac{76,4}{48,62} = 1,57$$

Так как $\mathcal{E}_k = 1,57 > 1$, проект признается экономически эффективным



Раздел 6

Экология и безопасность жизнедеятельности

					ВКР-2069059-08.03.04- 151178 -17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		102

6.1 Введение

Для обеспечения безопасных условий работ при строительстве объекта до начала выполнения основных строительного-монтажных работ необходимо в ПОС и ППР предусмотреть выполнение подготовительных работ. До начала строительства объекта выполнить следующие общеплощадные подготовительные работы:

1. ограждение территории стройплощадки;
2. размещение санитарно-бытовых помещений за пределами опасных зон;
3. устройство временных дорог и подъездных путей;
4. устройство освещения, электроснабжения и других коммуникаций;
5. устройство площадки;

Безопасность решений при строительстве объекта ПОС и ППР обеспечивается за счет выполнения следующих условий:

- сокращения объемов работ, выполняемых в условиях действия опасных и вредных производственных факторов, за счет применения проектных решений, обеспечивающих возможность применения более безопасных методов выполнения работ;

- определения безопасной последовательности выполнения работ, а так же необходимых условий для обеспечения безопасности при совмещении работ в пространстве и во времени;

- выбора и размещения машин и механизмов с учетом безопасности их работы;

- выбора безопасных методов и приемов выполнения работ;

- оснащения рабочих мест необходимой технологической оснасткой;

- разработки решений по охране труда при выполнении работ по строительству, реконструкции и эксплуатации объектов.

Учет требований безопасности производится в следующей, документации в составе ПОС:

1. календарного плана, в котором определяются сроки и очередность безопасного проведения работ;

2. технологической карты, определяющую последовательность работ;

3. пояснительной записки, содержащей все необходимые обоснования и расчеты для принятых решений.

Состав и содержание основных проектных решений по охране труда в ПОС и ППР определяется:

СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. ч.1. Общие требования» СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. ч.2. Строительное производство» и рядом других нормативных документов.

6.2 Ограждение строительной площадки

Для выделения территории стройплощадки, участков производства СМР и опасных зон предусматривается устройство защитных ограждений, удовлетворяющих требованиям ГОСТ 23407-78 «Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительного-монтажных работ». В ограждении предусматриваются выполняемые по типовым проектам ворота для проезда машин и калитки для прохода людей.

Для ограждения территории строительной площадки применяют металлические щиты, закрепленные на стойках. Высота и длина щитов ограждения 2 метра. Сигнальная окраска ограждения выполнена по ГОСТ 12.4.026-76. На элементах и деталях ограждения не допускается наличие острых кромок, заусенцев и неровностей, которые могут быть причиной травматизма.

6.3 Опасная зона работы крана и опасные зоны вокруг здания

Границы опасных зон в местах, над которыми происходит перемещение грузов кранами, включают в себя зону обслуживания крана, половину наружного наименьшего габарита перемещаемого груза с прибавлением минимального расстояния отлета груза при его падении, а так же наибольшего габаритного размера перемещаемого (падающего) груза. Расчет производится согласно СП 12-136-2002 «Решения по обеспечению безопасности работников и сторонних лиц, находящихся вблизи мест опасных зон, связанных с перемещением грузов кранами».

Опасная зона работы крана определяется по формуле:

(6.1)

где R_p – максимальный вылет стрелы крана, м;

B_r – наименьший габарит перемещаемого груза, м;

L_T – наибольший габарит перемещаемого груза, м;

X – минимальное расстояние отлета груза, м (СниП 12.03.01).

- Определяем опасную зону крана при монтаже кровельных сэндвич панелей:
- Определяем опасную зону крана при монтаже ферм:

Опасная зона вокруг здания составит при его высоте 11,85м составит 4,0 м.

На границах зон потенциально опасных производственных факторов устанавливаются сигнальные ограждения и знаки безопасности.

6.4 Временные дороги

До начала строительства на стройплощадке сооружаются подъездные пути и внутрипостроечные дороги, имеющие твердое покрытие и обеспечивающие свободный доступ транспортных средств и строительных машин ко всем участкам производства работ. Дорога на строй площадке запроектирована кольцевая двухполосная, шириной 6 м. Радиус закругления принят 12 м.

На выезде со стройплощадки устраивается площадка для мытья колес.

При въезде на территорию застройки, а также на опасных участках вывешиваются хорошо видимые, а в темное время освещаемые, предупредительные и указательные знаки безопасности и плакаты по технике безопасности.

6.5 Складирование конструкций

Конструкции и материалы не требующие хранения в закрытых помещениях, складировются на открытых площадках в зоне действия крана и других механизмов.

Материалы и конструкции складировются на заранее устроенных площадках, имеющих уклон 3° для стока дождевых и поверхностных вод, грунт на площадках необходимо уплотнить, во избежание контакта конструкции с землей, вызывающего изменение статической схемы складирования.

Размещение штабелей конструкций выполняется с учетом технологической последовательности монтажа. Все конструкции складываются на прокладки из деревянного бруса 50x50 мм, расположение которых должно строго соответствовать статической схеме работы элемента. Между штабелями устраиваются проходы не менее 1 м и проезды шириной 2 м. Фермы и плиты монтируются «с колес». Складирование сборных конструкций решено следующим образом:

- кирпич – на поддонах высотой 2 яруса;
- кровельные сэндвич панели – в штабель высотой не более 2,2 м.

6.6 Расчёт освещённости строительной площадки

Для освещения строительной площадки используются прожектора ПЗС-45, с лампами накаливания мощностью 1000 Вт на 220 В. Расчёт общей освещённости строительной площадки производится по формуле:

$$N = \frac{m * E_n * k * A}{P_n} = \frac{0,25 * 2 * 1,5 * 5493}{1000} = 3,98 \text{ шт.}$$

где m – коэффициент, учитывающий световую отдачу источников света, КПД прожекторов коэффициент использования светового потока, принимается с СН-81-80 равным 0,25;

P_n – мощность лампы, Вт;

A – освещаемая площадь, m^2 ;

E_n – нормативная освещённость,

Принимаем 4 прожектора ПЗС-45, установленных на мачтах высотой 20 м.

6.7 Проектирование временного водоснабжения

Вода является одним из основных ресурсов. Воду расходуют на:

производственные нужды

хозяйственно бытовые нужды

противопожарные нужды

Проектирование водоснабжения производится в следующей последовательности:

устанавливают и определяют потребность;

выявляют источники водоснабжения;

выбирают схему сети;

рассчитывают диаметр трубопроводов;

выполняют привязку сети и необходимых приборов на территории строй площадки.

При проектировании объектного стройгенплана в составе ППР потребность в воде определяют на основании принятых методов производства работ, объемов и сроков их выполнения с учетом удовлетворения максимальной потребности стройки в воде.

Общий расход воды

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}} = 6,4 + 0,53 + 0,28 + 10 = 17,21 \text{ л/с,}$$

Потребность воды на производственные нужды

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \sum \frac{V \cdot q_1 \cdot K_{\text{ч}} \cdot t}{3600}$$

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \frac{1200 \cdot 1,6}{3600} = 6,4 \text{ л/с,}$$

1,2 – коэффициент потери воды

V – производительность установок потребляемые воду или потребность работ в смену

q_1 – норма расхода воды на одного потребителя

$K_{\text{ч}}$ – коэффициент часовой неравномерности потребления воды для разных потребителей

T – количество часов потребления воды в смену

3600 – расход воды на обеспечение машин

Расход воды на машины

$$Q_{\text{маш}} = \sum \frac{W \cdot q_2 \cdot K_q}{3600}$$

$$Q_{\text{маш}} = \frac{15 \cdot 1,6}{3600} = 0,01 \text{ л/с}$$

W – количество машин

q_2 – норма расхода на 1 м³

Потребность воды на хозяйственно бытовые нужды

$$Q_{\text{хоз}} = Q_{\text{хоз.пит.}} = 0,04 \text{ л/с}$$

Хозяйственно питьевые

$$Q_{\text{хоз.пит.}} = \frac{N_{\text{max}} \cdot q_3 \cdot K_q}{8 \cdot 3600}$$

$$Q_{\text{хоз.пит.}} = \frac{51 \cdot 30 \cdot 1,6}{8 \cdot 3600} = 0,08 \text{ л/с}$$

N_{max} – максимальное число рабочих в смену

q_3 – норма потребления воды на 1 чел. в смену

Расход воды на пожаротушение определяется из расчета одновременного действия 2 струй гидрантов с расхода 5 л/с на каждую струю. Для возведения объекта с площадью строй площадки до 10 Га расход 10 л/с.

С учетом того что во время пожара потребление воды на производственные и хозяйственно бытовые целиком резко сокращается или прекращается полностью расчет расхода воды равен

$$Q_{\text{расч}} = 0,5(Q_{\text{пр}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{хоз}}) + Q_{\text{пож}}$$

$$Q_{\text{расч}} = 0,5(6,4 + 0,01 + 0,08) + 10 = 13,27 \text{ л/с.}$$

В случае когда расход воды на пожаротушение превышает потребность на производственные и хозяйственно бытовые нужды $Q_{\text{пож}}=Q_{\text{расч}}=10\text{л/с}$

На основании расчета воды вычисляем диаметр временного водопровода.

$$D = 35,64 \sqrt{\frac{Q_{\text{расч}}}{U}}$$

$$D = 35,69 \sqrt{\frac{10}{0,7}} = 135 \text{ мм.}$$

U – скорость движения воды

Диаметр противопожарного водопровода принимаем не менее 100 мм.

6.8 Проектирование временного электроснабжения

При проектировании временного электроснабжения необходимо проанализировать исходные данные.

Виды, объемы и сроки выполнения СМР, сменность работ, тип строительных машин механизмов и оборудования. Площадь временных зданий и сооружений. Протяженность внутри построечных дорог, площадь стройплощадки и приобъектных складов.

Проектирование временного электроснабжения выполняют в следующей последовательности:

Определяется потребность и их удельная мощность

Выявляют источники получения электроэнергии

Вычисляют общую потребность в электроэнергии и по ней находят требуемую мощность трансформатора и производится его выбор

Проектируют схему электросетей и размещают подстанции на площадке

На строительном объекте электроэнергию расходуют:

на производственно силовые установки – подъемники, транспортеры, вибраторы, сварные аппараты, электроинструменты и т.д.

на технологические процессы – электропрогрев бетона, сушка поверхности, наружное и внутреннее освещение

Требуемая мощность вычисляется по формуле

$$P_{mp} = K \left(\sum \frac{P_c \cdot K_{1c}}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_n \cdot K_{2c}}{\cos \varphi} + K_{3c} \sum P_{в.о.} + K_{4c} \sum P_{н.о.} \right),$$

где K — коэффициент потери мощности в сети, принимаемый равным 1,05-1,1;

P_c - мощность машин и других силовых установок, кВт;

P_n - мощность, расходуемая на производственные нужды, кВт;

$P_{в.о.}$ - мощность, требуемая для внутреннего освещения, кВт;

$P_{н.о.}$ - мощность, требуемая для наружного освещения, кВт;

$\cos \varphi$ - коэффициент мощности в сети, зависящий от характера загрузки и числа потребителей;

$K_{1c}, K_{2c}, K_{3c}, K_{4c}$ - коэффициенты спроса. Результаты расчета электроэнергии оформляются в табличной форме.

Расчет потребителей во временном электроснабжении.

Таблица 6.1

Наименование	Ед. изм.	Количество	Удельная мощность на единицу измерения, кВт	Коэффициент спроса, K_c	Коэффициент мощности и сети, $\cos \varphi$	Требуемая мощность P , кВт
Башенный кран	шт	1	52,7	0,3	0,5	31,62
Сварочные аппараты	шт	1	15	0,8	0,4	30

Внутреннее освещение	шт	4	0,01	0,8	1	0,05
Итого						61,67

Следовательно $P_{гр} = 1,1 * 61,67 = 67,84$ кВт

На основании вычисленной мощности производим выбор источника электроснабжения или трансформатора. Наиболее экономически выгодными является получение электроэнергии от постоянных высоковольтных линий, проходящих вблизи от строящегося объекта. В этом случае на подготовительном этапе строительства устраивают ответвление от существующей высоковольтной сети и на строительной площадке сооружают трансформаторную подстанцию. Питание от этой сети производится с понижением напряжения до 220–380 В.

Передача электроэнергии от внешних источников происходит по воздушной линии. Если по условию производства СМР и требований техники безопасности проводить по воздушной линии нельзя, то прокладывают под землей кабель.

6.9 Расчет потребности во временных зданиях и сооружениях

При проектировании стройгенплана необходимо стремиться к сокращению стоимости временных зданий и сооружений, отдавая предпочтение передвижным бытовым помещениям.

Временные здание и сооружения возводятся на период строительства, поэтому предусматривать их нужно в минимальном объеме путем:

- использования существующих зданий и сооружений, находящихся на строительной площадке и подлежащих сносу;
- размещение их в ранее выстроенных постоянных зданиях или возводимом здании;
- установки инвентарных передвижных временных зданий и сооружений;

- возведение временных зданий и сооружений из сборно-разборных конструкций, некондиционных сборных железобетонных изделий.

Временные здания.

К временно подсобным зданиям на строительной площадке относятся: производственные здания и сооружения, склады, служебные здания и санитарно – бытовые помещения.

Расчет их состава ведется с учетом максимального использования постоянных существующих или вновь возводимых сооружений.

Номенклатура временных сооружений включает автомобильные дороги, проезды, пути и подъезды с площадками под механизмы, пешеходные дороги и переходы, инженерные сети- электроснабжение, связь, водо- и теплоснабжение, газопроводы, канализация.

Установив номенклатуру зданий и сооружений, переходят к определению их площадей.

Определение площадей временных зданий и сооружений производится по максимальной численности работающих на строительной площадке и нормативной площади на одного человека, пользующего данными помещениями.

$N_{РАБ.}$ - численность работающих,

$N_{ИТР.}$ - численность инженерно-технических работников,

$N_{СЛУЖ.}$ – численность служащих,

$N_{МОП.}$ – численность младшего обслуживающего персонала,

$N_{РАБ.} = 54$ чел.

$N_{ИТР.} = 54 * 0,08 = 5$ чел.

$N_{СЛУЖ.} = 54 * 0,05 = 3$ чел.

$N_{МОП.} = 54 * 0,03 = 2$ чел.

$N_{ОБЩ.} = (54 + 5 + 3 + 2) = 64$ чел.

$$N_{МУЖ.} = 64 * 0,7 = 45 \text{ чел.}$$

$$N_{ЖЕН.} = 64 * 0,3 = 19 \text{ чел.}$$

Таблица 6.2

Наименование	Численность персонала	Площадь помещения, м ²		Прини маемая площадь м ²	Размеры здания, м	Кол-во	Тип временного здания
		на одного работающего	общая				
Прорабская с медпунктом	5	6	30	36	3x6	2	Контейнер
Гардеробная	64	0,9	57,6	72	3x6	4	Контейнер
Умывальная	54	0,05	2,7	18	3x6	1	Контейнер
Сушильная	54	0,2	10,2	18	3x6	1	Контейнер
Туалет							
Мужчины	45	-	-	-	1,2x1,1	2	Кабина
Женщины	19	-	-	-	1,2x1,1	1	Кабина
Помещение для обогрева рабочих	54	0,5	54	27	3x9	1	Контейнер

6.10 Пожарная безопасность

1. До начала строительно-монтажных работ необходимо снести все строения и сооружения, находящиеся в противопожарных разрывах;
2. Территория, занятая под открытые склады горючих материалов должна быть очищена от сухой травы, бурьяна.
3. Предусмотренные проектом наружные пожарные лестницы и ограждения на крыше строящегося здания устраиваются сразу же после монтажа несущих конструкций.

4. Все средства подмащивания, выполненные из древесины должны быть пропитаны огнезащитным составом.
5. Сушка одежды и обуви должна производиться в специальных вагончиках.
6. При производстве работ внутри здания с применением горючих веществ материалов запрещено производить вблизи этих мест сварочные и др. работы применением открытого огня.
7. Во время работ, связанных с устройством гидро- и пароизоляции запрещают все виды огневых работ в связи с возможной опасностью воспламенения горючих стройматериалов.
8. Порожняя тара из-под горючих и легковоспламеняющихся жидкостей, должна храниться на специально отведенной площадке.
9. Не допускается применение веществ, материалов и изделий, на которые отсутствуют характеристики их пожарной опасности.
10. Варка и разогрев битумных мастик должны производиться в специальных котлах, расположенных на расстоянии не менее 10 м от здания.
11. Запрещено подогревать битумные составы внутри помещения, с использованием открытого огня.

На строительной площадке предусмотрен пожарный щит с двумя лопатами, пожарными ведрами, ломом, топором, двумя огнетушителями. Каждое временное бытовое помещени оборудуетсяогнетушителем. Места, где производят сварочные работы, снабжаются огнетушителями, ящиками с песком, лопатами, ведрами. В 20 метрах от строительной площадки находится пожарный водоем.

6.11 Обеспечение безопасности при производстве основных видов СМР

1. Безопасность производства земляных работ.

Основной опасностью при производстве земляных работ является обрушение грунта в процессе его разработки и при выполнении последующих работ нулевого цикла в траншеях и котлованах.

Предотвратить обрушение и обеспечить устойчивость грунта нужно путем устройства откосов и креплением стенок выемок. При разработке котлованов и траншей с откосами необходимо определить возможную глубину копания по СНиП 12.03-01 и СнИП 12.04-02.

С целью исключения размыва грунта, образования оползней, обрушения стенок выемок в местах производства земляных работ до их начала был обеспечен отвод поверхностных вод.

Способ защиты выемок от притока грунтовых вод предусматривает использование установок искусственного глубинного водопонижения.

В ППР определены места установки ограждений выемок, переходных мостиков и лестничных маршей для прохода людей через выемку и спуска в котлован, а также предусмотрены меры безопасности при разработке грунта в местах пересечения траншей с подземными коммуникациями.

Требования безопасного ведения земляных работ должны прорабатываться, прежде всего, в проекте производства работ и его составной части технологической карте на земляные работы. До начала работ на площадке устанавливаются знаки безопасности. Вблизи от действующих подземных коммуникаций земляные работы необходимо выполнять под наблюдением прораба или мастера, а в непосредственной близости от коммуникаций, кроме того, под наблюдением работника организации, ответственного за эксплуатацию этих коммуникаций. Разработка грунта механизированным способом в этих условиях разрешается на расстоянии 2 м от боковой стенки и 1 м над верхом трубы, кабеля, сооружения. Оставшийся грунт дорабатывают вручную, не допуская повреждения коммуникаций.

2. Безопасность при выполнении монолитных работ

Опасным производственным фактором при выполнении бетонных и железобетонных работ является падение с высоты человека и предметов, опасное воздействие электротока, а также воздействие на работающих повышенных уровней шума и вибрации.

Основными причинами несчастных случаев на данном виде работ являются: использование случайных средств подмащивания, отсутствие ограждений рабочих мест, наличие открытых технологических проемов при выполнении работ на высоте, обрушение опалубки из-за несоответствия ее поддерживающих элементов укладываемой массе бетона, использование случайных емкостей для подачи бетона.

В целях предупреждения производственного травматизма при производстве бетонных и железобетонных работ необходимо предусмотреть следующее:

- технологию производства бетонных и железобетонных работ с учетом требований безопасности и удобства выполнения;
- безопасную организацию рабочего места;
- безопасный метод транспортирования и укладки бетонной смеси.

При организации рабочего места по производству бетонных и железобетонных работ необходимо предусмотреть:

- установку ограждений при выполнении работ на высоте;
- установку указателей проходов, проездов, предупредительных надписей и устройств ограждения опасных зон;
- перекрытие отверстий в бетонируемых конструкциях щитами, рассчитанных на нагрузку по типу настилов на подмостях;
- применение переходных комбинированных и маршевых лестниц с промежуточными площадками для сообщения между рабочими местами;
- устройство звуковой сигнализации между работающими при подаче, приеме и укладке бетонной смеси;
- соответствие массы элементов, складываемых на подмостях, нормативным нагрузкам, принимаемым для расчета элементов подмостей.

Установка арматуры плит перекрытия производится с настилов по инвентарным подставкам (козелкам). Для прохода по арматурным каркасам устанавливаются переходные мостики.

Установку опалубки для монолитных конструкций необходимо предусматривать после монтажа и закрепления сборных железобетонных элементов. Для крепления опалубки предусматривается установка дополнительных опор-стоек, подкосов, опирающихся на подготовленное основание или на ранее забетонированные конструкции.

Тара, применяемая для транспортирования бетонной смеси (бункер), должна отвечать требованиям ГОСТ

В целях предотвращения перезагрузки опалубки и предупреждения возможного обрушения конструкции укладка бетонной смеси в стены должна производиться равномерно по всему периметру опалубки слоями, равными 30-40 см.

При выполнении работ по заготовке арматуры необходимо:

- устанавливать защитные ограждения рабочих мест, предназначенных для разматывания бухт (мотков) и выправления арматуры;
- при резке станками стержней арматуры на отрезки длиной менее 0,3 м применять приспособления, предупреждающие их разлет;
- устанавливать защитные ограждения рабочих мест при обработке стержней арматуры, выступающей за габариты верстака, а у двусторонних верстаков, кроме того, разделять верстак посередине продольной металлической предохранительной сеткой высотой не менее 1 м;
- складывать заготовленную арматуру в специально отведенных для этого местах;
- закрывать щитами торцевые части стержней арматуры в местах общих проходов, имеющих ширину менее 1 м.

Элементы каркасов арматуры необходимо пакетировать с учетом условий их подъема, складирования и транспортирования к месту монтажа.

При подаче бетона с помощью бетононасоса необходимо:

- осуществлять работы по монтажу, демонтажу и ремонту бетонопроводов, а также удалению из них пробок только после снижения давления до атмосферного;
- удалять всех работающих от бетоновода на время продувки на расстояние не менее 10 м;
- укладывать бетонопроводы на прокладки для снижения воздействия динамической нагрузки на арматурный каркас и опалубку при подаче бетона.

При установке элементов опалубки в несколько ярусов каждый последующий ярус следует устанавливать после закрепления нижнего яруса.

Разборка опалубки должна производиться после достижения бетоном заданной прочности.

Минимальная прочность бетона при распалубке загруженных конструкций, в том числе от собственной нагрузки, определяется ППР и согласовывается с проектной организацией.

При разборке опалубки необходимо принимать меры против случайного падения элементов опалубки, обрушения поддерживающих лесов и конструкций.

При уплотнении бетонной смеси электровибраторами перемещать вибратор за токоведущие кабели не допускается, а при перерывах в работе и при переходе с одного места на другое электровибраторы необходимо выключать.

3. Техника безопасности при устройстве фундаментов.

Перед началом работы по устройству монолитных Ж/Б фундаментов необходимо внимательно проверить состояние откосов, прочность и надёжность крепления стен траншей, правильность и безопасность расположения монтажных кранов и других механизмов.

Запрещается подавать бетон и раствор в котлован с бровки, это может привести к травмированию рабочих, а также к уменьшению прочности крепления стен траншей и откосов.

Подачу бетонной смеси краном в котлован следует производить плавно, без раскачивания, рывков и толчков, применяя оттяжки из пеньковых канатов. Подходить к подающемуся поворотному бункеру с бетонной смесью для его разгрузки, монтажнику разрешается, когда бункер будет находиться на высоте 0,3 м от места укладки.

3. Техника безопасности при кладке стен и перегородок.

Производство кирпичной кладки с подмостей должно осуществляться с рабочих настилов шириной не менее 2 м. Расстояние между ящиком для раствора и поддоном с кирпичом должно быть не менее 0,2 м. шина прохода между возводимой кирпичной стеной и ящиком, поддоном должна быть не менее 0,7 м.

Поднимать кирпичи на рабочее место краном необходимо на поддонах или в специальной таре при наличии с четырёх сторон ограждающих устройств, исключающих выпадение грузов.

Кладка стен здания на последующих этажах должна производиться только после установке несущих конструкций междуэтажного перекрытия, а также площадок и маршей в лестничных клетках. Запрещается производить кирпичную кладку стен толщиной до 0,75 м стоя на них.

Уровень кладки после каждого перемещения средств подмащивания должен быть не менее 0,7 м выше уровня рабочего настила или перекрытия.

При кладке кирпичных стен и простенков с подмостей при отсутствии столярных изделий оконные и дверные проёмы, проёмы в междуэтажных перекрытиях должны быть закрыты инвентарными защитными ограждениями. Элементы конструкций защитных ограждений не должны иметь острых углов и режущих кромок. Способы крепления их должны исключать возможность самопроизвольного раскрепления.

Для предотвращения возможного падения отходов и мелкоштучного материала с перекрытия или настила в конструкциях защитных ограждений устанавливается бортовой элемент высотой не менее 0,15 от уровня основания ограждения.

Кладку стен (бортика) на уровне перекрытия, устраиваемого из монолитных железобетонных плит, рабочие должны производить с подмостей, установленных на нижележащем этаже. Запрещается монтаж железобетонных плит перекрытий без предварительно выложенного из кирпича бортика на два ряда выше уровня укладываемых плит.

При выполнении кирпичной кладки стен по мере возведения здания необходимо монтировать лестничные марши, площадки, на которых должны устанавливаться проектные ограждения. При отсутствии постоянных ограждений устанавливают временные ограждения согласно ГОСТ.

При кладке стен высотой более 7 м необходимо применять защитные козырьки по периметру зданию, удовлетворяющие следующим требованиям:

- ширина защитных козырьков должна быть не менее 1,5 м, они должны быть установлены с уклоном к стене так, чтобы угол, образуемый между нижней частью стены здания и поверхностью козырька, составлял 110° , а зазор между стеной здания и настилом козырька не превышал 50 мм;

- защитные козырьки должны выдерживать равномерно распределённую снеговую нагрузку, установленного для данного климатического района, и сосредоточенную нагрузку не менее 1600Н (160 кгс), приложенную в середине пролёта;

- ряд защитных козырьков должен иметь сплошной настил на высоте не более 6 м от земли и сохраняться до полного окончания кладки стен;

- рабочие, занятые на установке и демонтаже козырьков, должны работать с предохранительными поясами;

Запрещается ходить по козырькам, использовать их в качестве подмостей, а также складировать на них материалы, инструменты.

4. Техника безопасности при производстве бетонных и железобетонных работ.

5. Техника безопасности при производстве кровельных работ.

Безопасность кровельных работ должна быть обеспечена на основе выполнения содержащихся в организационно-технологической документации (ПОС, ППР и др.) следующих решений по охране труда:

- организация рабочих мест на высоте, пути прохода работников на рабочие места, особые меры безопасности при работе на крыше с уклоном;

- методы и средства для подъема на кровлю материалов и инструмента, порядок их складирования, последовательность выполнения работ.

Подниматься на кровлю и спускаться с нее следует только по лестничным маршам и оборудованными для подъема на крышу лестницами. Использовать в этих целях пожарные лестницы запрещается.

Работники должны применять предохранительные пояса.

Размещать на крыше материалы допускается только в местах, предусмотренных ППР во избежание падения штучных материалов. При подаче их на рабочее место кровельщика необходимо применять специальные грузозахватные приспособления, обеспечивающие безопасную доставку груза.

Во время перерывов в работе технологические приспособления, материалы и инструмент должны быть убраны с крыши.

б. Техника безопасности при производстве отделочных работ.

Во избежание случаев производственного травматизма при проектировании отделочных работ необходимо решить следующие вопросы:

- безопасной организации рабочих мест;
- применение технологии, исключающей воздействие вредных веществ на работающих;
- использование необходимых средств защиты при работе с токсическими и пожароопасными веществами и материалами.

Для решения выше перечисленных вопросов проектом предусмотрено следующее:

- для наружных отделочных работ применяются передвижные телескопические вышки;
- при производстве отделочных работ внутри здания применяются подмости с перильными ограждениями и бортовой доской. Все средства подмахивания должны иметь настил без зазоров. Места производства стекольных работ имеют сигнальные ограждения.

При работе с вредными и огнеопасными материалами помещение должно проветриваться постоянно во время работы, а также в течение 1 часа после ее окончания. При сухой очистке поверхностей и других работах, связанных с выделением пыли, при механизированной шпатлевке и окраске применяются

индивидуальные средства защиты (респираторы, очки). При работе с растворонасосом необходимо следить за давлением в нем; продувку растворонасоса осуществлять при отсутствии людей в зоне 10 м, а растворные пробки удалять только после отключения от сети и снятия давления.

6.12 Инженерные решения по охране труда

Персонал, эксплуатирующий средства механизации, оснастку, приспособления и ручные машины, до начала работ должен быть обучен безопасным методам работ с ними согласно требованиям инструкций завода-изготовителя и инструкций по охране труда.

Съемные грузозахватные приспособления и тара в процессе эксплуатации должны подвергаться техническому осмотру лицом, ответственным за их исправное состояние. Результаты осмотра необходимо регистрировать в журнале работ.

Грузовые крюки грузозахватных средств (стропы, траверсы) должны быть снабжены предохранительными замыкающими устройствами.

Средства подмащивания, применяемые при штукатурных или малярных работах, в местах, под которыми ведутся другие работы или есть проход, должны иметь настил без зазоров.

Леса и подмасти высотой до 4 м допускаются в эксплуатацию только после их приемки производителем работ или мастером и регистрации в журнале работ. При приемке лесов и подмостей должны быть проверены: наличие связей и креплений, обеспечивающих устойчивость, узлы крепления отдельных элементов, рабочие настилы и ограждения, вертикальность стоек, надежность опорных площадок.

При выполнении работ с лесов высотой 6 м и более должно быть не менее двух настилов: рабочий и защитный, а каждое рабочее место на лесах, примыкающих к зданию или сооружению, должно быть защищено сверху настилом.

Приставные лесницы и стремянки должны быть снабжены устройствами, предотвращающими возможность их сдвига и опрокидывания при работе. На нижних концах приставных лесниц и стремянок должны быть оковки с острыми наконечниками. При работе с приставной лесницы на высоте более 1,3 м следует применять предохранительный пояс, прикрепленный к конструкции сооружения.

Не допускается выполнять работы около и под вращающимися работающими машинами.

6.13 Охрана окружающей среды

С целью обеспечения экологических требований основных нормативных документов: Закона РФ «Об охране окружающей природной среды» и Закона РФ «Об экологической экспертизе» в данном разделе разрабатываются следующие вопросы снижения вредного воздействия проектируемого объекта на окружающую среду: охраны водного бассейна, охраны почвы и утилизации отходов.

6.14 Охрана почвы

Для сохранения плодородного слоя почвы в проекте предусматривается срезка растительного слоя грунта до начала строительных работ. Объем срезанного слоя определяется по формуле:

$$V_{\text{срез. раст. сл.}} = h \cdot S = 0,5 \cdot 602,1 = 301,05 \text{ м}^3 \quad (6.5)$$

где h - толщина срезаемого слоя, м

S - площадь снятия плодородного слоя, м²

Строительный мусор, образующийся в процессе производства работ, собирается в специально отведенном месте, а затем используется для отсыпки при ремонте и строительстве дорог.

По окончании строительства предусмотрено озеленение территории.

6.15 Охрана водного бассейна

Водопровод и канализация в общеподстанционном пункте управления отсутствуют. Источником водоснабжения на строильной площадке является временный водопровод, подключенный к городской сети. Хозяйственно-бытовые сточные воды отводятся в систему временной канализации.

Поверхностный сток ливневых вод с территории застройки отводится по рельефу местности с дальнейшим перехватом ливневой канализацией.

6.16 Утилизация бытовых отходов

Оценка влияния образующихся отходов на окружающую среду производится по аналогии с существующими объектами.

Количество отходов определяется в зависимости от источника их образования и делится на твердые бытовые отходы (ТБО) и уличный смет.

Количество определено согласно норм образования ТБО, утвержденных Госкомитетом по охране окружающей среды и справочника «Санитарная очистка и уборка населённых мест».

Расчёт количества смета производится в соответствии с площадью подлежащей уборке, и нормам уличного смета с твёрдых покрытий и газонов.

$$V_{\text{смета год}} = V_{\text{норм}} * S \quad (6.6)$$

$$V_{\text{смета}} = V_{\text{норм}} * S_{\text{дорог}} + V_{\text{норм}} * S_{\text{трогуаров}} + V_{\text{норм}} * S_{\text{газонов}} \quad (6.7)$$

$$V_{\text{смета}} = 10 * 31,4 + 7,5 * 51,15 + 5 * 67,5 = 1035,2 \text{ кг}$$

Объем твердых бытовых отходов:

$$V_{\text{тв. быт. отх.}} = N_{\text{чел}} * 131 = 5 * 131 = 655 \text{ кг} \quad (6.8)$$

$$\text{Суточный объём смета составит : } V_{\text{смета год}} / 365 = 1035,2 / 365 = 2,84 \text{ кг} \quad (6.9)$$

$$\text{Суточный объём ТБО составит: } V_{\text{ТБО год}} / 365 = 655 / 365 = 1,8 \text{ кг}$$

(6.10)

Для сбора ТБО и утилизации смета необходима установка 1 контейнера $V=0,8\text{м}^3$ полным весом 80кг. Вывоз отходов производить 1 раз в трое суток.

Таким образом, предусмотренные проектом природоохранные меры сводят к минимуму воздействие возводимого объекта на окружающую среду.

Заключение

Бизнес-центр - это современное здание необходимое в любом городе, оно используется в целях размещения офисов, и прочих сопутствующих помещений. В моей работе составлен проект бизнес-центра, который обладает следующими характеристиками.

Большие площади помещений позволят использовать данное здание для различных целей. в нем могут находиться как простые помещения так и выставочные залы. Все это позволяет использовать помещение бизнес-центра не только начинающим предпринимателям, но и крупным организациям. Красивый фасад, доступность расположения - все это станет весомым аргументом в пользу реализации проекта, не говоря уже о его экономической эффективности и окупаемости.

Раздел 7

Научно-исследовательская работа

					ВКР-2069059-08.04.01- 151178 -17	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		126

1. Проектирование многопустотной плиты перекрытия

Исходные данные. Плиты перекрытий изготавливаются в заводских условиях из тяжелого бетона В30, подвергнутого термовлажностной обработке (ТВО). Передаточная прочность бетона определяется расчетом в соответствии с действующим СНиП. Распалубочная прочность бетона принимается равной передаточной прочности. Отпуская прочность бетона в изделии принимается не менее передаточной прочности и не менее 80% от проектной прочности. Арматурные сетки и каркасы сварные. Проектное положение арматуры обеспечивается пластмассовыми фиксаторами, установленными равномерно по площади изделия. Закладные детали фиксируются монтажной сваркой к каркасам или сеткам.

Бетон тяжёлый класса В30 с расчетным сопротивлением на сжатие $R_b = 17,0$ МПа ; нормативное сопротивление бетона на сжатие $R_{bn} = 22,0$ МПа ; нормативное сопротивление бетона на растяжение $R_{bt} = 1,75$ МПа ; расчётное сопротивление бетона на растяжение $R_{bt} = 1,15$ МПа ; модуль упругости бетона В30 $E_b = 3,25 \cdot 10^4$ МПа

Продольная рабочая арматура – преднапряжённая класса А800 с электротермическим натяжением на упоры форм.

Нормативное сопротивление арматуры А800 $R_{sn} = 800$ МПа

Расчётное сопротивление – $R_s = 695$ МПа

Модуль упругости арматуры А800 $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа

2.1.1 Нагрузки

Постоянная нагрузка от пола и плиты перекрытия определена с учетом данных

Таблица 2.1

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная			
Линолеум на тканевой подоснове $\delta = 5\text{мм}$, $\rho = 1700\text{кг/м}^3$	0,085	1,2	0,102
Цементно – песчанная стяжка $\delta = 50\text{мм}$, $\rho = 1200\text{кг/м}^3$	0,6	1,3	0,78
Один слой рубероида на мастике $\delta = 5\text{мм}$, $\rho = 600\text{кг/м}^3$	0,03	1,2	0,036
Слой звукоизоляционный- древесноволокнистые плиты $\delta = 24\text{мм}$, $\rho = 250\text{кг/м}^3$	0,06	1,2	0,072
Ж/бетонная плита с круглыми пустотами $\delta = 220\text{мм}$, $\rho = 2500\text{кг/м}^3$	3	1,1	3,3
Итого	3,775	-	4,290
Временная нагрузка	1,5	1,2	1,8
в том числе:			
длительная	1,2	1,2	1,44
кратковременная	0,3	1,2	0,36
всего полная	5,275	-	6,09
Постоянная и длительная	4,975	-	5,73

Расчетная нагрузка на 1 метр при ширине плиты 1,5 метра с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$

Постоянная нагрузка $g = 4,29 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 6,11 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

Временная $v = 1,8 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 2,565 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

Полная $q = 6,09 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 8,678 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

-постоянная $g^n = 3,775 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 5,379 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

-постоянная и длительная $4,975 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 7,089 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

-полная $g^n + v^n = 5,275 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 7,517 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

Моменты и поперечные силы вычисляем в соответствии с расчётной схемой.

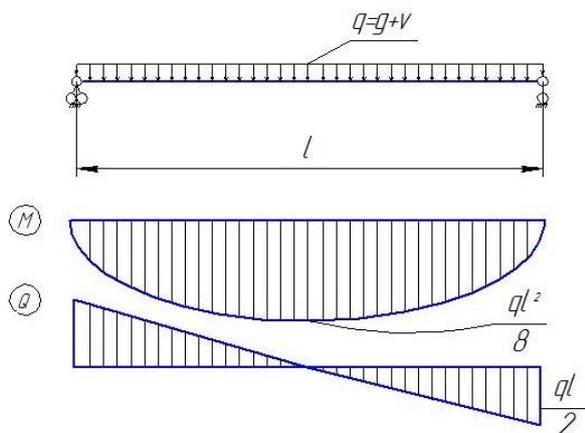


рис.2.1 Расчетная схема плиты.

Усилия для расчетов по 1-ой группе предельных состояний (от расчётных нагрузок)

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{8,678 \cdot 4,44^2}{8} = 42,78 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{8,678 \cdot 4,44}{2} = 27,25 \text{ кН}$$

Усилия для расчётов по предельным состояниям 2-ой группы: от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{7,517 \cdot 4,44^2}{8} = 37,06 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

от постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_{n.дл.} = \frac{7,089 \cdot 4,44^2}{8} = 34,95 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2.1.2 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

При расчете по прочности расчетное поперечное сечение плиты принимается тавровым с полкой в сжатой зоне (свесы полок в растянутой зоне не учитываются).

Изгибающий момент от полных нагрузок $M=42,78 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Размеры сечения $h=220 \text{ мм}$

$b_f'=1460 \text{ мм}$

$h_f'=30,5 \text{ мм}$

Минимальный защитный слой для конструкции, эксплуатируемой в закрытом помещении принимается не менее 20 мм

$$d_s \leq a_{z,\min} \geq 20 \text{ мм}$$

Расчёт прочности выполняем в предположении, что по расчёту сжатой арматуры не требуется. Определяем положение нейтральной оси.

Проверяем условие (44) [1]

$$R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5h_f) \geq M$$

$$h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$$

$$a = 0,5d_s + 20 = 30 \text{ мм}$$

$$\begin{aligned} R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5h_f) &= 17,0 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,0305 (0,19 - 0,5 \cdot 0,0305) = \\ &= 132,29 \text{ кН} \cdot \text{м} > 42,78 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Нейтральная ось проходит в полке. Сечение рассчитываем как прямоугольное, шириной сечения $b=b_f'=1460 \text{ мм}$

Вычисляем табличный коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0} = \frac{42,78}{17,0 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,19^2} = 0,048$$

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры $\sigma_{sp} = 747$ МПа.

Определяем граничную высоту сжатой зоны бетона при отношении

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_s} \approx 0,75 \text{ и арматуре класса А800. По табл. 6 [2] } \xi_R = 0,44$$

Определяем граничное значение коэффициента α_R

$$\alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right) = 0,44 \left(1 - \frac{0,44}{2}\right) = 0,343$$

Проверяем условие $\alpha_m = 0,048 < \alpha_R = 0,343$

Условие выполняется, следовательно сжатой арматуры по расчёту не требуется, и сечение рассчитывается с одиночной рабочей арматурой.

Вычисляем относительную высоту сжатой зоны сечения.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,048} = 0,049$$

Находим отношение

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,049}{0,44} = 0,111$$

Т.к. $\xi = 0,049 < \xi_R = 0,44$ условие выполняется, то расчётное сопротивление нагружаемой арматуры R_s необходимо увеличить путём умножения на коэффициент условия работ.

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,111 = 1,222 > 1,1$$

Принимаем значение $\gamma_{s3} = 1,1$

Определяем требуемую площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{0,049 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 695 \cdot 10^3} = 3,03 \text{ см}^2$$

Принимаем $5\phi 10$ А800 $A_{\phi} = 393 \text{ мм}^2 > A_{sp} = 303 \text{ мм}^2$

Располагаем арматуру по одному стержню, при этом наибольшее расстояние между осями стержней должно быть не более $2h=2\cdot 220=440$ мм и 400 мм.

Расчет прочности наклонных сечений плиты

Исходные данные.

$$Q=27,25 \text{ кН,}$$

$$q=8,678 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$v = 2,565 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$R_b=17 \text{ МПа}$$

$$R_{bt}=1,15 \text{ МПа}$$

Условие обеспечения прочности наклонного сечения плиты

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

где Q – расчётная поперечная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями (хомутами)

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном

$$Q_b = \frac{M_b}{c}$$

Предварительно вычисляем усилия преднапряжения арматуры с учётом всех потерь

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp},$$

$$\text{где } \sigma_{sp} = 0,75 \cdot R_{sn} = 0,75 \cdot 695 = 525 \text{ МПа}$$

$$P = 525 \cdot 10^3 \cdot 393 \cdot 10^{-6} = 207,9 \text{ кН}$$

Вычисляем коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_g \cdot A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_g \cdot A_1} \right)^2,$$

где $A_1 = b \cdot h = 0,347 \cdot 0,22 = 0,076 \text{ м}^2$

$$\frac{P}{R_s \cdot A_1} = \frac{207,9}{17 \cdot 10^3 \cdot 0,076} = 0,161$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot 0,161 - 1,16 \cdot 0,161^2 = 1,23$$

Определяем изгибающий момент

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,23 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19^2 = 26,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределённой и определяется $q_1 = q - 0,5v = 8,678 - 0,5 \cdot 2,565 = 7,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения при действии эквивалентной равномерно распределённой нагрузки определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$$

При определении c должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0$$

$$c = \sqrt{\frac{26,58}{7,4}} = 1,9 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,19 \text{ м} < c = 1,9 \text{ м} > 3h_0 = 0,57 \text{ м}$$

Одно из условий не выполняется, принимаем $c = 0,57 \text{ м}$

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном

$$Q_b = \frac{26,58}{0,57} = 46,63 \text{ кН}$$

При вычислении Q_b должно выполняться условие

$$Q_{b\max} \geq Q_b \geq Q_{b\min}$$

$$Q_{b\max} = 2,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 18,95 \text{ кН} > Q_b = 46,63 \text{ кН}$$

$$Q_{b\min} = 0,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 37,91 \text{ кН} < Q_b = 46,63 \text{ кН}$$

Таким образом для дальнейшего расчёта принимаем $Q_b = 46,63 \text{ кН}$

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую хомутами

Определяем поперечную силу Q_{bl}

$$Q_{bl} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{26,58 \cdot 7,4} = 28,05 \text{ кН}$$

Усилие Q_{sw} определяется от найденной величины Q_{bl}

$$Q_{bl} = 28,05 \text{ кН} < \varphi_n R_{bt} b h_0 = 1,23 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 93,26 \text{ кН}$$

Условие выполняется. Определяем требуемую интенсивность хомутов.

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b \min} - 3h_0 q_1}{1,5h_0} = \frac{27,25 - 37,91 - 3 \cdot 0,19 \cdot 7,4}{1,5 \cdot 0,19} = -41,68 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Так как значение q_{sw} получилось отрицательным, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

В пространстве между пустотами, где располагаются продольные стержни, устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной $l/4$ пролета плиты из проволоки В500 диаметром 4мм с шагом 200мм и добавочным шагом 150мм.

2.1.3 Расчёт плиты по предельным состояниям 2-ой группы

Для расчётов плиты 2-ой группы предельных состояний вычисляем геометрические характеристики расчётного сечения.

Площадь поперечного сечения бетона

$$A = b_f h - \frac{n \pi d^2}{4} = 146 * 22 - \frac{7 * 3,14 * 15,9^2}{4} = 1823 \text{ см}^2 = 0,1823 \text{ м}^2,$$

где n - число пустот в сечении плиты.

Коэффициент приведения:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 * 10^4}{3,25 * 10^4} = 6,2.$$

Круглое очертание пустот заменяем квадратным с равным моментом инерции. Сторона квадрата:

$$a \approx 0,9d = 0,9 * 15,9 = 14,31 \text{ см.}$$

Толщина полок расчетного эквивалентного сечения:

$$h_f' = \frac{22 - 14,31}{2} = 3,85 \text{ см.}$$

Ширина ребра: $b = 146 - 7 * 14,31 = 45,83 \text{ см}$.

Ширина пустот: $146 - 45,83 = 100,17 \text{ см}$.

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = 146 * 22 - 100,17 * 14,31 = 1779 \text{ см}^2 = 0,1779 \text{ м}^2.$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_0 = \frac{h}{2} = 11 \text{ см};$$

Момент инерции сечения (симметричного):

$$J_{red} = \frac{146 * 22^3}{12} - \frac{100,17 * 14,31^3}{12} = 105090 * 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Моменты сопротивления сечения по нижней и верхней зоне:

$$W_{red} = W'_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{105090}{11} = 9554 \text{ см}^3.$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчетов в стадии эксплуатации:

$$W_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,3 * 9554 = 12420 \text{ см}^3 = 0,012420 \text{ м}^3.$$

Коэффициент γ определяется для двутаврового симметричного сечения по табл.11 [2] при:

$$2 < \frac{b'_f}{b} = \frac{146}{45,83} = 3,19 < 6, \text{ следовательно } \gamma = 1,25.$$

Для расчетов в стадии изготовления:

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,25 * 9554 = 11943 \text{ см}^3 = 0,011943 \text{ м}^3.$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры.

Уровень предварительного напряжения для горячекатаной и термомеханически упрочнённой арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия

$$0,3R_{s,ser} \leq \sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser}$$

Предварительно назначаем уровень преднапряжения 80% от R_{sn} арматуры А800

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,9 \cdot 800 = 640 \text{ МПа}$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Первые потери.

$\Delta\sigma_{sp1}$ - потери от релаксации напряжений в стержневой арматуре при электротермическом способе натяжения:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 * 640 = 19,2\text{МПа};$$

$\Delta\sigma_{sp2}$ - потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами равны нулю, так как форма пропаривается в пропарочной камере вместе с изделием, $\Delta\sigma_{sp2} = 0$;

$\Delta\sigma_{sp3}$ - потери от деформации формы в расчетах не учитываются, так как учтены в расчете удлинений арматуры, $\Delta\sigma_{sp3} = 0$;

$\Delta\sigma_{sp4}$ - потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры учтены в расчете полных удлинений стержней и поэтому равны нулю, $\Delta\sigma_{sp4} = 0$.

Суммарные первые потери преднапряжения:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 19,2 + 0 + 0 + 0 = 19,2\text{МПа}.$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь по табл.5[3]:

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 3,93 * 10^{-4}(640 - 19,2) * 10^3 = 243,97\text{кН}.$$

Вторые потери.

$\Delta\sigma_5$ – потери от усадки бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке. Для бетонов В35 и ниже относительная деформация усадки бетона $\varepsilon_{b,sh}=0,0002$

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,0002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 40\text{МПа}$$

Для определения потерь от ползучести бетона необходимо предварительно вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учётом разгружающего момента от собственного веса плиты в стадии обжатия.

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_0}{I_{red}} = \frac{243,97 \cdot 10^{-3}}{1779 \cdot 10^{-4}} + \frac{243,97 \cdot 10^{-3} \cdot 0,08 \cdot 0,11}{105090 \cdot 10^{-8}} = 3,41 \text{ МПа}$$

Согласно [4] передаточная прочность бетона назначается не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем $R_{bp}=15 \text{ МПа}$. Сжимающие напряжения от силы P_1 в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передаточной прочности.

$$\sigma_{bp} = 3,41 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа}$$

Требование выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при $y_0 = e_{op} = 0,08 \text{ м}$. Нагрузка от веса 1 м² плиты принята 3000Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчетном пролете $l_0 = 6,3 \text{ м}$.

$$M_{cs} = \frac{3,0 \cdot 1,46 \cdot 6,3^2}{8} = 21,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 e_{op} - M_{cs}) e_{op}}{I_{red}} = \frac{243,97 \cdot 10^3}{1779 \cdot 10^{-4}} + \frac{(243,97 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 21730) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}} = 1,2 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp6}$ – потери от ползучести арматуры

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 + \frac{y_0^2 A_{red}}{I_{red}}\right)(1 + 0,8\varphi_{b,cr})}$$

где коэффициент приведения $\alpha = E_s/E_b = 6,2$

$e_{sp} = y_0 - a = 11 - 3 = 8 \text{ см} = 0,08 \text{ м}$ - эксцентриситет силы обжатия

P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения;

$$\mu_{sp} = A_{sp}/A = 3,93/1779 = 0,0022;$$

$\varphi_{b,cr} = 2,3$ - коэффициент ползучести бетона.

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 2,3 \cdot 1,2}{1 + 6,2 \cdot 0,0022 \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1779 \cdot 10^{-4}}{105090 \cdot 10^{-8}}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 12,24 \text{ МПа}$$

Суммарные вторые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 12,24 = 52,24 \text{ МПа.}$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 19,2 + 52,24 = 71,44 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа.}$$

Принимаем полные потери $\Delta\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа}$.

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\sigma_{sp2} = 640 - 100 = 540 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь:

$$P_2 = 3,93 * 10^{-4} * 540 * 10^3 = 212,22 \text{ кН.}$$

2.1.4 Расчет трещиностойкости плиты

Условие необразования трещин в стадии эксплуатации:

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

Момент, соответствующий образованию трещин M_{crc} , определяется по приближенному способу ядровых моментов:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} ,$$

где $M_{rp} = P_2(e_{op} + r)$;

$r = W_{red}/A_{red} = 0,009554/0,1779 = 0,054 \text{ м} = 5,4 \text{ см}$ - расстояние до ядровой точки;

$$M_{rp} = 212,22(0,08 + 0,054) = 28,4 \text{ кНм};$$

$$M_{crc} = 1,75 * 10^3 * 0,012420 + 28,4 = 50,14 \text{ кНм} > M_n = 37,06$$

Условие выполняется, следовательно трещины в растянутой зоне не образуются.

Проверим, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при её обжатии при значении коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 1,1$ (момент от веса плиты не учитывается). Расчетное условие:

$$\gamma_{sp} P_1(e_{op} - r) \leq R_{btp} W'_{pl},$$

где $R_{btp} = 1,1 \text{ МПа}$ - нормативное сопротивление бетона растяжению, соответствующее $B = R_{bp}$ - принятой передаточной прочности бетона, 15 МПа.

$$1,1 * 243,97(0,08 - 0,054) = 6,98 \text{ кНм} < 1,1 * 10^3 * 11943 * 10^{-6} = 13,14 \text{ кНм}.$$

Условие удовлетворяется, начальные трещины не образуются.

2.1.5 Расчет прогибов плиты.

Выполняем согласно пп. 4.24, 4,25 [3]

Для участков без трещин в растянутой зоне:

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2,$$

где $\left(\frac{1}{\rho}\right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок,

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$$h'_f = 3,85 \text{ см} \leq 0,3h_0 = 0,3 * 19 = 5,7 \text{ см}, \text{ условие выполняется;}$$

$$a'_s = 0 \leq 0,2h_0 = 0,2 * 19 = 3,8 \text{ см}, \text{ условие выполняется.}$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что

$$f \leq f_{ult}, \text{ принимая } \psi_s = 1.$$

Кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок:

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_{n,kr}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}},$$

где $\varphi_c = 0,5$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(146 - 45,83)3,85}{45,83 \cdot 19} = 0,443,$$

$$e_s = 37,06 / 212,22 = 0,175,$$

$$e_s / h_0 = 0,175 / 0,19 = 0,921,$$

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b,red} = 22 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,47 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2;$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,47 \cdot 10^7 = 13,61;$$

$$\mu = A_{sp} / bh_0 = 3,93 \cdot 10^{-4} / (45,83 \cdot 19) = 0,045;$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{37,06}{0,5 \cdot 0,4583 \cdot 0,19^3 \cdot 1,47 \cdot 10^7} = 0,00016 \text{ м}^{-1}.$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок:

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}},$$

где $\varphi_c = 0,57$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(146 - 45,83)3,85}{45,83 \cdot 19} = 0,443,$$

$$e_s = 34,95 / 212,22 = 0,165,$$

$$e_s / h_0 = 0,165 / 0,19 = 0,868,$$

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b,red} = 22 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,47 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2;$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,47 \cdot 10^7 = 13,61;$$

$$\mu = A_{sp} / bh_0 = 3,93 \cdot 10^{-4} / (45,83 \cdot 19) = 0,045;$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{34,95}{0,57 \cdot 0,4583 \cdot 0,19^3 \cdot 1,47 \cdot 10^7} = 0,00133.$$

Полная кривизна:

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = 0,00016 + 0,00133 = 0,00149 \text{ м}^{-1}$$

Прогиб плиты:

$$f = S \frac{1}{\rho} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 0,00149 \cdot 4,68^2 = 0,34 \text{ см.}$$

Предельный нормативный прогиб f_{ult} при пролете элемента 6м:

$$f_{ult} = l / 200 = 4,68 / 200 = 0,0234 \text{ м} = 2,34 \text{ см}$$

$$f = 0,634 \text{ см} < f_{ult} = 3,15 \text{ см.}$$

Условие удовлетворяется.

2.1.6 Проверка прочности плиты в стадии изготовления.

Усилие преднапряжения с учетом первых потерь $P_1 = 243,97 \text{ кН}$, коэффициент точности натяжения $\gamma_{sp} = 1,1$, расчетная призматическая прочность бетона, соответствующая классу бетона В15 (передаточная прочность) $R_b = 8,5 \text{ МПа}$. Расстояние до монтажной петли 0,35 м.

Момент от собственного веса над опорой (петлей), находящейся на расстоянии 0,35 м от торцов плиты, при ширине плиты 1,5 м и расчетном весе $1 \text{ м}^2 \cdot 3,3 \text{ кН/м}^2$.

$$M_2 = \frac{3,3 \cdot 0,95 \cdot 0,35^2 \cdot 1,5}{2} = 0,29 \text{ кНм.}$$

Момент от собственного веса плиты при её извлечении из формы:

$$M_{ce} = \frac{0,95 \cdot 3,3 \cdot 1,5 (6,3 - 0,7)^2}{8} - 0,29 = 18,14 \text{ кНм.}$$

Условие прочности плиты в стадии изготовления:

$$\sigma_{sp} \leq R_b = 8,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{\gamma_{sp} P_1}{A_{red}} + \frac{(\gamma_{sp} P_1 e_{op} - M_{ce}) e_{op}}{J_{red}},$$

$$\sigma_{bp} = \frac{1,1 \cdot 243,97}{1779 \cdot 10^{-4}} + \frac{(1,1 \cdot 243,97 \cdot 0,08 - 18,14) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}} = 1,76 \text{ МПа} < 8,5 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется. Прочность в стадии изготовления обеспечена.

2.1.7 Расчет монтажной петли

Вес плиты при её подъёме может быть передан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учётом максимально допустимого по нормам угла развода строп 90 градусов

$$N = G \frac{1,4}{3} = 3,0 \cdot 1,5 \cdot 6,38 \frac{1,4}{3} = 13,4 \text{ кН}$$

$$A_s = \frac{1,4 \cdot 13,4}{215 \cdot 10^3} = 0,87 \text{ см}^2 - \text{сечение одной ветви петли}$$

Принимаем монтажные петли из арматуры $\phi 12$ А240 с $A=1,13\text{см}^2$, сталь марки ВСтЗспб.

Базовая длина заделки петли из условия её надежного заанкерирования при прочности бетона в момент первого его подъёма

$$l_{ан} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{215 \cdot 10^3 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4}}{1875 \cdot 0,038} = 0,344 \text{ м}$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 1875$$

$$u_s = 3,14 \cdot 0,012 = 0,038 \text{ м}$$

Фактическая длина заделки

$$l_{ан,ф} = l_{ан} \frac{A_s}{A} = 0,344 \frac{0,87}{1,13} = 0,265 \text{ м}$$

Окончательная длина анкеровки принята 280 мм с глубиной заделки 190 мм.

2. Проектирование сборного ригеля.

Исходные данные.

Бетон класса В30

$$R_b = 17 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$$

Арматура класса А400

$$R_s = 355 \text{ МПа}$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Поперечная арматура класса А240

$$R_{sw} = 215 \text{ МПа}$$

$$R_{sw} = 170 \text{ МПа}$$

$$M_{on} = 55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

1.1.1. Расчёт ригеля в стадии эксплуатации.

Определение усилий в ригеле.

Конструктивная длина ригеля

$$l_p = L_p - b_k - 2a = 590 - 40 - 2 \cdot 2 = 586 \text{ см}$$

где L_p – пролёт ригеля в осях;

b_k – размер сечения колонны;

a – зазор между колонной и торцом ригеля.

Длина расчётного пролёта ригеля

$$l_0 = L_p - b_k - 2a - c = 590 - 40 - 2 \cdot 2 - 14 = 532 \text{ см}$$

Расчётная нагрузка на 1 погонный метр от веса ригеля

$$q_p = (0,6 \cdot 0,6 - 2 \cdot 0,15 \cdot 0,3) 25 \cdot 1,1 = 7,425$$

Полная расчётная нагрузка с учётом коэффициента надёжности здания

$$q = (15,96 \cdot 5,8 + 7,425) \cdot 1 = 100 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Максимальный расчётный пролётный момент

$$M_{np} = M_0 - M_{on} = \frac{ql_0^2}{8} - 55 = \frac{100 \cdot 5,32^2}{8} - 55 = 428,56 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Максимальная поперечная сила

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{100 \cdot 5,32}{2} = 310,97 \text{ кН}$$

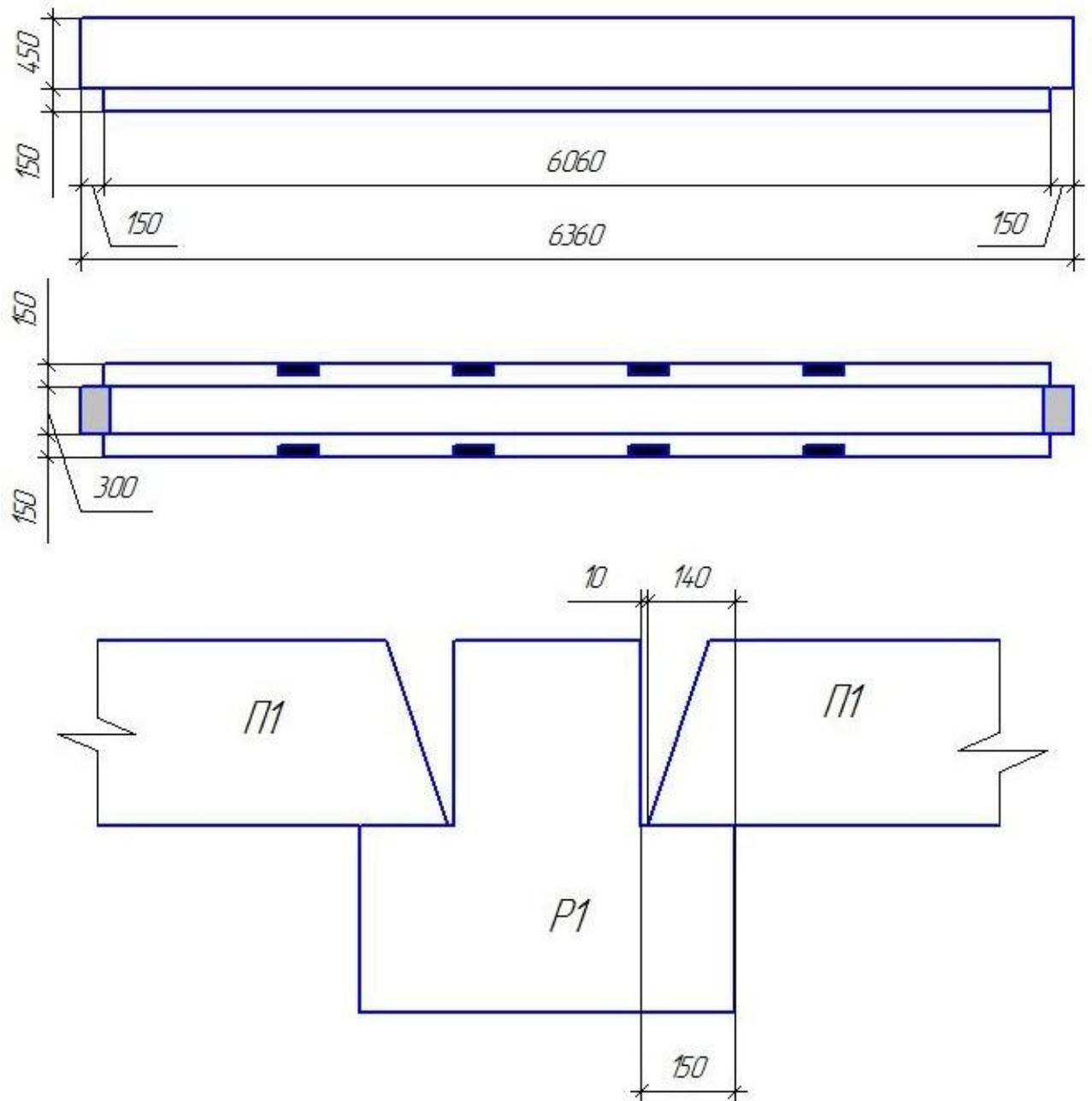


Рис.5. Ригель с подрезкой

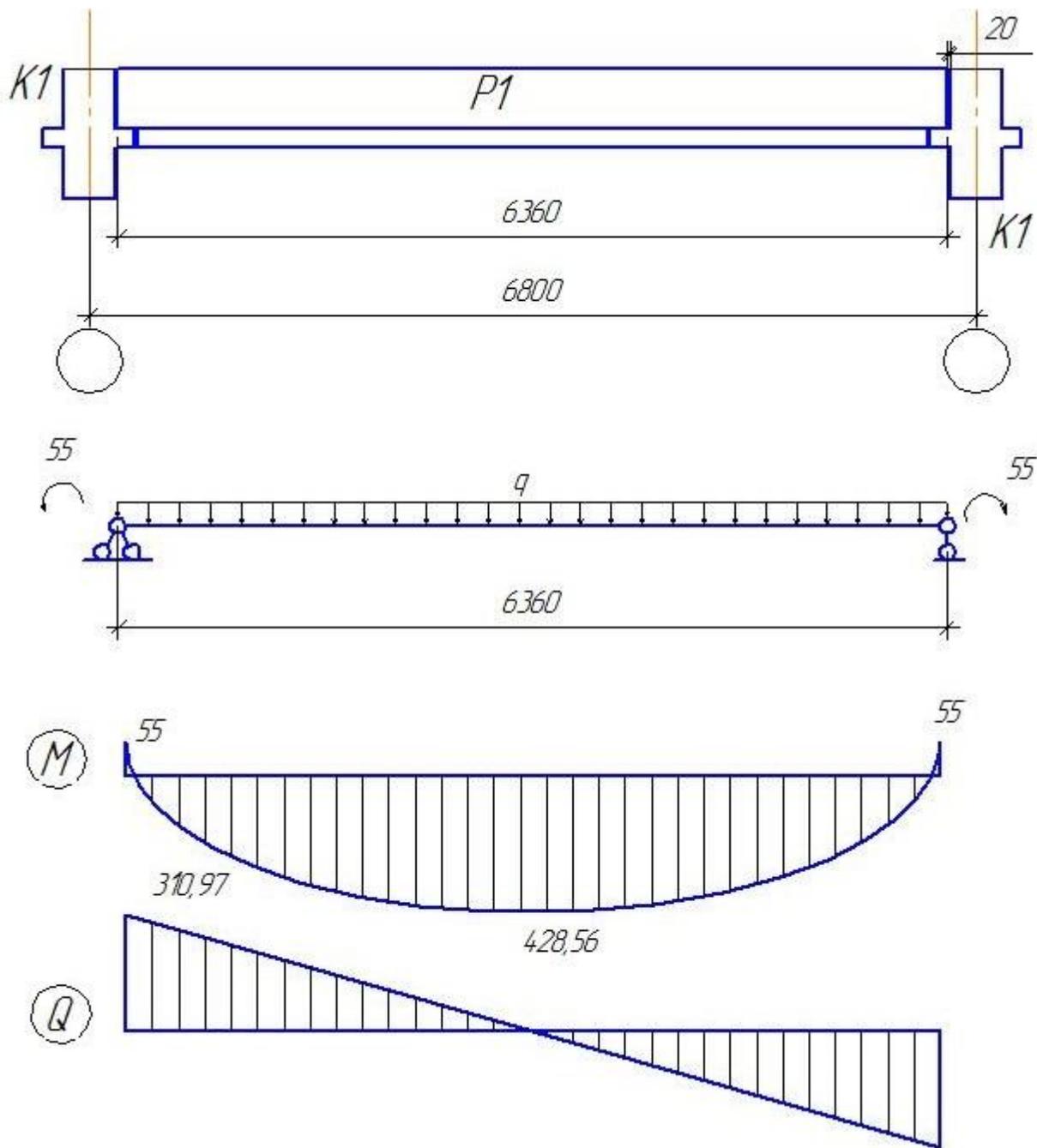


Рис.6. Расчётная схема ригеля.

Прочность нормальных сечений ригеля.

В пролёте. Исходные данные.

$$M_{np} = 428,56 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$R_b = 17 \text{ МПа}$$

$$R_s = 355 \text{ МПа}$$

$$b = 30 \text{ см}$$

$$h = 60 \text{ см}$$

$$h_0 = 55 \text{ см}$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{428,56}{17 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55^2} = 0,278$$

$$\xi_R = 0,577 \quad \alpha_R = 0,411$$

$$\alpha_R > \alpha_m$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,278} = 0,334$$

Площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,334 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 550}{355} = 2654 \text{ мм}^2$$

Принимаем $2\phi 32$ А400 $A_s = 3216 \text{ мм}^2$

На опоре. Исходные данные.

$$M_{on} = 55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$R_b = 17 \text{ МПа}$$

$$R_s = 355 \text{ МПа}$$

$$b = 30 \text{ см}$$

$$h = 45 \text{ см}$$

$$h_0 = 40 \text{ см}$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{on}}{R_b b h_0^2} = \frac{55}{17 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4^2} = 0,067$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,067} = 0,069$$

Площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,069 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 400}{355} = 521,34 \text{ мм}^2$$

Принимаем $2\phi 20$ А400 $A_s = 628 \text{ мм}^2$

Расчет прочности ригеля по наклонным сечениям.

Прочность наклонного сечения подрезки ригеля по поперечной силе.

Исходные данные.

$$Q_{max} = 310,97 \text{ кН}$$

$$R_b = 17 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$$

A240 $\phi 12$

$$R_{sw} = 170 \text{ МПа}$$

$$A_{sw} = 113,1 \text{ мм}^2$$

$$n = 2$$

$$h = 45 \text{ см}$$

$$h_0 = 40 \text{ см}$$

$$b = 30 \text{ см}$$

Условие прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном.

$$Q_b = \frac{M_b}{c}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$$

$$q_1 = q - 0,5q_v$$

$$q_v = 12 \cdot 1 \cdot 5,8 = 69,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_1 = 100 - 0,5 \cdot 69,6 = 65,19 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4^2 = 82,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$c = \sqrt{\frac{82,8}{65,19}} = 1,13 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,4 < c = 1,13 < 3h_0 = 1,2$$

$$\text{Принимаем } c = 1,13 \text{ м}$$

$$Q_b = \frac{82,8}{1,13} = 73,27 \text{ кН}$$

Проверяем условие

$$Q_{b \min} < Q_b < Q_{b \max}$$

$$Q_{b \min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4 = 69 \text{ кН} < 73,27 \text{ кН}$$

$$Q_{b \max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4 = 345 \text{ кН} > 73,27 \text{ кН}$$

Принимаем $Q_b = 73,27 \text{ кН}$

Определяем требуемую интенсивность хомутов исходя из значения

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{82,8 \cdot 65,19} = 146,94 \text{ кН}$$

$$\frac{2M_b}{h_0} - Q_{\max} = \frac{2 \cdot 82,8}{0,4} - 310,97 = 103,03 < 146,94 \text{ кН}$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b} = \frac{310,97^2 - 146,94^2}{3 \cdot 82,8} = 302,38 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Определяем расчётный шаг хомутов

$$s_{w1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 2,262 \cdot 10^{-4}}{302,38} = 0,127 \text{ м}$$

Принимаем $s_{w1} = 120 \text{ мм}$

Расчётная поперечная сила

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 310,97 - 65,19 \cdot 1,13 = 237,3 \text{ кН}$$

Фактическая нагрузка

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 2,262 \cdot 10^{-4}}{0,12} = 320,45 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами при $c = c_0 = 2h_0 = 0,8 \text{ м}$

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 320,45 \cdot 0,8 = 192,27 \text{ кН}$$

Проверяем условие прочности наклонного сечения

$$Q = 237,3 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 73,27 + 192,27 = 265,54 \text{ кН}$$

Прочность наклонного сечения обеспечена.

Прочность наклонного сечения в месте изменения сечения.

Исходные данные.

$$Q_{\max} = 310,97 \text{ кН}$$

$$R_b = 17 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$$

A240 $\phi 12$

$$R_{sw} = 170 \text{ МПа}$$

$$A_{sw} = 113,1 \text{ мм}^2$$

$$n = 2$$

$$h = 60 \text{ см}$$

$$h_0 = 55 \text{ см}$$

$$b = 30 \text{ см}$$

Условие прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Поперечная сила в месте изменения сечения

$$Q = Q_{\max} \frac{\left(\frac{l_0}{2} - 9\right)}{\frac{l_0}{2}} = 310,97 \frac{\left(\frac{622}{2} - 9\right)}{\frac{622}{2}} = 301,97 \text{ кН}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном.

$$Q_b = \frac{M_b}{c}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$$

$$q_1 = q - 0,5q_v = 99,99 - 0,5 \cdot 69,6 = 65,19 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55^2 = 156,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$c = \sqrt{\frac{156,54}{65,19}} = 1,5 \text{ м}$$

$$h_0 = 0,55 < c = 1,5 < 3h_0 = 1,65$$

Принимаем $c = 1,5 \text{ м}$

$$Q_b = \frac{156,54}{1,5} = 104,36 \text{ кН}$$

Проверяем условие

$$Q_{b \min} < Q_b < Q_{b \max}$$

$$Q_{b \min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55 = 94,87 \text{ кН} < 104,36 \text{ кН}$$

$$Q_{b \max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,55 = 474,38 \text{ кН} > 104,36 \text{ кН}$$

Принимаем $Q_b = 104,36 \text{ кН}$

Определяем требуемую интенсивность хомутов исходя из значения

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{156,54 \cdot 65,19} = 208,14 \text{ кН}$$

$$\frac{2M_b}{h_0} - Q_{\max} = \frac{2 \cdot 156,54}{0,55} - 301,97 = 103,03 < 208,14 \text{ кН}$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{1,5h_0} = \frac{301,97 - 208,14}{1,5 \cdot 0,55} = 124,64 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Определяем расчётный шаг хомутов

$$s_{w1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = 124,64 = 0,309 \text{ м}$$

Принимаем $s_{w2} = 250 \text{ мм}$

Расчётная поперечная сила

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 301,97 - 65,19 \cdot 1,1 = 230,26 \text{ кН}$$

Фактическая нагрузка

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 2,262 \cdot 10^{-4}}{0,25} = 153,82 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами при $c = c_0 = 2h_0 = 1,1 \text{ м}$

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 153,82 \cdot 1,1 = 126,9 \text{ кН}$$

Проверяем условие прочности наклонного сечения

$$Q = 230,26 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 104,36 + 126,9 = 231,26 \text{ кН}$$

Прочность наклонного сечения обеспечена.

Окончательно принимаем:

- шаг хомутов в подрезке ригеля $s_{w1} = 100 \text{ и } 120 \text{ мм}$
- шаг хомутов на одной четвёртой пролёта $s_{w2} = 250 \text{ мм}$
- на остальной части $s_{w3} = 400 \text{ мм}$

1.2.2. Проектирование стыка ригеля с колонной.

Исходные данные.

$$B25 R_b = 17 \text{ МПа}$$

$$C235(ВСтЗпс) \text{ толщина листа } 10 - 20 \text{ мм } R_y = 230 \text{ МПа}$$

Э42

$$h = 450 \text{ мм}$$

$$h_0 = 400 \text{ мм}$$

$$A_{sp} = 6,28 \text{ см}^2$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{270 \cdot 6,28}{17 \cdot 30 \cdot 40} = 0,083$$

$$\xi_R = 0,577$$

$$\alpha_R = 0,411$$

Высота сжатой зоны сечения

$$x = \xi h_0 = 0,083 \cdot 40 = 3,32 \text{ см}$$

Расстояние от центра тяжести рабочей арматуры до центра тяжести сжатой площади сечения

$$z_a = h_0 - 0,5x = 40 - 0,5 \cdot 3,32 = 38,34 \text{ см}$$

Продольная сила

$$N = \frac{M_{on}}{z_a} = \frac{55}{0,383} = 143,6 \text{ кН}$$

Требуемая площадь соединительной пластины

$$A_{nl} = \frac{N}{R_y} = \frac{143,6}{230 \cdot 10^3} = 6,24 \text{ см}^2$$

Требуемые размеры пластины

$$\delta = 10 \text{ мм}$$

$$b_{nl} = \frac{A_{nl}}{\delta} = \frac{6,24}{1} = 6,24 \text{ см}$$

Принимаем $63 \times 10 \text{ мм}$ $A_{nl} = 6,3 \text{ см}^2$

Длина шва соединительной пластины

$$l_{ув.пл} = \frac{1,25N}{R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \beta_f k_f} = \frac{1,25 \cdot 143,6}{180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,006} = 0,24 \text{ м}$$

где $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ – по табл 16 [1]

$$\gamma_{wf} = 1$$

$$\gamma_c = 1$$

$$\beta_f = 0,7$$

$$k_f = 0,6 \text{ см}$$

Принимаем $l_{ув.пл} = 24 \text{ см}$

Минимальная длина швов, исходя из прочности швов по грани не сплавления

$$l_{ув.пл} = \frac{1,25N}{R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \beta_z k_f} = \frac{1,25 \cdot 143,6}{160 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,006} = 0,19 \text{ м}$$

где $R_{wz} = 160 \text{ МПа}$

$$\gamma_{wz} = 1$$

$$\gamma_c = 1$$

$$\beta_z = 1$$

$$k_f = 0,6 \text{ см}$$

При прикреплении пластины двумя фланговыми швами расчётная длина шва с каждой стороны должна быть не менее

$$l_{ув.пл} = \frac{24}{2} + 1 = 13 \text{ см}$$

Окончательно принимаем

$$l_{ув} = 24 + 1 = 25 \text{ см}$$

$$l_{пл} = \frac{l_{ув.пл}}{2} + 2 + 5 = 12 + 2 + 5 = 19 \text{ см}$$

$$b_{пл} = l_{ув} = 25 \text{ см}$$

Сечение рыбки $10 \times 63 \text{ мм}$

1.2.3. Эпюра материалов.

Эпюра материалов строится с целью рационального конструирования продольной рабочей арматуры в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

Определяем момент от $2\phi 32 \text{ A400}$

$$h_0 = 55 \text{ см}$$

$$x = \frac{A_s R_s}{b R_b} = \frac{355 \cdot 34,7}{30 \cdot 17} = 18,37 \text{ см}$$

$$\xi_R = 0,577$$

$$x_R = \xi_R h_0 = 0,577 \cdot 55 = 31,74 \text{ см} > 18,37 \text{ см}$$

$$M_2 = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 355 \cdot 10^3 \cdot 34,7 \cdot 10^{-4} \cdot (0,55 - 0,5 \cdot 0,18) = 430,97 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определяем момент от $2\phi 32 \text{ A400}$

$$h_0 = 55 \text{ см}$$

$$x = \frac{A_s R_s}{b R_b} = \frac{355 \cdot 20,36}{30 \cdot 17} = 10,78 \text{ см}$$

$$\xi_R = 0,577$$

$$x_R = \xi_R h_0 = 0,577 \cdot 55 = 31,74 \text{ см} > 10,78 \text{ см}$$

$$M_{2\phi 32} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 355 \cdot 10^3 \cdot 20,36 \cdot 10^{-4} \cdot (0,55 - 0,5 \cdot 0,11) = 272,11 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Исходные данные.

$$M_0 = 428,56 + 55 = 483,56 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{np} = 428,56 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{он} = 55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$q = 99,99 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$R_A = R_B = 310,97 \text{ кН}$$

$$M_{2032} = 272,11 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расстояние до точки ТТО определяется из условия равновесия элемента в рассматриваемом сечении

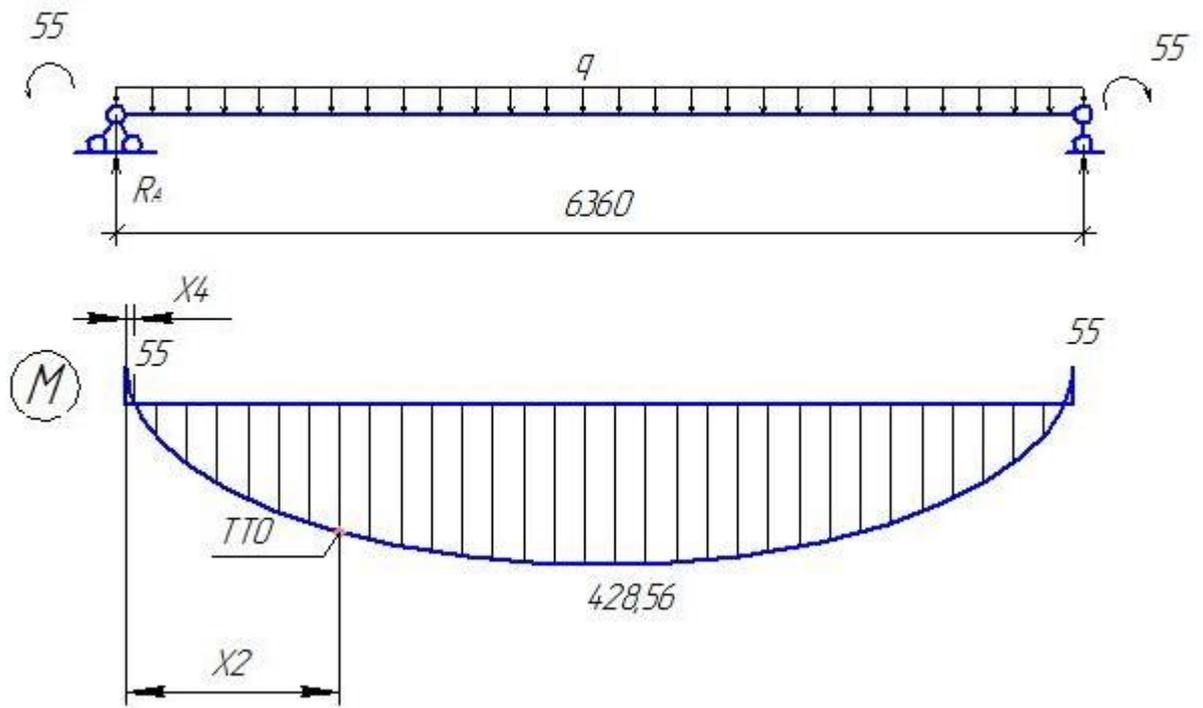


Рис. 7. Схема для определения координат эюры моментов.

$$\frac{qx^2}{2} - R_A x + M_{он} + M_{ТТО} = 0$$

$$49,995x^2 - 310,97x + 327,11 = 0$$

$$x_1 = 3,499 \text{ м}$$

$$x_2 = 1,721 \text{ м}$$

$$x_1 + x_2 = 3,499 + 1,721 = 5,22 \text{ м} = l_0$$

Определим координаты нулевых точек на эюре моментов.

$$R_A x - \frac{qx^2}{2} - M_{он} = 0$$

$$49,995x^2 - 310,97x + 55 = 0$$

$$x_1 = 5,04 \text{ м}$$

$$x_2 = 0,18 \text{ м}$$

Для вычисления длины анкерки обрываемых стержней на эпюре поперечных сил графическим способом находим Q в ТТО

$$w_l = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s = \frac{138,89}{2 \cdot 153,82} + 5 \cdot 0,036 = 0,531 \text{ м} \approx 535 \text{ мм} > \lambda d = 16 \cdot 32 = 512 \text{ мм}$$

Длина коротких стержней в середине пролёта

$$l_k = 5,22 - 2 \cdot 0,535 - 0,02 = 3,93 \text{ м}$$

Момент от $2\phi 10$ А400

$$h_0 = 55 \text{ см}$$

$$b = 60 \text{ см}$$

$$x = \frac{A_s R_s}{b R_b} = \frac{355 \cdot 1,57}{30 \cdot 17} = 0,42 \text{ см}$$

$$2a = 10 \text{ см}$$

$$\xi_R = 0,577$$

$$x_R = \xi_R h_0 = 0,577 \cdot 55 = 31,74 \text{ см} > 0,42 \text{ см}$$

$$a' = \frac{x}{2} = \frac{0,0042}{2} = 0,0021 \text{ м}$$

$$M_{2020} = R_s A_s (h_0 - a') = 355 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot (0,55 - 0,0042) = 23,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Момент от $2\phi 20$ А400

$$h_0 = 40 \text{ см}$$

$$b = 30 \text{ см}$$

$$x = \frac{A_s R_s}{b R_b} = \frac{3554 \cdot 6,28}{30 \cdot 17} = 3,3 \text{ см}$$

$$2a = 10 \text{ см}$$

$$\xi_R = 0,577$$

$$x_R = \xi_R h_0 = 0,577 \cdot 55 = 31,74 \text{ см} > 3,3 \text{ см}$$

$$a' = \frac{x}{2} = \frac{0,033}{2} = 0,0165 \text{ м}$$

$$M_{2020} = R_s A_s (h_0 - a') = 355 \cdot 10^3 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot (0,55 - 0,0165) = 65,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Оставляем $2\phi 20$ А400 без пересчёта.

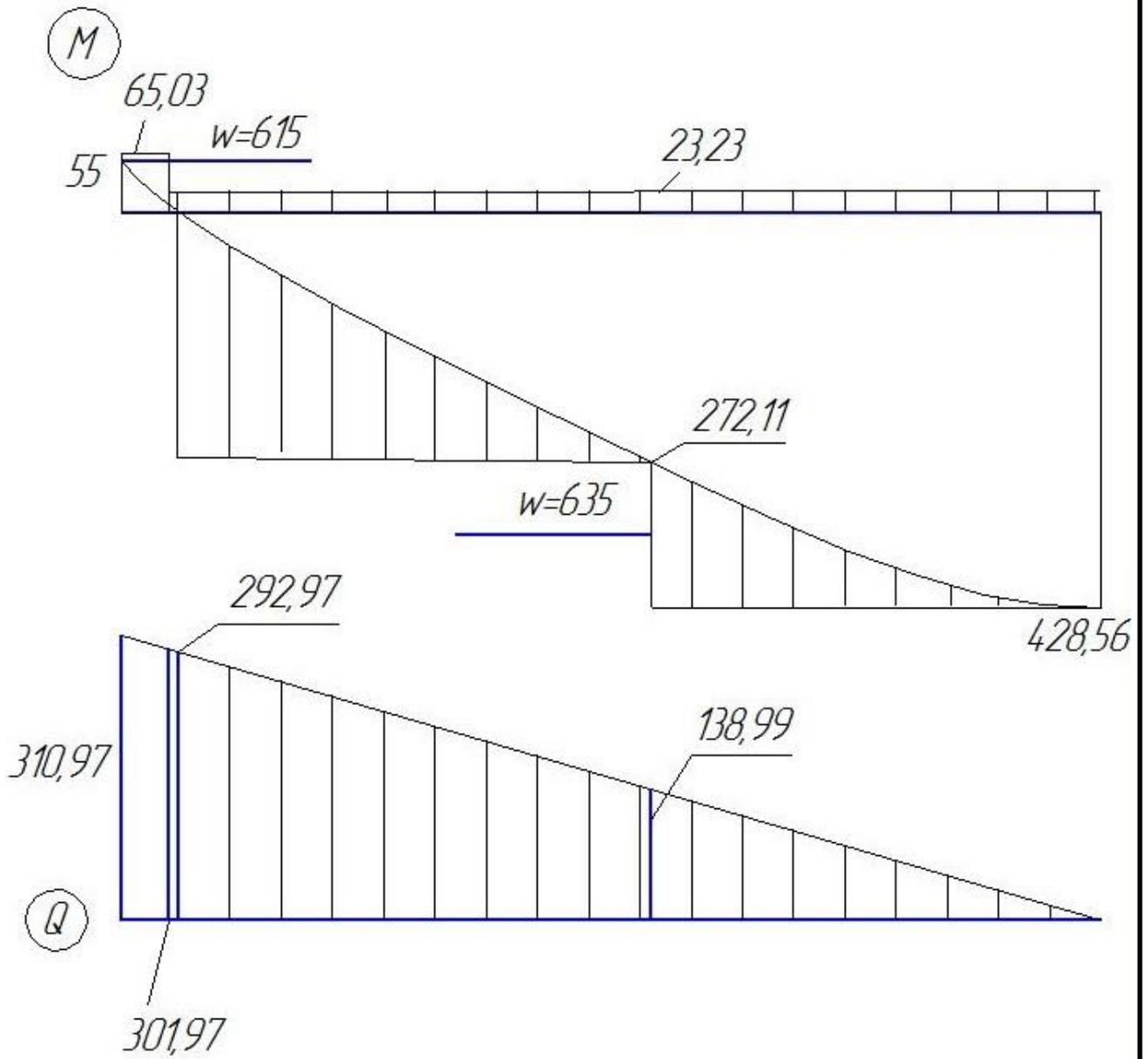


Рис. 8. Этюра материалов

Список используемой литературы

1. СНиП 23-01-99* «Строительная климатология»;
2. СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий»;
3. СНиП 21-01-97*. Пожарная безопасность зданий и сооружений;
4. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»- М.: 1987;
5. СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений» - М.: 1995;
6. Пособие по проектированию зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)- М.:1986.
7. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 2010.
8. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 2003.
9. СПиП П-23-81*. Стальные конструкции: Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1991 г.
10. Металлические конструкции. Под общей ред. Е.И. Беленя, М.: Стройиздат,1986.
11. Железобетонные конструкции. Байков В.Н., Сигалов Э.Е., М.: Стройиздат,1986.
12. Пресняков А.В., Вдовина В.Я. Разработка технологических и организационных решений в проектах производства работ: Учебное пособие. – Пенза, 1999.- 157с.
13. СНиП 3.01.01-85* «Организация строительного производства».
14. СНиП 12.03.2001 «Безопасность труда в строительстве»,часть 1.
15. СНиП 12.04.2002 «Безопасность труда в строительстве»,часть 2.
16. СНиП 1.04.03.-85 Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений.
17. ГЭСН – 2001.
18. Действующие ЕНиРы.
19. Экономика строительства /Под ред. И.С. Степанова. – М.: Юрайт, 2003.
20. Щербакова Л.В., Шлапакова Н.А. Методические указания к выполнению курсовой работы по курсу “Экономика отрасли” – Пенза: ПГУАС, 2004.

					ВКР-2069059-08.03.04- 151178 -17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		156

21. Территориальные единичные расценки на строительные работы: ТЕР 2001.
22. СНиП 12-03-01 «Безопасность труда в строительстве» ч. 1. - Общие требования.
23. СНиП 12-04-02 «Безопасность труда в строительстве» ч. 2 - Строительное производство.
24. СП-12-136-2002 «Решения по охране труда и промышленной безопасности в ПОС и ППР».
25. Бойцов А.Н., Миронова В.Г., Степанов Д.В. «Санитарно-бытовое обслуживание работающих на строительных площадках».
26. Пособие к СНиП 11-01-95 по разработке раздела проектной документации «Охрана окружающей среды». – М.: Госстрой России, 2000.
27. ППБ-01-03 «Правила пожарной безопасности».

					ВКР-2069059-08.04.01- 151178 -17	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		157

Приложения

					ВКР-2069059-08.04.01- 151178 -17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		158

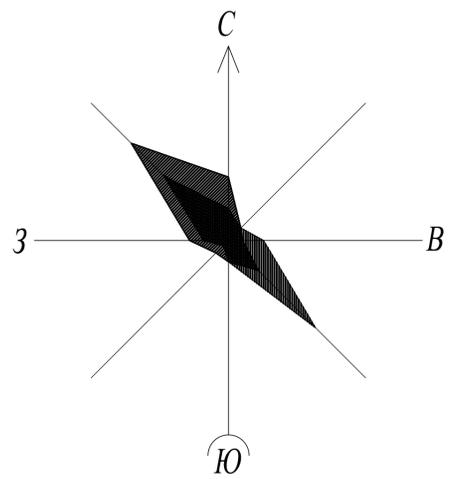
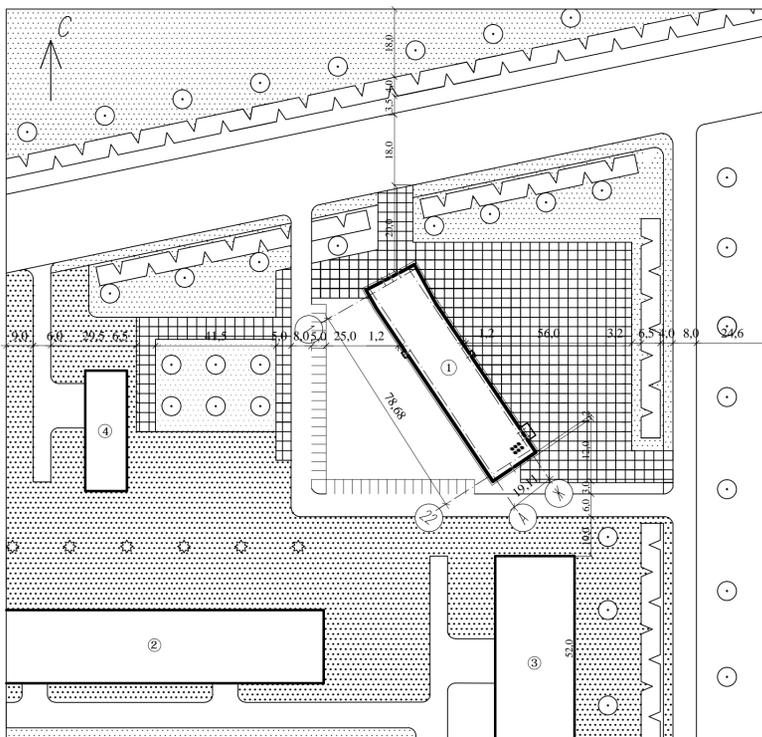


Схема организации земельного участка



			...	ž ³	ž ²	"
1	!	6	40876,5	1590,5	"	"
2	.	9	-	-	"	"
3	.	5	-	-	"	"
4	.	5	-	-	"	"

% &&

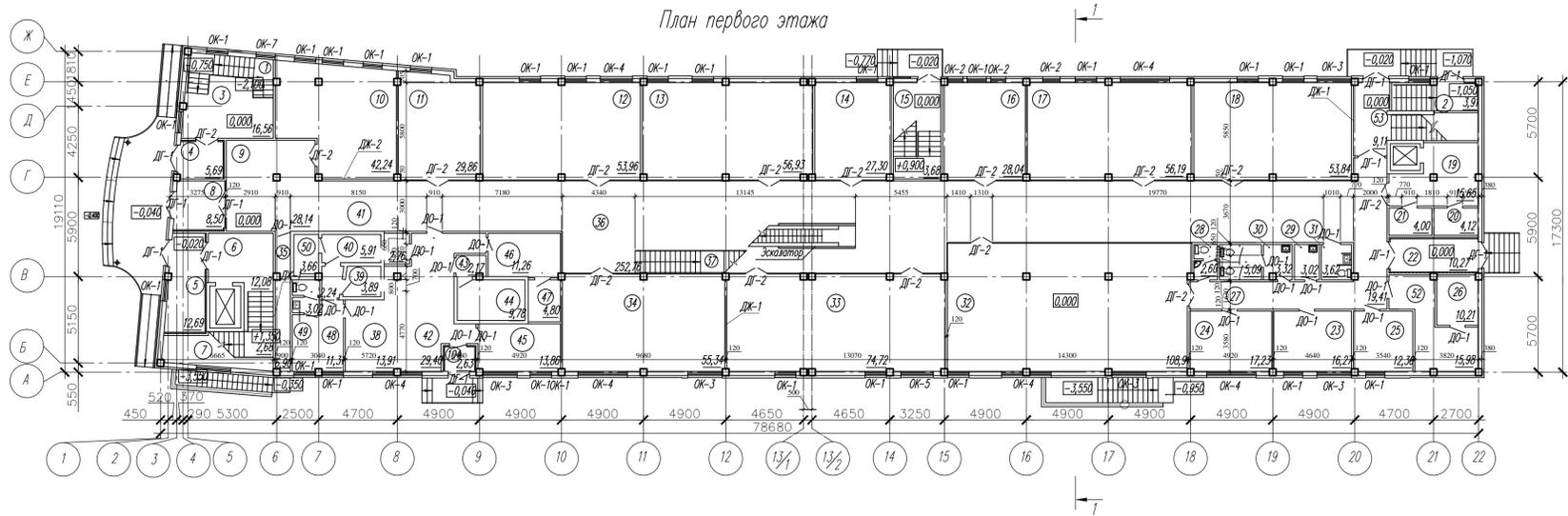


ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ

1. Общая площадь участка—14000 м²
2. Площадь застройки участка—1590 м²
3. Площадь озеленения участка—4815 м²
4. Площадь асфальтно-бетонного покрытия—7595 м²

Смотреть совместно с листами 2 и 3

Зав. кафе	Лазьков И.И.			ВКР-2069059-08.04.01-151178-17		
Руководитель	Гучкин И.С.					
Консультант						
Архитектура	Гречанин А.В.					
Конструкция	Гучкин И.С.			Бизнесцентр площадью 9540 м ² в г. Пензе		
ОиФ	Улюгов В.С.			Общественное здание		
ТюОСП	Акафонкина Н.В.					
Экономика	Крусталева Б.Б.			Фасад 1-22, разбивочный план		
ЗбЖД	Гучкин И.С.					
НИР	Гучкин И.С.					
Студент	Беланов Д.В.			Стадия	Лист	Листов
				ВКР	1	10
				ПГУАС, каф. СК гр. Ст-22М		



Экспликация помещений первого этажа

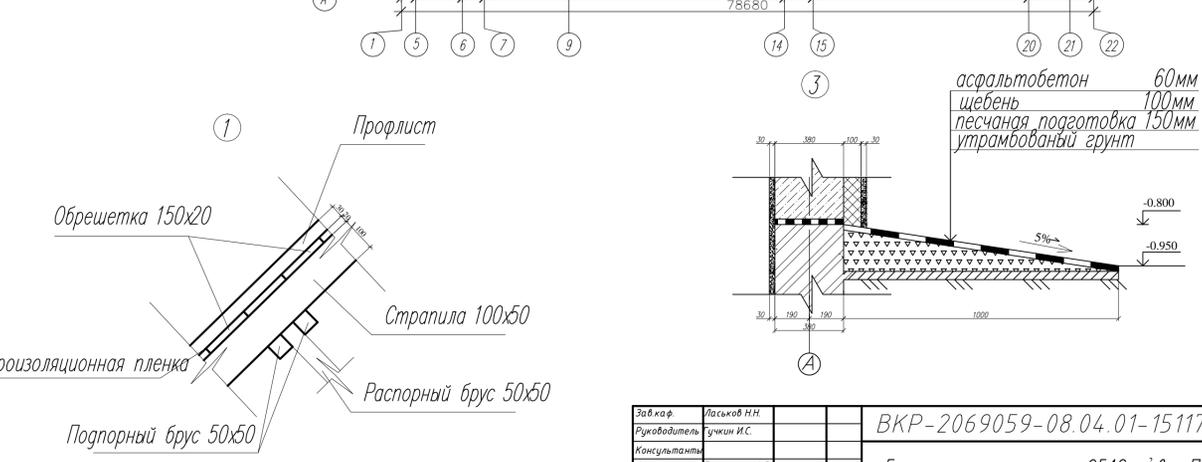
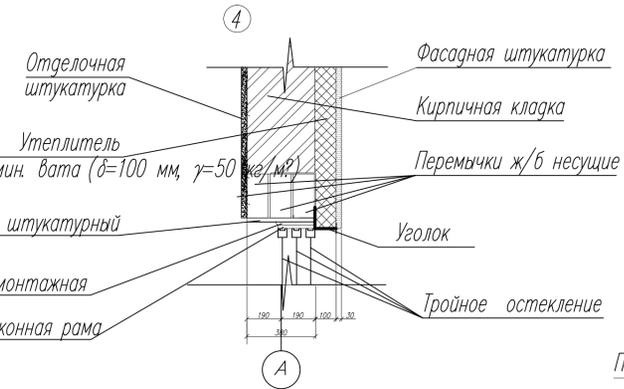
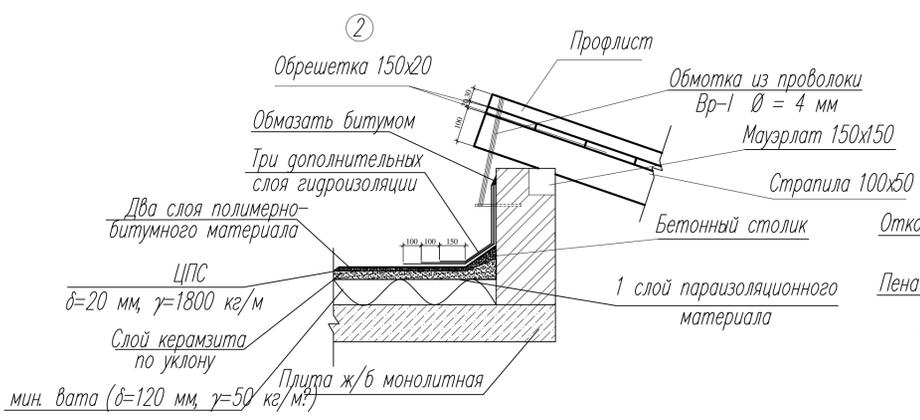
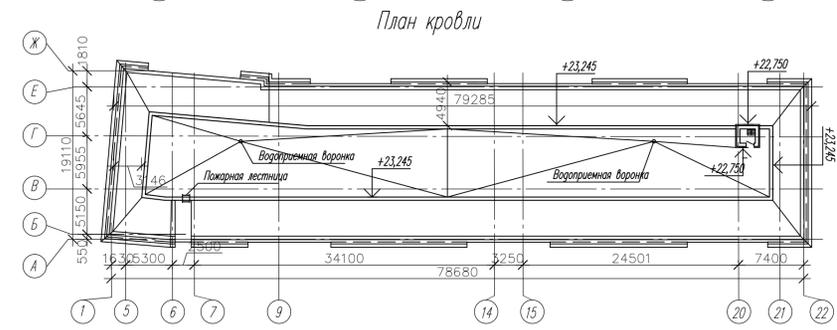
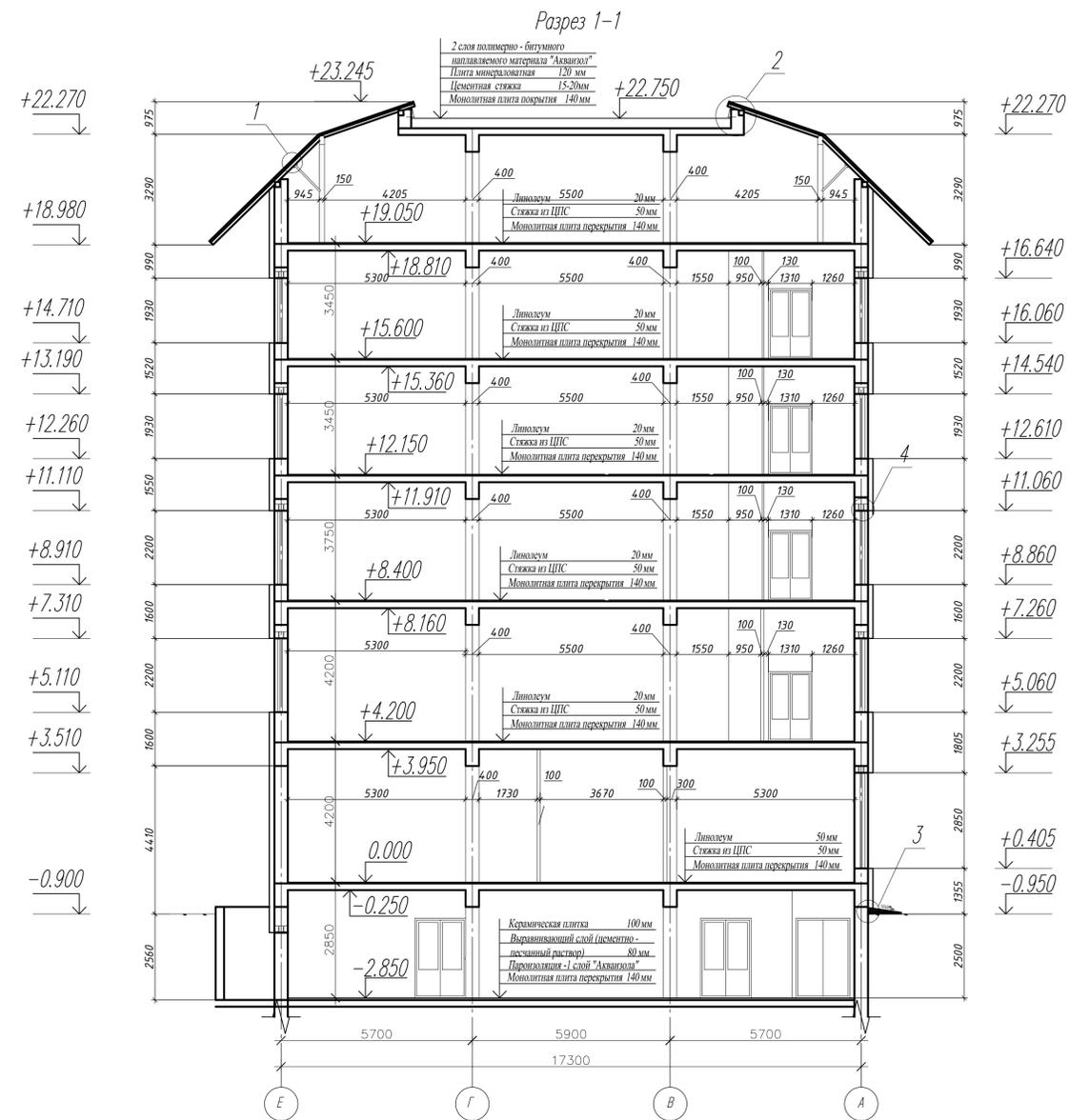
Номер помещения	НАИМЕНОВАНИЕ	Площадь, м ²	Катег. помещения
РЕСТОРАН			
1	Лестница N 1 (тип П)	-	
2	Лестница N 2 (тип П2)	-	
3	Вестибиль	16,56	
4	Тамбур	5,69	
26	Приемная продуктов	10,67	
ОФИСНЫЙ ЦЕНТР			
5	Тамбур	12,69	
6	Вестибиль	12,08	
7	Лестница N 3 (тип П2)	43,87	
ТОРГОВЫЙ ЦЕНТР			
8	Тамбур	8,50	
9	Вестибиль	28,14	
10	Бутик	42,24	
11	Бутик	29,86	
12	Бутик	53,96	
13	Бутик	56,93	
14	Бутик	27,30	
15	Лестница N 4 (тип 1)	16,53	
16	Бутик	28,04	

Экспликация помещений первого этажа

Номер помещения	НАИМЕНОВАНИЕ	Площадь, м ²	Катег. помещения
17	Бутик	56,19	
18	Бутик	53,84	
19	Приемная протобаров	15,65	
20	Кладовая мусора	4,12	
21	Кладовая тары	4,00	
22	Тамбур эвакуационного выхода	10,27	
23	Кабинет администрации	16,27	
24	Кабинет администрации	17,23	
27	Служебный коридор	19,41	
28	Универсальная кабина (для инвалидов)	3,62	
29	Кладовая уборочного инвентаря	3,02	
30	Санузел для персонала (женский)	8,41	
31	Санузел для персонала (мужской)	2,60	
32	Бутик	108,91	
33	Бутик	74,72	
34	Бутик	53,34	
35	Техническое помещение	6,90	
36	Холл	252,76	
37	Лестница N 6 (тип 2)	13,80	

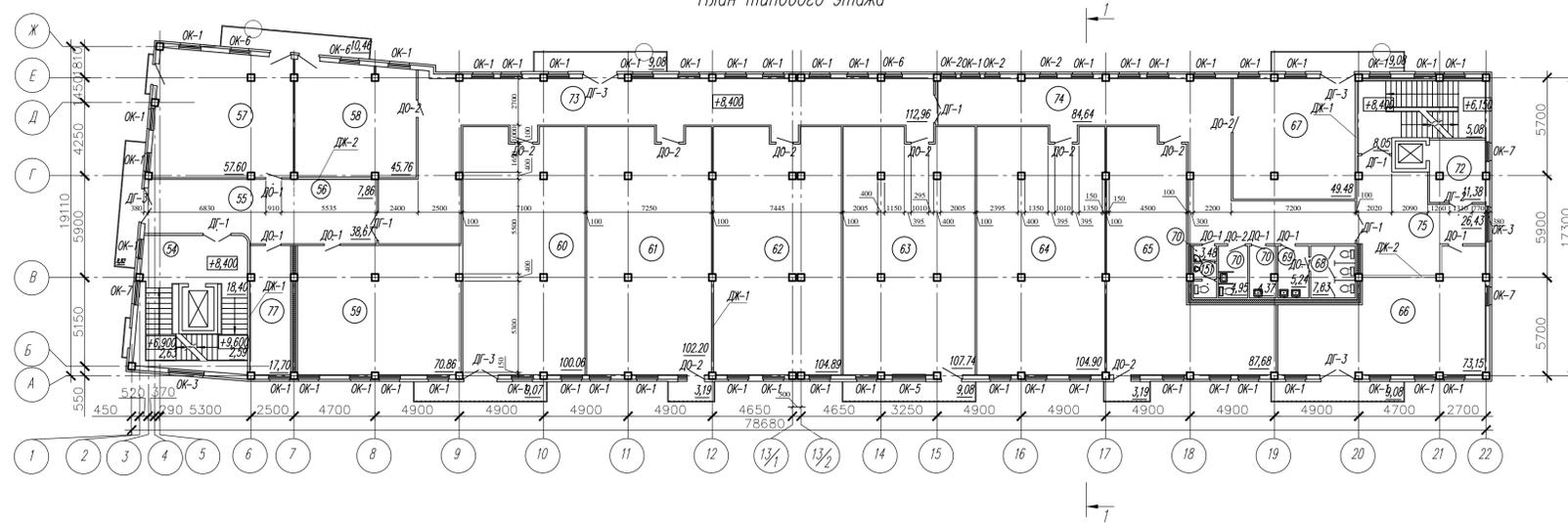
Экспликация помещений первого этажа

Номер помещения	НАИМЕНОВАНИЕ	Площадь, м ²	Катег. помещения
ПОМЕЩЕНИЯ КОММЕРЧЕСКОГО БАНКА			
38	Операционный зал	13,91	
39	Касса	3,89	
40	Касса	5,91	
41	Кабинет для пересчета денег клиентами	2,76	
42	Клиентский зал	29,40	
43	Предохранная	2,17	
44	Сейфовая	9,78	
45	Служебная комната	13,88	
46	Служебная комната	11,26	
47	Архив	4,80	
48	Служебная комната	11,31	
49	Санузел служебный	3,02	
50	Сейфовая для хранения ценностей	3,66	
51	Тамбур	2,63	
52	Подсобное помещение	5,31	
53	Лестница N 5 (тип П2)	27,29	



Зав. каф.	Ласкин Н.Н.		ВКР-2069059-08.04.01-151178-17		
Руководитель	Гучин И.С.		Бизнесцентр площадью 9540 м ² в г. Пензе		
Консультанты			Общественное здание		
Архитектура	Григорьев А.В.		Стадия	Лист	Листов
Конструкции	Гучин И.С.		ВКР	2	10
Опф	Глуков В.С.		План первого этажа, разрез 1-1, узлы 1-4, план кровли, экспликация помещений первого этажа		
Тех. ОП	Исаханова Н.В.		ПГУАС, каф. СК		
Экономика	Храсталев Б.В.		гр. Ст-22м		
Эксп. Д.	Гучин И.С.				
НИР	Гучин И.С.				
Студент	Степанов Д.В.				

План типового этажа



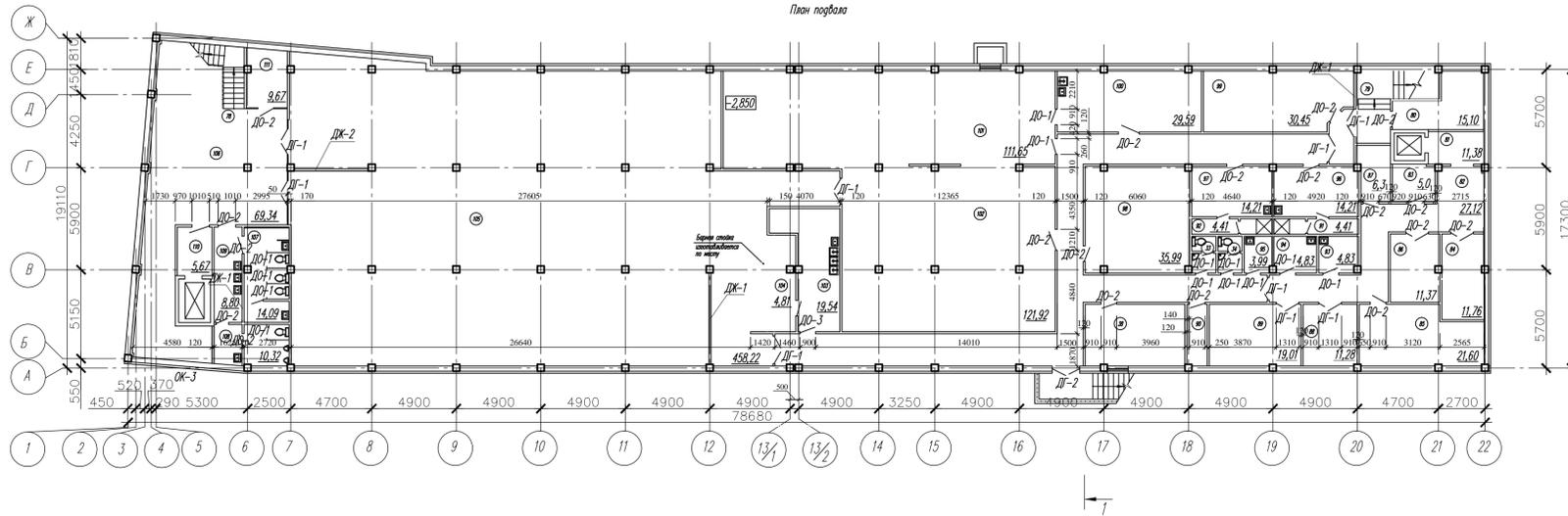
ЭКСПЛИКАЦИЯ ПОМЕЩЕНИЙ ТИПОВОГО ЭТАЖА

Номер помещения	НАИМЕНОВАНИЕ	Площадь м ²	Катег. помещения
ПОМЕЩЕНИЯ ОБЩЕГО НАЗНАЧЕНИЯ			
54	Лестница №3 (тип №2)	-	
76	Лестница №5 (тип №2)	-	
77	Вентилятора	17,70	
ОФИСНЫЙ ЦЕНТР			
55	Холл	38,67	
56	Рестельи	7,86	
57	Офис	57,60	
58	Офис	45,76	
59	Офис	70,86	
60	Офис	100,06	
61	Офис	102,20	
62	Офис	104,89	
63	Офис	107,74	
64	Офис	104,90	

ЭКСПЛИКАЦИЯ ПОМЕЩЕНИЙ ТИПОВОГО ЭТАЖА

Номер помещения	НАИМЕНОВАНИЕ	Площадь м ²	Катег. помещения
65	Офис	87,68	
66	Офис	73,15	
67	Офис	49,48	
68	Санузел для персонала (женский)	12,87	
69	Кладовая уборочного инвентаря	4,37	
70	Универсальная кабина (для инвалидов)	4,95	
71	Санузел для персонала (мужской)	3,48	
72	Лифтовой холл	11,38	
73	Коридор	112,96	
74	Коридор	84,64	
75	Коридор	26,43	

План подвала

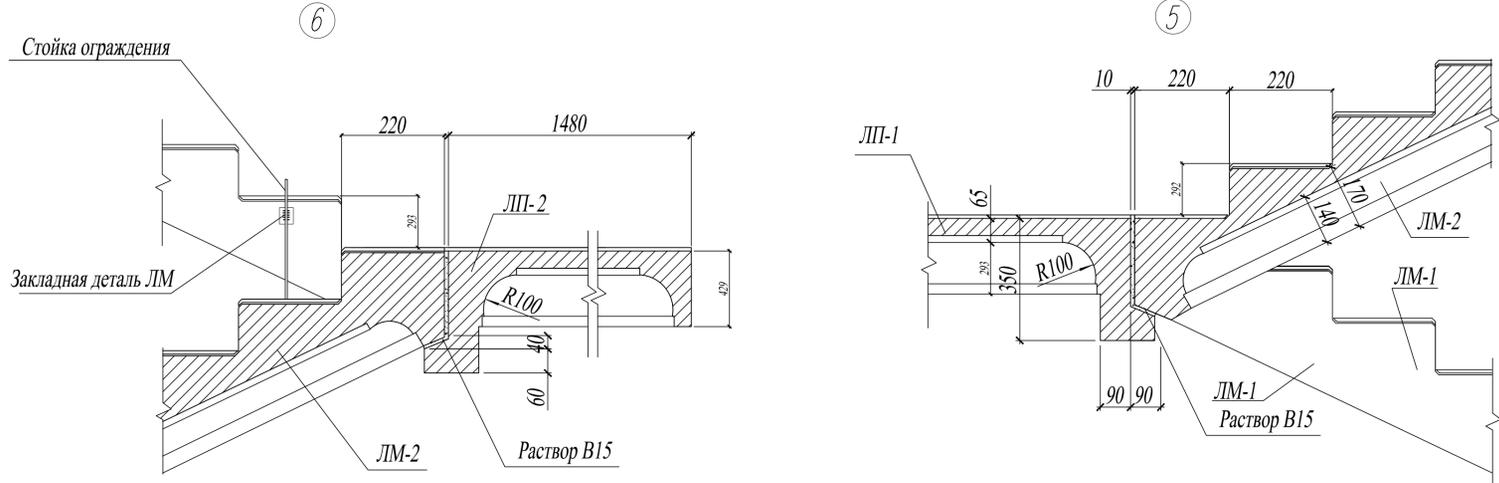


ЭКСПЛИКАЦИЯ ПОМЕЩЕНИЙ ПОДВАЛА

Номер помещения	НАИМЕНОВАНИЕ	Площадь м ²	Катег. помещения
ПОМЕЩЕНИЯ ОБЩЕГО НАЗНАЧЕНИЯ			
78	Лестница №3 (тип №2)	-	
79	Лестница №5 (тип №2)	-	
80	Кладовая	15,10	
83	Инвентарная	5,0	
84	Комната охраны	11,76	
ПОМЕЩЕНИЯ РЕСТОРАНА			
85	Администрация ресторана	21,60	
86	Комната персонала	11,37	
87	Комната персонала	6,30	
88	Администрация ресторана	11,28	
89	Комната отдыха	19,01	
90	Кладовая	100,06	
101	Банкетный зал	111,65	
102	Танцплощадка	121,92	
103	Кухня	19,54	
104	Бар	4,81	

ЭКСПЛИКАЦИЯ ПОМЕЩЕНИЙ ПОДВАЛА

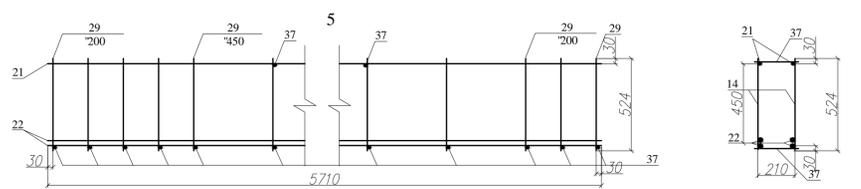
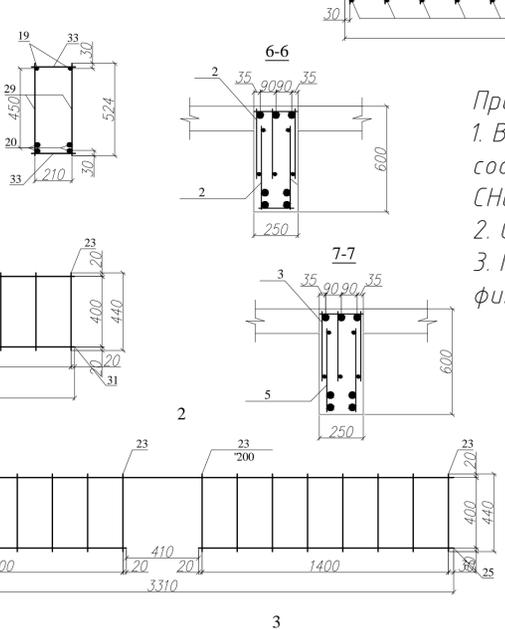
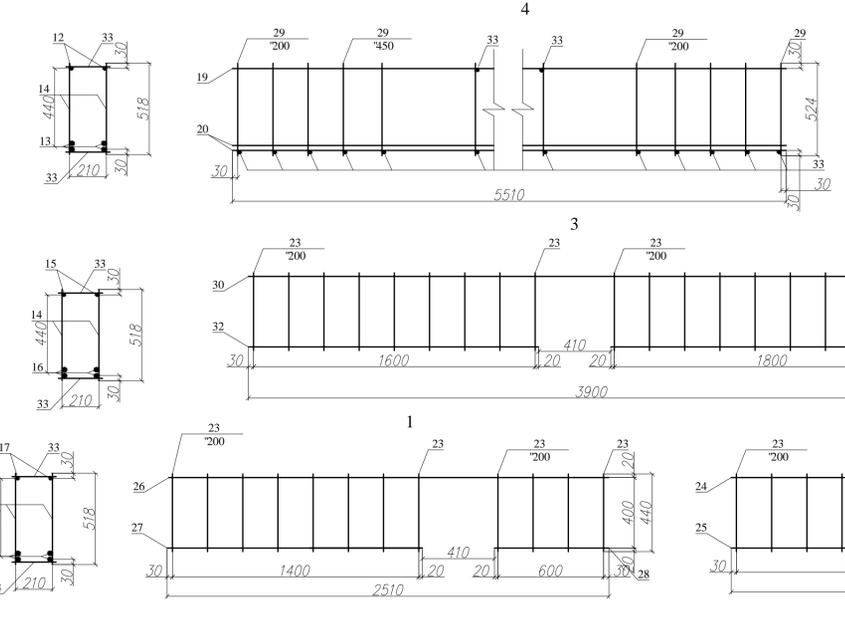
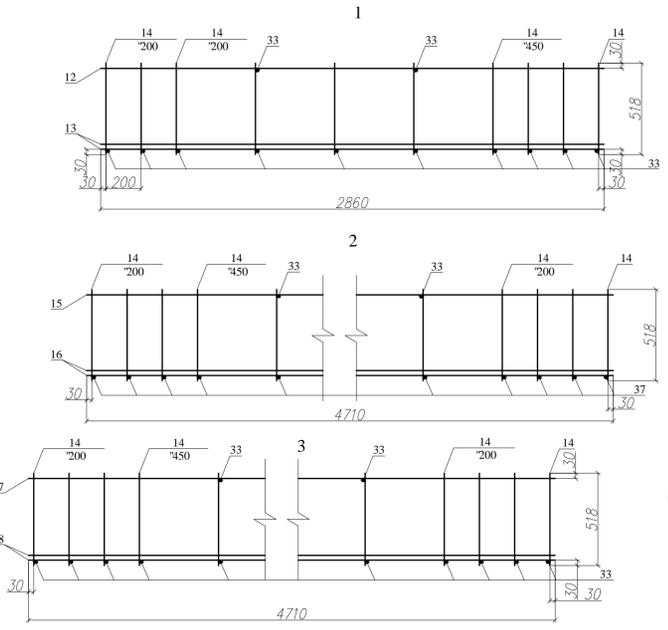
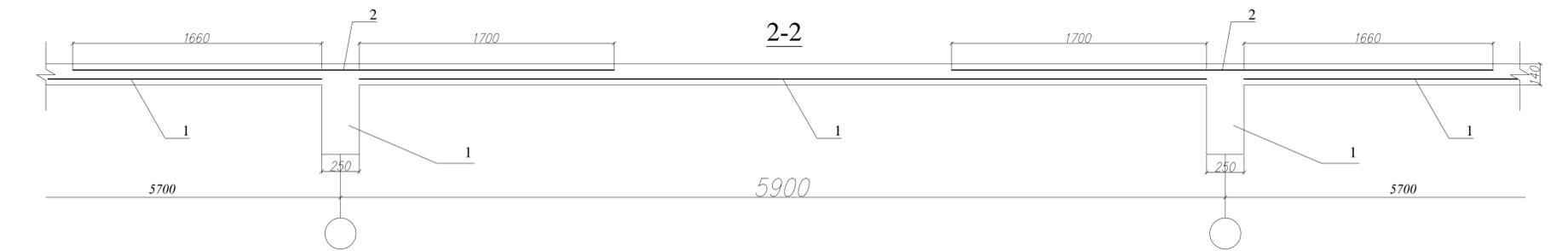
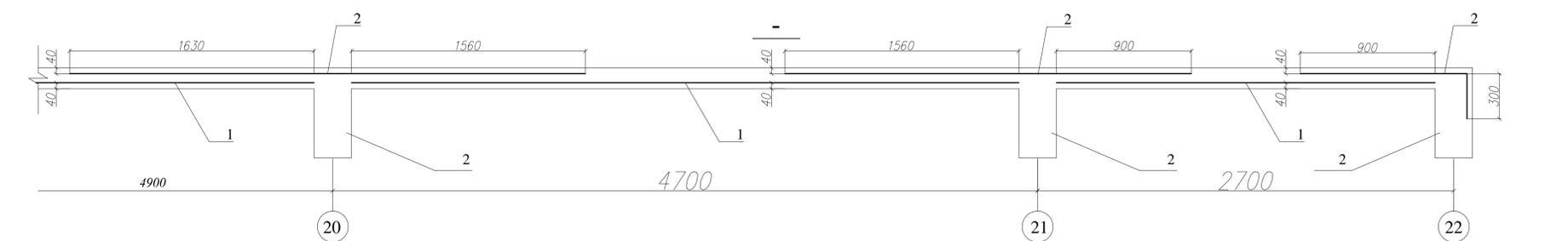
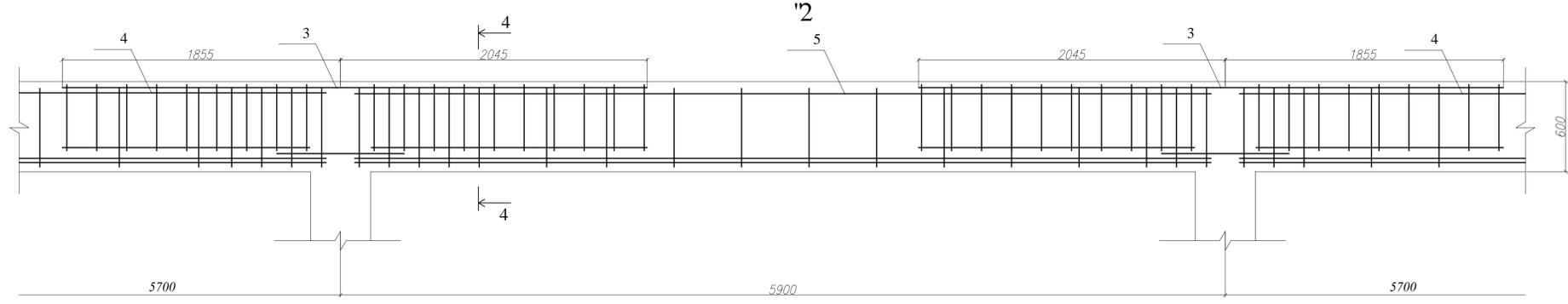
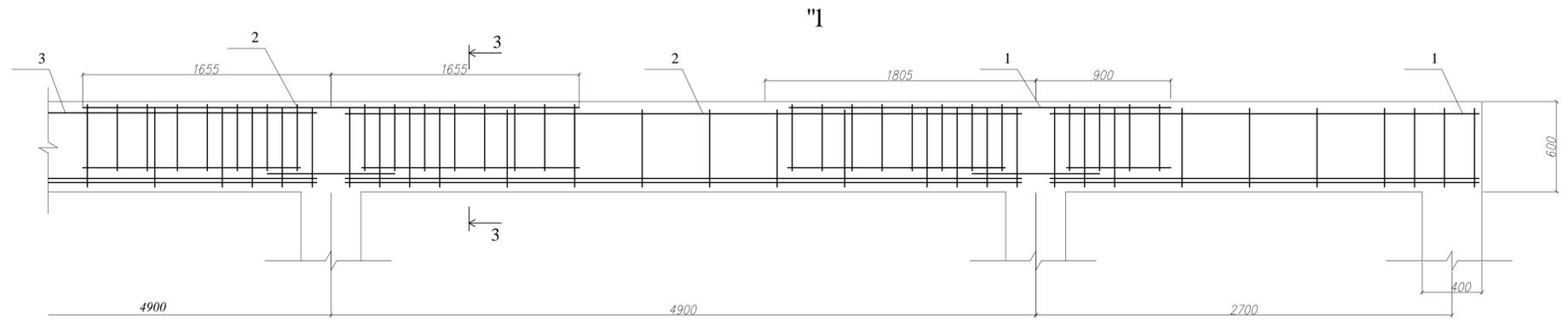
Номер помещения	НАИМЕНОВАНИЕ	Площадь м ²	Катег. помещения
91	Универсальная кабина (для инвалидов)	4,41	
92	Универсальная кабина (для инвалидов)	4,41	
93	Кладовая уборочного инвентаря	4,83	
94	Кладовая уборочного инвентаря	4,83	
95	Кладовая уборочного инвентаря	3,99	
96	Санузел женский	14,21	
97	Санузел мужской	14,21	
98	Бильярдная	35,99	
99	Детская игровая комната	30,45	
100	Кухня	29,59	
81	Лифтовой холл	11,38	
82	Коридор	27,12	
105	Зал ресторана	458,22	
106	Холл	69,34	
107	С/У женский	14,09	
108	С/У мужской	10,32	
109	Уборная	8,80	
110	Общ. уборная	5,67	
111	Администрация ресторана		



Примечание:
 1. За отметку нуля принят уровень чистого пола первого этажа
 2. Разрез показан на листе 2
 3. Экспликация заполнения проемов см. в пояснительной записке

" " "1" 2

Зав. каф.	Ласьков И.Н.		ВКР-2069059-08.04.01-151178-17		
Руководитель	Гучкин И.С.		Бизнесцентр площадью 9540 м ² в г. Пензе		
Консультанты			Общественное здание		
Архитектура	Гречихин А.В.		Стадия	Лист	Листов
Конструкции	Гучкин И.С.		ВКР	3	10
Опф	Глухов В.С.		План типового этажа, план подвала, экспликация помещений типового этажа и подвала, узел 5, узел 6		
ТипОСП	Израфанкина Н.В.		ПГУАС, каф. СК		
Экономика	Храсталей Б.В.		гр. Ст-22м		
Эб.Ж.Д.	Гучкин И.С.				
НИР	Гучкин И.С.				
Студент	Епепанов Д.В.				

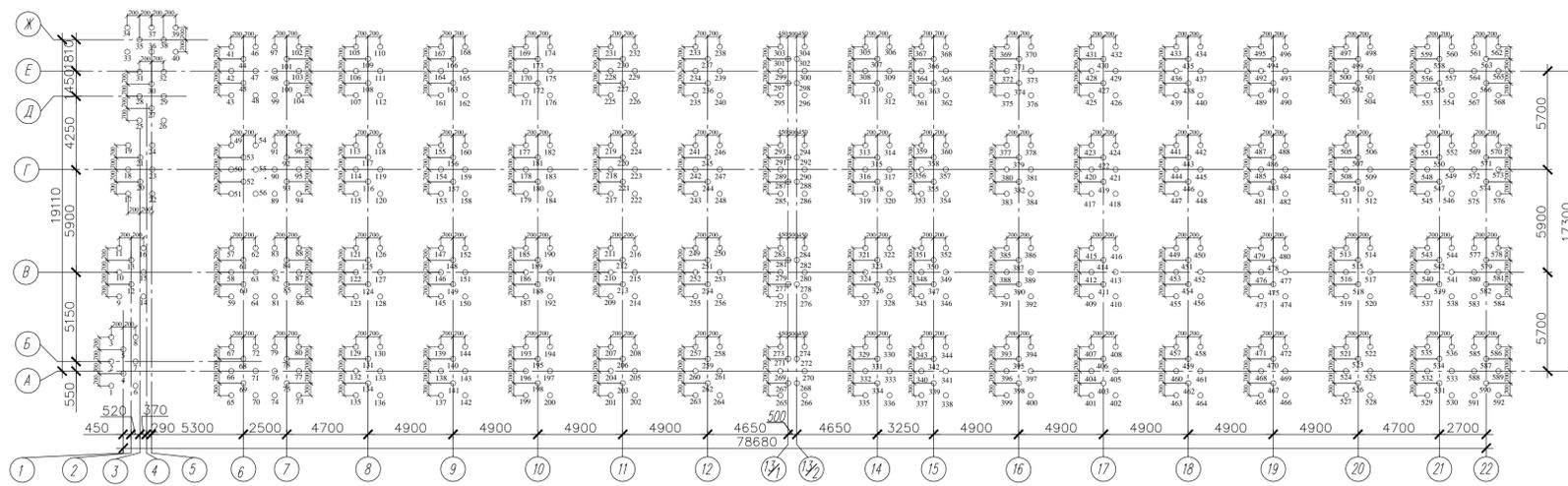


Примечания:
 1. Все работы по возведению монолитных участков выполнять в соответствии со СНиП 3.03.01-87.
 2. Сварку производить согласно требованиям СНиП 3.03.01-87.
 3. Перед укладкой бетона установить фиксаторы проектного положения арматуры.

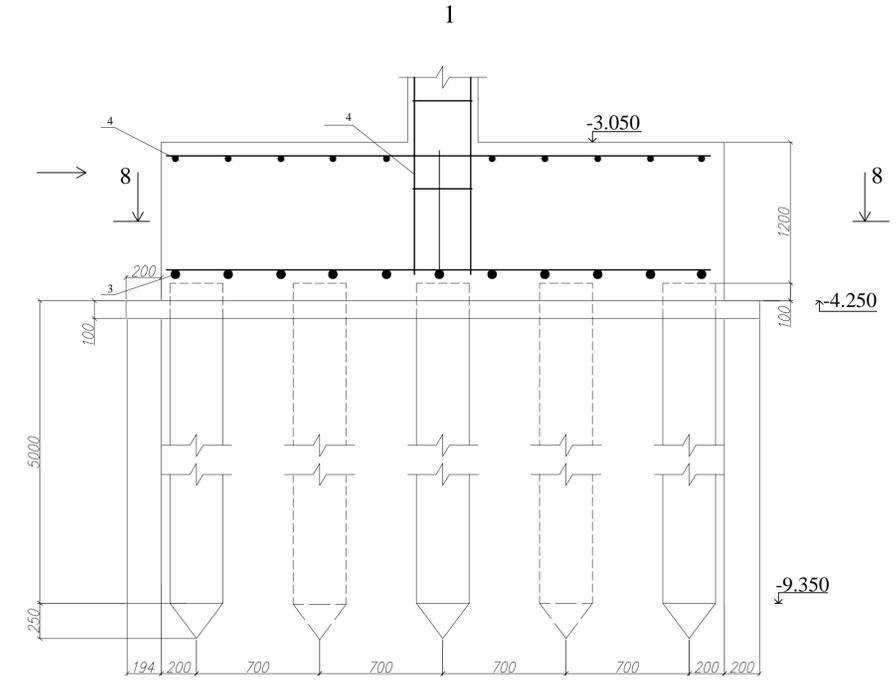
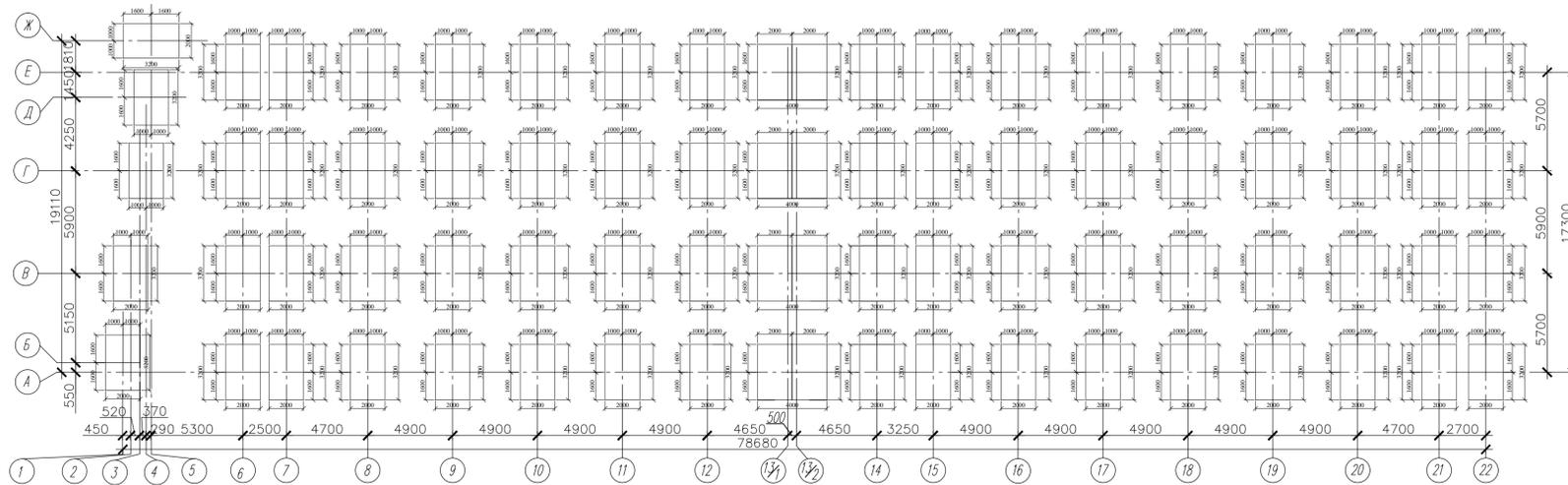
" " 1, 2			
1	1	1	
2	2	2	
3	3	11	
1	1		
2	2		
" 20	" 20	3	11,800
4	4	2	
5	5	1	
3	3	3	0,713
" 20	" 20	3	
12	"S781-82* Ø34" 300 L=2860	3	7,62
13	"S781-82* Ø38" 300 L=2860	4	18,05
14	"S781-82* Ø32" 300 L=518	10	2,279
33	"S781-82* Ø32" 300 L=250	12	1,320
:	:	:	29,27
15	"S781-82* Ø34" 300 L=4710	3	12,54
16	"S781-82* Ø38" 300 L=4710	4	29,73
14	"S781-82* Ø32" 300 L=518	15	0,228
33	"S781-82* Ø32" 300 L=250	17	1,870
:	:	:	44,37
17	"S781-82* Ø34" 300 L=4710	3	12,55
18	"S781-82* Ø38" 300 L=4710	4	29,73
14	"S781-82* Ø32" 300 L=518	16	0,228
33	"S781-82* Ø32" 300 L=250	18	1,980
:	:	:	44,49
19	"S781-82* Ø34" 300 L=5510	3	14,68
20	"S781-82* Ø42" 300 L=5510	4	54,35
29	"S781-82* Ø32" 300 L=524	18	0,231
33	"S781-82* Ø32" 300 L=250	20	2,200
:	:	:	71,46
21	"S781-82* Ø34" 300 L=5710	3	15,21
22	"S781-82* Ø42" 300 L=5710	4	56,32
29	"S781-82* Ø32" 300 L=524	19	0,231
33	"S781-82* Ø32" 300 L=250	21	2,640
:	:	:	74,44
26	"S781-82* Ø42" 300 L=2850	4	7,03
27	"S781-82* Ø34" 300 L=1450	1	0,22
28	"S781-82* Ø34" 300 L=1450	1	0,22
23	"S781-82* Ø32" 300 L=440	12	2,514
:	:	:	33,71
24	"S781-82* Ø42" 300 L=3310	1	8,16
25	"S781-82* Ø34" 300 L=1450	2	0,22
23	"S781-82* Ø32" 300 L=440	16	0,194
:	:	:	12,80
30	"S781-82* Ø47" 300 L=3900	3	14,98
31	"S781-82* Ø34" 300 L=1850	4	1,64
32	"S781-82* Ø34" 300 L=1650	4	1,47
23	"S781-82* Ø32" 300 L=524	19	0,32
:	:	:	63,46
:	:	:	373,9

Зав. каф.	Ласьков И.Н.		ВКР-2069059-08.04.01-151178-17		
Руководитель	Гучин И.С.		Бизнесцентр площадью 9540 м ² в г. Пензе		
Консультант			Общественное здание		
Архитектура	Гречихин А.В.		Стадия	Лист	Листов
Конструкция	Гучин И.С.		ВКР	5	10
Опф	Глухов В.С.		БМ1, БМ2, разрезы 2-2, 3-3, 4-4, А-А, КТ1, КТ2, КТ3, КТ4, КТ5, КР1, КР2, КР3, спецификация балок БМ1, БМ2		
Тех. СП	Израфинкина Н.В.		ПГУАС, каф. СК		
Экономика	Харуцкая Е.В.		гр. Ст-22м		
Заб. ЖД	Гучин И.С.				
НИР	Гучин И.С.				
Студент	Епепанов Д.В.				

План свайного поля



План ростверка



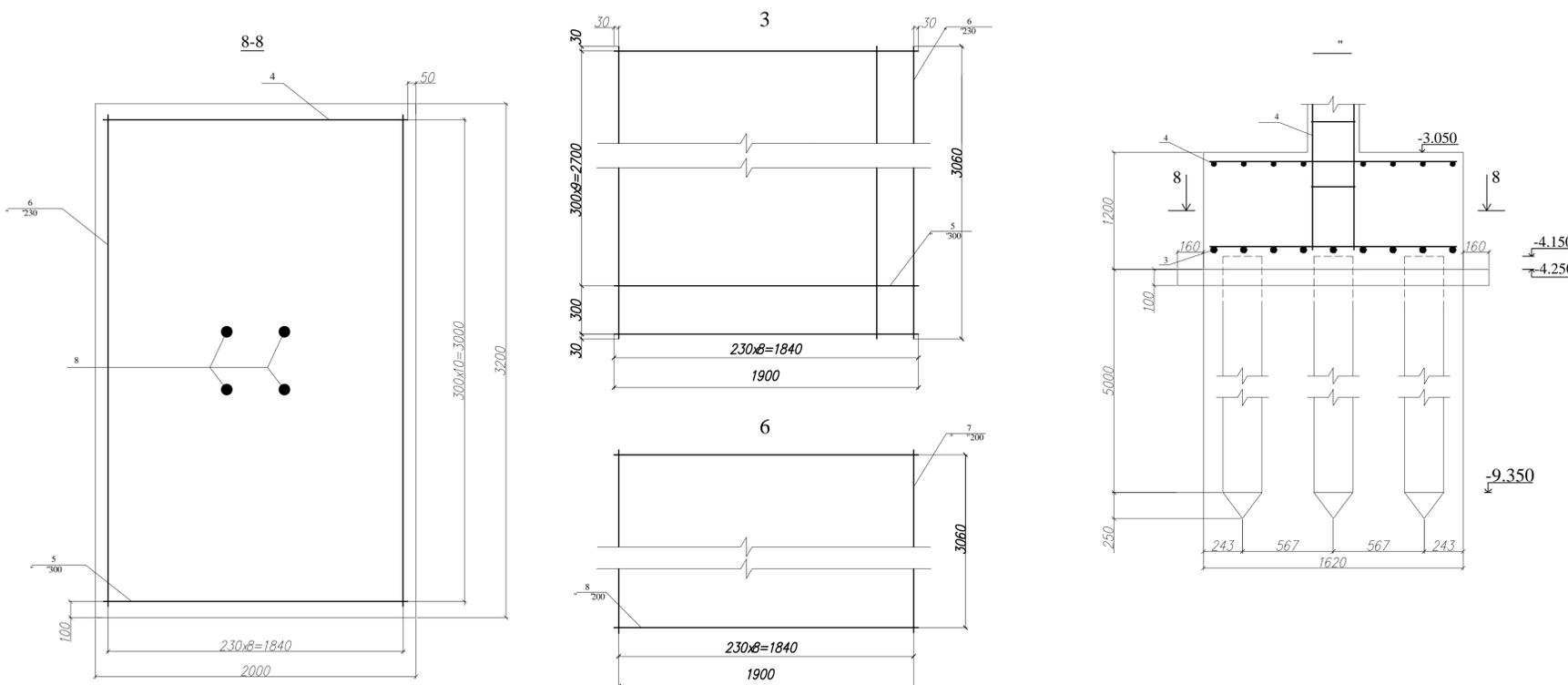
1				
	C3		1	90,341
	" 20		3	5,400
	C3			
6	"S781-82"	O44" 400 L=3060	9	9,12
5	"S781-82"	O32" 300 L=1900	11	9,196
	C4			
7	"S781-82"	O32" 300 L=3060	9	9,12
8	"S781-82"	O32" 300 L=1900	11	9,196
	:			

Условные обозначения:

○ - свая с отметкой головы после забивки -4,150

Примечание:

1. Поверхности фундамента, соприкасающиеся с грунтом, обмазать горячей битумной мастикой за 2 раза по огрунтованной поверхности.
2. Обратную засыпку пазух котлована и подсыпку под полы выполнить из песка с послойным уплотнением до $\gamma_0 = 1,65 \text{ т/м}^2$.
3. Монолитный ростверк под отдельно стоящие колонны выполнить из бетона класса В 20.
4. Все работы по возведению монолитных участков выполнять в соответствии со СНиП 3.03.01-87.
5. Сварку производить согласно требованиям СНиП 3.03.01-87.
6. Перед укладкой бетона установить фиксаторы проектного положения арматуры.



Зав. каф.	Ласьков И.Н.				ВКР-2069059-08.04.01-151178-17		
Руководитель	Гучкин И.С.				Бизнесцентр площадью 9540 м ² в г. Пензе		
Консультанты					Общественное здание		
Архитектура	Гречихин А.В.				Страница	Лист	Листов
Конструкции	Гучкин И.С.				ВКР	7	10
Опф	Глуков В.С.				План свайного поля, план ростверка, ограждение стройплощадки		
ТехОСП	Исафанкина Н.В.				ПГУАС, каф. СК		
Экономика	Храусталев Б.В.				гр. Ст-22М		
ЗубЖД	Гучкин И.С.						
НИР	Гучкин И.С.						
Студент	Беланов Д.В.						

