

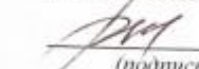
Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

Работа выполнена в СКБ

«Проектирование и информационное моделирование зданий и сооружений»

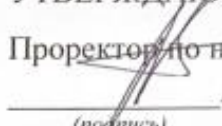
СОГЛАСОВАНО

Начальник отдела ОНиПКРС



(подпись) Е.М. Димитриади
« 05 » 12 20 24 г.

УТВЕРЖДАЮ

Проректор по научной работе


(подпись) А.В. Космынин
« 05 » 12 20 24 г.

Декан факультета кадастра и
строительства


(подпись) Н.В. Гринкруг
« 05 » 12 20 24 г.

«Общеобразовательная школа»

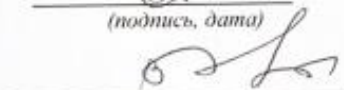
Комплект конструкторской / проектной документации

Руководитель СКБ


(подпись, дата)

Е.В. Журавлева

Руководитель проекта


(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Комсомольск-на-Амуре 2024

Карточка проекта

Название	Общеобразовательная школа
Тип проекта	техническое творчество
Исполнители	Студент <i>Вик</i> С.А. Олейникова – группа ЗПСм-1
Срок реализации	05 февраля – 20 мая

Исходная информация

Исходные данные	Проектная документация реального проекта, выполненная по стандартным технологиям проектирования - архитектурно-строительные чертежи
-----------------	---

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

ЗАДАНИЕ на разработку

Название проекта: Разработка проекта «Общеобразовательная школа».

Назначение: проект «Общеобразовательная школа» предназначен для предоставления начального общего, основного общего, среднего общего образования и дополнительного образования детей и взрослых, а также для иных видов деятельности: организации отдыха и оздоровления обучающихся в каникулярное время; дневного ухода за детьми.

Область использования: будет использован при строительстве общеобразовательной школы.

Функциональное описание проекта: разработка архитектурно-строительной и организационно-технологической частей проекта «Общеобразовательная школа».

Техническое описание устройства: разработка фасадов, основных планов этажей, определяющих разрезов и узлов конструктивных элементов, разработка конструкции железобетонной ребристой плиты, фундаментов, строительного генерального плана, технологической карты.

Требования: обеспечить эффективное проектное решение, безопасные условия труда при строительстве объекта, оптимизировать расход ресурсов при возведении общеобразовательной школы.

План работ:

Наименование работ	Срок
Разработка архитектурно-конструктивного раздела	02.2024
Разработка расчетно-конструктивного раздела	02.2024
Разработка раздела основания и фундаменты	03.2024
Разработка организационно-технологического раздела	03.2024
Разработка экономического раздела	04.2024
Разработка раздела экологичность и безопасность	05.2024

Руководитель проекта _____



В.А. Дзюба

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

ПАСПОРТ
«Общеобразовательная школа»

Руководитель проекта


(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Комсомольск-на-Амуре 2024

2.2.3	Схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонным сечениям	38
2.2.4	Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил.....	39
2.2.5	Требования к поперечному армированию.....	44
2.2.6	Процедура расчета поперечной арматуры	47
2.2.7	Прочность элементов по наклонной сжатой полосе	47
2.2.8	Расчет прочности наклонных сечений ребристой плиты	48
2.3	Расчёт ребристой плиты по предельным состояниям	52
2.3.1	Определение геометрических характеристик приведённого сечения....	52
2.3.2	Определение потерь предварительного напряжения арматуры	53
2.3.3	Расчёт по образованию трещин, нормальных к продольной оси.....	56
2.3.4	Расчёт по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.....	57
2.3.5	Расчёт по образованию наклонных трещин	62
2.3.6	Расчёт прогиба панели.....	63
3	Основания и фундаменты.....	65
3.1	Характеристика географического положения площадки строительства, ее климатических и сейсмических условия	65
3.2	Описание инженерно-геологического строения и литологического состава толщи грунтов основания площадки, наличия и горизонтов подземных вод, колебаний их уровней.....	65
3.3	Анализ каждого из пластов грунта.....	68
3.4	Определение пучинистости грунтов основания	76
3.5	Глубина заложения фундамента.....	76
3.6	Сбор нагрузок на фундаменты.....	77
3.7	Расчет фундамента мелкого заложения	78
3.8	Определение расчетного сопротивления в первом приближении	78
3.9	Определение осадков по методу послойного суммирования.....	80
4	Организационно-технологический раздел	83
4.1	Сетевой график.....	83
4.1.1	Назначение сетевого графика	83

4.1.2	Определение объемов и трудоемкости работ	83
4.1.3	Технико-экономические показатели по сетевому графику.....	83
4.2	Разработка строительного генерального плана	84
4.2.1	Общие сведения.....	84
4.2.2	Назначение строительного генерального плана	84
4.2.3	Привязка грузоподъемного механизма на стройгенплане, определение рабочих и опасных зон действия монтажных кранов.	85
4.2.4	Проектирование приобъектного складского хозяйства и временных дорог.....	85
5		
4.2.5	Определение площадей складов для хранения основных строительных материалов	87
4.2.6	Проектирование санитарно-бытового и административного обслуживания работающих.....	87
4.2.7	Проектирование временного водоснабжения	89
4.2.8	Расход электроэнергии на строительной площадке	90
4.3	Технологическая карта на монтаж сборного ленточного фундамента	91
4.3.1	Область применения	91
4.3.2	Организация и технология выполнения работ.....	91
4.3.3	Монтаж фундаментных блоков	93
4.3.4	Монтаж стеновых блоков.....	93
4.3.5	Материалы фундаментных блоков и плит.....	94
4.3.6	Транспортирование и складирование изделий и материалов	95
4.3.7	Требования к качеству и приемке работ.....	96
4.3.8	Техника безопасности и охрана труда, экологическая и пожарная безопасность	97
4.3.9	Выбор грузоподъемного механизма	100
5	Экономический раздел	103
5.1	Характеристика сметной документации.....	103

5.2	Методика определения сметной стоимости	104
5.3	Локальный сметный расчет.....	105
5.4	Объектный сметный расчет	106
5.5	Сводный сметный расчет	107
6	Экологичность и безопасность	109
6.1	Расчет времени эвакуации людей.....	109
6.2	Анализ условий труда, влияющих на здоровье работников.....	110
6.3	Меры экологической безопасности.....	112

1 Архитектурно-конструктивный раздел

1.1 Характеристика участка строительства

Место застройки – г. Хабаровск, Железнодорожный район, ул. Демьяна Бедного. Проектируемое здание размещается в дворовой территории жилого района.

Точное расположение участка строительства по фотограмметрическим данным ресурса Google (по данным 2023 года) указаны на рисунке 1.1 из публичной кадастровой карты.

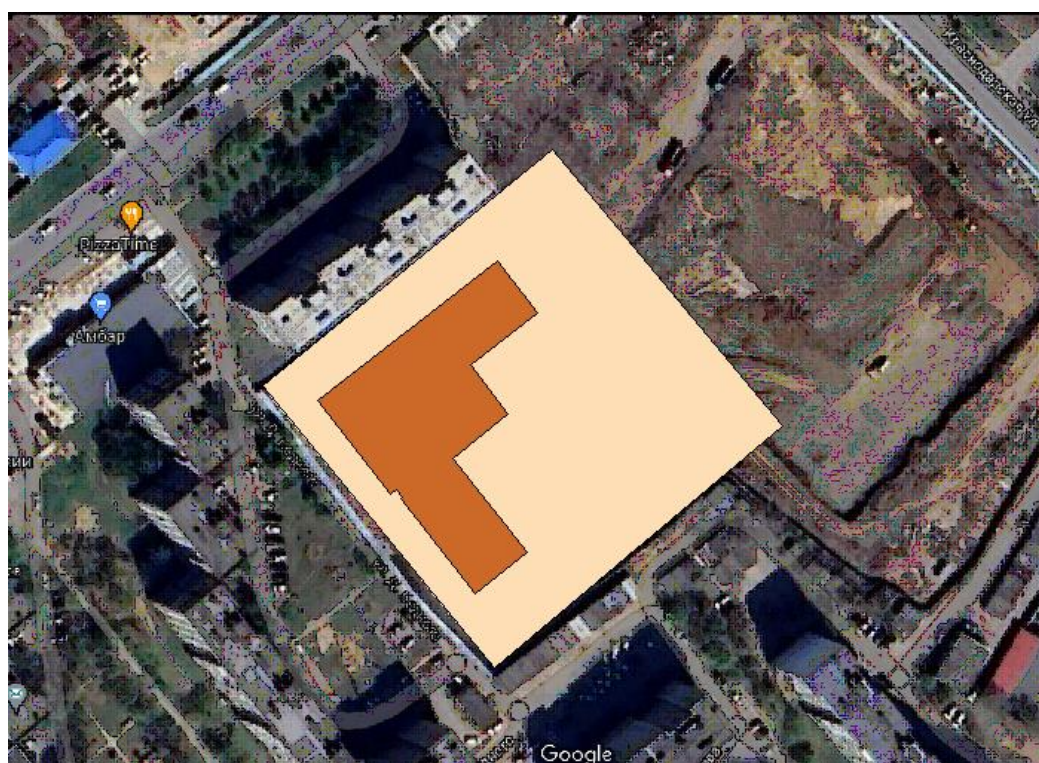


Рисунок 1.1 – Район планируемой застройки с указанием площадки строительства

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		10

1.2 Функциональное назначение здания

По функциональному назначению здание является муниципальной общеобразовательной школой.

Основной вид деятельности: предоставление начального общего, основного общего, среднего общего образования и дополнительного образования детей и взрослых.

Иные виды деятельности: организация отдыха и оздоровления обучающихся в каникулярное время; дневной уход за детьми.

1.3 Место строительства и климатические условия

Место строительства – г. Хабаровск.

Данной области соответствует умеренный муссонный климат. Зима снежная и холодная. Лето жаркое и влажное. Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца 72%.

Площадка строительства по физико-геологическим и геологическим характеристикам относится к III ветровому и ко II снеговому району.

Расчетные климатические характеристики:

- температура воздуха наиболее холодных суток (с обеспеченностью 0,92): -32°C;
- температура воздуха наиболее холодной пятидневки (с обеспеченностью 0,92): -29°C;
- продолжительность отопительного периода 205 дней;
- нормативная снеговая нагрузка 1,0 кПа (СП 20.13330.2016. «Нагрузки и воздействия»);
- нормативная ветровая нагрузка 0,38 кПа (СП 20.13330.2016. «Нагрузки и воздействия»);
- глубина промерзания грунта – 1,895 м (СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений);

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		11

- преобладающее направление ветра за декабрь-февраль: ЮЗ;
- интенсивность сейсмических воздействий в баллах – 6 баллов;
- грунты: I – суглинок; II – глина; III – песок мелкий.

1.4 Генеральный план и благоустройство территории

Проектируемое здание запроектировано с участком со спокойным рельефом, условно прямоугольной формы площадью 0,8 га. На схеме генерального плана, помимо проектируемого здания, размещены парковочные места на 30 автомашин, спортивные площадки для игры в баскетбол и волейбол, места для отдыха.

Здание смещено от красной линии.

Застройка производится в соответствии с противопожарными требованиями. Обеспечены необходимые противопожарные разрывы между зданиями в соответствии с СП 4.13130.2013.

Выполнение генплана территории строительства к благоустройству после окончания строительно-монтажных работ выполняется в следующей технологической последовательности: устройство проездов, спортивных площадок и тротуаров с усовершенствованными видами покрытия, оград; расстилка почвенно-растительного слоя грунта; посадка зеленых насаждений, посев газонов и посадка цветов. Для насаждений с дорожками и площадками рекомендуется отводить около 75% общей площади участка. На этой площади следует размещать спортивную и учебную зоны с соответствующим оборудованием.

Проезды и тротуары имеют асфальтовое покрытие.

Технико-экономические показатели генерального плана:

1. Общая площадь территории, м², определяемая как сумма площадей в ограде:

$$P_0 = 7\,913$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		12

2. Площадь застройки территории, м², исчисляемые как сумма площадей участков, занятых под застройку

$$P_3 = 3\,268,9$$

3. Площадь автомобильных дорог и мощенных участков, м², исчисляемая как сумма площадей, занятых приездными частями дорог и проездов, а также отдельными площадками:

$$P_a = 922,05$$

4. Площадь озеленения, м², определяемая как сумму площадей организованных зеленых насаждений:

$$P_{\text{озел}} = 1\,623$$

5. Коэффициент использования территории, определяемый отношением суммарной площади застройки дорог и элементов благоустройства, проектируемых на застроенной территории, к общей площади застройки:

$$K_1 = \frac{P_3 + P_a}{P_0} \cdot 100\% \quad (1.1)$$

$$K_1 = \frac{3268,9 + 922,05}{7913} \cdot 100\% = 52,9\%$$

6. Коэффициент плотности застройки, определяемый отношением плотности застройки к общей площади территории:

$$K_2 = \frac{P_3}{P_0} \cdot 100\% \quad (1.2)$$

$$K_2 = \frac{3268,9}{7913} \cdot 100\% = 41,3\%$$

7. Коэффициент озеленения, определяемый отношением плотности озеленения к общей площади территории:

$$K_3 = \frac{P_{\text{озел}}}{P_0} \cdot 100\% \quad (1.3)$$

$$K_3 = \frac{1623}{7913} \cdot 100\% = 20,5\%$$

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		13

1.5 Описание отделочных решений

Лестницы выполнены из железобетонных лестничных маршей.

Наружная отделка:

- Цоколь обложить гранитной плиткой и в отдельных местах выполнить камневидную декоративную штукатурку;
- Стены – глиняный кирпич;
- Оконные блоки – улучшенная масляная окраска.

Ступени из морозостойкого бетона набивные с покрытием мраморной крошкой и отшлифованные.

Внутренняя отделка помещений с влажным режимом выполнена из влагостойких материалов.

Стены окрашены водоэмульсионными красками, потолки окрашены масляными красками.

Внутренняя отделка в административных помещениях, а также в помещениях приёма пищи, кафе выполнена из гипсокартонных и гипсоволокнистых листов на деревянном и металлическом каркасах серии 1.045.9-2.00 по ГОСТ 6266-97.

Внутренняя поверхность стенок выполняется из материалов светлых тонов. Швы между облицовочными плитками тщательно затираются.

Звукопоглощающие материалы, рекомендованы для применения в качестве акустических облицовок в залах.

1.6 Объемно-планировочное решение

Здание состоит из трех частей, разделенных осадочными деформационными швами. Размеры в плане – 79,87х73,04 м. Здание 3-х этажное, высота этажа – 3,3 м.

Главный вход располагается в угловой части здания, перекрывается козырьком. В центральной части здания устраиваются двусветные помещения.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		14

Экспликация помещений первого и второго этажа представлена в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Экспликация помещений 1-го и 2-го этажа

№ помещ.	Наименование	Площ. м ²	Категор.
<u>на отметке 3.300</u>			
99	Лестница	10,1	
100	Рекреация	100,64	
101	Коридор	58,27	
102	Коридор	6,12	
103	Кабинет информатики и ЭВМ	73,5	
104	Кабинет информатики и ЭВМ	73,43	
105	Кабинет математики	48,56	
106	Хранение оружия	9,02	
107	Инвентарная	11,6	
108	Кабинет НВП	48,56	
109	Кабинет математики	48,56	
110	Кабинет математики	48,56	
111	Кабинет математики	52,57	
112	Санузел «Ж»	6,86	
113	Санузел «М»	8,2	
114	Инвентарная математики	8,42	
115	Инвентарная информатики	14,77	
116	Инвентарная математики	13,4	
117	Кладовая уборочного инвентаря	2,01	
118	кабинет	48,62	
119	2 класс	52,25	
120	3 класс	48,43	
121	2 класс	46,71	
122	Рекреация	111,19	
123	Санузел «Ж»	5,96	
124	Санузел «М»	7,9	
125	3 класс	48,43	

126	Мастерская младших классов	48,43	
127	Помещение продленного дня	48,43	
128	Коридор	11,72	
129	Коридор	11,9	
130	Кладовая	11,62	
131	Кладовая	11,62	
132	Лестница	9,98	
133	Кладовая уборочного инвентаря	1,05	
<u>на отметке 6.600</u>			
171	Лестница	10,1	
172	Рекреация	100,64	
173	Коридор	58,27	
174	Коридор	6,12	
175	Кабинет физики	64,55	
176	Лаборатория физики	23,95	
177	Лаборатория физики	61,19	
178	Лаборантская географии	23,75	
179	Кабинет географии	48,56	
180	Лаборатория биологии	72,18	
181	Лаборантская биологии	24,87	
182	Лаборатория химии	73,96	
183	Лаборантская химии	24,28	
184	Кабинет русского языка	47,77	
185	Инвентарная	15,15	
186	Инвентарная	14,71	
187	Кладовая	6,73	
188	Санузел «Ж»	8,2	
189	Санузел «М»	6,86	
190	Кладовая уборочного инвентаря	2,01	
191	4 класс	52,25	

Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.

СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000

Лист

16

192	4 класс	46,71	
193	Помещение продленного дня	48,43	
194	4 класс	48,43	
195	3 класс	48,43	
196	Кладовая	11,62	
197	Кладовая	11,62	
198	Универсальная кружковая	48,43	
199	Коридор	23,62	
200	Рекреация	111,19	
201	Лестница	9,98	
202	Санузел «Ж»	7,9	
203	Санузел «М»	5,96	
204	Кладовая уборочного инвентаря	1,05	

Площадь помещений общая: $S_{\text{общ.п.}} = 2336,86 \text{ м}^2$;

Площадь застройки общая: $S_{\text{общ.п.}} = 3268,9 \text{ м}^2$;

Строительный объем здания: $V_{\text{зд.}} = 40\,013 \text{ м}^3$.

1.7 Конструктивное решение

1.7.1 Каркас

Конструктивная схема здания – неполный каркас. Она представляет собой совокупность взаимно связанных несущих конструкций здания, обеспечивающих его прочность, жесткость и устойчивость.

Здание состоит из несущих колонн сечением 400x400 мм и кирпичных несущих стен толщиной 510 мм. На них опираются железобетонные круглопустотные и ребристые плиты перекрытия, фермы.

Пространственную жесткость и устойчивость железобетонного каркаса обеспечивают связевые плиты и диафрагмы жесткости.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		17

1.7.2 Фундамент

В качестве фундамента в проекте заложены фундаменты стаканного типа под колонны и сборный ленточный фундамент под стены, из железобетонных стеновых блоков и подушек.

Спецификация элементов фундаментов представлена в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Спецификация элементов фундамента

№ п/п	Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Прим.
1	1	ФБС 24.6.6 - Т	Фундаментные блоки	150	294	В 7,5
	2	ФБС 24.4.6 - Т	Фундаментные блоки	10	13	В 7,5
	3	ФБС 12.6.6 - Т	Фундаментные блоки	105	100,8	В 7,5
	4	ФБС 12.4.6 - Т	Фундаментные блоки	11	7,04	В 7,5
2	5	ФЛ 8.24 - 1	Фундаментные плиты	151	173,65	В 10
	6	ФЛ 6.24 - 4	Фундаментные плиты	104	57,2	В 10
	7	ФЛ 8.12 - 1	Фундаментные плиты	11	6,05	В 10
	8	ФЛ 6.12 - 4	Фундаментные плиты	11	6,05	В 10
	9	МУ-1	Участок монолитный	5		600x1000
	10	МУ-2	Участок монолитный	3		800x1000
	11	МУ-3	Участок монолитный	2		400x400
	12	МУ-4	Участок монолитный	4		600x300
	13	МУ-5	Участок монолитный	4		600x200
	14	МУ-6	Участок монолитный	2		600x800
	15	МУ-7	Участок монолитный	3		400x600
	16	МУ-8	Участок монолитный	3		600x400
	17	МУ-9	Участок монолитный	1		800x2800
	18	МУ-10	Участок монолитный	1		400x440
	19	МУ-11	Участок монолитный	1		400x200
	20	МУ-12	Участок монолитный	1		600x450
	21	МУ-13	Участок монолитный	1		800x450
	22	МУ-14	Участок монолитный	1		400x670
	23	МУ-15	Участок монолитный	1		600x430
	24	МУ-16	Участок монолитный	4		600x770
	25	МУ-17	Участок монолитный	4		400x970

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		18

	26	МУ-18	Участок монолитный	2		400x810
	27	МУ-19	Участок монолитный	3		600x650
	28	МУ-20	Участок монолитный	1		800x440
	29	ФМ-1	Фундамент монолитный	26		В 10

1.7.3 Стены

Стены по назначению и месту расположения в здании делятся на наружные несущие и внутренние несущие и самонесущие (перегородки).

Несущие стены опираются на фундамент и воспринимают вертикальную нагрузку от опирающихся на них перекрытий, кровли, плит покрытий, свой собственный вес. Наружные стены по теплотехническому расчету приняты толщиной 510 мм – в два с половиной кирпича, внутренние несущие стены толщиной 380 мм – полтора кирпича, внутренние самонесущие (перегородки) толщиной 120 мм – один кирпич. Кладка наружных стен выполняется из кирпича марки М100. Раствор для кирпичной кладки наружных стен марки М 75.

Наружные стены существующего здания из глиняного кирпича на цементно-песчаном растворе, с утеплителем из пенополистирольных плит ПСБС-50, толщина стен на основании теплотехнического расчёта – 510 мм.

Перегородки толщиной 120мм выполнены из керамического кирпича М75 на растворе М50, с армированием сеткой из арматуры Ø 4 Вр1 с ячейками 80x300 через 3 ряда кладки.

Перегородки толщиной 65мм выполнены из керамического кирпича М75 на растворе М50, с армированием сеткой из арматуры Ø 4 Вр1 с ячейками 40x300 через 3 ряда кладки.

Перегородки толщиной 100мм выполнены из ячеисто-бетонных блоков с армированием сеткой из арматуры Ø 4 Вр1 с ячейками 70x300 через 600мм по высоте.

Перегородки толщиной 200мм выполнены из ячеисто-бетонных блоков с армированием сеткой из арматуры Ø 4 Вр1 с ячейками 170x300 через 600мм по высоте.

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		19

1.7.4 Плиты перекрытия

Перекрытия представляют собой горизонтальные несущие конструкции, опирающиеся на капитальные стены или столбы и воспринимающие передаваемые на них постоянные и временные нагрузки. Перекрытия разделяют здания на этажи.

Запроектированы плиты перекрытия: железобетонные круглопустотные толщиной 220 мм. Опираение происходит на несущие стены, колонны, балки.

Спецификация элементов перекрытия приведена в таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Спецификация элементов перекрытия

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Прим.
1	сер. 1.041. 1-3, в.2	ПК 68.15-9АтV	94	3200	
2	сер. 1.041. 1-3, в.2	ПК 68.12-8Ат	26	2500	
3	сер. 1.141. 1-1, в.63	ПК 63.15-8АтVT-A	32	2980	
4	сер. 1.141. 1-1, в.63	ПК 63.12-8АтVT-A	10	2250	
5	сер. 1.041. 1-3, в.2	ПК 68.12-12АтVT-A	1	2500	
6	сер. 1.141. 1-3, в.63	ПК 31.15-9АтV	39	2300	
7	сер. 1.020-1	ПК 57.15	15	2150	
8	сер. 1.141. 1-3, в.63	ПК 32.15-8АтV	2	1200	
9	сер. 1.141. 1-3, в.63	ПК 31.15п	6	1200	
10	сер. 1.041. 1-3, в.2	ПК 68.15п	1	2550	
11	сер. 1.141. 1-3, в.63	ПК 31.15	1	1200	
12	сер. 1.141. 1-3, в.6	ПК 57.15п	1	2200	
13	сер. 1.142. 1-3, в.3	ПО 58.30	40	4350	
14	сер. 1.020-1	ПК 57.15с	4	2150	
15	сер. 1.142. 1-3, в.3	ПО 58.15	10	1900	
Балки					
Б-1	сер. 1.038.1-1	Балка Б-1	5	700	
Б-2	сер. 1.038.1-1	Балка Б-2	7	1350	

Для формирования горизонтальной несущей поверхности перекрытия плиты анкеруются. Цель анкеровки - фиксация отдельных плит между собой, а также соединение с несущими стенами для устранения возможности разрушения конструкции при некоторых видах воздействия. Узлы соединения в дальнейшем заделываются цементно-песчаным раствором во избежание появления коррозии металлических связей.

Анкеровка выполняется с помощью арматуры класса АIII (А400) – она крепится к монтажным петлям железобетонных изделий. При этом варианте также выполняется связь со стенами с применением Г-образных прутков.

1.7.5 Кровля

Кровля принята плоская с уклоном $i = 0.020\%$, неэксплуатируемая, невентилируемая, с внутренним водоотводом.

Кровельный пирог:

- Защитный слой – Стекломаст К/4 мм;
- Водоизоляционный ковер – Стекломаст П 2 слоя/8 мм;
- Стяжка из цементно-песчаного раствора М100 (армированная)/20 мм;
- Пенополистирол ПСБ-С ГОСТ 15588-86/150 мм;
- Пароизоляция – полиэтиленовая пленка/ 1 мм;
- Плита покрытия железобетонная/220 мм.

Устройство кровельного пирога указано на рисунке 1.2.

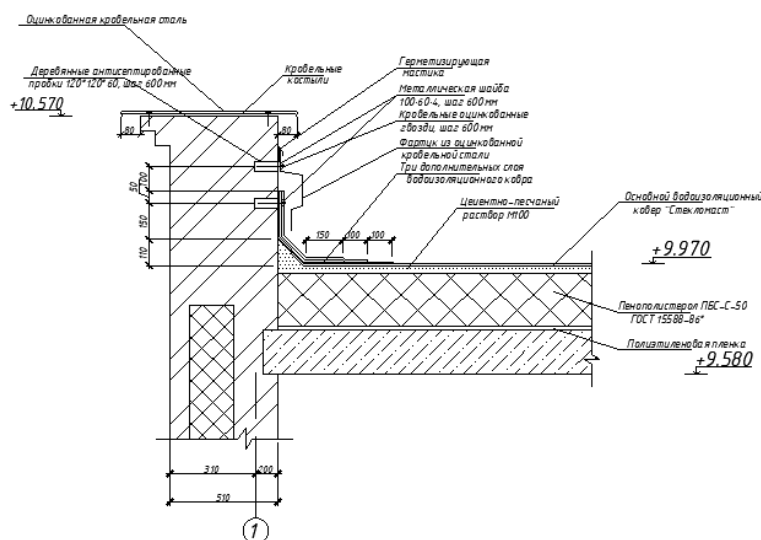


Рисунок 1.2 – Кровельный пирог

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		21

Устройство узла крепления водосточной воронки указано на рисунке 1.3.

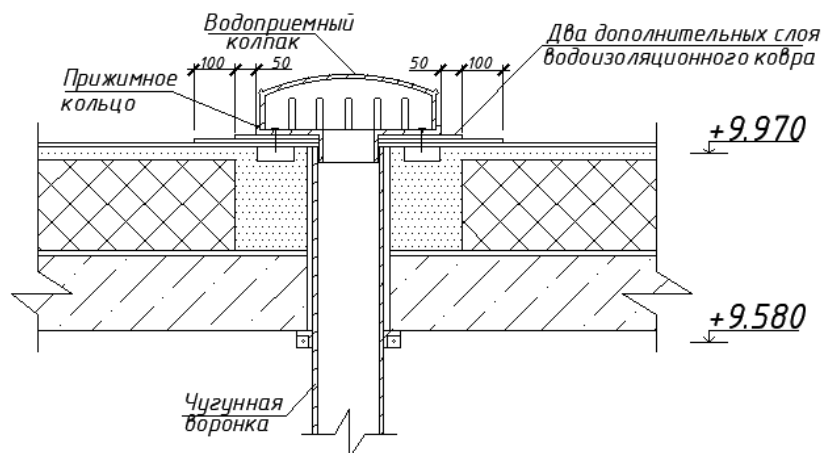


Рисунок 1.3 – Крепление водосточной воронки

1.7.6 Оконные и дверные проемы

Оконные проемы приняты исходя из максимального освещения внутренних помещений здания. Остекление оконных блоков – тройное. Конструкция оконных переплетов деревянная, отдельными блоками по ГОСТ 24699-2002 ОРСП 21-12В, ОРСП 21-15В, ОРСП 21-13ВН, ОРСП 21-21, ОРСП 18-12, ОРСП 21-9Г.

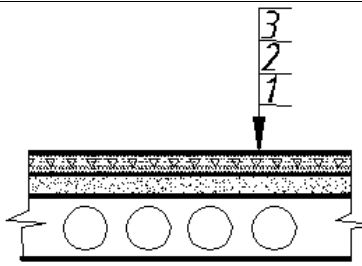
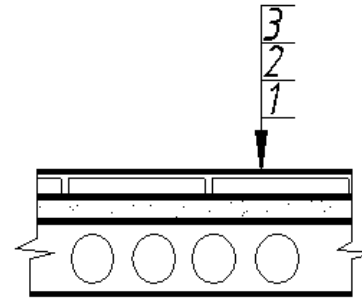
Двери деревянные внутренние по ГОСТ 6629-88, двери деревянные входные наружные по ГОСТ 475-2016. Изготовлены из древесины хвойных пород II сорта, обработаны антисептиками.

1.7.7 Полы

Схемы устройства полов приведены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Схемы устройства полов

Тип пола	Схема пола	Характеристика
1	2	3
I		1. Многopустотная плита толщиной 220мм; 2. Выравнивающая стяжка из сложного раствора 20мм; 3. Фанера толщиной 15мм; 4. Паркет толщиной 15мм

II		1. Многопустотная плита толщиной 220мм; 2. Выравнивающая стяжка из сложного раствора 20мм; 3. Линолеум на клею толщиной 3мм
III		1. Многопустотная плита толщиной 220мм; 2. Выравнивающая стяжка из сложного раствора 20мм; 3. Керамическая плитка (мозаика) толщиной 15мм

Полы выполнить после прокладки всех коммуникаций.

1.8 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций

1.8.1 Теплотехнический расчет наружной кирпичной стены

1. Введение:

Расчет произведен в соответствии с требованиями следующих нормативных документов:

СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий;

СП 131.13330.2020 Строительная климатология;

СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты зданий

2. Исходные данные:

Район строительства: Хабаровск;

Относительная влажность воздуха: $\phi_{в}=55\%$;

Тип здания или помещения: Общественные, кроме жилых, лечебно-профилактических и детских учреждений, школ, интернатов;

Вид ограждающей конструкции: Наружные стены;

Расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания: $t_{в}=18^{\circ}\text{C}$.

3. Расчет:

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		23

Согласно таблице 1 СП 50.13330.2012 при температуре внутреннего воздуха здания $t_{int}=18^{\circ}\text{C}$ и относительной влажности воздуха $\phi_{int}=55\%$ влажностный режим помещения устанавливается, как нормальный.

Определим базовое значение требуемого сопротивления теплопередаче R_{tr}° исходя из нормативных требований к приведенному сопротивлению теплопередаче (п. 5.2) СП 50.13330.2012) согласно формуле

$$R_{tr}^{\circ}=a \cdot \text{ГСОП}+b \quad (1.4)$$

где a и b - коэффициенты, значения которых следует приниматься по данным таблицы 3 СП 50.13330.2012 для соответствующих групп зданий.

Так для ограждающей конструкции вида- наружные стены и типа здания -общественные, кроме жилых, лечебно-профилактических и детских учреждений, школ, интернатов $a=0.0003$; $b=1$.

Определим градусо-сутки отопительного периода ГСОП, $^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}$ по формуле (5.2) СП 50.13330.2012

$$\text{ГСОП}=(t_{в}-t_{от})z_{от} \quad (1.5)$$

где $t_{в}$ -расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания, $^{\circ}\text{C}$;
 $t_{в}=18^{\circ}\text{C}$

$t_{от}$ -средняя температура наружного воздуха, $^{\circ}\text{C}$ принимаемые по таблице 1 СП 50.13330.2012 для периода со средней суточной температурой наружного воздуха не более 8°C для типа здания - общественные, кроме жилых, лечебно-профилактических и детских учреждений, школ, интернатов;

$t_{от}=-9.5^{\circ}\text{C}$

$z_{от}$ -продолжительность, сут, отопительного периода принимаемые по таблице 1 СП 50.13330.2012 для периода со средней суточной температурой наружного воздуха не более 8°C для типа здания - общественные, кроме жилых, лечебно-профилактических и детских учреждений, школ, интернатов;

$z_{от}=204$ сут

Тогда

$$\text{ГСОП} = (18-(-9.5))204=5610^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		24

По формуле в таблице 3 СП 50.13330.2012 определяем базовое значение требуемого сопротивления теплопередачи $R_{отр}$ ($m^2 \cdot ^\circ C / Вт$).

$$R_{отр}^0 = 0.0003 \cdot 5610 + 1.2 = 2.88 m^2 \cdot ^\circ C / Вт$$

Поскольку населенный пункт Хабаровск относится к зоне влажности - нормальной, при этом влажностный режим помещения - нормальный, то в соответствии с таблицей 2 СП50.13330.2012 теплотехнические характеристики материалов ограждающих конструкций будут приняты, как для условий эксплуатации Б.

Схема конструкции ограждающей конструкции показана на рисунке 1.4:

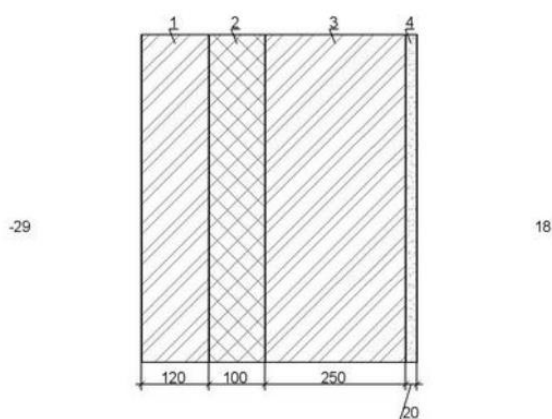


Рисунок 1.4 – Состав ограждающей конструкции по теплотехническому расчету

1.Кладка из керамического пустотного кирпича ГОСТ 530($\rho=1400 кг/м.куб$), толщина $\delta_1=0.12 м$, коэффициент теплопроводности $\lambda_{Б1}=0.64 Вт/(м^\circ C)$;

2.ТЕХНОНИКОЛЬ ТЕХНОФЛОР СТАНДАРТ, толщина $\delta_2=0.1 м$, коэффициент теплопроводности $\lambda_{Б2}=0.044 Вт/(м^\circ C)$;

3.Кладка из керамического пустотного кирпича ГОСТ 530($\rho=1400 кг/м.куб$), толщина $\delta_3=0.25 м$, коэффициент теплопроводности $\lambda_{Б3}=0.64 Вт/(м^\circ C)$;

4.Раствор цементно-песчаный, толщина $\delta_4=0.02 м$, коэффициент теплопроводности $\lambda_{Б4}=0.93 Вт/(м^\circ C)$.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		25

Условное сопротивление теплопередаче R_0 усл, ($\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$) определим по формуле Е.6 СП 50.13330.2012:

$$R_0 \text{ усл} = 1/\alpha_{\text{int}} + \delta n/\lambda n + 1/\alpha_{\text{ext}} \quad (1.6)$$

где α_{int} – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$, принимаемый по таблице 4 СП 50.13330.2012;

$$\alpha_{\text{int}} = 8.7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$$

α_{ext} - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции для условий холодного периода, принимаемый по таблице 6 СП 50.13330.2012;

$\alpha_{\text{ext}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C})$ -согласно п.1 таблицы 6 СП 50.13330.2012 для наружных стен.

$$R_0^{\text{усл}} = 1/8.7 + 0.12/0.64 + 0.1/0.044 + 0.25/0.64 + 0.02/0.93 + 1/23$$

$$R_0^{\text{усл}} = 3.03 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

Приведенное сопротивление теплопередаче R_0 пр, ($\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$) определим по формуле 11 СП 23-101-2004:

$$R_0^{\text{пр}} = R_0^{\text{усл}} \cdot r \quad (1.7)$$

r -коэффициент теплотехнической однородности ограждающей конструкции, учитывающий влияние стыков, откосов проемов, обрамляющих ребер, гибких связей и других теплопроводных включений;

$$r = 0.92$$

Тогда

$$R_0^{\text{пр}} = 3.03 \cdot 0.92 = 2.79 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

Вывод: величина приведённого сопротивления теплопередаче $R_0^{\text{пр}}$ больше требуемого R_0 норм ($2.79 > 1.81$), следовательно, представленная ограждающая конструкция соответствует требованиям по теплопередаче.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		26

2 Расчетно-конструктивный раздел

2.1 Расчет ребристой плиты покрытия

2.1.1 Расчетная схема и расчетный пролет

Требуется запроектировать ребристую панель перекрытия с номинальной шириной $b_{пан} = 1,5$ м, номинальной длиной $l_{пан} = 12$ м при её опирании на несущие кирпичные стены.

Панель (плита) рассматривается как однопролетная свободно лежащая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой по всему пролету. Расчетный пролет плиты принимается равным

$$l_0 = 12 - \frac{b_{вн}}{4} - \frac{a}{2}, \quad (2.1)$$

где $b_{вн}$ – ширина внутренней стены ($b_{вн} = 380$ мм);

a – привязка наружной стены ($a = 200$ мм).

Тогда:

$$l_0 = 12 - \frac{0.38}{4} - \frac{0.2}{2} = 11.805 \text{ м.}$$

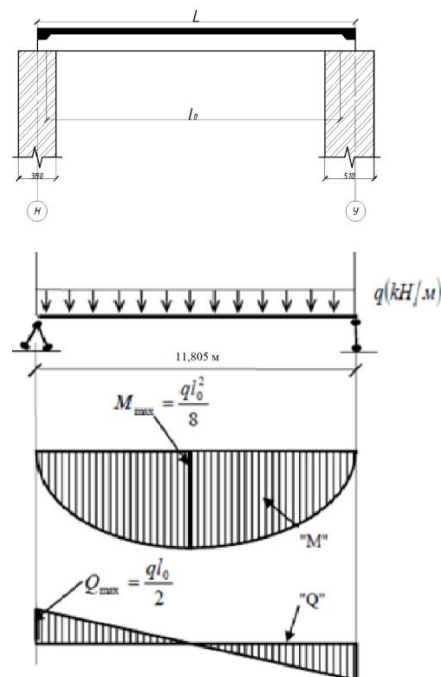


Рисунок 2.1 – Расчетная схема, расчетный пролет и эпюра усилий

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		27

2.1.2 Нагрузки

Постоянная нагрузка, действующая на плиту, складывается из нагрузки от веса кровли и нагрузки от собственного веса плиты. Нормативные значения нагрузки от веса отдельных элементов кровли на 1 м^2 площади плиты определяются как произведение толщины слоя материала на объёмный вес этого материала. Временная нагрузка определяется по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Подсчет значений нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведен в табл. 2.1.

Согласно ГОСТ 27751—2014 устанавливается класс ответственности КС-2 (нормальный) с коэффициентом надежности по ответственности зданий $\gamma_n = 1$.

Нагрузки на 1 м длины плиты (рис. 1.1) определяется путем умножения соответствующих нагрузок на 1 м^2 перекрытия на ширину плиты $b_{пан} = 1.5$, и коэффициент $\gamma_n = 1$.

Таблица 2.1 – Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативные нагрузки, Н/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м^2
Постоянная:			
1) Теплоизоляционный слой из пенополистирола ($\delta=150 \text{ мм}$, $\gamma=5000 \text{ Н/м}^3$)	$0.15 \cdot 5000 = 750$	1,3	975
2) Стяжка ($\delta=20 \text{ мм}$, $\gamma=20000 \text{ Н/м}^3$)	$0.02 \cdot 20000 = 400$	1,3	520
3) Водоизоляционный ковер 2 слоя ($\delta=4 \text{ мм}$, $\gamma=35 \text{ Н/м}^2$)	$2 \cdot 35 = 70$	1,3	91
4) Защитный слой Стекломаст ($\delta=4 \text{ мм}$, $\gamma=40 \text{ Н/м}^2$)	40	1,3	52
4) Собственный вес ребристой плиты	5500	1,1	6050
Итого	$g_n = 6760$		$g = 7688$
Временная (снеговая):	$v_n = 500$	1,4	$v = 700$
Полная нагрузка:	$g_n + v_n = 7260$	-	$g + v = 8388$

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g \quad (2.2)$$

где c_e — коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов ($c_e = 1$);

c_t — термический коэффициент ($c_t = 1$);

μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие ($\mu = 1$);

S_g — нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли. Для II снегового района, согласно СП 20.13330.2016, $S_g = 1000 \text{ Н/м}^2$.

Для районов со средней температурой января минус $5 \text{ }^\circ\text{C}$ и ниже (по таблице 5.1 СП 131.13330) пониженное нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением ее нормативного значения на коэффициент 0,5. При этом коэффициенты c_e и c_t принимаются равными единице.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для снеговой нагрузки следует принимать равным 1,4.

$$S_0 = 0.5 \cdot 1.4 \cdot 1000 = 700 \text{ Н/м}^2$$

Расчетная полная нагрузка на 1 м длины плиты:

$$q = (g + v) \cdot b_{пан} \cdot \gamma_n \quad (2.3)$$

$$q = 8,388 \cdot 1,5 \cdot 1 = 12,582 \text{ кН/м.}$$

Нормативная полная нагрузка на 1 м длины плиты:

$$q_n = (g_n + v_n) \cdot b_{пан} \cdot \gamma_n \quad (2.4)$$

$$q_n = 7,26 \cdot 1,5 \cdot 1 = 10,89 \text{ кН/м.}$$

2.1.3 Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

Расчетная схема панели показана на рис. 2.1. Для такой балки наибольшей изгибающий момент в середине пролета равен $ql_0^2/8$, а наибольшая поперечная сила на опоре равна $ql_0/2$. Тогда усилия:

- от расчетной полной нагрузки

$$M = \frac{ql_0^2}{8}, \quad (2.5)$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		29

$$M = \frac{12,6 \cdot 11,8^2}{8} = 219,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{q l_0}{2}, \quad (2.6)$$

$$Q = \frac{12,6 \cdot 11,8}{2} = 74,3 \text{ кН};$$

- от нормативной полной нагрузки

$$M_n = \frac{q_n l_0^2}{8}, \quad (2.7)$$

$$M_n = \frac{10,9 \cdot 11,8^2}{8} = 189,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_n = \frac{q_n l_0}{2}, \quad (2.8)$$

$$Q_n = \frac{10,9 \cdot 11,8}{2} = 64,3 \text{ кН};$$

2.1.4 Компоновка поперечного сечения плиты

Принимается панель со следующими параметрами (рис. 1.2, а):

- ширина панели по низу 148 см;
- ширина панели по верху 145 см;
- толщина полки 3 см;
- приведенная ширина продольных ребер 10 см
- высота поперечного сечения ребристой предварительно напряженной плиты $h = 45$ см;
- расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до внешнего растянутого края сечения $a = 3$ см; рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 42$ см.

Приведенное сечение указано на рисунке 2.2.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		30

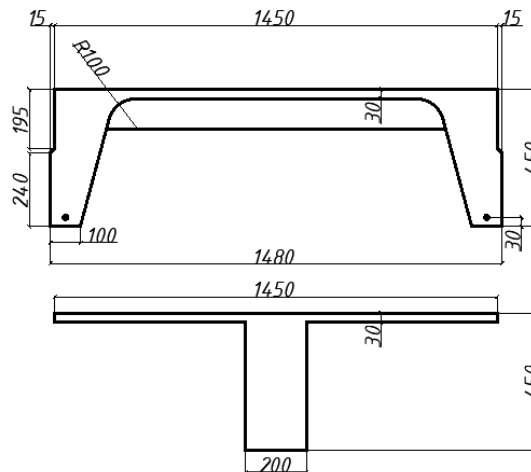


Рисунок 2.2 – Ребристая панель:
а – поперечное сечение; б – приведенное сечение

2.1.5 Материалы для панели

Ребристая панель перекрытия проектируется предварительно напряжённой с электротермическим натяжением арматуры на упоры форм. Изделие подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении.

Рабочую предварительно напряжённую арматуру продольных рёбер принимаем класса А1000 (А-V):

- нормативное сопротивление $R_{sn} = 1000$ МПа;
- расчётное сопротивление $R_s = 830$ МПа;
- модуль упругости $E_s = 2,0 \times 10^5$ МПа.

В качестве ненапрягаемой арматуры плиты будем использовать стержневую арматуру класса А400 (А-III) и обыкновенную арматурную проволоку периодического профиля класса В500 (В_р-I).

Для изготовления плиты выбираем бетон класса В25 с характеристиками согласно приложениям:

- нормативная призмная прочность $R_{b,n} = R_{b,ser} = 18,5$ МПа;
- расчётная призмная прочность $R_b = 14,5$ МПа;
- нормативное сопротивление при растяжении $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,55$ МПа;
- расчётное сопротивление при растяжении $R_{bt} = 1,05$ МПа;

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		31

- коэффициент условий работы бетона (учитывается при расчете на действие только постоянных и временных длительных нагрузок) – $\gamma_{bl} = 1$;
- начальный модуль упругости бетона $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ МПа.

Предварительное напряжение в напрягаемой стержневой арматуре должно удовлетворять условиям:

$$\sigma_{sp} \leq 0.9R_{s,n} \text{ и } \sigma_{sp} \geq 0.3R_{s,n}. \quad (2.9)$$

Тогда $\sigma_{sp} = 0.9R_{s,n} = 0.9 \cdot 1000 = 900$ МПа. Принимаем $\sigma_{sp} = 800$ МПа.

При этом неравенство $800 > 0.3 \cdot 1000$ выполняется.

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (2.10)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению;

ε_{b2} – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0.0035.

Значение $\varepsilon_{s,el}$ принимаем равным:

- для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}, \quad (2.11)$$

где σ_{sp} принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp} = 0.9$;

R_s, σ_{sp}, E_s – в МПа;

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{830 + 400 - (800 - 100) \cdot 0.9}{2 \cdot 10^5} = 0.003$$

где 100 МПа – минимальное значение полных потерь предварительного напряжения;

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{0.003}{0.0035}} = 0.43.$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		32

2.2 Расчёт ребристой плиты по предельным состояниям первой группы

2.2.1 Расчёт прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси

Расчёт прочности плиты выполняем как балки таврового сечения (см. рис. 1.2, б) при максимальном изгибающем моменте в середине пролёта, равном $M = 219.3 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Проектирование такого изгибаемого элемента следует осуществлять так, чтобы арматура в растянутой зоне работала с расчетным сопротивлением R_S , то есть с напряжением, равным пределу текучести (физическому или условному). Поэтому усилие в арматуре в стадии предельного равновесия будет равно $N_S = R_S \cdot A_{Sp}$. В то же время усилие в сжатом бетоне N_b составит $R_b \cdot A_b$, так как считается, что все волокна сжатой зоны бетона высотой x имеют одинаковое значение напряжения, равное R_b .

Исходя из вышеизложенного, можно записать уравнения равновесия в нормальном сечении элемента, полагая, что в предельной стадии момент от внешней нагрузки M не превышает (равен) внутреннего момента, создаваемого парой сил в сжатом бетоне и растянутой арматуре, а сумма проекций всех сил на продольную ось элемента равна нулю, то есть

$$M = R_b A_b \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad \text{и} \quad R_S A_S - R_b A_b = 0 \quad (2.12)$$

Для вычисления требуемой площади арматуры перепишем эти выражения, полагая $A_b = b'_f \cdot x$, согласно рис. 1.3, и введя понятие относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$.

Тогда

$$M = R_b b'_f x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = R_b b'_f x h_0 \cdot \left(h_0 - \frac{x}{h_0 \cdot 2} \right) \cdot \frac{h_0}{h_0} = R_b b'_f h_0^2 \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = R_b b'_f h_0^2 \alpha_m \quad \text{и} \quad \alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} \quad (2.13)$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		33

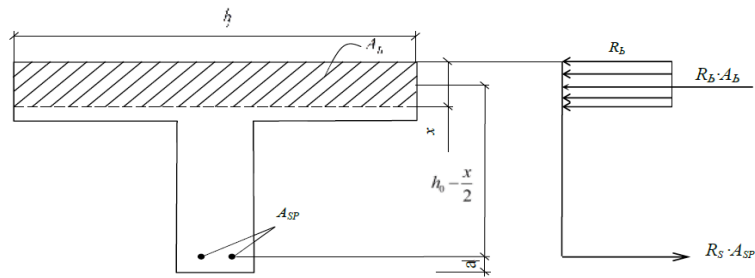


Рис. 2.3 – К расчету прочности нормальных сечений изгибаемых элементов

С учетом параметра ξ имеем:

$$\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) \text{ и } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (2.14)$$

$$A_s = \frac{R_b A_b}{R_s} = \frac{R_b \cdot b \cdot x}{R_s} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \xi}{R_s} \quad (2.15)$$

Таким образом, алгоритм определения A_s имеет следующую последовательность: $\alpha_m \rightarrow \xi \rightarrow A_s$.

Вычисляем

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f' h_0^2} = \frac{219,3}{14,5 \cdot 145 \cdot 42^2} \cdot 10^3 = 0,0591,$$

где 10^3 - множитель для приведения числителя и знаменателя к одним единицам;

14,5 МПа – призмочная прочность бетона, принятая без учета коэффициента условий работы $\gamma_{b1} = 1$, так как полный момент определен в том числе и от кратковременных нагрузок.

Тогда

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0591} = 0,061 < \xi_R = 0,43$$

Так как $x = \xi \cdot h_0 = 0,061 \cdot 42 = 2,56 < 5$ см, то нейтральная ось сечения проходит в пределах полки и площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_{sp} = \frac{R_b b_f' h_0 \xi}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{14,5 \cdot 145 \cdot 42 \cdot 0,061}{1,1 \cdot 830} = 5,89 \text{ см}^2,$$

где γ_{s3} - коэффициент условий работы для напрягаемой арматуры, принимаемый при соблюдении условия $\xi < \xi_R$ равным $\gamma_{s3} = 1.25 - 0.25 \xi / \xi_R \leq 1.1$, причем если $\xi/\xi_R < 0.6$, то $\gamma_{s3} = 1.1$.

По приложению 6 принимаем 2 \emptyset 20 А1000 с площадью $A_{sp} = 6,28 \text{ см}^2$, что превышает требуемую расчетную площадь на

$$\frac{6,28 - 5,89}{5,89} \cdot 100\% = 7\%.$$

2.2.2 Расчёт полки плиты на местный изгиб

Наряду с расчётом прочности нормальных сечений панели на изгиб, в продольном направлении (см. п. 1.6.1) необходимо произвести также расчёт верхней полки на местный изгиб. В этом случае из полки мысленно выделяется полоса шириной 1 м, и расчёт её производится как частично защемлённой в продольных рёбрах балки на действие пролётного и опорного моментов $\frac{ql_0^2 f}{11}$ (рис. 1.4).

Расчётный пролёт полки (см. рис. 1.2, а) равен

$$l_{0f} = 150 - 2 \cdot 19.5 = 111 \text{ см}$$

Нагрузка на 1 м² полки может быть принята (с несущественным превышением) такой же, как и для плиты (см. табл. 1.1):

$$q = 12.582 \cdot 1 = 12.582 \text{ кН/м}^2.$$

Тогда изгибающий момент для полосы полки шириной 1 м:

$$M = \frac{12.582 \cdot 1.11^2}{11} = 1,41 \text{ кНм}$$

Ширина расчётного сечения 100 см, высота расчётного сечения $h'_f = 3$ см, рабочая высота сечения (при $a = 1.5$ см)

$$h_{0f} = h'_f - a = 3 - 1.5 = 1.5 \text{ см}$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		35

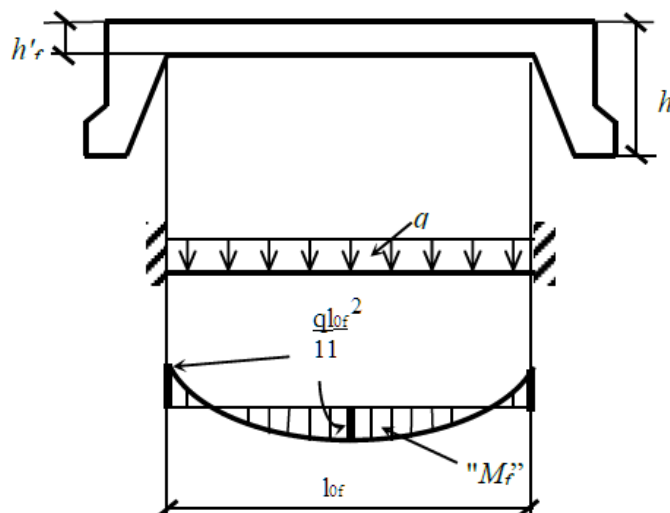


Рис. 2.4 – К расчёту полки на местный изгиб

Вычисляем по формуле:

$$\alpha_m = \frac{1,41}{14,5 \cdot 100 \cdot 1,5^2} \cdot 10^3 = 0,043$$

а также относительную высоту сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,043} = 0,044$$

Для армирования полки принимаем арматуру класса В500 ($R_s = 415$ МПа). Требуемая площадь рабочей арматуры на 1 м длины полки по формуле:

$$A_s = \frac{14,5 \cdot 100 \cdot 1,5 \cdot 0,044}{415} = 0,23 \text{ см}^2$$

По приложению 6 принимаем 4 $\emptyset 3$ с $A_s = 0,28 \text{ см}^2$ и армируем полку сеткой с поперечной рабочей арматурой, расположенной с шагом $S = 100/4 = 25$ см.

Расчёт поперечных рёбер.

Высота ребра $h_p = 200$ мм, арматура А400, расчётный пролёт $l_p = 1260$ мм.

Расчётная нагрузка от собственного веса 1 пм ребра:

$$g_{с.в.п.р.} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \frac{b_H + b_B}{2} \cdot (h_0 - h'_f) \cdot \rho$$

$$= 1 \cdot 1,3 \cdot \frac{0,13 + 0,09}{2} \cdot (0,175 - 0,03) \cdot 25 = 0,52 \text{ кН/пм}$$

Временная расчётная нагрузка на ширине ребра $b_B=0,1\text{м}$

$$p_{с.в.п.р.} = \gamma_f \cdot p_0 \cdot b_B = 1,4 \cdot 0,7 \cdot 0,1 = 0,098 \text{ кН/пм}$$

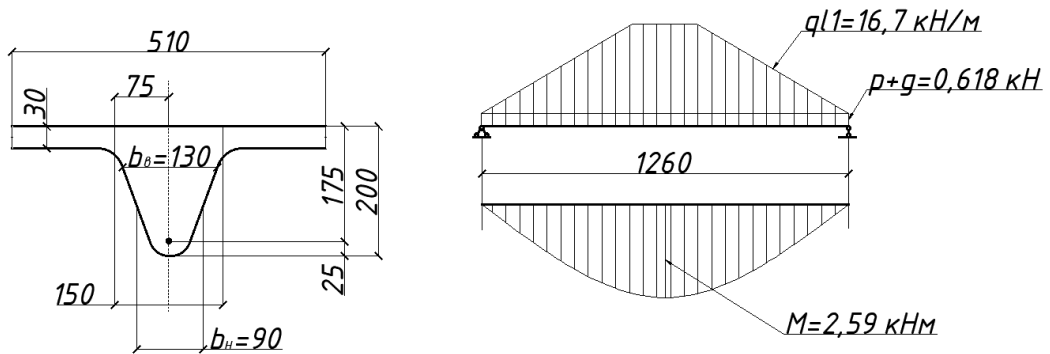


Рисунок 2.4.1 - К расчёту поперечного ребра. а-расчётное сечение; б- расчётная схема и эпюра М

Таким образом, изгибающий момент в пролёте поперечного ребра будет равен:

$$M = \frac{(g_{с.в.п.р.} + p_{с.в.п.р.})l_1^2}{8} + \frac{ql_2^3}{12} = \frac{(0,52 + 0,098) \cdot 1,26^2}{8} + \frac{12,58 \cdot 1,33^3}{24}$$

$$= 2,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Сечение тавровое, расчётная ширина полки

$$b'_f = 2 \cdot \frac{l_1}{6} + b_B = 2 \cdot \frac{1,26}{6} + 0,09 = 0,51 \text{ м}$$

$$h_0 = h - a = 200 - 25 = 175 \text{ мм} \quad (20 + 10/2 = 25 \text{ мм})$$

Расчёт арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{2,59 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 510 \cdot 175^2} = 0,0114$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0114} = 0,0115$$

$$A_s = \frac{M}{R_s (1 - 0,5\xi) h_0} = \frac{2,59 \cdot 10^6}{355 (1 - 0,5 \cdot 0,0115) 175} = 41,93 \text{ мм}^2$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		37

Принят 1Ø8 А400 с $A_s = 50,3 \text{ мм}^2 (+ 19,9 \%)$.

2.2.3 Схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонным сечениям

Причиной появления нормальных трещин в железобетонных элементах от внешней поперечной нагрузки, как отмечалось выше, являются изгибающие моменты, при действии которых нормальные напряжения в бетоне растянутой зоны достигают максимальных значений. С ростом нагрузки напряжения в продольной растянутой арматуре и сжатом бетоне становятся равными предельным, и происходит разрушение элемента по нормальным сечениям.

Железобетонный элемент может разрушиться не только по нормальному сечению, но и по сечению, наклонному к продольной оси элемента, обычно расположенному вблизи опоры. Это связано с наличием вблизи опор как изгибающих моментов, так и поперечных сил. В этом случае бетон находится в условиях плоского напряженного состояния, причем, главные (наибольшие и наименьшие) напряжения будут возникать по наклонным площадкам. При этом, как только главные растягивающие напряжения превысят предельные характеристики бетона при растяжении, в элементе появятся наклонные трещины.

Наклонная трещина разделяет элемент на две части, связанные между собой продольной растянутой арматурой, поперечной арматурой, пересекающей трещину, и сжатым бетоном над вершиной наклонной трещины. Таким образом, в наклонном сечении действуют следующие внутренние усилия: усилия в сжатом бетоне (поперечное и продольное), продольная и поперечная составляющие сил в поперечной арматуре (хомутах и отгибах), усилие в продольной арматуре, силы зацепления, действующие по берегам наклонной трещины.

Разрушение железобетонного элемента по наклонной трещине может произойти по одной из следующих схем:

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		38

- напряжения в поперечной арматуре достигают предельных значений, и при дальнейшем росте нагрузки происходит взаимное смещение частей элемента по вертикали и разрушение (срез) бетона сжатой зоны над трещиной (схема 1);

- при предельных сопротивлениях хомутов происходит взаимный поворот частей элемента вокруг центра тяжести сжатой зоны, так как в продольной растянутой арматуре достигнуты предельные сопротивления, либо нарушена ее анкеровка (схема 2);

- при увеличении нагрузки происходит разрушение бетона между наклонными трещинами от действия главных сжимающих напряжений (схема 3).

Разрушение по схеме 1 имеет место при сильной (с высокой степенью анкеровки) продольной арматуре, а разрушение по схеме 2 – наоборот, при нарушении анкеровки продольной арматуры. При значительном насыщении элемента поперечной арматурой и слабой тонкой стенке в тавровых и двутавровых элементах реализуется схема 3. Согласно указаниям норм проектирования железобетонных конструкций для оценки прочности по первой схеме используют уравнение равновесия поперечных сил, учитывая, что в этом случае при разрушении преобладают деформации сдвига, а по второй схеме – уравнение равновесия моментов в наклонном сечении. Соответственно эти два случая рассматриваются как расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил и расчет по наклонному сечению на действие изгибающих моментов.

2.2.4 Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил

Проверка прочности наклонного сечения на действие поперечной силы по наклонной трещине (рис. 1.5) производится из условия

$$Q < Q_b + Q_{sw}, \quad (2.16)$$

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		39

где Q – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения. При вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем через наиболее удаленный от опоры конец наклонного сечения (см. рис. 1.5). Если часть нагрузки является временной и может быть перемещена, то при определении поперечной силы разгружающее влияние временной нагрузки не учитывается.

Поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном, определяется из анализа опытных данных. Экспериментами установлено, что основными параметрами, влияющими на Q_b , будут ширина b и рабочая высота сечения элемента h_0 , а также прочность бетона на растяжение R_{bt} , то есть основой поперечной силы Q_b будет произведение $R_{bt} \cdot b \cdot h_0$. Помимо этого, существенным фактором оказывается значение относительного пролета среза c/h_0 , с увеличением которого происходит резкое падение поперечной силы Q_b по гиперболической зависимости

$$\frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{c/h_0}, \quad (2.17)$$

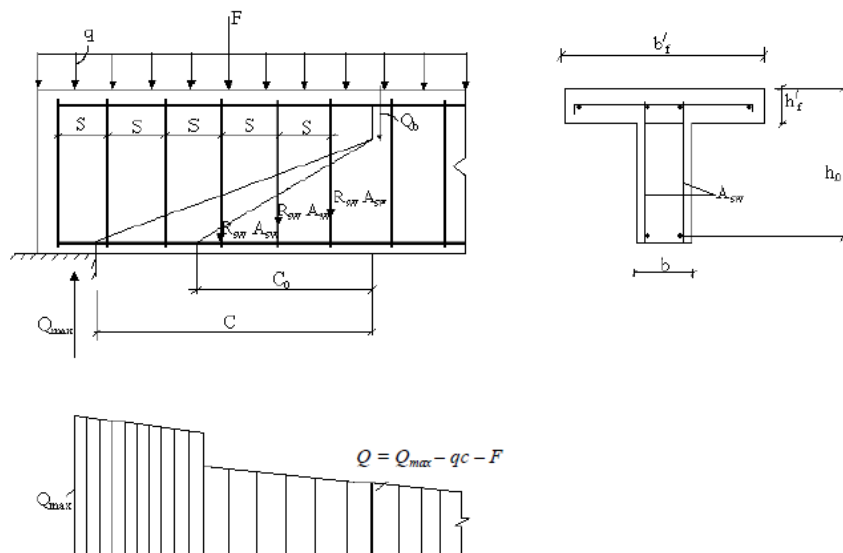


Рис. 2.5 – Схема усилий в наклонном сечении элемента с хомутами при расчете его прочности на действие поперечной силы

В опытах также получены результаты, которые указывают на положительное влияние усилия предварительного обжатия на прочность элемента по наклонному сечению.

В итоге приведена следующая формула

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \quad (2.18)$$

где c – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента;

$$M_b = 1.5\varphi_n \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2. \quad (2.19)$$

Коэффициент φ_n , учитывающий влияние усилия обжатия, определяется по формуле

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{N_p}{N_b} - 4 \left(\frac{N_p}{N_b} \right)^2, \quad (2.20)$$

где $N_p = 0.7P$;

P – усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне;

$N_b = 1.3R_bA_1$, но не менее N_p ;

A_1 – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки.

Допускается значение φ_n определять по формуле

$$\varphi_n = 1 + 1.6 \frac{P}{R_bA_1} - 1.16 \left(\frac{P}{R_bA_1} \right)^2. \quad (2.21)$$

Нормы проектирования рекомендуют при больших и малых пролетах среза сохранять постоянные значения поперечной силы Q_b , а именно

$$Q_{b,min} = 0.5\varphi_n R_{bt} b h_0; \quad (2.22)$$

$$Q_{b,max} = 2.5R_{bt} b h_0. \quad (2.23)$$

Таким образом, Q_b принимается по выражению, но не менее $Q_{b,min}$ и не более $Q_{b,max}$.

Поперечная сила Q_{sw} , воспринимаемая поперечной арматурой, определяется при условии, что во всех поперечных стержнях, пересекающих наклонную трещину, достигнуты расчетные сопротивления. Однако в связи с неодинаковым растяжением стержней по длине наклонной трещины попе-

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		41

речная арматура вводится в расчет с пониженным расчетным сопротивлением $R_{sw} < R_s$. В результате Q_{sw} определяется как сумма усилий $R_{sw} \cdot A_{sw}$ в отдельных поперечных стержнях площадью A_{sw} .

Если дискретные хомуты (на участке с постоянным шагом s и одинаковым диаметром) рассматривать как арматуру, непрерывно распределенную по длине элемента, то

$$Q_{sw} = 0.75q_{sw}c_0, \quad (2.24)$$

где $q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$ – интенсивность усилия в поперечной арматуре на единицу длины элемента;

c_0 – длина проекции наклонной трещины, на которой учитываются усилия в хомутах.

Таким образом, условие равновесия с учетом полученных выражений для Q_b и Q_{sw} можно записать в следующем виде:

$$Q = \frac{1.5\varphi_n R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} + 0.75q_{sw}c_0 \quad (2.25)$$

$$Q = \frac{M_b}{c} + 0.75q_{sw}c_0, \quad (2.26)$$

где $M_b = 1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2$.

Очевидно, что несущая способность сечения Q , является функцией длины проекции наклонной трещины. Полагая $c_0 = c$, определим значение c , при котором суммарная поперечная сила $Q_b + Q_{sw}$ будет минимальной. Для этого производную функции Q приравняем к нулю, то есть

$$\frac{d}{dc} \left(\frac{M_b}{c} + 0.75q_{sw}c \right) = 0 \quad \text{или} \quad -\frac{M_b}{c^2} + 0.75q_{sw} = 0, \quad (2.27)$$

отсюда длина c_0 равна

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{0.75q_{sw}}}. \quad (2.28)$$

При значениях $c > c_0$ происходит превышение расчетных значений Q над опытными. Чтобы устранить это несоответствие, при вычислении поперечной силы, воспринимаемой хомутами, нормы рекомендуют принимать длину наклонной трещины, на которой учитывается работа хомутов, не более

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		42

c_0 . Кроме этого, по предложению длина c_0 не должна превышать $2h_0$ (рис. 1.6).

Отметим, что в данном параграфе рассмотрен наиболее часто встречающийся тип железобетонных элементов, армированных хомутами без отгибов.

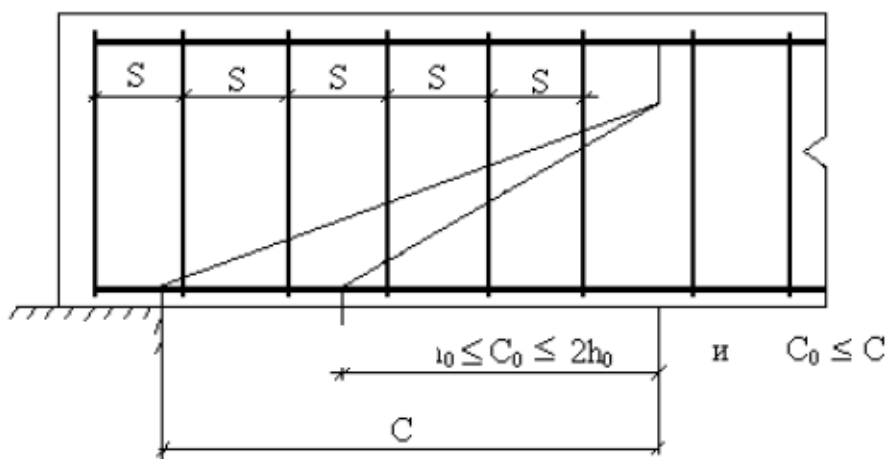


Рис. 2.6 – Предельные значения проекции опасного наклонного сечения

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки невыгоднейшее значение проекции наклонной трещины принимают равным:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}. \quad (2.29)$$

Если при этом

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1 - 0.5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} \quad \text{или} \quad \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} > 2, \quad (2.30)$$

следует принимать

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0.75 q_{sw} + q_1}}, \quad (2.31)$$

где, $q_1 = g + v/2$.

В формуле нагрузка q_1 включает в себя равномерно распределенную постоянную нагрузку g и половину временной нагрузки v . В любом случае $c \leq 3h_0$. Таким образом, если поперечное армирование элемента задано, то его прочность довольно просто проверяется по условию. Если же требуется

подобрать поперечную арматуру, то при действии равномерно распределенной нагрузки требуемая интенсивность хомутов определяется по следующим

формулам:

$$\text{- при } Q_{b1} \geq 2M_b/h_0 - Q_{max} \quad q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b};$$

$$\text{- при } Q_{b1} < 2M_b/h_0 - Q_{max} \quad q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5h_0};$$

- при этом если $Q_{b1} < \varphi_n R_{bt} b h_0$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b,min} - 3h_0 q_1}{1,5h_0}.$$

В формулах $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1}$.

Согласно нормам проектирования для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно удовлетворяться условие

$$q_{sw} \geq q_{sw,min} = \frac{Q_{b,min} = Q_{sw,min}}{2h_0} = \frac{0,5 \cdot \varphi_n R_{bt} b h_0}{2h_0} = 0,25 \varphi_n R_{bt} b. \quad (2.32)$$

Разрешается не выполнять условие (1.26), если принимать

$$M_b = 6q_{sw} h_0^2 \text{ и } Q_{b,min} = 2q_{sw} h_0.$$

В этом случае всегда $c_0 = 2h_0$.

2.2.5 Требования к поперечному армированию

В железобетонных конструкциях допускается не устанавливать поперечную арматуру, если условие выполняется без слагаемого Q_{sw} , то есть

$$Q \leq Q_{b1}. \quad (2.33)$$

В формуле поперечная сила Q_{b1} принимается по выражению, а поперечная сила в конце наклонного сечения – по выражению $Q = Q_{max} - q_1 \cdot c$. Здесь Q_{max} – максимальная поперечная сила у грани опоры.

Таким образом,

$$Q_{b1} = \frac{1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (2.34)$$

но не более $2,5 R_{bt} b h_0$ и не менее $0,5 \varphi_n R_{bt} b h_0$.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		44

Определим значение c из условия равенства нулю производной от разности между поперечной силой бетона и внешней поперечной силой $Q = Q_{max} - q_1c$ (см. рис. 2.5), то есть

$$\frac{d}{dc}(Q_{b1} - Q) = 0 \text{ или } \frac{d}{dc} \left[\frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c} - (Q_{max} - q_1c) \right] = 0. \quad (2.35)$$

После дифференцирования получим

$$-\frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c^2} + q_1 = 0.$$

Отсюда

$$c = \sqrt{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1}. \quad (2.36)$$

Очевидно, наибольшее значение c в выражении получается при минимальном значении частного, то есть, когда $Q_{b1} = Q_{b,min}$. Следовательно,

$$Q_{b1} = Q_{b,min} = 0.5\varphi_n R_{bt} b h_0 = \frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c_{max}},$$

откуда
$$c_{max} = \frac{1.5}{0.5} h_0 = 3h_0.$$

Таким образом, значение c не должно превышать $3.0h_0$.

Если
$$c = \sqrt{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1} < c_{max} = 3h_0,$$

т. е.
$$1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1 < 3^2 h_0^2$$

или
$$1.5\varphi_n R_{bt} b / 9 < q_1 \text{ и } \frac{\varphi_n R_{bt} b}{6} < q_1,$$

то при вычислении Q_{b1} в формуле принимают c по выражению.

В случае, когда

$$c = \sqrt{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1} \geq c_{max} = 3h_0,$$

т. е.
$$1.5\varphi_n R_{bt} b / 9 \geq q_1 \text{ и } \frac{\varphi_n R_{bt} b}{6} \geq q_1, \quad (2.37)$$

значение c в формуле принимается равным $3h_0$.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		45

Очевидно, что при выполнении условия выражение принимает вид:

$$Q_{max} - q_1 c < \frac{1.5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c} \text{ или } Q_{max} < \frac{1.5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 + q_1 c^2}{c} \text{ и}$$

$$Q_{max} < \frac{1.5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 + q_1 \cdot 1.5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1}{\sqrt{1.5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 / q_1}} \text{ или } Q_{max} \leq \sqrt{6.0 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 q_1};$$

а при выполнении условия выражение запишется в виде

$$Q_{max} - 3 h_0 q_1 < \frac{1.5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2}{3 h_0} \text{ или } Q_{max} \leq 0.5 \varphi_n R_{bt} b h_0 + 3 h_0 q_1. \quad (2.38)$$

При этом следует учитывать требования конструктивного армирования изгибаемых элементов. В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0.5 h_0$ и не более 300 мм; в балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0.75 h_0$ и не более 500 мм.

Для того чтобы поперечная арматура достигла расчетных сопротивлений R_{sw} , она должна иметь надежную анкеровку по концам (приварку к продольной арматуре или устройство специальных хомутов с загибами по концам). При большом шаге может произойти разрушение элемента по наклонной трещине, возникающей между хомутами. Во избежание этого максимальное расстояние s_{max} должно назначаться так, чтобы поперечная сила Q между поперечными стержнями полностью воспринималась Q_b , то есть

$$Q \leq \varphi_n R_{bt} b h_0^2 / c$$

и, следовательно,

$$c = s_{max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q}.$$

В данном случае при вычислении Q_b коэффициент 1.5 не учитывается.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		46

2.2.6 Процедура расчета поперечной арматуры

1) Назначается шаг поперечной арматуры согласно указаниям п. 2.2.5. Диаметр стержней при сварных каркасах принимается из условия технологии точечной электросварки.

2) Проверяется необходимость установки поперечной арматуры, то есть условие $2.5R_{bt}bh_0 \geq Q$ и условие, в котором Q_{bl} принимается по. Значение c в формуле назначается равным $3h_0$ или вычисляется по выражению в зависимости от соблюдения условий. Если поперечная сила воспринимается только бетоном (условие выполняется), то проверка прочности наклонного сечения по не делается, и назначенная конструктивно поперечная арматура считается принятой окончательно. В противном случае расчет продолжается, и вычисляются слагаемые формулы.

3) Проверяется выполнение условий. Для этого определяются коэффициент φ_n по, интенсивность усилий в поперечной арматуре q_{sw} .

4) Вычисляются значения $M_b = 1.5 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt}bh_0^2$, длина c в зависимости от условия, которая не должна превышать $3h_0$, и поперечная сила Q_b по формуле. При этом должно соблюдаться условие $Q_b \geq Q_{b1,min}$.

5) Определяется длина проекции наклонного сечения c_0 , на которой учитывается работа хомутов по формуле, соблюдая условия $c_0 \leq 2h_0$ и $c_0 \leq c$. Затем вычисляется поперечная сила Q_{sw} , воспринимаемая хомутами по формуле.

6) Проверяется условие прочности наклонного сечения по формуле. Отметим, что поперечная сила Q в формуле принимается в вершине наклонного сечения (см. рис. 2.5), то есть $Q = Q_{max} - q \cdot c$. Если условие прочности не удовлетворяется, то увеличивается диаметр поперечных стержней или уменьшается их шаг s .

2.2.7 Прочность элементов по наклонной сжатой полосе

После появления наклонных трещин в изгибаемых элементах образуются наклонные бетонные полосы, которые испытывают воздействие сжи-

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		47

мающих сил, направленных вдоль бетонной полосы, и растягивающих сил от поперечной арматуры (рис. 2.7).

Разрушение бетона в этом случае происходит после достижения главными сжимающими напряжениями призмочной прочности бетона с учетом влияния плоского напряженного состояния и армирования. На основе эмпирических данных нормами предложено следующее условие прочности по наклонной полосе

$$Q \leq 0.3R_b b h_0, \quad (2.38)$$

где R_b – призмочная прочность бетона, МПа.

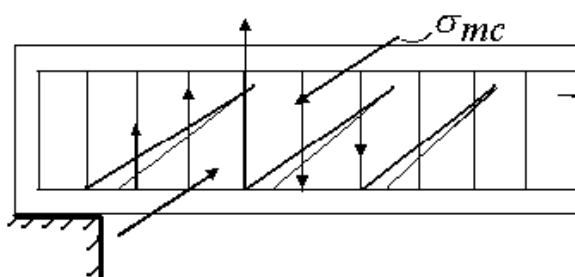


Рис. 2.7 – Усилия в наклонной бетонной полосе

Данное разрушение характерно для тавровых и двутавровых балок с относительно тонкой стенкой и большим количеством поперечной арматуры.

2.2.8 Расчет прочности наклонных сечений ребристой плиты

Для расчета прочности наклонных сечений ребристой предварительно напряженной плиты используем следующие данные:

$$R_{bt} = 1.05 \text{ МПа};$$

$$h = 45 \text{ см};$$

$$h_0 = 42 \text{ см};$$

$$b = 20 \text{ см};$$

$$b_{f'} = 145 \text{ см};$$

$$N = P_2 = (900-100) \cdot 3,79 = 471,2 \text{ кН};$$

$$Q_{\max} = 74,3 \text{ кН};$$

$$q = 7,688 \cdot 1,5 \cdot 1 = 11,53 \text{ кН/м};$$

$$U = 0,7 \cdot 1,5 \cdot 1 = 1,05 \text{ кН/м}.$$

1) На приопорном участке длиной $l/4$ по конструктивным соображениям устанавливаем поперечные стержни с шагом

$$s = \frac{h_0}{2} = \frac{42}{2} = 21 \text{ см.}$$

Принимаем $s = 15$ см. На остальной части пролета шаг

$$s_1 = 0.75h_0 = 0.75 \cdot 42 = 31.5 \text{ см;}$$

принимаем $s_1 = 30$ см. Выбираем поперечную арматуру $\varnothing 5$ В500 с $A_{sw} = 2 \cdot 0.196 = 0.392 \text{ см}^2$ (для двух ребер плиты) и $R_{sw} = 300$ МПа.

2) Проверяем необходимость учета этой арматуры при проверке прочности наклонного сечения на действие поперечной силы по выражению $Q \leq 2.5R_{bt}bh_0$ и условию. Первое условие

$$Q_{max} = 74,3 \cdot 10^3 \text{ Н} \leq 2.5 \cdot 1.05 \cdot 20 \cdot 42 \cdot (100) = 220,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

условие выполняется.

Для проверки второго условия

$$Q \leq Q_{bt} = \frac{1.5\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{c}$$

предварительно вычислим φ_n и c . Согласно (2.13), при $A_1 = 20 \cdot 45 = 900 \text{ см}^2$ и $P/R_b A_1 = 471,2 \cdot (10)/14,5 \cdot 900 = 0,36$ вычислим $\varphi_n = 1 + 1.5 \cdot 0,36 - 1.16 \cdot (0,36)^2 = 1,39$.

Значение c зависит от величины

$$\frac{\varphi_n R_{bt} b}{6} = \frac{1,39 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot (100)}{6} = 486,5 \text{ Н/см}$$

Так как $486,5 \text{ Н/см} > q_1 = g + v/2 = 7,688 + 0,7/2 = 8,038 \text{ кН/м} = 80,38 \text{ Н/см}$, то есть выполняется условие (2.31), то значение $c = 3h_0 = 3 \cdot 42 = 126$ см. При этом второе условие

$$\begin{aligned} Q &= Q_{max} - q_1 \cdot c = 74,3 \cdot 10^3 - 80,38 \cdot 90 = 67,07 \cdot 10^3 \leq Q_{b1} \\ &= \frac{1.5 \cdot 1.39 \cdot 1.05 \cdot 20 \cdot 42^2 \cdot (100)}{126} = 61,3 \cdot 10^3 \text{ Н} \end{aligned}$$

не соблюдается, то есть $Q > Q_{b1}$ и, следовательно, установка хомутов необходима по расчету.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		49

3) В соответствии с п. 2.2.4 проверяем выполнение условий.

Вычисляем:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{300 \cdot 0.392}{15} \cdot (100) = 784 \text{ Н/см}$$

Условие:

$$q_{sw} = 784 \frac{\text{Н}}{\text{см}} \geq q_{sw,min} = 0.25\varphi_n R_{bt} b = 0.25 \cdot 1.39 \cdot 1.05 \cdot 20 \cdot (100) \\ = 730 \frac{\text{Н}}{\text{см}}$$

удовлетворяется.

Требование:

$$s = 20 \text{ см} \leq s_{max} = \frac{1.39 \cdot 1.05 \cdot 20 \cdot 42^2 \cdot (100)}{74,3 \cdot 10^3} = 69,3 \text{ см}$$

также соблюдается.

4) Вычисляем Q_b . Предварительно проверим условия

$$\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} = \frac{784}{1,39 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot (100)} = 0,27 < 2$$

При этом

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{1.5 \cdot 1.39 \cdot 1.05 \cdot 20 \cdot 42^2 \cdot (100)}{80,38}} = 309,9 \text{ см} > \frac{2h_0}{1 - 0.5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} \\ = \frac{2 \cdot 42}{1 - 0.5 \frac{784}{1,39 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot (100)}} = 97 \text{ см}$$

В соответствии с требованиями, приведенными в формулах

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = 309,9 \text{ см}$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		50

Согласно п. 2.2.4, длина c не должна превышать $3h_0$. В данном случае $c = 309,9 \text{ см} > 3 \cdot 42 = 126 \text{ см}$, поэтому в дальнейших расчетах принимаем $c = 126 \text{ см}$. Тогда поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{1.5 \cdot 1.39 \cdot 1.05 \cdot 20 \cdot 42^2 \cdot (100)}{126} = 61,3 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

что не меньше минимального значения $Q_{b,\min}$, равного $0.5 \cdot 1.39 \cdot 1.05 \cdot 20 \cdot 42 \cdot (100) = 60,3 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

5) Находим длину проекции наклонного сечения, на которой учитывается работа хомутов

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{0.75q_{sw}}} = \sqrt{\frac{1.5 \cdot 1.39 \cdot 1.05 \cdot 20 \cdot 42^2 \cdot (100)}{0.75 \cdot 784}} = 76.49 \text{ см}$$

Так как $c_0 = 76,49 \text{ см} < 2h_0 = 84 \text{ см}$, то принимаем $c_0 = 80 \text{ см}$. Тогда поперечная сила, воспринимаемая хомутами $Q_{sw} = 0.75 \cdot 784 \cdot 80 = 47,04 \cdot 10^3$.

6) Проверяем условие прочности:

$$Q = Q_{max} - q_1 \cdot c = 74,3 \cdot 10^3 - 80,38 \cdot 126 = 64,2 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

$$Q_b + Q_{sw} = 61,3 \cdot 10^3 + 47,04 \cdot 10^3 = 108,34 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

При этом $Q_b + Q_{sw} = 108,34 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q = 67,07 \cdot 10^3 \text{ Н}$, то есть прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

7) Проверяем прочность наклонной бетонной полосы от действия главных сжимающих напряжений.

Вычисляем

$$0.3R_b b h_0 = 0.3 \cdot 14.5 \cdot 20 \cdot 42 \cdot (100) = 365,4 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Условие прочности

$$Q_{max} = 74,3 \cdot 10^3 \text{ Н} < 365,4 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

выполняется, то есть прочность бетона наклонной полосы на сжатие обеспечена.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		51

2.3 Расчёт ребристой плиты по предельным состояниям

2.3.1 Определение геометрических характеристик приведённого сечения

Приведённое сечение включает в себя сечение бетона, а также сечение продольной арматуры, приведенное по площади к эквивалентному сечению бетона с помощью отношения α модулей упругости арматуры и бетона. Отношение модулей упругости:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{3 \cdot 10^4} = 6,6$$

Площадь приведённого сечения (рис. 1.8):

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} = 145 \cdot 3 + 42 \cdot 20 + 6,6 \cdot 6,28 = 1317 \text{ см}^2$$

Статический момент приведённого сечения относительно нижней грани сечения:

$$S_{red} = \sum A_i \cdot y_i = 145 \cdot 3 \cdot 43,5 + 42 \cdot 20 \cdot 21 + 6,6 \cdot 6,28 \cdot 3 = 36687 \text{ см}^3$$

где A_i – площадь i -й части сечения;

y_i – расстояние от центра тяжести i -й части сечения до нижней грани.

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведённого сечения:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{36687}{1317} = 27,85 \text{ см}$$

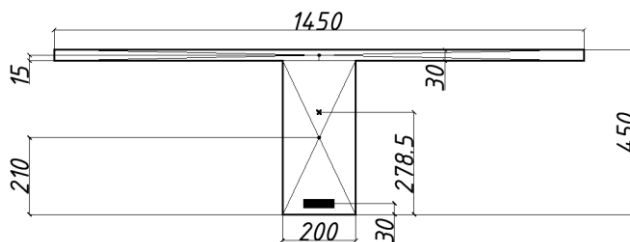


Рис. 2.8 – К определению геометрических характеристик приведённого сечения

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведённого сечения:

$$I_{red} = \sum (I_i + A_i(y_0 - y_i)^2)$$

$$= \frac{145 \cdot 3^3}{12} + 145 \cdot 3 \cdot (42 - 27.85)^2 + \frac{20 \cdot 42^3}{12} + 20 \cdot 42 \cdot (27.85 - 21)^2 + 6,6 \cdot 6,28 \cdot (27.85 - 3)^2 = 275913 \text{ см}^4$$

где I_i – момент инерции i -й части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести этой части сечения.

Момент сопротивления приведённого сечения для крайнего растянутого волокна:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{275913}{27,85} = 9907 \text{ см}^3$$

Момент сопротивления приведённого сечения для растянутого от усилия обжатия $P_{(1)}$ верхнего волокна:

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{275913}{45 - 27.85} = 16088 \text{ см}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до ядровой точки, наиболее удалённой от нижней грани, растянутой при действии внешней нагрузки:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{9907}{1317} = 7,5 \text{ см}$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до ядровой точки, наиболее удалённой от верхней грани, растянутой усилием $P_{(1)}$:

$$r_{inf} = \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = \frac{16088}{1317} = 12,2 \text{ см}$$

2.3.2 Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Начальные предварительные напряжения в арматуре σ_{sp} не остаются постоянными, с течением времени они изменяются. При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения – до

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		53

передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия на бетон (вторые потери).

Первые потери

Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения равны:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0.03\sigma_{sp} = 0.03 \cdot 800 = 24 \text{ МПа}$$

Если в качестве напрягаемой арматуры применяется высокопрочная арматурная проволока или канаты, то $\Delta\sigma_{sp1} = 0.05\sigma_{sp}$.

Форма с упорами при пропаривании нагревается вместе с изделием, поэтому температурный перепад между ними равен нулю и, следовательно, $\Delta\sigma_{sp2} = 0$. Потери от деформации стальной формы $\Delta\sigma_{sp3}$ и анкеров $\Delta\sigma_{sp4}$ при электротермическом натяжении арматуры равны нулю. Таким образом, сумма первых потерь равна $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} = 24 \text{ МПа}$, а усилие обжатия с учетом первых потерь равно

$$P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 6,28 \cdot (800 - 24) \cdot (100) = 487328 \text{ Н}$$

и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведённого сечения $e_{op} = y_0 - a = 27.85 - 3 = 24.85 \text{ см}$.

Передающую прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50 % принятого класса бетона. Принимаем $R_{bp} = 20 \text{ МПа}$, что больше $0.5B25 = 12,5 \text{ МПа}$.

Согласно требованию норм проектирования, сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия должны удовлетворять условию $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0.9$. Напряжение σ_{bp} следует вычислять на уровне крайнего сжатого волокна бетона с учетом первых потерь предварительного напряжения и без учета разгружающего влияния собственного веса панели, то есть

$$\begin{aligned}\sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{op}y_0}{I_{red}} = \left(\frac{487328}{1317} + \frac{487328 \cdot 24.85 \cdot 27.85}{275913} \right) \frac{1}{100} \\ &= 15,92 \text{ МПа}\end{aligned}$$

при этом условие $\sigma_{bp}/R_{bp} = 15,92/20 = 0,79 \leq 0.9$ выполняется.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		54

Вторые потери

Потери от усадки бетона равны $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_S = 0.0002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 40$ МПа. Здесь $\varepsilon_{b,sh}$ – деформация усадки бетона, принимаемая равной: 0.0002 – для бетона классов В35 и ниже.

Потери напряжений в напрягаемой арматуре от ползучести бетона определяются по формуле

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0.8 \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha \mu_{sp} \left(1 \pm \frac{e_{op} \cdot e_{op} \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) (1 + 0.8 \varphi_{b,cr})}$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаем $\varphi_{b,cr} = 2,5$;

μ_{sp} – коэффициент армирования, равный A_{sp}/A , то есть

$$\mu_{sp} = \frac{6,28}{1317 - 6,6 \cdot 6,28} = 4,9 \cdot 10^{-3}$$

σ_{bp} – напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, определяемое как для упругих материалов по приведенному

сечению согласно формуле

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} e_{op} \cdot e_{op}}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot e_{op}}{I_{red}} \\ &= \left(\frac{487328}{1317} + \frac{487328 \cdot 24.85 \cdot 24.85}{275913} - \frac{6532400 \cdot 24.85}{275913} \right) \cdot \frac{1}{100} \\ &= 8,72 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Здесь $M = 1 \cdot 2500 \cdot 1,5 \cdot 11,805^2/8 = 65,3$ кН·м – изгибающий момент от собственного веса плиты. Тогда

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 6,6 \cdot 8,72}{1 + 6,6 \cdot 4,9 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1 + \frac{24.85 \cdot 24.85 \cdot 1317}{275913}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,5)} \\ &= 83,23 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Вторые потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 83,23 = 123,23 \text{ МПа}$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		55

Суммарная величина потерь предварительного напряжения

$$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 24 + 123,23 = 147,23 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

то есть больше установленного минимального значения потерь.

Напряжение σ_{sp2} с учетом всех потерь равно

$$\sigma_{sp2} = 800 - 147,23 = 652,77 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учётом всех потерь напряжения арматуры определяем по формуле

$$P = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} = 652,77 \cdot 6,28 \cdot (100) = 409940 \text{ Н} = 409,94 \text{ кН}$$

2.3.3 Расчёт по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Проверяем образование трещин в нижней зоне панели, растянутой в стадии эксплуатации. Изгибающий момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин:

$$\begin{aligned} M_{crc} &= \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{op} + r) \\ &= 1.3 \cdot 9907 \cdot 1.55 \cdot 100 + 409940(24.85 + 7,5) = 152,5 \text{ кНм} \end{aligned}$$

где γ – коэффициент, учитывающий развитие неупругих деформаций в бетоне растянутой зоны перед образованием трещин, и принимаем $\gamma = 1.3$.

Поскольку момент от нормативной полной нагрузки $M_n = 189,7 > M_{crc} = 152,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то расчёт необходим лишь по непродолжительному раскрытию трещин от действия нормативной полной нагрузки.

Проверяем образование трещин в верхней зоне панели, растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления. Расчётные характеристики при классе бетона, численно равном передаточной прочности $R_{bp} = 20 \text{ МПа}$: $R_{bt,ser}^{(p)} = 15,0 \text{ МПа}$ и $R_{bt,ser}^{(p)} = 1.35 \text{ МПа}$.

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин:

$$M_{crc} = \gamma W_{red}^{sup} \cdot R_{bt,ser}^{(p)} = 1.3 \cdot 16088 \cdot 1.35 \cdot 100 = 2823444 \text{ Нсм}.$$

Изгибающий момент внешних сил (усилия обжатия) с учётом нагрузки от собственного веса плиты:

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		56

$$M = P_{(1)}(e_{op} - r_{inf}) - M_g =$$

$$= 487328(24.85 - 12.2) - 6532400 = 367700 \text{ Нсм.}$$

Так как $M = 3,67 \text{ кНм} < M_{cr} = 28,2 \text{ кНм}$, то трещины в верхней зоне (в средней части плиты) от усилия предварительного обжатия не образуются.

2.3.4 Расчёт по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

Наличие трещин в растянутом бетоне является необходимым условием для определения ширины их раскрытия, так как превышение предельных значений ширины раскрытия приводит к снижению долговечности конструкций вследствие коррозии арматуры. Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult} ,$$

где a_{crc} – расчетная ширина раскрытия трещин от внешней нагрузки;

$a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Расчет железобетонных конструкций выполняют по продолжительному раскрытию трещин (от действия постоянных и временных длительных нагрузок) и непродолжительному раскрытию трещин (от совместного действия постоянных и временных длительных и кратковременных нагрузок). Согласно Своду правил СП 63.13330.2012 предельно допустимые значения $a_{crc,ult}$ принимаются

- для арматуры классов А240...А600, В500:

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

- для арматуры классов А800, А1000:

0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяем по формуле:

$$a_{crc} = a_{crc1}$$

а ширину непродолжительного раскрытия трещин по выражению:

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		57

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$$

где a_{crc1} – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

a_{crc2} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных нагрузок);

a_{crc3} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Для вычисления ширины раскрытия трещин в нормах проектирования предложена следующая формула

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \Psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

где φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной;

0,8 – для гладкой арматуры;

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1,0 – для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов;

1,2 – для растянутых элементов;

σ_s – приращение напряжений в предварительно напряженной арматуре в сечении с трещиной от внешней нагрузки, определяемое по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M_s/z - P}{A_{sp}},$$

где z – плечо внутренней пары сил, равное $z = \zeta h_0$, а коэффициент ζ определяется по таблице;

P – усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь;

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		58

значение σ_s не должно превышать $R_{s, ser} - \sigma_{sp}$;

Ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами и определяемый по выражению:

$$\Psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s},$$

где $\sigma_{s,crc}$ – приращение напряжений в растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин;

σ_s – то же, при действии рассматриваемой нагрузки;

если $\sigma_{s,crc} > \sigma_s$, принимают $\Psi_s = 0,2$;

l_s – значение базового расстояния между трещинами, определяемое по формуле:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} \cdot d_s,$$

где A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона;

A_{sp} – площадь сечения растянутой арматуры;

d_s – номинальный диаметр арматуры;

кроме этого, $40d_s$ и $40 \text{ см} \geq l_s \geq 10d_s$ и 10 см .

В соответствии с вышеизложенным произведем расчет ребристой панели перекрытия по раскрытию трещин. Основные расчетные характеристики:

Бетон В25: $R_{bt,ser} = 1,55 \text{ МПа}$, $R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$, $E_b = 30,0 \cdot 10^3 \text{ МПа}$; арматура А1000: $A_{sp} = 6,28 \text{ см}^2$, 2 стержня $\varnothing 20$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь $P = 409,94 \text{ кН}$; изгибающий момент от нормативной полной нагрузки $M_n = 189,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$; изгибающий момент от нормативной постоянной нагрузки $M_{n,l} = 133,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

Момент образования трещин $M_{crc} = 28,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		59

Геометрические размеры (рис 1.2) $b'_f = 145$ см; $h'_f = 3$ см; $b = 20$ см; $h = 45$ см; $h_0 = 42$ см, $S_{red} = 36687$ см³, $A_{red} = 1317$ см².

Последовательность вычислений.

1. Определяем приращения напряжений в арматуре по формуле.

1.1. Приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок.

Вычисляем

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_{n,l}}{P \cdot h_0} = \frac{133,8}{409,94 \cdot 0,42} = 0,77;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(145 - 20)3}{20 \cdot 42} = 0,45;$$

$$\mu\alpha_{s1} = \frac{A_{sp}}{bh_0} \cdot \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{6,28}{20 \cdot 42} \cdot \frac{300}{18,5} = 0,12.$$

При $\mu\alpha_{s1} = 0,12$, $\varphi_f = 0,45$ и $\frac{e_s}{h_0} = 0,77$ определяем $\zeta = 0,784$, тогда $z = \zeta \cdot h_0 = 0,784 \cdot 42 = 32,93$ см, и приращение напряжений

$$\sigma_s = \sigma_{sl} = \frac{M_{n,l} / z - P}{A_{sp}} = \frac{133,8 / 0,3293 - 409,94}{6,28} \cdot (10) = 57,7 \text{ МПа.}$$

1.2. Аналогично определим значение приращения напряжений при действии момента образования трещин $M_{crc} = 28,2$ кН · м.

Вычисляем

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_{crc}}{P \cdot h_0} = \frac{28,2}{409,94 \cdot 0,42} = 0,74;$$

При $\mu\alpha_{s1} = 0,12$, $\varphi_f = 0,45$ и $\frac{e_s}{h_0} = 0,74$ определяем $\zeta = 0,791$, тогда $z = \zeta \cdot h_0 = 0,791 \cdot 42 = 33,22$ см, и приращение напряжений $\sigma_s = \sigma_{crc}$ составит

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} = \frac{M_{crc} / z - P}{A_{sp}} = \frac{28,2 / 0,3322 - 409,94}{6,28} \cdot (10) = 51,76 \text{ МПа.}$$

1.3. Приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок.

Вычисляем

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		60

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_n}{P \cdot h_0} = \frac{133,8}{409,94 \cdot 0,42} = 0,78.$$

Тогда при $\mu\alpha_{s1} = 0,12$, $\varphi_f = 0,45$ и $\frac{e_s}{h_0} = 0,78$ определяем $\zeta = 0,788$ и $z = \zeta \cdot h_0 = 0,788 \cdot 42 = 33,01$ см. Приращение напряжения от действия постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок составит

$$\sigma_s = \sigma_{s,tot} = \frac{M_n / z - P}{A_{sp}} = \frac{133,8/0,3301 - 409,94}{6,28} \cdot (10) = 73,4 \text{ МПа.}$$

Для всех напряжений σ_s условие $R_{s,ser} - \sigma_{sp} = 1000 - 652,77 = 347,23$ МПа выполняется.

2. Определяем базовое расстояние между трещинами l_s согласно формуле. Вычисляем высоту растянутой зоны бетона

$$y_1 = ky_0.$$

Здесь k – коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона и принимаемый равным:

для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне – 0,9;

для двутавровых сечений и тавровых с полкой в растянутой зоне – 0,95;

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P/R_{bt,ser}} = \frac{36687}{1317 + (409,94/1,55) \cdot 10} = 9,3 \text{ см.}$$

Тогда высота растянутой зоны бетона с учетом неупругих деформаций

$$y_1 = 0,9 \cdot 9,3 = 8,37 \text{ см.}$$

Нормы проектирования рекомендуют принимать значение y_1 не более $h/2$ и не менее $2a$. В нашем случае $y_1 = 8,37 \text{ см} > 2a = 2 \cdot 3 = 6 \text{ см}$ и не превышает $h/2 = 45/2 = 22,5 \text{ см}$, поэтому при вычислении площади сечения растянутого бетона оставляем $y_1 = 8,37 \text{ см}$. Тогда $A_{bt} = b \cdot y_1 = 20 \cdot 8,37 = 167,4 \text{ см}^2$.

Базовое расстояние между трещинами

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp}} \cdot d_s = 0,5 \frac{167,4}{6,28} \cdot 2 = 26,65 \text{ см.}$$

Так как вычисленное значение $40d_s = 80 \text{ см}$ и $40 \text{ см} \geq l_s = 26,65 \geq 10d_s = 20 \text{ см}$, принимаем $l_s = 26,65 \text{ см}$.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		61

3. Определяем коэффициент ψ_s , при действии постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок

$$\Psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_{s,tot}} = 1 - 0,8 \frac{51,76}{73,4} = 0,44.$$

4. Определяем ширину раскрытия трещин:

ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных нагрузок (длительных и кратковременных)

$$a_{crc2} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \Psi_s \frac{\sigma_{s,tot}}{E_s} l_s = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,44 \frac{73,4}{200000} 26,65 \cdot 10 = 0,022 \text{ мм}$$

Таким образом, ширина непродолжительного раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0 + 0,022 - 0 = 0,022 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,4 \text{ мм}.$$

Следовательно, требования норм проектирования выполнены.

2.3.5 Расчёт по образованию наклонных трещин

Максимальные нормальные напряжения в каждой точке железобетонного элемента являются главными напряжениями и их значения определяются выражениями

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (2.39)$$

$$\sigma_{mc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (2.40)$$

где σ_{mt} и σ_{mc} – главные растягивающие и главные сжимающие напряжения;

σ_x – нормальные напряжения в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия;

σ_y – нормальные напряжения в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и

распределённой нагрузки;

τ_{xy} – касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		62

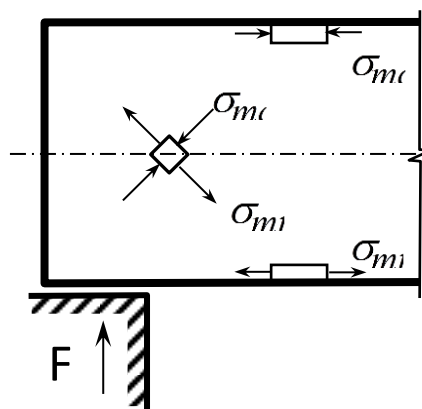


Рис. 2.9 – Схема действия главных напряжений в бетоне

Направления напряжений σ_{mt} и σ_{mc} зависят от местоположения точки, для которой они вычисляются. Так, на краевых волокнах панели, где касательные напряжения равны нулю, одно из главных напряжений будет направлено вдоль продольной оси элемента (рис. 2.9); в средней части высоты сечения, где касательные напряжения имеют наибольшее значение, главные напряжения будут действовать по площадкам, наклонным к продольной оси элемента. При этом главные растягивающие напряжения могут привести к образованию наклонных трещин.

Трещиностойкость наклонного сечения считается обеспеченной, если главные растягивающие напряжения не превышают нормативного значения предела прочности бетона на растяжение.

2.3.6 Расчёт прогиба панели

Так как прогиб панели ограничивается эстетическими требованиями (впечатлением людей о пригодности конструкции), то расчёт выполняется только на действие постоянных и длительных нагрузок с коэффициентом надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1$. Предельно допустимый прогиб составляет 3 см.

Прогиб панели определяется по кривизне по формуле

$$f = s \cdot l_0^2 \left(\frac{1}{r} \right),$$

где s – коэффициент, зависящий от расчётной схемы и вида нагрузки,

$\frac{1}{r}$ – кривизна оси панели при изгибе.

Если в сечении, нормальном к продольной оси панели, при действии постоянной и длительной нагрузки трещины не образуются, то расчет по деформации производится как для элементов без трещин. В этом случае кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M}{E_{b1} I_{red}},$$

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{133,8 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 275913} = 1,9 \cdot 10^{-5}$$

где M- изгибающий момент от внешней нагрузки;

I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади бетона и площади сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону равным $\alpha = E_s/E_{b1}$;

E_{b1} -модуль деформаций сжатого бетона, принимаемый равным:

при непродолжительном действии нагрузки $E_{b1} = 0,85E_b$.

Прогиб плиты определяем по формуле

$$f = \left(\frac{1}{r}\right) sl_0^2 = 1,9 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 11,805^2 = 0,275 \text{ см} < f_{ult} = 3 \text{ см}.$$

Условие выполняется, следовательно, жесткость панели перекрытия достаточна

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		64

3 Основания и фундаменты

3.1 Характеристика географического положения площадки строительства, ее климатических и сейсмических условия

Город : Хабаровск.

Географические координаты :

Широта: 48°28'57" с.ш. Долгота: 135°05'01" в.д.

Расположен в центре пересечения международных железнодорожных и воздушных транспортных путей на правом берегу Амурской протоки и реки Амур на Среднеамурской низменности, вблизи границы с Китаем (теплоходом от речного вокзала до ближайшего китайского населённого пункта Фуюань около 65 км).

Климат в Хабаровске — резко континентальный средняя температура летом не превышает +24 °С в южной части края и °С о С на севере, зимой -23 °С на юге и -40 °С, на побережье: -18 °С и -24 °С соответственно. Годовое выпадение осадков составляет 400 - 600 мм на севере и 600 - 800 на юге, в горах этот показатель порой достигает 1000 мм.

3.2 Описание инженерно-геологического строения и литологического состава толщи грунтов основания площадки, наличия и горизонтов подземных вод, колебаний их уровней

Строительная площадка расположена между 5 скважин глубиной 13 м. Расстояние между скважинами 22.0-35.0 м. Строительная площадка сложена следующими грунтами:

0 – почвенный слой;

I – песок пылеватый мощностью слоя 2.6 м;

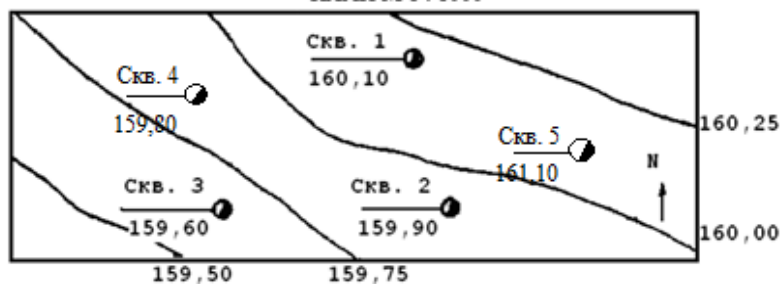
II – тугопластичный суглинок мощностью слоя 2.8 м;

III – песок пылеватый мощностью слоя 2.2 м;

IV – тугопластичный суглинок мощностью слоя 3.2 м;

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		65

Строительная площадка № 2
ПЛАН М 1 : 1000



Результаты определения физических характеристик грунта

Номер образца	Номер скважины	Образец взят с глубины от поверхности, м	Гранулометрический состав грунта, %							Влажность границы текучести, ω , д. ед.	Влажность границы раскатывания, ω р. д. ед.	Естественная влажность, ω , д. ед.	Удельный вес грунта, γ , кН/м ³	Удельный вес частиц грунта, γ_s , кН/м ³	Коэффициент фильтрации, к, см/с	
			>2,0 мм	2,0 - 1,0 мм	1,0 - 0,5 мм	0,5 - 0,25 мм	0,25 - 0,1 мм	0,1 - 0,05 мм	0,05 - 0,01 мм							<0,01 мм
1	1	2,0	0	1,0	3,0	20,0	46,0	20,0	7,0	3,0	0	0	0,15	19,0	26,6	2*10 ⁻⁴
2	1	4,50	3,0	2,0	3,0	8,0	18,0	16,0	12,0	38,0	0,33	0,19	0,24	18,2	26,9	3*10 ⁻⁷
3	2	6,00	4,0	1,5	1,5	8,0	18,0	13,0	14,0	40,0	0,35	0,20	0,26	18,4	26,9	4*10 ⁻⁷
4	2	7,80	2,0	10,0	12,0	32,0	15,0	10,0	10,0	9,0	0	0	0,25	20,0	26,5	5*10 ⁻²
5	3	9,50	0	2,0	4,0	10,0	15,0	14,0	15,0	40,0	0,39	0,23	0,28	19,5	26,9	4*10 ⁻⁷

Рисунок 3.1 - Физические характеристики грунта

Скважина № 1 Абсолютная отметка 160,10					Скважина № 2 Абсолютная отметка 159,90					Скважина № 3 Абсолютная отметка 159,60				
Геологический возраст	Абсолютная отметка подошвы слоя	Глубина подошвы слоя, м	Мощность слоя, м	Литологическое описание грунта	Геологический возраст	Абсолютная отметка подошвы слоя	Глубина подошвы слоя, м	Мощность слоя, м	Литологическое описание грунта	Геологический возраст	Абсолютная отметка подошвы слоя	Глубина подошвы слоя, м	Мощность слоя, м	Литологическое описание грунта
Q_{II}	159,7	0,4	0,4	Строительный мусор	Q_{II}	159,5	0,4	0,4	Строительный мусор	Q_{II}	159,3	0,3	0,3	Строительный мусор
Q_{II}	158,9	1,2	0,8	Почвенно-растительный слой	Q_{II}	158,6	1,3	0,9	Почвенно-растительный слой	Q_{II}	158,5	1,1	0,8	Почвенно-растительный слой
αQ_{III}	156,3	3,8	2,6	Песок	αQ_{III}	155,9	4,0	2,7	Песок	αQ_{III}	156,0	3,6	2,5	Песок
αQ_{III}	153,4	6,7	2,9	Суглинок	αQ_{III}	153,1	6,8	2,8	Суглинок	αQ_{III}	153,1	6,5	2,9	Суглинок
αQ_{III}	152,1	8,0	2,0	Песок серый	αQ_{III}	152,7	7,2	2,2	Песок серый	αQ_{III}	152,6	7,0	2,1	Песок серый
	151,4	8,7		ГТВ		150,9	9,0		ГТВ		151,0	8,6		ГТВ
αQ_{III}	148,1	12,0	3,3	Суглинок бурый	αQ_{III}	147,6	12,3	3,3	Суглинок бурый	αQ_{III}	147,6	12,0	3,4	Суглинок бурый
fQ_{II}	145,1	15,0	3,0	Песок бурый	fQ_{II}	144,9	15,0	2,7	Песок бурый	fQ_{II}	144,6	15,0	3,0	Песок бурый

Рисунок 3.2 - Исходные данные

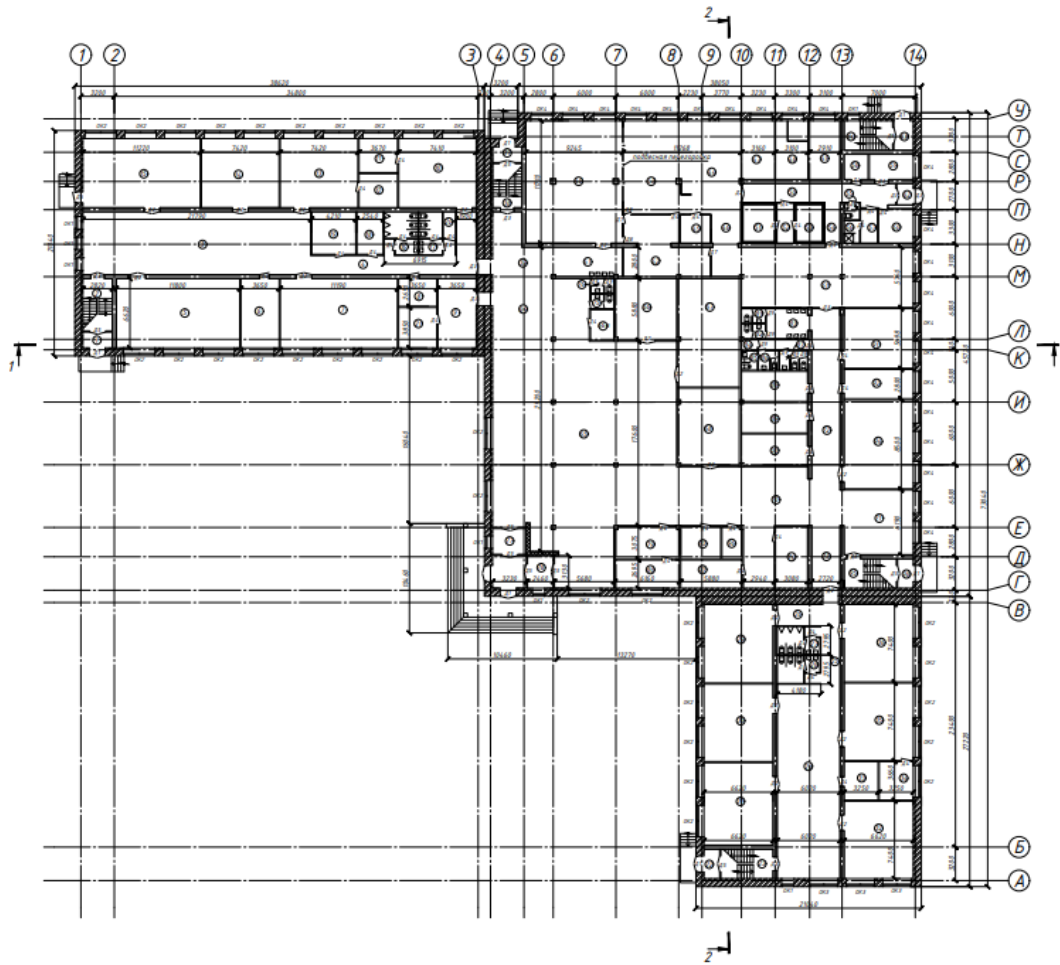


Рисунок 3.3 – План здания

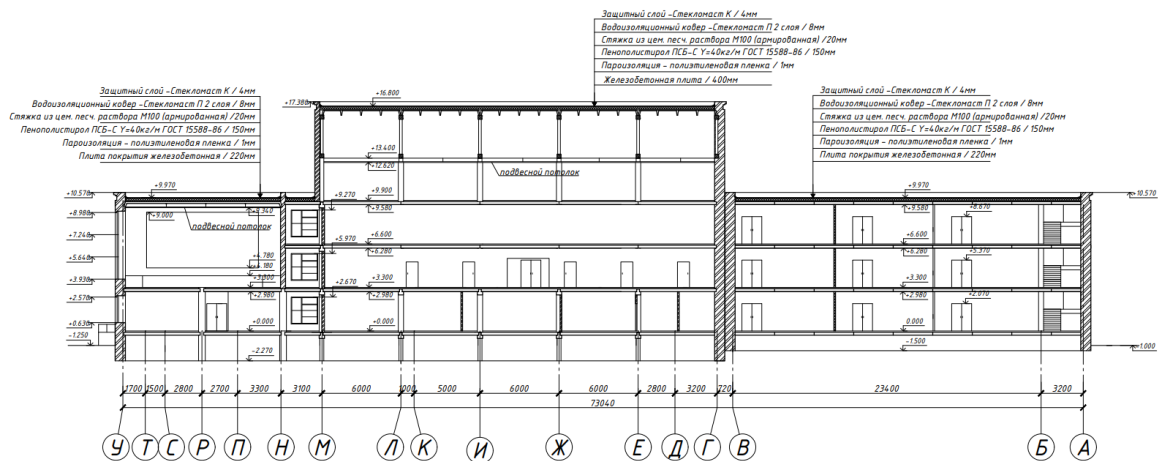


Рисунок 3.4 – Разрез здания

На основании информации об условиях напластования грунтов постро-
ен инженерно-геологический разрез (рисунок 3.5).

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		67

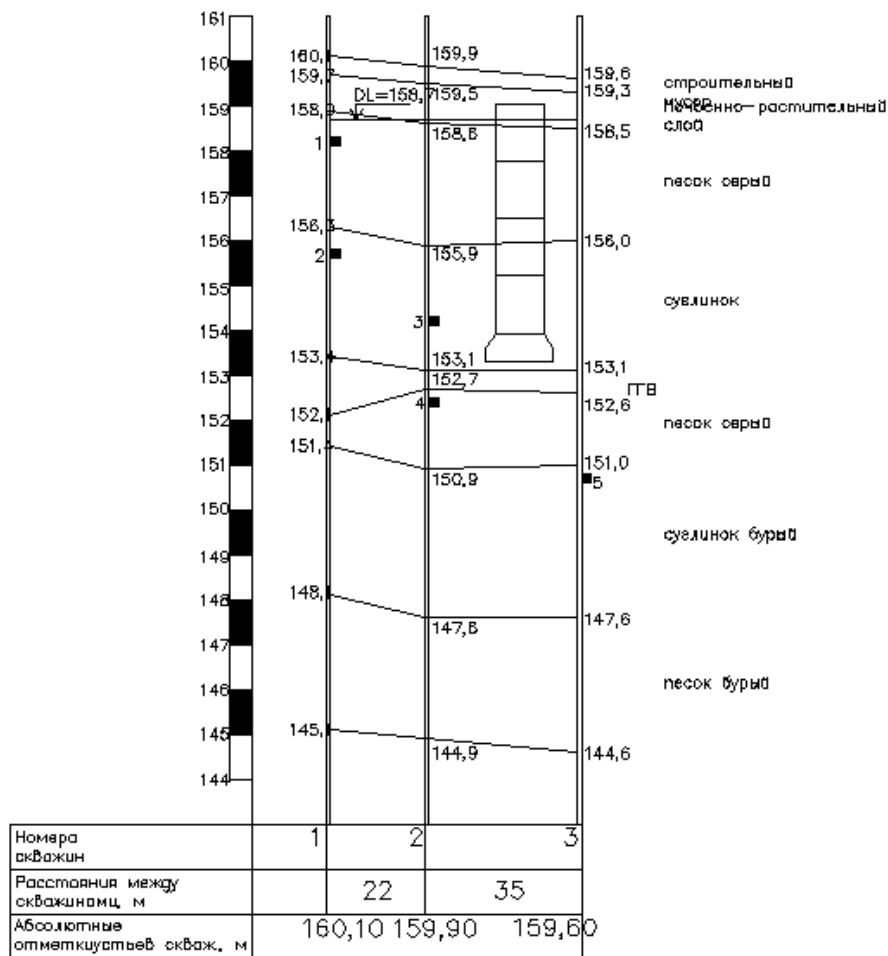


Рисунок 3.1 - Инженерно-геологический разрез

Масштаб вертикальный – 1:100

Масштаб горизонтальный -1:1000

Условные обозначения:

■ - места отбора проб

3.3 Анализ каждого из пластов грунта

Образец № 1 отобран из скважины 1, глубина 2 м.

1. Число пластичности

$$J_p = w_L - w_p$$

$$J_p = 0 - 0 = 0 < 0.01 \text{ – грунт-песок.}$$

2. Гранулометрический состав

Журнал ситового анализа приведен в таблице 3.1

Таблица 3.1 – Журнал ситового анализа

Диаметр сит (характерный размер), мм	Содержание фракции $A = \frac{m_{\phi}}{m_n} \times 100$, % по массе	Суммарное содержание частиц крупнее характерного размера, % по массе	Суммарное содержание частиц меньше данного размера, % по массе
2,00	0	0	100
1,0	1	0	99
0,5	3	4	97
0,25	20	24	77
0,1	46	70	31
0,05	20	90	11
0,01	7	97	3
поддон	3	100	0

Вывод: грунт является пылеватым песком

Для определения коэффициента однородности грунта строим кривую однородности грунта (рисунок 3.6).

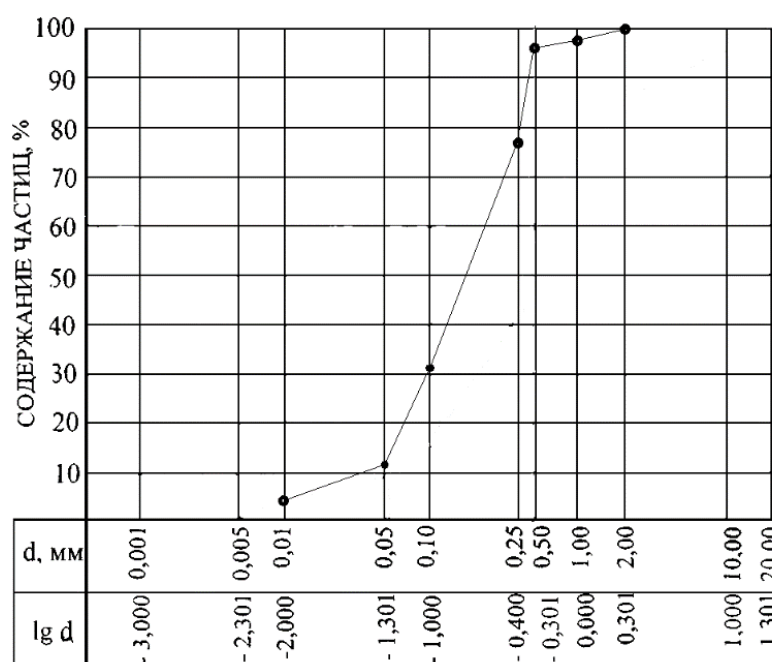


Рисунок 3.2- Кривая однородности грунта

$$C_u = \frac{D_{60}}{d_{10}}$$

$$C_u = \frac{0,18}{0,05} = 3,6 > 3$$

Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.
------	-------	-------------	-------	-------

СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000

Лист

69

Вывод: грунт является неоднородным.

1. Коэффициент пористости

$$e = \frac{\gamma_s(1 + \omega)}{\gamma} - 1$$

$$e = \frac{26.6(1 + 0,15)}{19} - 1 = 0,61$$

Вывод: у песка средняя плотность сложения.

2. Коэффициент водонасыщения

$$S_r = \frac{\gamma_s \cdot w}{e \cdot \gamma_{ш}}$$

$$S_r = \frac{26.6 \cdot 0.15}{0,61 \cdot 10} = 0,65$$

Вывод: средняя степень водонасыщения.

Вывод: грунт – неоднородный пылеватый песок со средней плотностью сложения и средней степенью водонасыщения.

Образец № 2 отобран из скважины 1, глубина 4.5 м.

1. Число пластичности

$$J_p = w_L - w_p$$

$$J_p = 0.33 - 0.19 = 0.14 > 0.01 - \text{грунт-суглинок, тяжелый пылеватый}$$

2. Гранулометрический состав

Без крупных включений т.к частиц более 2мм 3%.

3. Показатель текучести

$$I_l = \frac{w - w_p}{w_l - w_p}$$

$$I_l = \frac{0,24 - 0,19}{0,33 - 0,19} = 0,36$$

Вывод: Тугопластичный грунт.

4. Коэффициент пористости

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		70

$$e = \frac{\gamma_s(1 + \omega)}{\gamma} - 1$$

$$e = \frac{26.6(1 + 0,24)}{18.2} - 1 = 0,83$$

Вывод: грунт – суглинок, Тяжелый пылеватый, тугопластичный без крупных включений.

Образец № 3 отобран из скважины 2, глубина 6 м.

1. Число пластичности

$$J_p = w_L - w_p$$

$$J_p = 0.35 - 0.20 = 0.15 > 0.01 - \text{грунт-суглинок, тяжелый пылеватый}$$

2. Гранулометрический состав

Без крупных включений т.к частиц более 2мм 4%.

3. Показатель текучести

$$I_l = \frac{w - w_p}{w_l - w_p}$$

$$I_l = \frac{0,26 - 0,20}{0,35 - 0,20} = 0,4$$

Вывод: тугопластичный грунт.

4. Коэффициент пористости

$$e = \frac{\gamma_s(1 + \omega)}{\gamma} - 1$$

$$e = \frac{26.9(1 + 0,26)}{18.4} - 1 = 0,84$$

Вывод: грунт – суглинок, Тяжелый пылеватый, тугопластичный без крупных включений.

Образец № 4 отобран из со скважины 2, глубина 7.8м.

1. Число пластичности

$$J_p = w_L - w_p$$

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		71

$$J_p = 0 - 0 = 0 < 0.01 \text{ – грунт-песок}$$

2. Гранулометрический состав

Журнал ситового анализа приведен в таблице 3.2

Таблица 3.2 – Журнал ситового анализа

Диаметр сит (характерный размер), мм	Содержание фракции $A = \frac{m_{\phi}}{m_n} \times 100$, % по массе	Суммарное содержание частиц крупнее характерного размера, % по массе	Суммарное содержание частиц меньше данного размера, % по массе
2,00	2	2	98
1,0	10	12	88
0,5	12	24	76
0,25	32	56	44
0,1	15	71	29
0,05	10	81	19
0,01	10	91	9
поддон	9	100	0

Вывод: грунт является пылеватым песком

Для определения коэффициента однородности грунта строим кривую однородности грунта (рисунок 3.7).

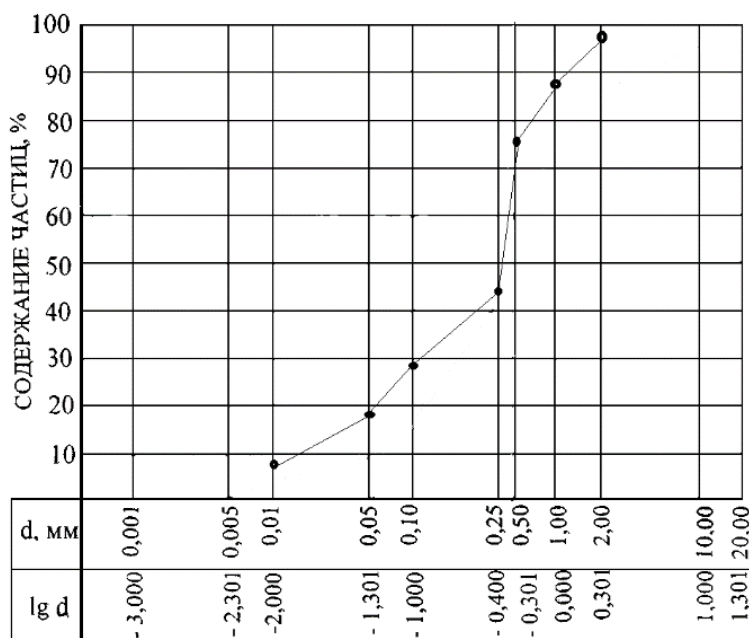


Рисунок 3.3- Кривая однородности грунта

$$C_u = \frac{D_{60}}{d_{10}}$$

$$Cu = \frac{0,39}{0,15} = 2.6 < 3$$

Вывод: грунт является однородным.

3. Коэффициент пористости

$$e = \frac{\gamma_s(1 + \omega)}{\gamma} - 1$$

$$e = \frac{26.5(1 + 0,25)}{20} - 1 = 0,66$$

Вывод: у песка средняя плотность.

4. Коэффициент водонасыщения

$$S_r = \frac{\gamma_s * w}{e * \gamma_w}$$

$$S_r = \frac{26.5 * 0.25}{0,66 * 10} = 1$$

Вывод: насыщен водой

Вывод: грунт – однородный пылеватый песок со средней плотностью и насыщен водой.

Образец № 5 отобран из скважины 3, глубина 9.5 м.

1.1 Число пластичности

$$J_p = w_L - w_p$$

$$J_p = 0.39 - 0.23 = 0.16 > 0.01 - \text{грунт-суглинок}$$

2.1 Гранулометрический состав

Тяжелый пылеватый

Без крупных включений т.к частиц более 2мм 0%.

3.1 Показатель текучести

$$I_l = \frac{w - w_p}{w_l - w_p}$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		73

$$I_l = \frac{0,28 - 0,23}{0,39 - 0,23} = 0,31$$

Вывод: Тугопластичный грунт.

4.1 Коэффициент пористости

$$e = \frac{\gamma_s(1 + \omega)}{\gamma} - 1$$

$$e = \frac{26.9(1 + 0,28)}{19.5} - 1 = 0,77$$

Вывод: грунт – тугопластичный суглинок без крупных включений.

Физико-механические характеристики грунтов приведены в таблице

3.3.

Таблица 3.3- Характеристики физико-механических свойств грунтов

Наименование грунта	Заданные характеристики							
	Мощность слоя, м	Плотность грунта ρ , т/м ³	Плотность частиц грунта, ρ_s , т/м ³	Природная влаж- ность, ω , д.е	Влажность на преде- ле раскатывания, $\omega_{L,д.е}$	Влажность на преде- ле текучести, $\omega_{рД.е}$	Коэффициент филь- трации, K_f , м/сут	Коэффициент пори- стости, e
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Песок пылеватый	2.5- 2.7	1.9	2.66	0.15	0	0	$2 \cdot 10^{-4}$	0.61
Суглинок тугопластичный	2.8- 2.9	1.82	2.69	0.24	0.33	0.19	$3 \cdot 10^{-7}$	0.83
Суглинок тугопластичный	2.8- 2.9	1.84	2.69	0.26	0.35	0.20	$4 \cdot 10^{-4}$	0.84
Песок пылеватый	2- 2.22	2.00	2.65	0.25	0	0	$5 \cdot 10^{-2}$	0.66
Суглинок тугопластичный	3.3- 3.4	1.95	2.69	0.28	0.39	0.39	$4 \cdot 10^{-7}$	0.77

Продолжение таблицы 3.3

Вычисленные характеристики				
Плотность скелета грунта, γ_d , т/м ³	Число пластичности I_p , %	Показатель текучести I_L , д.е	Коэффициент водонасыщения S_r , д.е	Модуль деформации E , кПа
10	11	12	13	14
1.65	0	0	0.65	22
1.47	0.14	0.36	0.78	11.6
1.46	0.15	0.4	0.83	11.3
1.56	0	0	1	17.3
1.52	0.16	0.31	0.98	11.2

Продолжение таблицы 3.3

Вычисленные характеристики					
Для расчета основания					
По несущей способности			По деформациями		
Удельный вес, γ_I , кН/м ³	Угол внутреннего трения, φ_I , град	Удельный сцепление, c_I , кПа	Удельный вес, γ_{II} , кН/м ³	Угол внутреннего трения, φ_{II} , град	Удельный сцепление, c_{II} , кПа
15	16	17	18	19	20
19.00	28.7	3.2	19	31.6	4.8
18.2	16.87	15.3	18.2	19.4	23
18.4	16.7	12.3	18.4	19.2	18.5
20.00	26.9	2.53	20.0	29.6	3.8
19.5	17.9	14.6	19.5	20.6	22

По деформации все слои грунта можно классифицировать как среднедеформируемые.

Вывод о возможном использовании грунтов в качестве естественного основания

1 слой: грунт неоднородный пылеватый песок со средней плотностью сложения и средней степенью водонасыщения – может служить естественным основанием.

2 слой: грунт – суглинок, Тяжелый пылеватый, тугопластичный без крупных включений. – может служить естественным основанием.

3 слой: грунт однородный пылеватый песок со средней плотностью сложения и средней степенью водонасыщения – может служить естественным основанием.

4 слой: грунт – суглинок, Тяжелый пылеватый, тугопластичный без крупных включений. – может служить естественным основанием.

3.4 Определение пучинистости грунтов основания

Глубина до грунтовых вод, м:

$$d_w = DL - ГГВ$$

$$d_w = 158,7 - 151.15 = 7.55$$

3.5 Глубина заложения фундамента

г. Хабаровск

Геологические условия – Суглинки

СП 22.13330.2016 – Основания зданий и сооружений

1) Определяем нормативную глубину сезонного промерзания

$d_0 = 0.23$ – величина, принимаемая для суглинков.

$$M_t = |-20.3 - 16 - 6.7 - 7.2 - 17.7|$$

$M_t = 67.9$ – безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за год в данном районе, принимаемых по СП 131.13330.

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 1.895 \text{ м}$$

2) Определяем глубину сезонного промерзания

$k_h = 0.5$ – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения, принимаемый для наружных фундаментов отапливаемых сооружений.

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0.948 \text{ м}$$

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		76

3) Определяем глубину заложения фундаментов

$h_{п1} = 1.5$ м – высота технического подполья;

$h_{п2} = 2.3$ м – высота подвала;

$$h_{ф1} = d_f + h_{п1} = 2.448 \text{ м}$$

$$h_{ф2} = d_f + h_{п2} = 3.248 \text{ м}$$

Принимаем глубину заложения фундамента здания с техническим подпольем $h_{ф1} = 2.7$ м, с подвалом $h_{ф2} = 3.3$ м.

3.6 Сбор нагрузок на фундаменты

Сбор нагрузок от стен производим в табличной форме, таблица 3.4.

Таблица 3.4 – Нагрузка от стен

№ фунда-мента (оси)	Номер колонны	Грузовая площадь м ²	Единичная нагрузка кН/м ²	Коэффициент ослабления нагрузки	Нагрузка от стен, N ^N _{ст.} , кН
1	2	3	4	5	6
Ж-5	1	37.8	3	0.5	56.7
		37.8	3	0.5	56.7

Расчетные нагрузки по первому предельному состоянию представлены в таблице 3.5, по второму состоянию в таблице 3.6.

Таблица 3.5 – Расчетные нагрузки по первому предельному состоянию

№ фунда-мента	Продольная сила сжатия N ^H , кН	Момент M ^N , кНм	Горизонтальная сила Q ^H , кН	Коэффициент перегрузок	Продольная сила сжатия N _I , кН	Момент M _I , кНм	Горизонтальная сила Q _I , кН
1	2	3	4	5	6	7	8
От стен							
Ж-5	56.7			1,2	68.04		

Таблица 3.6 - Расчетные нагрузки по второму предельному состоянию

№ фунда-мента	Продольная сила сжатия N ^H , кН	Момент M ^N , кНм	Горизонтальная сила Q ^H , кН	Коэффициент перегрузок	Продольная сила сжатия N _{II} , кН	Момент M _{II} , кНм	Горизонтальная сила Q _{II} , кН
1	2	3	4	5	6	7	8
От стен							
Ж-5	56.7			1,2	56.7		

3.7 Расчет фундамента мелкого заложения

Расположение фундамента указано на рисунке 3.8.

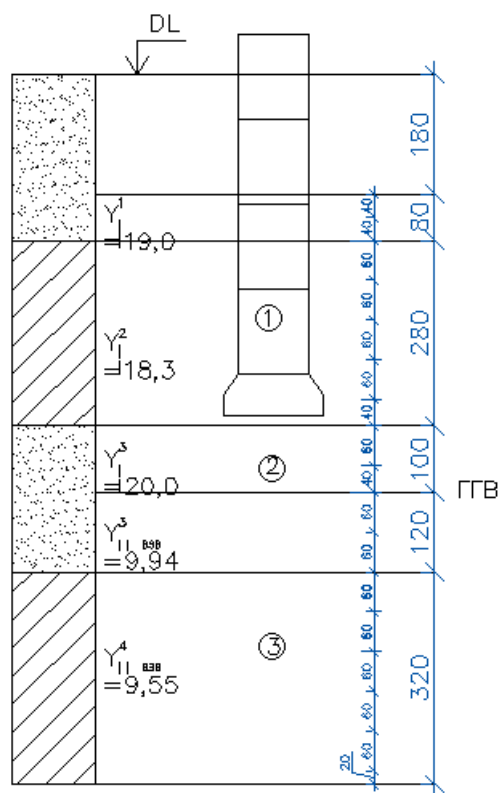


Рисунок 3.8 - Размещение фундамента на инженерно-геологическом разрезе

3.8 Определение расчетного сопротивления в первом приближении

Определим расчетное сопротивление грунта, R , кН/м^2

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + M_c c_{II}] \quad (1)$$

Где $\gamma_{c1} = 1.25$; $\gamma_{c2} = 1$ - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 5.4 [2]

k - коэффициент принимаемый равным единице;

$M_{\gamma} = 1.34$; $M_q = 6.34$; $M_c = 8.55$ – коэффициенты;

$b=1\text{м}$ – ширина подошвы фундамента.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		78

k_z -коэффициент, принимаемый равным 1.1

γ_{II1} –осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (приложение № 2) [2]:

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_{II1} \cdot h_1 + \gamma_{II2} \cdot h_2 + \gamma_{II3} \cdot h_3 + \gamma_{II3B3} \cdot h_4 + \gamma_{II4B3} \cdot h_5}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}$$

$$\gamma_{II} = 14.32$$

$$R = 462.52$$

Определим в первом приближении площадь подошвы фундамента по формуле:

$$A = \frac{N_{0II}}{R - \gamma_m \cdot d} * \mu \quad (3.1)$$

где N_{0II} -суммарные вертикальные нагрузки в уровне обреза фундамента (табл. 4);

$\gamma_m=20-22$ -усредненное значение удельного веса фундамента и грунта обратной засыпки;

$\mu=1,1-1,2$ -поправочный коэффициент.

$$A = \frac{190,95}{222,75 - 20 * 3,6} * 1,1 = 1,3$$

где $n=1,1-1,4$.

Ширину подошвы определяем по формуле, м:

$$b = \sqrt{\frac{A}{n}}$$

где A -площадь сечения подошвы, м

$$b = \sqrt{\frac{1,3}{1,4}} = 0,8$$

Длину подошвы определяем по формуле, м:

$$l = \frac{A}{b} = \frac{1,3}{0,8}$$

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		79

Округляем полученные размеры кратно 0,1 м.

Определяем вес фундамента и грунта на его уступах:

$$GfII = (0,6 * 0,6 * 1,6 * 5 + 0,3 * 0,8 * 1,6 + 0,3 * 0,8 * 1,6) * 25 = 91,2$$

Определим вес грунта на уступах обратной засыпки:

$$GgII = (3,3 * 2,4 * 0,6) * 17,0 = 80,78$$

Проверка:

Определим \max , \min и среднее давление под подошвой фундамента от фактических нагрузок с учетом веса фундамента и грунта на его уступах:

$$P_{\max}^{\min} = \frac{\sum N_{0II}}{A} \left(1 \pm \frac{6e_y}{b}\right) \quad (3.2)$$

$$P_{\max} = \frac{190,95}{1,3} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,02}{0,8}\right) = 168,92 - \max$$

$$P_{\min} = \frac{190,95}{1,3} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,02}{0,8}\right) = 124,85 - \min$$

Проведем проверку полученных результатов. Они должны удовлетворять условию:

$$P_{\max} < 1,2R \quad (3.3)$$

$$168,92 < 1,2 \cdot 222,75$$

$$P_{\min} > 0 \quad (3.4)$$

$$124,84 > 0$$

$$P = \frac{168,92 + 124,85}{2} = 146,88 < R = 222,75$$

Проверка пройдена.

3.9 Определение осадков по методу послойного суммирования

Природные напряжения:

Определяем напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента по следующей формуле (3.5):

$$\sigma_{zg0} = 18,3 * 3,6 = 65,88.$$

Дополнительные напряжения:

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		80

Определим дополнительное вертикальное напряжение в уровне подошвы фундамента по формуле (3.6):

$$\sigma_{zp0} = 1,00 * (138,63 - 65,88) = 72,74;$$

Разбиваем слои грунта, учитывая следующее условие:

$$hi = 0,4 * 2,4 \leq 0,96 - \text{толщина слоя}$$

Определяем напряжение первого слоя, песок, до уровня грунтовых вод, кПа, по формуле (3.7):

$$\sigma_{zg1} = 65,88 + 18,3 * 0,7 = 78,69,$$

$$\sigma_{zg2} = 78,69 + 18,3 * 0,7 = 51,9.$$

Ниже отметки УГВ свойства грунта меняются. Поэтому удельный вес грунта принимают уменьшенным взвешивающим действием воды и определяется:

$$\gamma_{взв} = 9,4$$

где $e = 0,53$ д. е. (песок пылеватый)

Таблица 3.7- Параметры для определения величины осадки фундамента

№	$h_i, \text{м}$	$Z, \text{м}$	$\zeta = \frac{2z}{b}$	$\eta = \frac{l}{b}$	α	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_{zg}, \text{кПа}$	$0.2\sigma_{zg}, \text{кПа}$	$\sigma_{zpi}, \text{кПа}$	$E_{oi}, \text{МПа}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0	0	0	1,375	1	162.24	34.20	6.84		22
1	0.4	0.4	0.5	1,375	0.94	152,44	41.80	8.36	157.34	22
2	0.4	0.8	1.0	1,375	0.76	123.48	49.40	9.88	137.96	11.4
3	0.6	1.4	1.75	1,375	0.48	78.59	60.38	12.16	101.04	11.4
4	0.6	2.0	2.5	1,375	0.31	50.29	71.36	14.44	64.44	11.4
5	0.6	2.6	3.25	1,375	0,20	32.45	82.34	16.47	41.37	11.4
6	0.6	3.2	4.00	1,375	0.14	22.71	93.32	18.66	27.58	11.4

$$S = 0,8 \left(\left(\frac{(0,073 + 0,051) \cdot 0,7}{2 \cdot 16} \right) + \left(\frac{(0,051 + 0,025) \cdot 0,7}{2 \cdot 16} \right) + \left(\frac{(0,025 + 0,022) \cdot 0,2}{2 \cdot 17} \right) + \left(\frac{(0,022 + 0,017) \cdot 0,5}{2 \cdot 17} \right) + \left(\frac{(0,017 + 0,014) \cdot 0,5}{2 \cdot 167} \right) + \left(\frac{(0,014 + 0,012) \cdot 0,5}{2 \cdot 17} \right) + \left(\frac{(0,012 + 0,010) \cdot 0,5}{2 \cdot 17} \right) + \left(\frac{(0,010 + 0,008) \cdot 0,8}{2 \cdot 18} \right) \right) = 0,05$$

Вычисленную осадку сравниваем с предельно допустимой осадкой для данного сооружения по формуле (3.8):

$$S = 0,05 \leq 0,1;$$

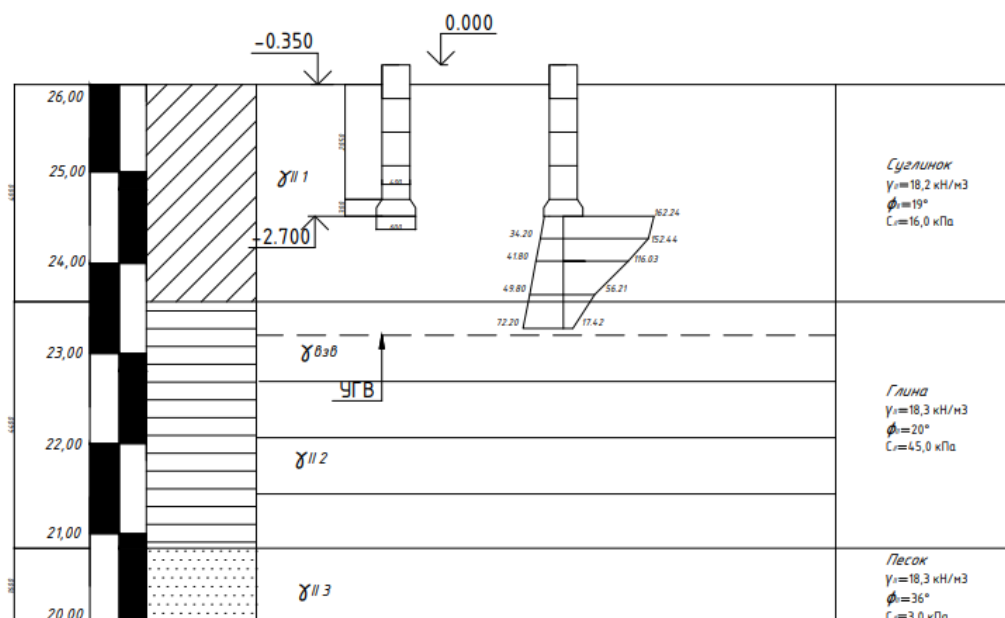


Рисунок 3.10 – Расчетная схема. Осадка методом послойного суммирования

4 Организационно-технологический раздел

4.1 Сетевой график

4.1.1 Назначение сетевого графика

Сетевой график — это графическое изображение технологической последовательности выполнения работ на объекте или нескольких объектах с указанием их продолжительности и всех временных параметров, а также общего срока строительства.

Решает следующие вопросы:

1. Планирование капитальных вложений;
2. Определение количества временных зданий и сооружений;
3. Определение потребности в машинах, материалах и трудовых ресурсах;
4. Расчет материально-технических ресурсов

4.1.2 Определение объемов и трудоемкости работ

Расчеты производятся на основе разработанных чертежей и характеристик строительного процесса и строительной площадки. Результаты заносятся в таблицу в приложении А.

Подсчет трудоемкости работ производится в соответствии с методами производства работ по сборникам ГЭСН, ЕНиР и выполняется в виде калькуляции.

4.1.3 Техничко-экономические показатели по сетевому графику

Продолжительность строительства:

- Нормативная - 8 месяцев;

$$T_{кр} \leq T_{норм} \quad (4.1)$$

где $T_{кр}$ – срок строительства по графику (156 = 6 мес.);

$T_{норм}$ – срок строительства по нормам.

$$6 \leq 8$$

Условие выполняется.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		83

Коэффициент неравномерности движения рабочих определяется по эпюре движения рабочих:

$$K_{\text{нер}} = \frac{N_{\text{max}}}{N_{\text{ср}}} \leq 1,8$$

(4.2)

$$N_{\text{ср}} = \frac{Q_{\text{п}}}{T_{\text{кр}}} \quad (4.3)$$

где N_{max} – максимальное число рабочих на эпюре;

$N_{\text{ср}}$ – среднее число рабочих;

$Q_{\text{п}}$ – принятая в проекте трудоемкость, чел/дн;

$T_{\text{кр}}$ – срок строительства, дн.

$$N_{\text{ср}} = \frac{5579}{156} = 44,76;$$

$$K_{\text{нер}} = \frac{80}{44,76} = 1,77 \leq 1,8$$

Условие выполняется.

4.2 Разработка строительного генерального плана

4.2.1 Общие сведения

Строительный генеральный план показывает, помимо проектируемого сооружения, расположение временных зданий и сооружений, коммуникаций, дорог, механизмов, складских площадок, необходимых для производства СМР.

4.2.2 Назначение строительного генерального плана

Назначение стройгенплана заключается в создании необходимых условий для труда строителей, механизация работ, приемки, хранение и укладки в дело конструкций и материалов, обеспечение работ энергетическими и водными ресурсами. Стройгенплан проектируется в соответствии с генпланом.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		84

4.2.3 Привязка грузоподъемного механизма на стройгенплане, определение рабочих и опасных зон действия монтажных кранов

На монтаже каркаса используется кран МКГ-100

Монтажная зона принята 7м от наружного контура здания.

Зона работы крана принята на максимальный вылет стрелы крана и равна 31 м.

Опасная зона работы крана принята - 7 м.

4.2.4 Проектирование приобъектного складского хозяйства и временных дорог

Планируется вести работы с приобъектного склада.

Хранимый запас (Зскл) определен по формуле:

$$Z_{скл} = \frac{Q}{E} \cdot H \cdot K_1 \cdot K_2 \quad (4.4)$$

Q-количество материала, необходимого для выполнения всех работ в течении планируемого периода;

T-продолжительность выполнения работ СНиР, с использованием данного вида материала;

H-норма запаса материала на складе (дни), принимаем 3 дня;

K₁-коэффициент неравномерности поступления материала на склад, =1.2;

K₂-коэффициент неравномерности потребления материала, =1.2.

Определение количества материала, подлежащего хранению на складе представлено в таблице 4.1.

Таблица 4.1 - Материалы, подлежащие хранению на складе

№ п/п	Наименование материалов, конструкций, деталей	Ед. изм.	Общее кол-во	Суточный расход	Норма запаса, дни	Хранимый запас
1	2	3	4	5	6	7
1	Сваи	шт	776	33	3	69
2	Фундаментные стен.блоки	шт	1640	74	3	222
3	Колонны	шт	74	22	3	66
4	Ригели	шт	106	43	3	106
5	Плиты перекрытия	шт	1188	89	3	267
6	Бортовые элементы	шт	10	10	3	10
7	Лестнич.марши и плиты	шт	30	10	3	30
8	Кирпич	т.шт	1282,7	38,6	3	116
9	Перемычки	шт	1700	55	3	165
10	Стекло оконное	м ²	1584	932	3	1584
11	Стекломаст	м ²	12220	550	3	1650
12	Оконные и дверные блоки	м ²	1561	166	3	498

Площадь складского помещения определяем по формуле:

$$P = \frac{Z_{скл} \cdot N_{хр}}{K_n} = \frac{P_{пол}}{K_n} ; \quad (4.5)$$

где: P - общая площадь склада, м²;

Z_{скл} - хранимый запас определенного вида материала;

P_{пол} - полезная площадь склада, м²;

N_{хр} - норма хранения определенного материала на 1 м²;

K_п - коэффициент использования складской площади.

4.2.5 Определение площадей складов для хранения основных строительных материалов

Таблица 4.2 - Площади складов для хранения строительных материалов.

№ п/п	Наименование материалов, конструкций, деталей	Способ хранения	К _п	Площадь, м ²	
				Полезная	Общая
1	2	3	4	5	6
1	Сваи	Открытый	0,6	62,1	103,5
2	Фундаментные стен.блоки	Открытый	0,6	103	172
3	Колонны	Открытый	0.6	66	110
4	Ригели	Открытый	0,6	106	177
5	Плиты перекрытия	Открытый	0.6	320	534
6	Бортовые элементы	Открытый	0.6	30	50
7	Лестнич.марши и пл-ки	Открытый	0.6	60	100
8	Кирпич	На поддонах	0.6	232	387
9	Перемычки	Открытый	0.6	18	30
10	Стекло оконное	Закрытый	0.5	6,0	12
11	Стекломаст	Закрытый	0.5	3	6
12	Оконные и дверные блоки	Навес	0.5	6,0	12

Общая площадь: закрытого склада = 18 м²,

склада открытого = 1560 м². склада закрытого = 12 м²

Временные автодороги выполнены из плит ПД 1.5×3.0 м; ширина проезжей части = 7,5 м; радиус закругления = 12 м.

4.2.6 Проектирование санитарно-бытового и административного обслуживания работающих

Максимальная численность работающих в смену определена по формуле:

$$Ч_{об} = Ч + 0.15 \cdot Ч ; \quad (4.6)$$

где Ч - максимальная численность работающих в смену (по календарному плану).

Потребная площадь временных зданий и сооружений определена по формуле:

$$П = Ч_{об} \cdot Н ; \quad (4.7)$$

где Н - норма площади на одного работающего.

$$Ч = 32 + 0,15 \cdot 24 = 36 \text{ чел}$$

Таблица 4.3 - Расчет потребности во временных зданиях санитарно-бытового обслуживания и административного назначения

№ п/п	Наименование зданий	К-во работающих в смену	Норма площади на одного рабочего, м ²	Требуемая площадь м ²	Площадь одного здания м ²	Марка, тип здания	Принятое кол-во зданий
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Гардеробная	36	0.5	18	18	Контейнер	1
2	Душевая	26	0.82	21,4	27	Контейнер	1
3	Умывальные	36	0.067	2,4			
4	Помещение для сушки одежды, обогрева	36	0.3	10,8	27	Контейнер	1
5	Помещение для приема пищи	36	0.25	9			
6	Помещение для отдыха	36	0,75	27	27	Контейнер	1
7	1.1.1.1 онтора прораба	4	4	416	18	Контейнер	1
8	Туалет	40	0.075	3	1x3,5	Из сб. щитов	1

$$Q_{хоз} = \frac{K_p \cdot (П_1 \cdot K_2 + П_2 \cdot K_3)}{3600 \cdot 8}; \quad (4.9)$$

где K_p - наибольшее количество рабочих в смену;

$П_1$ - норма потребления на 1 человека в смену;

$П_2$ - норма потребления на прием одного душа, равный 40 литров;

K_3 - коэф., учитывающий отношение пользующихся душем к наибольшему количеству рабочих в смену (0.3-0.6).

Диаметр трубопровода для временного водопровода определяем по формуле:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{расч} \cdot 1000}{\pi \times v}}; \quad (4.10)$$

где: $Q_{расч} = (Q_{пр} + Q_{хоз}) \cdot 0.5 + Q_{ном} = (30,75 + 0.19) \cdot 0.5 + 10 = 25,45 \text{ л/сек}$

v - скорость передвижения воды по трубопроводу.

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 25,45 \cdot 1000}{3.14 \times 2}} = 127,3 \text{ мм}$$

Принимаем диаметр трубопровода $d=150 \text{ мм}$.

4.2.8 Расход электроэнергии на строительной площадке

Таблица 2.13. - Электроэнергия на строительной площадке.

№ п/п	Потребители электроэнергии	Объем работ		Мощность	
		Ед. изм.	Кол-во	На ед. изм.	Всего
1	2	3	4	5	6
2	Вибратор глубинный	шт	1	1,8	1,8
3	Поверхностный вибратор ИВ-91	шт	1	0,6	0,6
4	Сварочный аппарат СТМ-350	шт	1	25	25
5	Штукатурная станция	шт	1	10	10
6	Виброрейка СО-47	шт	1	0,6	0,6
7	Наружное освещение	1000 м ²	4	1,2	4,8
8	Склады	1000 м ²	1,59	1,2	1,9
9	Бытовые помещения	100 м ²	1,1	1,2	1,3

Требуемая мощность трансформатора $W_{тр} = 46 \cdot 1,1 = 50,0$

Принимаем трансформатор ТМ 50/6 мощностью 50 кВт

4.3 Технологическая карта на монтаж сборного ленточного фундамента

4.3.1 Область применения

В настоящей технологической карте приведены указания по организации и технологии строительно-монтажных работ по монтажу сборных ленточных фундаментов из бетонных блоков. Определён состав производственных операций, требования к контролю качества и приемке работ, плановая трудоёмкость работ, трудовые, производственные и материальные ресурсы, мероприятия по промышленной безопасности и охране труда.

В состав, последовательно выполняемых строительно-монтажных работ по монтажу сборных ленточных фундаментов из бетонных блоков входят следующие технологические операции:

- разгрузка доставленных на объект сборных элементов и складирование их в зоне монтажа (на приобъектном складе);
- разбивка осей фундаментов в подготовленном котловане;
- подготовка основания;
- монтаж железобетонных фундаментных плит;
- монтаж бетонных фундаментных блоков.

4.3.2 Организация и технология выполнения работ

Фундамент - строительная несущая конструкция, часть здания, сооружения, которая воспринимает все нагрузки от вышележащих конструкций и распределяет их по основанию.

Ленточный фундамент представляет собой замкнутый контур из железобетонных балок, возводимый под всеми несущими стенами здания и передающий подлежащему грунту нагрузку от здания.

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		91

Сборные ленточные фундаменты состоят из сборных фундаментных подушек, армированных по расчету, выше которых устанавливают блоки стен. Железобетонные фундаментные плиты-подушки и бетонные стеновые блоки унифицированы, номенклатура предусматривает их деление на четыре группы, каждая из которых отличается воспринимаемой нагрузкой.

Фундаментные блоки укладывают на песчаную подушку толщиной 10 см. Под подошвой фундаментов нельзя оставлять насыпной или разрыхленный грунт, его необходимо удалить и вместо него засыпать песок или щебень. Углубления в грунтовом основании высотой более 10 см заполняют монолитным бетоном. Ширину и длину песчаного основания делают на 20...30 см больше размеров фундамента, чтобы блоки не свисали с песчаной подушки.

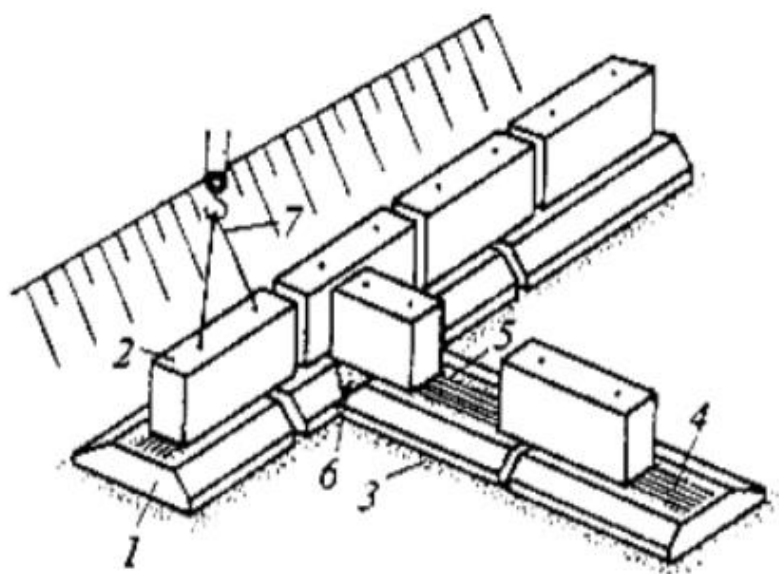


Рисунок 4.1 - Монтаж сборных ленточных фундаментов:
 1 - фундаментная подушка; 2 - стеновой блок; 3 - гравийно-песчаная подготовка; 4 - армированный шов; 5 - постель из раствора; 6 - заделка стыка монолитным бетоном; 7 - строповка блока

4.3.3 Монтаж фундаментных блоков

Монтаж начинают с установки маячных блоков по углам и в местах пересечения стен. Фундаментный блок подается краном к месту укладки, наводится и опускается на основание, незначительные отклонения от проектного положения устраняют, перемещая блок монтажным ломиком при натянутых стропях. При этом поверхность основания не должна быть нарушена. Стропы снимают после того, как блок займет правильное положение в плане и по высоте. Разрывы между блоками ленточного фундамента и боковыми пазухами в процессе монтажа заполняют песком или песчаным грунтом и уплотняют.

4.3.4 Монтаж стеновых блоков

Монтаж стен подвала (стеновых блоков) начинают после проверки положения уложенных фундаментных блоков (подушек) и устройства гидроизоляции. В соответствии с монтажной схемой на фундаментах размечают положение стеновых блоков первого (нижнего ряда), отмечая места вертикальных швов. Монтаж начинают с установки маячных блоков в углах и местах пересечения стен на расстоянии 20...30 м друг от друга. После установки маячных блоков на уровне их верха натягивают шнур - причалку, по которому устанавливают рядовые блоки.

Последующие ряды блоков монтируют в той же последовательности, размечая раскладку блоков на нижележащем ряду. Первые два ряда блоков устанавливают с уложенных фундаментных блоков, последующие - с инвентарных подмостей. Марка раствора, на котором должны монтироваться блоки, указывается в проекте.

Монтажный кран можно располагать на бровке котлована, тогда в пределах захватки сначала монтируют все фундаментные блоки, а затем блоки стен подвала. Если кран находится в котловане, то фундаменты и стены подвала устанавливают отдельными участками, исходя из того, что монтажный кран не сможет вторично войти в зону, где уже уложены блоки.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		93

4.3.5 Материалы фундаментных блоков и плит

Железобетонные плиты для ленточных фундаментов зданий и сооружений изготавливают из тяжелого бетона средней плотности 2500 кг/м^3 , класса от В10,0 до В25,0. Плиты армируют плоскими арматурными блоками, собираемыми из двух сварных сеток, или отдельными сварными сетками из арматурной стали следующих видов и классов:

- рабочая арматура - стержневая арматурная сталь классов А-III и Ат-IIIС или арматурная проволока класса Вр-I;
- распределительная арматура - арматурная проволока класса Вр-I.



Рисунок 4.2 - Фундаментная плита ФЛ8.24-2

Стеновые блоки для ленточных фундаментов зданий и сооружений изготавливают из тяжелого, легкого или силикатного бетонов класса В7,5, В12,5, В15,0 и средней плотности 2400 кг/м^3 , 1800 кг/м^3 и 2000 кг/м^3 соответственно.

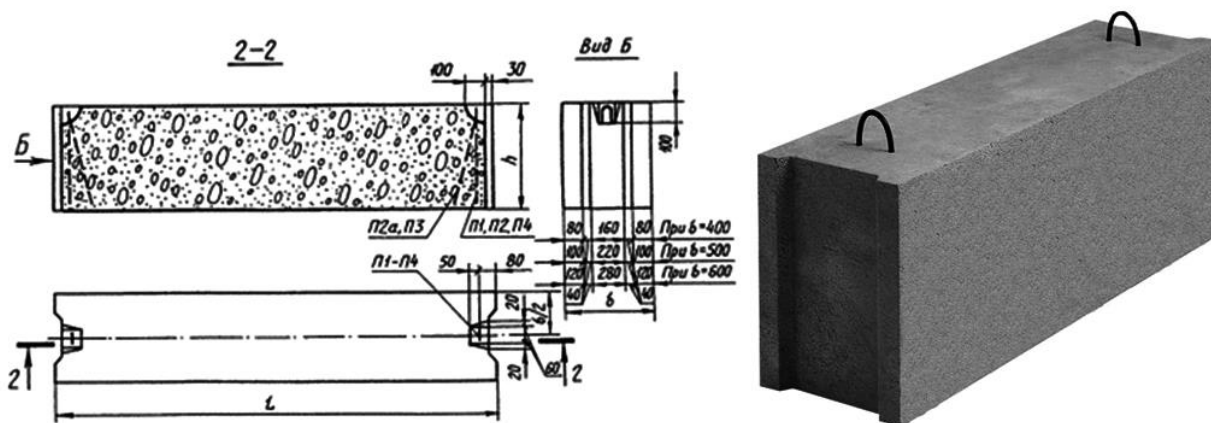


Рисунок 4.3 - Фундаментный блок ФБС 24.5.6-Т

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		94

4.3.6 Транспортирование и складирование изделий и материалов

Строительные материалы и конструкции доставляются на приобъектный склад. Доставленные на объект фундаментные плиты и блоки располагают в зоне действия монтажного башенного крана на открытых, спланированных площадках с покрытием из щебня или песка толщиной $h=5...10$ см в штабелях.

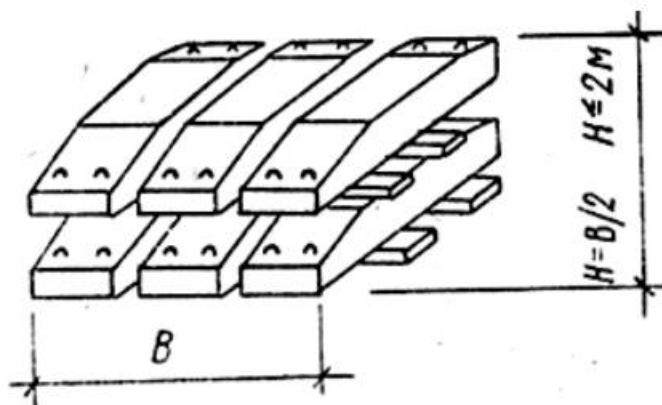


Рисунок 4.4 – Схемы складирования фундаментных плит

Фундаментные плиты следует транспортировать и хранить в горизонтальном положении в штабелях. Высота штабеля плит не должна превышать 2,0 м. Подкладки под плитами и прокладки между ними в штабеле следует располагать в поперечном направлении (в направлении ширины) плит на расстояниях от торцов плит 750 мм. Сечение прокладок и подкладок обычно квадратное, со сторонами не менее 25 см.

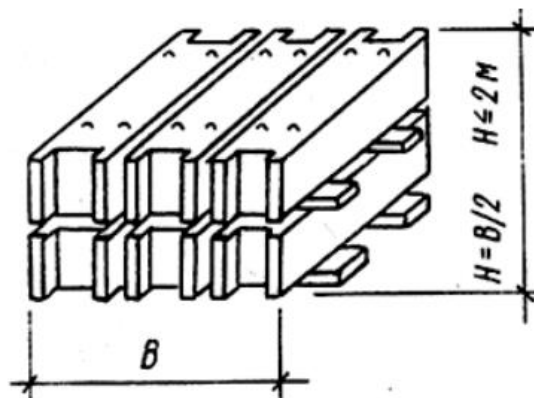


Рисунок 4.5 – Схемы складирования стеновых фундаментных блоков

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		95

Фундаментные блоки следует хранить в штабелях рассортированными по маркам и партиям и уложенными вплотную друг к другу. Высота штабеля из блоков должна быть не более 2,5 м. При хранении и транспортировании каждый блок следует укладывать на прокладки, расположенные по вертикали одна над другой между рядами блоков. Подкладки под нижний ряд блоков следует укладывать по плотному, тщательно выровненному основанию. Толщина прокладок должна быть не менее 30 мм.

При транспортировании блоки должны быть надежно закреплены от смещения. Высота штабеля при транспортировании устанавливается в зависимости от грузоподъемности транспортных средств и допускаемых габаритов погрузки. Погрузку, транспортирование, разгрузку и хранение блоков следует производить с соблюдением мер, исключающих возможность их повреждения.

Прокладки между изделиями укладываются одна над другой строго по вертикали, иначе в изделиях образуются трещины, и они могут разрушиться. Размеры подбирают с таким расчётом, чтобы вышележащие блоки не опирались на выступающие части нижележащих.

Зоны складирования разделяют сквозными проходами шириной не менее 1,0 м через каждые два штабеля в продольном направлении и через 25 м в поперечном. Для прохода к торцам изделий между штабелями устраивают разрывы, равные 0,7 м.

4.3.7 Требования к качеству и приемке работ

Операционный контроль осуществляется в ходе выполнения строительных процессов или производственных операций с целью обеспечения своевременного выявления дефектов и принятия мер по их устранению и предупреждению. При операционном контроле проверяется соблюдение технологий выполнения работ, соответствие выполнения работ рабочим проектом и нормативными документами.

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		96

Контроль осуществляется измерительным методом (с помощью геодезических измерительных инструментов и приборов) или техническим осмотром под руководством прораба (мастера). Инструментальный контроль монтажа фундамента должен осуществляться систематически от начала до полного его завершения.

Отклонения смонтированного фундаментного блока от проектного положения в плане и по высоте не должны превышать следующих величин:

- от совмещения установочных ориентиром блоков стен с рисками разбивочных осей - не более 12 мм;
- от вертикали верха плоскостей блоков стен - 12 мм;
- отметки выравнивающего слоя под блоки - 15 мм.

Результаты операционного контроля фиксируются в Общем журнале работ.

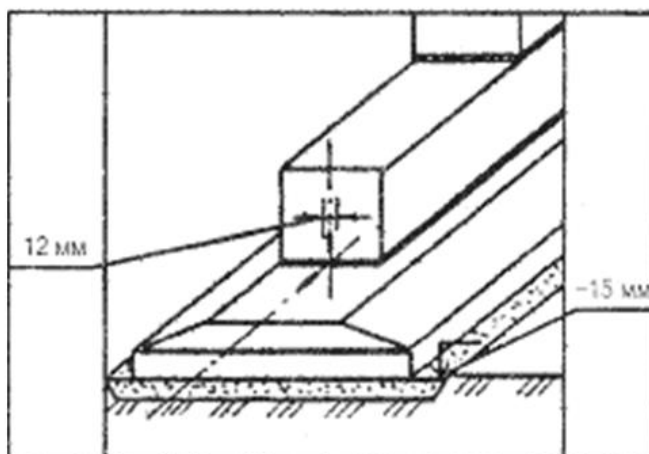


Рисунок 4.6 - Предельные отклонения при монтаже блоков стен подземной части

Качество производства работ обеспечивается выполнением требований к соблюдению необходимой технологической последовательности при выполнении взаимосвязанных работ и техническим контролем за ходом работ, изложенным настоящей ТК и Схеме операционного контроля качества (таблица 1).

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		97

Таблица 4.1 – Схема операционного контроля качества

Наименование операций подлежащих контролю	Состав и объем проводимого контроля	Способы контроля	Время проведения	Кто контролирует
Подготовительные работы	Правильность складирования изделий. Соответствие их геометрических размеров проектным. Наличие внешних дефектов. Нанесение разбивочных рисок	Визуальный, стальной метр	До начала работ	Прораб
Устройство щебеночного основания под блоки	Уплотнение, отметка проектного положения фундамента	Визуально	После отрывки котлована	Прораб, бригадир
Разбивка проектного положения фундамента в плане	Разбивка фундамента	Причалка, отвес	Перед монтажом	Прораб
Монтаж железобетонных плит фундамента	Проверка положения в плане и совмещения верха подушек в одной плоскости	Причалка, отвес, стальной метр, уровень, рейка	В процессе монтажа	"
Устройство армированного шва	Укладка арматуры и раствора проектной марки	Визуально	В процессе устройства шва	"
Монтаж стеновых, бетонных блоков фундамента	Проектная толщина постели из раствора проектной марки. Горизонтальное положение блоков, соблюдение осей	Нивелир, рулетка, уровень, причалка, отвес	В процессе монтажа блоков	"
Устройство железобетонного пояса по верху фундамента	Укладка арматуры и бетона проектной марки, правильность верхней отметки пояса	Нивелир, стальной метр, стандартный конус	В процессе устройства ж.б. пояса	"

4.3.8 Техника безопасности и охрана труда, экологическая и пожарная безопасность

Охрана труда рабочих должна обеспечиваться выдачей администрацией необходимых средств индивидуальной защиты (специальной одежды, обуви и др.), выполнением мероприятий по коллективной защите рабочих (ограждения, освещение, защитные и предохранительные устройства и приспособления и т.д.), санитарно-бытовыми помещениями и устройствами в соответствии с действующими нормами и характером выполняемых работ. Рабочим должны быть созданы необходимые условия труда, питания и отдыха. Работы выполняются в спецобуви и спецодежде.

Санитарно-бытовые помещения, автомобильные и пешеходные дороги должны размещаться вне опасных зон. В вагончике для отдыха рабочих должны находиться и постоянно пополняться аптечка с медикаментами, носилки, фиксирующие шины и другие средства для оказания первой медицинской помощи. Все работающие на строительной площадке должны быть обеспечены питьевой водой.

Инструктаж по технике безопасности проводить для рабочих всех квалификаций и специальностей не реже одного раза в три месяца или немедленно при изменении технологии, условий или характера работ. Проведение инструктажа регистрируется в специальном журнале и наряде-допуске.

Размещение строительных машин на площадке должно быть определено таким образом, чтобы обеспечивалось пространство, достаточное для обзора рабочей зоны и маневрирования при условии соблюдения расстояния безопасности.

На участке, где ведутся строительные работы, не допускается выполнение других работ и нахождение посторонних лиц.

Складирование материалов должно производиться за пределами призмы обрушения грунта незакрепленных выемок (котлованов, траншей).

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		99

Фундаментные плиты, блоки и блоки стен подвалов при складировании на строительной площадке и рабочих местах должны укладываться в штабель высотой не более 2,6 м на подкладках и с прокладками.

При выполнении погрузочно-разгрузочных работ не допускаются строповка груза, находящегося в неустойчивом положении, а также исправление положения элементов строповочных устройств на приподнятом грузе, оттяжка груза при косом расположении грузовых канатов.

Очистку подлежащих монтажу элементов конструкций от грязи и наледи необходимо производить до их подъема. Монтируемые элементы следует поднимать плавно, без рывков, раскачивания и вращения. Поднимать изделия следует в два приема: сначала на высоту 20-30 см, затем после проверки надежности строповки производить дальнейший подъем. При перемещении изделий расстояние между ними и выступающими частями других конструкций должно быть по горизонтали не менее 1 м, по вертикали - не менее 0,5 м. Во время перерывов в работе не допускается оставлять поднятые элементы на весу. Установленные в проектное положение элементы должны быть закреплены так, чтобы обеспечивалась их устойчивость и геометрическая неизменяемость. Расстроповку элементов, установленных в проектное положение, следует производить после постоянного или временного их закрепления. Перемещать установленные элементы конструкций после их расстроповки, за исключением случаев использования монтажной оснастки, не допускается. До окончания выверки и надежного закрепления установленных элементов не допускается опирание на них вышерасположенных конструкций.

Место ведения работ необходимо обеспечить огнетушителями, ящиком с песком, лопатами, водой, очистить от горючих материалов в радиусе не менее 5,0 м.

4.3.9 Выбор грузоподъемного механизма

Требуемая грузоподъемность крана:

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		100

$$Q_{кр}^{тр} = Q_{max} + Q_{пр}$$

где Q_{max} - максимальная масса монтируемых элементов;

$Q_{пр}$ - масса грузовых приспособлений.

Элемент с максимальной массой принимаем фундаментную подушку ФЛ 20.24 – масса 4050 кг.

Используем грузовое приспособление строп четырехветвенный 4СК-5/4000 – масса 7.5 кг.

$$Q_{кр}^{тр} = 4050 + 7.5 = 4057.5 \text{ кг} = 4,0575 \text{ т}$$

Требуемая высота подъема стрелы крана:

$$H_{стр} = h_3 + h_э + h_{стр} + h_{п}$$

где h_3 – запас по высоте по условиям безопасности между отметкой установки и низом элемента, $h_3 = 0.5$ м

$h_э$ - высота монтируемого элемента

$h_{стр}$ - высота строповки в рабочем положении от верха монтируемого элемента

$h_{п}$ - высота полиспаста в стянутом состоянии, $h_{п} = 1.5 - 2$ м

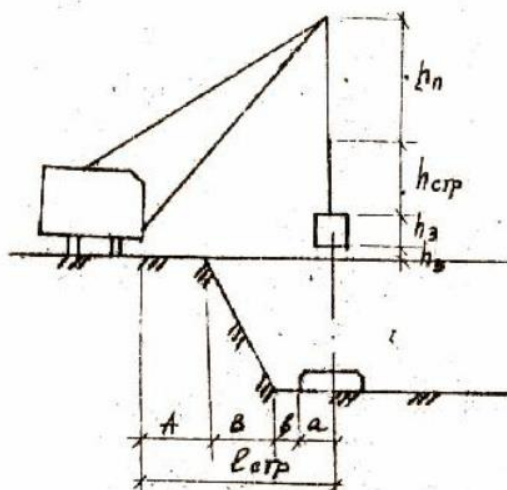


Рисунок 4.7 – Схема для определения технических параметров крана

$$H_{стр} = 0.5 + 0.6 + 4 + 2 = 7.1 \text{ м}$$

Требуемый вылет стрелы крана:

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		101

$$l_{\text{стр}} = a + b + A + B$$

где a – половина ширины фундамента

$b = 0.8$ м – по условиям безопасности

B – заложение откоса

A – расстояние между краном и бровкой котлована:

$$A = \frac{H \cdot \sin(a - b)}{\sin a \cdot \sin b}$$

где H – глубина заложения фундамента, $H=3600$

a - угол допустимой крутизны откоса по таблице, $a=63$ для суглинков

b – угол естественного откоса, $b=45$

$$A = \frac{3.6 \cdot \sin(63 - 45)}{\sin 63 \cdot \sin 45} = 1.7 \text{ м}$$

$$l_{\text{стр}} = 1 + 0.8 + 1.7 + 1.5 = 5 \text{ м}$$

Требуемая длина стрелы крана:

$$L_{\text{стр}} = \sqrt{H_{\text{стр}}^2 + l_{\text{стр}}^2}$$

$$L_{\text{стр}} = \sqrt{7.1^2 + 5^2} = 8.7 \text{ м}$$

Принимаем для выполнения работ кран КС-55621-1В «Пионер»

Максимальная грузоподъемность: 35 т

Длина стрелы: 10.4-33.2 м

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		102

5 Экономический раздел

5.1 Характеристика сметной документации

Сметное дело — это вид деятельности, позволяющий определить стоимость строительства того или иного объекта, а также стоимость строительной продукции.

Сметная стоимость является основой для определения объемов капитальных вложений и финансирования строительства, формирования договорной цены и расчетов за выполненные работы, определения балансовой стоимости объекта.

Сметная стоимость в текущем уровне цен рассчитывается как произведение сметной стоимости, определенной в базисном уровне цен, и соответствующих индексов изменения сметной стоимости.

Прочие затраты – это все затраты, не включаемые в стоимость строительных, монтажных работ и стоимость оборудования. К ним относятся проектные работы, авторский надзор, затраты, связанные с отводом участка, содержание дирекции строящегося предприятия, подготовка кадров для будущего предприятия и т.д. Эти затраты, как правило, определяются в целом по стройке.

Затраты на производство СМР по экономическому содержанию подразделяются:

- на прямые затраты;
- накладные расходы;
- сметную прибыль.

Прямые затраты включают в себя:

- затраты на оплату труда рабочих-строителей;
- затраты на эксплуатацию строительных машин и механизмов;
- сметную стоимость материалов.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		103

Прямые затраты переносятся на стоимость того или иного вида работ прямым счетом на основании норм и расценок.

Накладные расходы (НР)– затраты, связанные с обеспечением общих условий строительства, с его организацией, управлением, обслуживанием.

В состав накладных расходов входят:

- административно-хозяйственные расходы;
- расходы на обслуживание работников строительства; – расходы на организацию работ на строительных площадках;
- прочие накладные расходы;
- затраты, не учитываемые в нормах накладных расходов, но относимые на накладные расходы

5.2 Методика определения сметной стоимости

Сметный расчет по любой методике подразумевает вычисление следующих сметных данных. Прямые затраты в рублях, состоящие из трех составляющих, как по каждой строке, так и по смете целиком:

$$ПЗ_{стр} = (ЗП + ЭМ + М)VP \quad (5.1)$$

где $ПЗ_{стр}$ – прямые затраты по строке;

$ЗП$ - нормативная заработная плата строительных рабочих по сметной строке;

$ЭМ$ - нормативная стоимость эксплуатации строительных машин и механизмов (в т.ч. зарплата рабочих-машинистов) по сметной строке;

$М$ - нормативная стоимость материалов по сметной строке;

VP – объем работ.

$$ПЗ_{см} = ЗП_{см} + ЭМ_{см} + М_{см} \quad (5.1)$$

где $ПЗ_{см}$ - прямые затраты по смете;

$ЗП_{см}$ - заработная плата строительных рабочих по смете;

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		104

ЭМсм – стоимость эксплуатации строительных машин и механизмов (в т.ч. зарплата рабочих-машинистов) по смете;

Мсм – стоимость материалов по смете.

5.3 Локальный сметный расчет

Локальная смета – первичный сметный документ, составленный на отдельные виды работ (затрат) на основании объёмов, которые были определены при разработке рабочей или проектной документации.

В локальных сметных расчетах выделяют следующие показатели строительных ресурсов:

- 1) затраты труда рабочих с указанием среднего разряда работы;
- 2) затраты труда машинистов;
- 3) потребность в машинах и механизмах;
- 4) потребность в материальных ресурсах;
- 5) потребность в оборудовании.

Прямые затраты учитывают стоимость оплаты труда рабочих строителей, эксплуатации строительных машин, в том числе оплату труда машинистов, стоимость материалов, изделий и конструкций. При определении прямых затрат используются территориальные единичные расценки (ТЕР-2001) по видам строительно-монтажных и ремонтно-строительных работ и объемы работ (ведомости объемов работ).

Накладные расходы учитывают затраты строительно-монтажных организаций, связанные с созданием условий производства и его обслуживанием, организацией и управлением.

Сметная прибыль – сумма средств, необходимых для покрытия расходов строительно-монтажных организаций на развитие производства, социальной сферы и материальное стимулирование.

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		105

Смета составлена по ФЭР и ГЭСН, федеральным сборникам сметных цен на материалы, конструкции, изделия, применяемые в строительстве в ценах на 1.01.2000 г. с учетом рыночных коэффициентов I квартала 2022 г.

- сметная стоимость объекта 11 624 436,18 руб.

5.4 Объектный сметный расчет

Объектная смета – это смета, показывающая стоимость всех строительно-монтажных или ремонтных работ одного объекта строительства. Сколько отдельных объектов (зданий, сооружений и т.д.) содержит стройка – столько же должно быть и объектных смет.

Сметная стоимость в объектных сметах определяется суммированием данных локальных смет с распределением затрат по: стоимость строительных работ, монтажных работ, оборудования, прочих затрат.

На основании данных объектного сметного расчета позже составляется сводный сметный расчет строительно-монтажных или ремонтных работ.

Состав объектной сметы

В объектную смету включаются все виды затрат, начиная с нулевого цикла и заканчивая внутренними инженерными работами, за исключением пусконаладочных работ. Все затраты в объектной смете вносятся в соответствующие графы сметной стоимости.

Затраты на лимитированные расходы (постройка временных сооружений, охрана объекта, перевозка рабочих, зимнее удорожание, непредвиденные расходы и прочее) вносятся в объектные расчеты с целью определения полной стоимости строительного объекта.

В тех случаях, когда на один вид работ есть две локальные сметы (или более), они объединяются в объектной смете в одной строке под общим названием.

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		106

Если первоначально все затраты на объекте были записаны только в одной локальной смете, то объектная смета не требуется, в ее роли выступает локальная смета.

5.5 Сводный сметный расчет

Сводные сметные расчеты стоимости строительства (ССРСС) предприятий, зданий, сооружений или их очередей рассматриваются как документы, определяющие сметный лимит средств, необходимых для полного завершения строительства всех объектов, предусмотренных проектом. Утвержденный в установленном порядке сводный сметный расчет стоимости строительства служит основанием для определения лимита капитальных вложений и открытия финансирования строительства. Сводные сметные расчеты стоимости строительства рекомендуется составлять и утверждать отдельно на производственное и непроизводственное строительство.

В сводном сметном расчете сметные затраты распределяются по главам в соответствии с Положением N 87:

- подготовка территории строительства (глава 1);
- основные объекты строительства (глава 2);
- объекты подсобного и обслуживающего назначения (глава 3);
- объекты энергетического хозяйства (глава 4);
- объекты транспортного хозяйства и связи (глава 5);
- наружные сети и сооружения водоснабжения, водоотведения, тепло-снабжения и газоснабжения (глава 6);
- благоустройство и озеленение территории (глава 7);
- временные здания и сооружения (глава 8);
- прочие работы и затраты (глава 9);
- содержание службы заказчика. Строительный контроль (глава 10);

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		107

- подготовка эксплуатационных кадров для строящегося объекта капитального строительства (глава 11);

- Проектные и изыскательские работы, авторский надзор (глава 12).

Сметная стоимость составляет 151965 888,24 руб.

Исходя из данных, полученные из сводного сметного расчета, определяется стоимость 1 м²

$$C_1 = \frac{C}{S} \quad (5.1)$$

где C – общая сметная стоимость здания, руб;

$S = 3\,268,9$ – общая площадь здания, м²

$$C_1 = \frac{151\,965\,888,24}{3\,268,9} = 65\,053,9 \text{ руб}$$

Сводный сметный расчет стоимости строительства представлен в приложении Б.

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		108

6 Экологичность и безопасность

6.1 Расчет времени эвакуации людей

Здание состоит из трех этаже площадью: 1 этаж – 1167,4 м², 2 и 3 этаж – 1169,5 м².

Здание расположено на расстоянии 52 м от ближайших построек. К зданию проектируется подъездной путь, который идет вокруг здания.

При возникновении пожара люди должны покинуть здание в течении минимального времени, которое определяется кратчайшим расстоянием от места их назначения до выхода наружу.

$$D = \frac{N \cdot f}{l \cdot \delta} \quad (6.1)$$

где N – количество людей на участке, чел;

$f=0,125$ – средняя площадь горизонтальной проекции человека, м²;

l – длина пути, м;

δ – ширина пути, м.

При эвакуации характерно одновременное перемещение значительного количества людей в одном направлении. Суммарное время эвакуации определяется как сумма времени движения людей на каждом участке

$$t_p = \sum_{i=1}^n t_i \quad (6.2)$$

где t_p – время движения людей на i -ом участке.

На каждом участке времени движения определяется по формуле:

$$t_i = \frac{l}{v} \quad (6.3)$$

где l – длина участка, м;

v – скорость движения людского потока, м/мин.

Результаты расчета указаны в таблице 6.1.

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		109

Таблица 6.1 – Расчет времени эвакуации с второго этажа

№ участка	l	δ	N	f	D	v	t
1	28,9	1,85	20	0,125	0,046	100	0,289
2	3,95	5,85	40	0,125	0,21	52	0,076
3	4,8	5,75	50	0,125	0,23	65	0,074
4	30	5,75	50	0,125	0,036	100	0,3
	67,65					ИТОГО	0,29

6.2 Анализ условий труда, влияющих на здоровье работников

Существует множество факторов, которые оказывают влияние на работоспособность, самочувствие и здоровье работников. Они определяют безопасность, вредность или опасность работы.

По возможным негативным последствиям для работников выделяются две группы факторов:

1. вредные — могут привести к заболеванию или снизить работоспособность;
2. опасные — вызывают риск производственной травмы или смерти на рабочем месте.

Что касается вредных и опасных факторов условий труда, можно выделить три основные категории:

химические — загрязненность воздуха на рабочем месте вредными и опасными веществами, неприятные запахи, работа с агрессивными веществами;

биологические — наличие на рабочем месте патогенных микроорганизмов, растений и животных;

физические — шум, вибрация, движение машин и механизмов, предметы с опасными острыми краями на рабочем месте, недостаток естественного освещения, пульсирующий световой поток, высокое расположение рабочего

места над уровнем земли или пола, повышенный уровень вредных для здоровья газов и аэрозолей, влажности, температуры, а также пониженная температура;

Опасные производственные факторы выявляются и оцениваются путем натуральных обследований состояния охраны труда. Фактические уровни вредных производственных факторов сравнивают с их нормативными значениями: уровень вибрации — ГОСТ 12.1.012-2004; уровень шума-ГОСТ 12.1.003—83, температура, относительная влажность, скорость движения воздуха, наличие пыли, газа - ГОСТ 12.1.005—84, освещенность – СНИП 11-4-79. Эти уровни не должны превышать предельной минимально допустимых нормативных значений.

Организация строительной площадки, участков работ и рабочих мест должна обеспечивать безопасность и здоровые условия труда работающих на всех этапах выполнения работ в соответствии с требованиями СНиП 12-03-2001, СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве».

Для создания нормальных условий труда и обеспечения безопасности при производстве строительно-монтажных работ проектом организации строительства предусматривается выполнение ряда мероприятий:

- организация отвода воды с территории строительной площадки;
- ограждение зоны строительства постоянным (временным) забором;
- ограждение опасных зон, определяемых при разработке ППР на монтажные и другие работы;
- подготовка временных проездов;
- устройство сети временного освещения строительной площадки;
- прокладка постоянных инженерных сетей и установка пожарных гидрантов;
- установка временных санитарно-бытовых помещений с подключением их к проложенным постоянным сетям;

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		111

- применение безопасных методов работы в соответствии с требованиями СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве» ч.2 «Строительное производство».

Пожарная безопасность на строительной площадке, участках работ и рабочих местах должна обеспечиваться в соответствии с требованиями Правил пожарной безопасности ППБ-01-93, а также ГОСТ 12.1.004-91*.

Электробезопасность на строительной площадке, участках работ и рабочих местах должна обеспечиваться в соответствии с требованиями ГОСТ 12.1.013-78.

6.3 Меры экологической безопасности

В проекте предусмотрены следующие мероприятия по охране окружающей среды во избежание пагубных воздействия на почву, на уровень шума в процессе строительства:

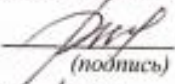
- устранение открытого хранения, погрузки и перевозки сыпучих пылящих материалов (применение контейнеров);
- внедрение контейнеризации для перевозки и разгрузки малопрочных штучных материалов (кирпич и т.д.) с устранением отходов;
- при выпуске воды со стройплощадки непосредственно на склоны для защиты от разлива необходимо устройство сосредоточенного водовыпуска по бетонному лотку или в трубе.

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ТТ.05000000	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист.</i>	<i>№ документа</i>	<i>Подп.</i>	<i>Дата.</i>		112

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»


СОГЛАСОВАНО

Начальник отдела ОНиПКРС



(подпись) Е.М. Димитриади
« 20 » _____ 05 20 24 г.

УТВЕРЖДАЮ

Проректор по научной работе


(подпись) А.В. Космынин
« 20 » _____ 05 20 24 г.

Декан кадастра и строительства


(подпись) Н.В. Гринкруг

АКТ

о приемке в эксплуатацию проекта
«Общеобразовательная школа»

г. Комсомольск-на-Амуре

« 20 » _____ 05 20 24 г.

Комиссия в составе представителей:

со стороны заказчика

- Е.В. Журавлева – руководитель СКБ «ПиИМЗиС»,
- Н.В. Гринкруг – декана ФКС

со стороны исполнителя

- В.А. Дзюба – руководителя проекта,
- С.А. Олейникова – группа ЗПСм-1,

составила акт о нижеследующем:

«Исполнитель» передает проект «Общеобразовательная школа», в составе:

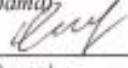
1. Поснительная записка

Руководитель проекта


(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Исполнители проекта


(подпись, дата)

С.А. Олейникова