МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет им.К.И. Сатпаева

Институт Архитектуры, Строительства и Энергетики имени Т.Басенова Кафедра строительства и строительных материалов

Базаркулова Диана Мергеновна

«Лечебно-оздоровительный комплекс в г. Алматы»

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

к дипломному проекту

Специальность 5В072900 - Строительство

Алматы 2019 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет им.К.И. Сатпаева

Институт Архитектуры, Строительства и Энергетики имени Т.Басенова Кафедра строительства и строительных материалов

		ДОПУЩЕН К ЗАЩИТЕ Заведующий кафедры Н.К.Кызылбаев Магистр технических наук «»2019г.
		Л ЬНАЯ ЗАПИСКА мному проекту
	«Лечебно-оздоровител	ьный комплекс в г. Алматы»
	Специальность 51	3072900 —Строительство
Выполнил		Базаркулова Д.М.
Рецензент к.т.н. «»	Омаров Ж.А. 2019 г.	Научный руководитель м.т.н Кызылбаев Н.К. «»2019 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет им.К.И. Сатпаева

Институт Архитектуры, Строительства и Энергетики имени Т.Басенова Кафедра строительства и строительных материалов Специальность 5В072900 — Строительство

	УТВЕРЖДАЮ
Заведуюї	ций кафедры
	Н.К. Кызылбаев
Магистр	технических наук
« <u></u> »	2019r.

ЗАДАНИЕ

на выполнение дипломного проекта

Обучающемуся Базаркуловой Диане Мергеновне

Тема: «Лечебно-оздоровительный комплекс в г. Алматы»

Утверждена Приказом Ректора Университета №1618-8 от «30» ноября 2017 г. Срок сдачи законченной работы

Исходные данные к дипломному проекту: район строительства г. Алматы, конструктивные схемы здания — Рамно-связевая, несущие конструкции выполнены из монолитного ж/б

Перечень подлежащих разработке вопросов:

- а) Архитектурно-строительный раздел: основные исходные данные, объемнопланировочные решения, теплотехнический расчет ограждающих конструкций (наружной стены, плиты перекрытия),
- б) Расчетно-конструктивный раздел: расчет и конструирование плиты перекрытия и ригеля,
- в) Технология строительного производства: разработка технологических карт, календарного плана строительства и стройгенплана,
- г) Расчет себестоимости строительства: локальная смета на подземные и надземные работы, объектная смета, сводная смета,
- д) Безопасность и охрана труда: описать мероприятия в случае аварийных ситуаций.

Перечень графического материала (с точным указанием обязательных чертежей):

- 1. Фасады, планы типовых этажей, разрезы 1-1 и 2-2-4 листа
- 2. КЖ ригеля, плиты перекрытия, спецификации 1 лист
- 3. Техкарта надземной части здания, календарный план, стройгенплан 3 листа

Предоставлены 8 слайдов презентации работы.

Рекомендуемая основная литература: СП РК 2.04-01-2017 «Строительная климатология», СП РК 2.04-107-2013 «Строительная теплотехника», СН РК 2.03-30-2017 «Строительство в сейсмических зонах».

ГРАФИК подготовки дипломной работы (проекта)

No	Разделы	33%	66%	100%	Примечание
1	Предпроектный				
	анализ	18.02.2019г			
	Архитектурно-	01.03.2019г.			
	строительный				
2	Расчетно-		18.03.2019г		
	конструктивный		29.03.2019г.		
3	Технология и				
	организация			03.04.2019г	
	строительного			19.04.2019г.	
	производства и				
	охрана труда				
	Экономический				
4	Антиплагиат,	19.04.2019г29.04.2019г.			
	нормоконтроль,				
	предзащита				
5	Защита		29.0 <mark>4.201</mark> 9г.	-25.05.2019г.	

Подписи

консультантов и нормоконтролера на законченную дипломную работу (проект) с указанием относящихся к ним разделов работы (проекта)

Наименование	Консультанты, И.О.Ф.	Дата	Подпись
разделов	(уч.степень, звание)	подписания	
Архитектурно-			
строительный			
Расчетно-			
конструктивный			
Технология и			
организация			
строительного			
производства			
Экономический			
раздел			
Безопасность и			
охрана труда			
Нормоконтролер			

Научный руков	одитель		Кызылбаев Н.К.
Задание принял к исполнению обучающийся		Ю	Базаркулова Д.М.
Дата	«»	_2019 г.	

СОДЕРЖАНИЕ

BBE	ЕДЕНИЕ	7
1	Архитектурно-строительный раздел	8
1.1	Характеристика района строительства	8
1.2	Решение генерального плана	8
1.3	Архитектурно планировочные решения	8
1.4	Архитектурно-конструктивные решения	9
1.5	Теплотехнический расчет ограждающих конструкций	9
1.6	Антисейсмические мероприятия	12
2	Расчетно-конструктивный раздел	14
2.1	Сбор нагрузок	14
2.2	Расчет монолитного железобетонного перекрытия	16
2.3	Расчет монолитной железобетонной балочной плиты	18
2.4	Расчет второстепенной балки	22
3	Технология и организация строительного производства	33
3.1	Характеристика объекта	33
3.2	Надземные работы	33
3.3	Определение объемов работ	33
3.4	Подбор монтажных кранов по техническим параметрам	35
3.5	Календарное планирование	39
3.6	Техника безопасности	39
4	Экономический раздел	41
5	Безопасность и охрана труда	43
	СЛЮЧЕНИЕ	45
СПІ	ИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	46
При	ложения	47

ВВЕДЕНИЕ

Согласно заданию на дипломное проектирование разработан проект на тему «Лечебно-оздоровительный комплекс» в г. Алматы.

Лечебно-оздоровительный комплекс выделяется своей архитектурой и конструктивно-планировочным решением, который совсем не напоминает предыдущие сооружения. Создание проекта преследовало цель обеспечения города еще одним лечебно-профилактическим сооружением. Лечебно — оздоровительный комплекс в будущем будет наглядно демонстрировать уровень качества развития города в строительной отрасли. Комплекс включает в себя разнообразные виды оборудования, важные для поддержания здоровья. Подобное сооружение должно быть предельно прочным и надежным.

Главной целью лечебно-оздоровительного комплекса является забота о здоровье человека как главной ценности жизни.

Особенностью работы является использование перенятых в процессе обучения знаний по архитектурному, расчётно - конструктивному, организационно-технологическому, а также экономическому и иных областях.

Дипломный проект выполняется в соответствии с применимыми правилами, нормами и национальными стандартами и обеспечивает защиту от пожара и взрыва во время эксплуатации.

1 Архитектурно-строительный раздел

1.1 Характеристика района строительства

Лечебно-оздоровительный комплекс построен с учетом сейсмической активности в 9 баллов в г. Алматы.

Климатологический р-он строительства - III В (СНиП РК 2.04-01-2017)

Ветровой р-он - III (CHиП 2.01.07-85*)

Расч. зимняя температура наружного

воздуха наиболее холодной пятидневки -20° С (СНиП РК 2.04-01-2017)

Длительность отопительного периода – 179 суток (СНиП РК 2.04-01-2017)

Средняя многолетняя температура самого теплого месяца года-плюс23.8

Расчетная ветровая нагрузка на 1м^2 вертикальной стены - $0.38\ \text{к}\Pi \text{a}$ (СНи $\Pi\ 2.01.07\text{-}85^*$)

Расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 горизонтальной поверхности - 0.70 кПа (СНиП $2.01.07\text{-}85^*$)

Класс ответственности здания - ІІ

Сейсмичность района строительства - 9 баллов.

Нормативные и расчетные нагрузки приняты согласно [2].

1.2 Решение генерального плана

«Лечебно-оздоровительный комплекс» г. Алматы.

Предназначение: Участок охватывает площадь в 10775 м^2 для строительства лечебно-оздоровительного комплекса с парковкой, находится в г. Алматы, мкр. Галамат.

Генеральный план предназначен для строительства лечебнооздоровительного комплекса и подземной автостоянки. Въезд на территорию комплекса находится со стороны ул. Дулати. На территории комплекса и над паркингом запроектировано благоустройство и озеленение. Предусмотрена экранная посадка деревьев с целью защиты территории комплекса от транспортного шума и пыли.

Уникальность-особенные планировочные-конструктивные решения, богатые материалы по отделке, инженерное оборудование от лучших европейских компаний.

1.3 Архитектурно - планировочное решение

Оздоровительный центр спроектирован с учетом комфорта и безопасности, а также лечения.

Комплекс состоит из помешений:

- -для проживания,
- -обеденные залы,
- -культурно-массового обслуживания,
- -медицинского обслуживания,
- -социальной реабилитации.

Этажи соединены между собой: по лестницам, а также пассажирским лифтом грузоподъемностью 1500 кг, размер кабин составляет 2100мм*1400мм. На первом этаже расположены: зал лечебной физкультуры, клинические отделения, стоматологические кабинеты и процедурные помещения. Дверные входные блоки металлические, а также из теплого и витражного стекла. Внутренние двери стандартные, деревянные частично остекленные, а также металлические в технических и в складских помещениях.

Работы, проходящие в зимнее время следует выполнять с учетом требований СНиП РК 5.03-37-2005 «Несущие и ограждающие конструкций» [3].

1.4 Архитектурно – конструктивное решение

Конструктивные элементы:

- -Фундамент плитный монолитный фундамент из тяжелого бетона В25,
- -Наружные стены монолитные железобетонные h=400,
- -Колонны монолитные железобетонные сечением 400*400,
- -Ригель монолитные железобетонные сечением 300*600, из тяжелого бетона B25,
- -Перекрытия и покрытия плиты монолитные железобетонные толщиной 94мм, из тяжелого бетона B25.

Связь элементов производится методом сварки.

1.5 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций

Исходные данные для расчета наружной кирпичной стены здания.

Район строительства комплекса – г. Алматы.

Расчетная температура внутреннего воздуха - t_B =20°C [1];

Средняя температура отопительного сезона - t_{or} =0,8°C;

m_p=1 – коэффициент, учитывающий особенности региона строительства [4];

Нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и темп-рой внутренней поверхности ограждающей конструкции - $\Delta Dt^{H}=4^{\circ}C$, таблица 2^{*} [4];

 $\alpha_{\text{в}}$ =8,7 Вт/(м².°С) — коэффициент теплоотдачи к внутренней поверхности ограждающей конструкции, таблица 5* [4];

 $\alpha_{\rm H}$ =23 Вт/(м².°С) — коэффициент теплоотдачи (для зимних условий) к наружной поверхности ограждающей конструкции, таблица 7* [4];

Таблица 1.1 - Теплотехнические показатели

Наименование	Толщина слоя δ (м)	Плотность р,(кг/м ³)	Теплопроводности λ, (Вт/м·°С)
Наружная штукатурка (цементно-песчаный раствор)	0,02	1800	0,76
Утеплитель из пенополиуретана	δ_2	80	0,042
Кирпичная кладка	0,25	1800	0,7
Внутренняя штукатурка	0,03	1800	0,76

Теплотехнический расчет выполняется по СП РК 2.04-01-2017 «Строительная климатология» и СНиП РК 2.04-107-2013 «Строительная теплотехника» [1], [4].

Определяем значение градусосуток отопительного периода:

$$\Gamma CO\Pi = (t_6 - t_{om}) \cdot z_{om} = (20 - 0.8) \cdot 179 = 3436.8,$$
 (1.1)

где $t_{\text{от.}}$ =0,8°C - средняя температура отопительного сезона [1]; z=179 суток - длительность отопительного периода [1].

Для ГСОП=3436,8 по таблице 4 [3]: $R_0^{mp} = 2.8 \text{ м}^2 \circ \text{C/Bm}$.

Нормируемое значение приведенного сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции, $R_0^{\rm Hopm}$, м $^2*{}^{\rm o}{\rm C/BT}$

$$R_0^{\text{HOPM}} = R_0^{\text{TP}} * m_p = 2.8 * 1 = 2.8$$
 (1.2)

Находим необходимую толщину эффективной теплоизоляции утеплителя из пенополиуретана:

$$\delta_{2} = \left[R_{0}^{mp} - \left(\frac{1}{\alpha_{s}} + \frac{\delta_{1}}{\lambda_{1}} + \frac{\delta_{3}}{\lambda_{3}} + \frac{\delta_{4}}{\lambda_{4}} + \frac{1}{\alpha_{n}} \right) \right] \lambda_{2}$$

$$\delta_{2} = \left[2.8 - \left(\frac{1}{8.7} + \frac{0.02}{0.76} + \frac{0.25}{0.7} + \frac{0.03}{0.76} + \frac{1}{23} \right) \right] \cdot 0.042 = 0.09 M$$

$$(1.3)$$

Принимаем толщину изоляции δ_2 = 0,100 м Сопротивление теплопередаче R_0 :

$$R_{0} = \frac{1}{\alpha_{e}} + \frac{\delta_{1}}{\lambda_{1}} + \frac{\delta_{2}}{\lambda_{2}} + \frac{\delta_{3}}{\lambda_{3}} + \frac{\delta_{4}}{\lambda_{4}} + \frac{1}{\alpha_{n}}$$

$$R_{0} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,100}{0,042} + \frac{0,25}{0,7} + \frac{0,03}{0,76} + \frac{1}{23} = 2,93 \frac{M^{2} \cdot {}^{\circ}C}{Bm}$$

$$(1.4)$$

Чтобы проверить пригодность стены, проверяем:

$$R_0^{\text{hopm}} \le R_0 \tag{1.5}$$

$$R_0^{\text{hopm}} = 2.8 \frac{M^2 \cdot {}^{\circ} C}{Bm} < R_0 = 2.96 \frac{M^2 \cdot {}^{\circ} C}{Bm}$$

Выбранные толщины материалов удовлетворяют требованиям теплотехнического расчета.

Выбираем стену толщиной 400 мм.

Плита перекрытия. Исходные данные для расчета плиты перекрытия здания. Район строительства комплекса – г. Алматы.

Расчетная температура внутреннего воздуха - t_в=20°C [1];

Средняя температура отопительного сезона - t_{or} =0,8°C;

 $m_p=1$ — коэффициент, учитывающий особенности региона строительства[4]; Нормативный температурный перепад между темп-рой внутреннего воздуха и темп-рой внутренней поверхности ограждающей конструкции - $\Delta Dt^H=4^{\circ}C$, таблица 2^* [4];

 $\alpha_B=8,7$ Вт/(м^{2.}°C) — коэффициент теплоотдачи к внутренней поверхности ограждающей конструкции, таблица 5* [4];

 α_{H} =23 Вт/(м².°С) — коэффициент теплоотдачи (для зимних условий) к наружной поверхности ограждающей конструкции, таблица 7* [4];

Таблица 1.2 - Теплотехнические показатели

Наименование	Толщина слоя δ (м)	Плотность р,(кг/м ³)	Теплопроводности λ, (Вт/м·°С)
Цементно-песчаная стяжка M100	0,04	1800	1,2
Утеплитель из пенополиуретана	δ_2	145	0,042
Пароизоляция — 1 слой полиэтиленовой пленки	0,0001	150	0,052
Железобетонная плита	0,22	2400	1,7

Теплотехнический расчет выполняется по СП РК 2.04-01-2017 «Строительная климатология» и СНиП РК 2.04-107-2013 «Строительная теплотехника» [1], [4]

Находим необходимую толщину эффективной теплоизоляции утеплителя из пенополиуретана:

$$\delta_{2} = \left[R_{0}^{mp} - \left(\frac{1}{\alpha_{g}} + \frac{\delta_{1}}{\lambda_{1}} + \frac{\delta_{3}}{\lambda_{3}} + \frac{\delta_{4}}{\lambda_{4}} + \frac{1}{\alpha_{H}} \right) \right] \lambda_{2}$$

$$\delta_{2} = \left[2.8 - \left(\frac{1}{8.7} + \frac{0.04}{1.2} + \frac{0.0001}{0.052} + \frac{0.22}{1.7} + \frac{1}{12} \right) \right] \cdot 0.042 = 0.1 M$$
(1.6)

Принимаем толщину изоляции $\delta_2 = 0{,}100 \text{ м}$ Сопротивление теплопередаче R_0 :

$$R_{0} = \frac{1}{\alpha_{e}} + \frac{\delta_{1}}{\lambda_{1}} + \frac{\delta_{2}}{\lambda_{2}} + \frac{\delta_{3}}{\lambda_{3}} + \frac{\delta_{4}}{\lambda_{4}} + \frac{1}{\alpha_{H}}$$

$$R_{0} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,04}{1,2} + \frac{0,1}{0,042} + \frac{0,0001}{0,052} + \frac{0,22}{1,7} + \frac{1}{23} = 2,84 \frac{M^{2} \cdot {}^{\circ}C}{Bm}$$

$$(1.7)$$

Чтобы проверить пригодность стены проверяем:

$$R_0^{Hopm} \le R_0 \tag{1.8}$$

$$R_0^{Hopm} = 2.8 \frac{M^2 \cdot {}^{\circ}C}{Bm} < R_0 = 2.84 \frac{M^2 \cdot {}^{\circ}C}{Bm}$$

Выбранные толщины материалов удовлетворяют требованиям теплотехнического расчета.

Выбираем плиту перекрытия толщиной 360 мм.

1.6 Антисейсмические мероприятия

Антисейсмические конструктивные мероприятия созданы с учетом правил существующих норм проектирования в сейсмических районах балльностью 9.

Конструктивная схема здания - рамно-связевой каркас, все вертикальные и горизонтальные сейсмические восприятия принимает со всех сторон монолитный каркас с монолитными диафрагмами жесткости.

При проектировании перекрытий и покрытий зданий должна быть предусмотрена их жесткость в горизонтальной плоскости. Они должны обеспечивать совместную работу вертикальных конструкций во время сейсмических воздействий. Наружные и внутренние кирпичные стены, и перегородки армированы горизонтальными сетками, по всей высоте. В верхней

части стен укладываются горизонтальные сетки в слое цементно-песчаного раствора с толщиной 30мм. Элементы крепления между ненесущими конструкциями и несущими конструкциями здания не мешают их взаимным горизонтальным перемещениям при сейсмических нагрузках. Для усиления ж/б каркасных зданий и сооружений нужно в первую очередь усилить узлы и элементы с пониженной несущей способностью и угрожающие обрушением конструкции; следует учитывать, что даже небольшие повреждения в ж/б элементе (небольшие трещины) влияют на развитие коррозии. Следовательно, их нужно удалить способом расчистки, а затем затиранием цементным раствором. По антисейсмическим требованиям класс тяжелого бетона для стен по прочности на сжатие нужно определять по результатам расчетов, но его значение должно быть не менее, чем В15 [5].

2 Расчетно - конструктивный раздел

2.1 Сбор нагрузок

Таблица 2.1 - Нагрузки от покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, к H/m^2	Коэфф. надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Рукан кровельный материал δ =0,03 м, γ =600 кг/м ³	18	1,2	21,6
Цементно-песчаная стяжка δ =0,085 м, γ =1800 кг/м ³	1,5	1,3	1,9
Теплоизоляция — плиты минераловатные жесткие П- 145 δ =0,100 м, γ =145 кг/м ³	0,15	1,2	0,17
ИТОГО	19,65	1,2	23,67
Железобетонная монолитная плита по профилированному настилу δ =0,120 м, γ =2500 кг/м ³	2,88	1,1	3,17

Таблица 2.2 - От веса ограждающих конструкций

Виды нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэфф. надёжности по	Расчётная нагрузка, кН/м ²
	13	нагрузке	13
Кладка из кирпича δ =0,250 м, γ =1800 кг/м ³	4,5	1,1	4,95
Теплоизоляция — пенополиуретан δ =0,100 м, γ =80 кг/м ³	0,08	1,2	0,096
Наружная штукатурка δ =0,020 м, γ =1800 кг/м ³	0,36	1,3	0,47
Внутренняя штукатурка δ =0,030 м, γ =1800 кг/м ³	0,54	1,3	0,702
ИТОГО	5,48	1,13	6,22

Таблица 2.3 - От внутренних перегородок

Вид нагрузки	Нормативная	Коэфф.	Расчётная
	нагрузка, кН/м ²	надёжности по нагрузке	нагрузка, кН/м ²
		пагрузке	
Кирпич	1,62	1,1	1,78
δ =90 мм, γ =1800 кг/м ³			
Штукатурка	0,36	1,3	0,47
δ =20 мм, γ =1800 кг/м ³			
ИТОГО	1,98	1,13	2,25

Таблица 2.4 - Нагрузка от перекрытия на этажах

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэфф. надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м ²
Керамическая плитка δ =0.015 мм, γ =2400 кг/м ³	0.353	1,1	0.39
Цементно-песчаная стяжка δ =0.04мм, γ =1800 кг/м ³	0,72	1,3	1.95
Обогревающие трубы в слое песка δ =0.05мм, γ =2000 кг/м ³	0.098	1.3	0.13
Теплоизоляция-слоя полистиирол ПСБ-С-50 δ =0.05мм, γ =50 кг/м ³	0.025	1.2	0.03
ИТОГО	1.2	1,13	2,25
Ж/б плита δ =220мм, γ =2500кг/м ³	5.39	1.1	5.93

Таблица 2.5 - Сбор нагрузок на конструкции бассейна

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэфф. надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м ²
--------------	---	-------------------------------------	--

Керамическая плитка	0.094	1,1	0.104
δ =0.04 mm, γ =2400 kg/m ³			
Цементно-песчаная стяжка			
δ =0.03мм, γ =1800 кг/м3	0.53	1,3	0,689
ИТОГО	0.624	1,2	0.793

Расчет в Лире САПР был произведен с учетом выше указанных нагрузок и приведен в приложении A.

2.2 Расчет монолитного железобетонного перекрытия

Исходные данные:

Размеры в плане 6,0 х 6,0 м и сетка колонн в осях 4,0 х 4,0 м. Число этажей n_{fl} = 5, высота этажа H_{fl} = 3,3 м. Нормативная временная нагрузка на плиту перекрытия p_n = 9,5 к H/m^2 , γ_f =1.2 – коэффициент надежности по нагрузке. Бетон класса B25, γ_{b2} = 0,9.

Приведенная толщина перекрытия:

Толщина плиты [8, формула 7.2]:

$$h_{s,red} = l_s * \sqrt{l_s + p_n} = 1.5*\sqrt{1.5 + 9.5} = 45 \text{ MM}$$
 (2.1)

Толщина второстепенной балки [8, формула 7.3]:

$$\begin{aligned} h_{sb,red} &= 0.01 * (0.45 * l_{sb} + p_n) * \frac{l_{sb}^2}{l_s} * \frac{n_s \pm 1}{n_s} = 0.01 * (0.45 * 6 + 9.5) * \frac{6^2}{1.5} * & * \\ & \frac{12 - 1}{12} = 28 \text{ MM} \end{aligned} \tag{2.2}$$

Толщина главной балки [8, формула 7.4]:

$$h_{mb,red} = 0.024 * l_{mb} * \left(0.4 * \frac{l_{mb}^2}{l_{sb}} + p_n\right) * \frac{n_{sb} \pm 1}{n_{sb}} = 0.024 * 6 * \left(0.4 * \frac{6^2}{6} + 9.5\right) * \frac{7-1}{7} = 9 \text{ MM}$$

$$(2.3)$$

Высота колонны [8, формула 7.5]:

$$\begin{aligned} h_{c,red} &= 0.01*n_{fl}*H_{fl}*(1.7*l_s+p_n)*\frac{(n_{mb}\pm 1)*(n_{sb}\pm 1)}{n_{mb}*n_{sb}} = 0.01*5*3,3**\\ &(1.7*1,5+9,5)*\frac{(3-1)*(7-1)}{3*7} = 12 \text{ MM} \end{aligned} \tag{2.4}$$

Толщина перекрытия [8, формула 7.1]:

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red} = 45 + 28 + 9 + 12 = 94 \text{ MM}$$
 (2.5)

Предварительные размеры поперечных сечений элементов для плиты перекрытия:

Толщина плиты h_s принимается [8, формула 7.6]:

$$h_s = 2.8 * l_s * \sqrt{\frac{l_s + p_n}{R_b}} = 2.8 * 1.5 \sqrt{\frac{1.5 + 9.5}{14.5}} = 49,17 \text{ mm}$$
 (2.6)

Выбираем $h_s = 60$ мм.

Высота второстепенной балки h_{sb} [8, формула 7.7]:

$$h_{sb} = 5.54 * l_{sb} * \sqrt{\frac{0.45 * l_{sb} + p_n}{R_b}} = 5.54 * 6 * \sqrt{\frac{0.45 * 6 + 9.5}{14.5}} = 125.43 \text{ mm}$$
 (2.7)

Выбираем h_{sb}=400 мм.

Ширина второстепенной балки $b_{sb} = (0.3 \div 0.5) h_{sb} = (0.3 \div 0.5)*400 = (120 \div 200)$ мм. Выбираем $b_{sb} = 200$ мм.

Высота главной балки [8, формула 7.8]:

$$h_{mb} = 7,78 * \sqrt{0,4 * l_{mb}^2 + p_n * l_{sb}}) * \frac{l_{mb}}{R_b} = 7,78 * \sqrt{0,4 * 6^2 + 9.5 * 6}) * \frac{6}{14.5} = 527,5 \text{ mm}$$

$$(2.8)$$

Выбираем h_{mb}=600 мм.

Ширина главной балки $b_{mb}=(0.3\div0.5)h_{mb}=(0.3\div0.5)*600=(180\div300)$ мм Выбираем $b_{mb}=300$ мм

Сторона квадратного сечения колонны [8, формула 7.9]:

$$h_c = b_c = 9 * l_s * \sqrt{(1.7 * l_s + p_n) * \frac{n_{fl}}{R_b}} = 9 * 1.5 * \sqrt{(1.7 * 1.5 + 9.5) * \frac{5}{14.5}} = 385.23 \text{ mm}$$
 (2.9)

Выбираем сечения колонны h_c=b_c=400 мм

2.3 Расчет и конструирование монолитной железобетонной балочной плиты

Исходные данные:

По сечениям плиты и второстепенной балки нужно вычислить армирование и произвести конструирование монолитной балочной плиты перекрытия при бетоне B25 и временной нагрузке $p_n = 9.5$ кПа. Для армирования плиты используем сварные рулонные сетки из арматурной обыкновенной проволоки класса Bp—I или горячекатаной стали класса A — III.

Определение расчетных пролетов:

Крайний расчетный пролет [8]:

$$l_{0,\text{kp}} = l_s - a - \frac{b_{sb}}{2} + \frac{l_{s,\text{sup}}}{2} = 1500 - 250 - \frac{200}{2} + \frac{120}{2} = 1210 \text{ mm}$$
 (2.10)

Средний расчетный пролет:

$$l_{0,cp} = l_s - b_{sb} = 1500 - 200 = 1300 \text{ M}$$
 (2.11)

Размер поля плиты:

$$l_{s,kp} = l_{sb} - a - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{l_{s,sup}}{2} = 6000 - 250 - \frac{300}{2} + \frac{120}{2} = 5660 \text{ MM} (20)$$

$$l_{0,cp} = l_{sb} - b_{mb} = 6000 - 300 = 5700 \text{ MM}$$
 (2.12)

 $\frac{l_{s, \kappa p}}{l_{0, \kappa p}}$ и $\frac{l_{s, cp}}{l_{0, cp}} \approx 4,\!32 > 2$, следовательно плита рассчитывается как балочная.

Подсчет нагрузок на плиту:

Принимаем конструкцию пола перекрытия: плиточный пол, цементно-песчаная стяжка.

Таблица 2.6 - Подсчет нагрузок на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки		Нормативная нагрузка, кПа	$\gamma_{ m f}$	Расчетные нагрузки, кПа
1. Постоянные - q				
-Плиточный пол $\delta = 10$ мм, 20 кH/м^3	ρ =	0,20	1,1	0,22
- Цементно - песчаная стяжка 15 мм, $\rho = 22 \text{ кH/m}^3$	δ =	0,33	1,3	0,43
-Собственный вес плиты $60 \text{ мм}, \rho = 25 \text{ кH/м}^3$	$h_s =$	1,5	1,1	1,65
Итого:		2,03		2,3
2. Временная – р -по заданию		9,05	1,2	11,4

Определение внутренних усилий в плите:

В крайних пролетах и на крайних опорах изгибающий момент [8]:

$$M_1 = \frac{(g+p)*l_{0.Kp}^2}{11} = \frac{(2,3+11,4)*1,21^2}{11} = 1,82 \text{ KH * M}$$
 (2.13)

В случае раздельного армирования на первой промежуточной опоре момент:

$$M_3 = \frac{(g+p)*l_{0.Kp}^2}{14} = \frac{(2.3+11.4)*1.21^2}{14} = 1.43 \text{ KH * M}$$
 (2.14)

В средних пролетах и на средних опорах для плит окаймленных по контуру:

$$M_2 = \frac{(g+p)*l_{0.Kp}^2}{16} = \frac{(2,3+11,4)*1,3^2}{16} = 1,45 \text{ KH * M}$$
 (2.15)

В средних пролетах и на средних опорах, где плиты окаймлены по всему контуру, монолитно связанными с ними балками:

$$M_4 = 0.8 * M2 = 0.8 * 1.45 = 1.16 \text{ kH} * \text{m}$$
 (2.16)

Поперечные силы [8]:

$$Q_{\rm B}^{\rm \pi} = Q_{\rm max} = 0.6 * (g + p) * l_{\rm 0.\kappa p} = 0.6 * (2.3 + 11.4) * 1.21 = 9.95 \text{ kH}$$
(2.17)

$$Q_A = 0.4 * (g + p) * l_{0.KD} = 0.4 * (2.3 + 11.4) * 1.21 = 6.63 \text{ KH}$$
 (2.18)

$$Q_B^{\pi p} = Q_C^{\pi} + Q_C^{\pi p} + \dots = 0.5 * (g + p) * l_{0,cp} = 0.5 * (2.3 + 11.4) * 1.3 == 8.91 \text{ kH}$$
 (2.19)

Рис. 2.1 – Эпюры изгибающих моментов

Конструирование плиты:

Учитываем вариант армирования плиты сварными рулонными сетками с продольной рабочей арматурой.

При 2-х сетках необходима ширина сетки [3]:

$$B = \frac{l_{sb} - b_{mb} + c}{2} - 2 * c_1 = \frac{6000 - 300 + 50}{2} + 2 * 10 = 2895 \text{ MM} \quad (2.20)$$

где: с – минимальная длина нахлестки распределительных стержней;

 c_1 — минимальная длина свободных концов распределительных стержней.

Выбираем между главными балками 2 сетки с шириной В=2940 мм с нахлёстом:

$$c = 50 + (2940-2895) = 95 \text{ mm}$$

При 3-х сетках необходимая ширина сетки:

$$B = \frac{l_{sb} - b_{mb} + c*2}{2} - 2*c_1 = \frac{6000 - 300 + 50*2}{2} + 2*10 = 1953,3 \text{ mm} \quad (2.21)$$

Можно выбрать сетки шириной В = 2350 мм с величиной нахлёста:

$$c = 50 + (2350 - 1953.3) = 446.7 \text{ MM}$$

При 4-х сетках ширина сетки:

$$B = \frac{l_{sb} - b_{mb} + c*3}{4} - 2*c_1 = \frac{6000 - 300 + 50*3}{4} + 2*10 = 1482,5 \text{ MM} (2.22)$$

Можно принять сетки шириной В=2350 с величиной нахлёста:

$$c = 50 + (1540 - 1482.5) = 107.5 \text{ MM}$$

Окончательно выбираем вариант с 2-мя сетками с длиной нахлёста $\mathbf{c} = \mathbf{95}$ мм.

Ширина дополнительной сетки:

$$B_{Tp} = l_{Kp,1} + \frac{1}{4} * l_{cp,1} + b_{sb} = 1210 + \frac{1}{4} * 1300 + 200 = 1735 \text{ MM}. \quad (2.23)$$

2.4 Расчет второстепенной балки

Исходные данные:

Размеры второстепенной балки: $l_{sb} = 6000$ мм, $b_{sb} = 200$ мм, $h_{sb} = 400$ мм, шаг второстепенных балок $S_{sb} = l_s = 1.5$ м. Размеры сечения главной балки: $b_{mb} = 300$ мм, $h_{mb} = 600$ мм.

Для бетона класса В25:

 $R_b = 14,5$ МПа; $R_{bt} = 1,05$ МПа; $E_b = 23 \cdot 10^{-3}$ МПа; $\gamma_{b2} = 0,9$. Продольная арматура класса A-III: $R_s = 355$ МПа, поперечное армирование –из арматуры класса Bp - I: $R_{sw} = 290$ Мпа при диаметре 5 мм.

Определение расчетных пролетов:

Расчетный пролет для крайних пролетов [8]:

$$l_{0,\text{KP}} = l_{\text{sb}} - 250 - \frac{b_{\text{mb}}}{2} + \frac{l_{\text{sb,sup}}}{2} = 6000 - 250 - \frac{300}{2} + \frac{380}{2} = 5790 \text{ mm}$$
 (2.24)

Расчетный пролет для средних пролетов:

$$l_{0,cp} = l_{sb} - b_{mb} = 6000 - 300 = 5700 \text{ MM}$$
 (2.25)

Таблица 2.7 - Подсчет нагрузок на 1 м пог. второстепенной балки

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м		Расчетная нагрузка, кН/м
1. Постояния и мортилия			
1. Постоянные нагрузки	T	1	
- от веса пола и монолитной плиты *нормативная: $q_n*l_s=2.03*1.5$			
*расчетная: $q*l_s = 2.3*1.5$ - от собственного веса второстепенной балки	3.045		3.45
$(h_{sb} - h_s) * b_{sb} * 25$	1.7	1.1	1,87
Итого:	4.745		5.32
2. Временная нагрузка		•	
- по заданию p _{sb} =p*l _s =9.5*1.5	14.25	1.2	17.1

Расчет прочности нормальных сечений и подбор арматуры в расчетных сечениях балки:

Размеры сечения принятые к расчету:

$$b_f' = 1500 \text{ mm}; b_{sb} = 200 \text{ mm}; h_{sb} = 400 \text{ mm}, h_s = h_f = 60 \text{ mm}.$$
 (2.26)

Принимаем величины а = 30 мм в пролете и а = 50 мм на опоре, тогда:

$$h_{01} = h_{sb} - a = 400 - 30 = 370 \ \text{мм}$$
 и $h_{02} = h_{sb} - a = 400 - 50 = 350 \ \text{мм}$.

Проверяем прочность бетона стенки по условию [10, формула 72]:

$$Q \le 0.3 * \phi_{wl} * \phi_{b1} * R_b * \gamma_{b2} * b_{sb} * h_0, \tag{2.27}$$

где [10, формула 73]: $\phi_{wl} = 1 + 5 * \alpha * \mu_w \le 1,3 -$ коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры;

$$\varphi_{\rm wl}=1;$$

φ_{b1}- коэффициент, учитывающий работу сжатого бетона;

[10, формула 74]: $\phi_{b1} = 1 - \beta * R_b * \gamma_{b2}$, для тяжелого бетона $\beta = 0.01$, тогда $\phi_{b1} = 1 - 0.01 * 14.5 * 0.9 = 0.869$

 $77.89 \text{ kH} \le 0.3*1*0.869*14.5*0.9*0.2*0.35*1000=238.15 \text{ kH}.$

Прочность обеспечивается.

Производим расчет продольной арматуры второстепенной балки:

В пролете 1. (нижняя арматура)

M = 68,4к $H \cdot M$; $h_{01} = 0,37$ M; $b = b_{\rm f}^{'} = 1.5$ м

$$\alpha_{\rm m} = \frac{68.4}{0.9*14.5*1.5*0.37^2*1000} = 0.026 [9]$$
 (2.28)

$$\eta = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.026}) = 0.974 \tag{2.29}$$

$$A_s^{Tp} = \frac{68,4*10}{270*0,37*0,974} = 7,03 \text{ cm}^2 [9]$$
 (2.30)

В пролете 2. (нижняя арматура)

 $M = 45.5 \text{ kH} \cdot \text{m}; \ h_{01} = 0.37 \text{ m}; \ b = b_f' = 1.5 \text{ m}$

$$\alpha_{\rm m} = \frac{45.5}{0.9*14.5*1.5*0.37^2*1000} = 0.017 [9] \tag{2.31}$$

$$\eta = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.017}) = 0.99$$
 (2.32)

$$A_s^{\text{TP}} = \frac{45,5*10}{270*0,37*0,99} = 4,6 \text{ cm}^2[9]$$
 (2.33)

На опоре В. (верхняя арматура)

 $M = 53,74 \text{ kH} \cdot \text{m}; h_{01} = 0,35 \text{ m}; b = 0,2 \text{ m}$

$$\alpha_{\rm m} = \frac{53,74}{0.9*14.5*0.2*0.35^2*1000} = 0.168 [9]$$
 (2.34)

$$\eta = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.168}) = 0.905$$
 (2.35)

$$A_s^{TP} = \frac{53,74*10}{270*0,35*0,905} = 6,28 \text{ cm}^2 [9]$$
 (2.36)

В пролете 2. (верхняя арматура)

 $M = 13,7 \text{ кH} \cdot \text{м}; \ h_{01} = 0,35 \text{ м}; \ b = 0,2 \text{ м}$

$$\alpha_{\rm m} = \frac{13.7}{0.9*14.5*0.2*0.35^2*1000} = 0.043 [9] \tag{2.37}$$

$$\eta = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.043}) = 0.98 \tag{2.38}$$

$$A_s^{Tp} = \frac{13,7*10}{270*0,35*0,98} = 1,48 \text{ cm}^2[9]$$
 (2.39)

На опоре С. (верхняя арматура)

 $M = 45.5 \text{ кH} \cdot \text{м}; \ h_{01} = 0.35 \text{ м}; \ b = 0.2 \text{ м}$

$$\alpha_{\rm m} = \frac{45.5}{0.9*14.5*0.2*0.35^2*1000} = 0.142 [9] \tag{2.40}$$

$$\eta = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.142}) = 0.923$$
 (2.41)

$$A_s^{\text{TP}} = \frac{45,5*10}{270*0.35*0.923} = 5,2 \text{ cm}^2 [9]$$
 (2.42)

Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе: Первая промежуточная опора слева $Q_b^{\pi} = Q_{max} = 77.89 \text{ кH}$ Необходимые для расчета коэффициенты:

-для тяжелого бетона $\phi_{b2}=2$, $\,\phi_{b3}=0$,6, $\,\phi_{b4}=1$,5

Коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок таврового сечения [10, формула 77]:

$$\varphi_{\rm f} = 0.75 * \frac{(b_{\rm f}' - b) * h_{\rm f}'}{b * h_0} = 0$$
 (2.43)

Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил [10, формула 78]:

$$\phi_{\rm n} = 0$$
,1 * $\frac{\rm N}{{
m R}_{\rm bt}*{
m b}*{
m h}_{\rm 0}} = 0$, так как продольная сила отсутствует.

Определяем необходимость постановки поперечного армирования по расчету [10, формула 76]:

$$Q_b^{\pi} \le Q_{b,min} = \phi_{b3} * (1 + \phi_n + \phi_b) * R_{bt} * b * h_0 == 0.6 * (1 + 0) * 0.9 * 1.05 * 20 * 35 * 100 = 39690 \text{ kH}$$
 (2.44)

Поскольку $Q_{b,min}$ = 39,690 кH < Q_b^{π} = 77,89 кH, то нужна постановка хомутов по расчету.

Максимально допустимый шаг хомутов:

$$\begin{split} S_{max} = \phi_{b4}*(1+\phi_n)*\gamma_{b2}*R_{bt}*b*\frac{h_0^2}{Q} = & 1.5*(1+0)*0.9*\\ & 1.05*20*35^2*\frac{_{100}}{_{77890}} = 44,6~\text{cm} \end{split}$$

При минимально допускаемом, по конструктивным требованиям диаметре двухсрезных хомутов 5 мм ($A_{sw}=2\cdot0,196=0,392~cm^2$) и их шаге S_1 = 150 мм (что не превышает 150 мм и менее h_{sb} / 2 =400/2=200 мм), погонное усилие (усилие на единицу длины) в хомутах [10, формула 81]:

$$\begin{split} q_{sw} &= \frac{R_{sw}*A_{sw}}{S} = \frac{290*0.392*100}{15} = 757.87 \frac{H}{cm} \\ &> \frac{\phi_{b3}*(1+\phi_f+\phi_n)*\gamma_{b2}*R_{bt}*b}{2} = \\ &= \frac{0.6*(1+0)*0.9*1.05*20*100}{2} = 567 \text{ H/cm} \end{split}$$

Длина проекции опасной наклонной трещины [10, формула 80]:

$$c_0 = \frac{\sqrt{\varphi_{b2}*(1+\varphi_f+\varphi_n)*\gamma_{b2}*R_{bt}*b*h_0^2}}{q_{sw}} = \sqrt{2*(1+0)*0.9*1.05*20*35^2/757,87}$$
 =71,1 cm

Поскольку $c_0 = 71,7$ см $> 2h_0 = 70$ см несущая способность наклонного сечения проверяется по условию: $Q_{max} = Q_b^{\pi} = 77890$ кН $\leq 2 * q_{sw} * h_0 + \varphi_{b2} * (1 + \varphi_f + \varphi_n) * \gamma_{b2} * R_{bt} * b * \frac{h_0^2}{c_0} = 2 * 757.87 * 35 * (1 + 0 + 0) * 0.9 * 1.05 * 20 * <math>35^2 * \frac{100}{71.1} = 172751$ кН (2.45)

Условие выполняется, несущая способность наклонного сечения обеспечивается.

Определение длины анкеровки и нахлеста обрываемых стержней: Опора В слева.

Сечение А — А. В сечении стержень Ø 20 мм, поперечная сила Q_1 =61.5 кH. Интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня [10, формула 81]:

$$q_{sw} = \frac{R_s * A_{sw}}{s} = \frac{360 * 0.392 * 100}{15} = 940.8 \frac{H}{cM}$$
, $d = 2.0 \text{ cm}$ (2.46)

Следовательно:

$$W_{01} = \frac{Q_1}{2*q_{\text{SW1}}} + 5*d = \frac{61500}{2*940.8} + 5*20 = 42.7 \text{ cm} \quad (2.47)$$

Принимаем W_{01} =43 см.

Опора В справа.

Сечение $\underline{\mathbf{F}} = \underline{\mathbf{F}}$. Стержень Ø 16 мм, поперечная сила \mathbf{Q}_2 =61.9 кН.

Интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня [10, формула 81]:

$$q_{sw} = \frac{R_s * A_{sw}}{S} = \frac{360 * 0.392 * 100}{15} = 940.8 \frac{H}{cM}$$
, $d = 1.6$ cm (2.48)

Следовательно:

$$W_{02} = \frac{Q_2}{2*q_{\text{CWI}}} + 5*d = \frac{61900}{2*940.8} + 5*1,6 = 40,4 \text{ cm}$$
 (2.49)

Принимаем W_{02} =41 см.

Сечение В – В. В сечении стержень \emptyset 16 мм, поперечная сила Q_3 =35.5 кН. Интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня [10, формула 81]:

$$q_{SW} = \frac{R_S * A_{SW}}{S} = \frac{360 * 0.392 * 100}{30} = 470,4 \frac{H}{CM}$$
 (2.50)

Следовательно:

$$W_{03} = \frac{Q_3}{2 * q_{sw1}} + 5 * d = \frac{35500}{2 * 470,4} + 5 * 1,6 = 45.7 \text{ cm}$$

Принимаем W_{03} =46 см.

Сечение $\Gamma - \Gamma$. Стержень Ø 20 мм, поперечная сила Q₄=28,7 кН.

Интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня [10, формула 81]:

$$q_{sw} = \frac{R_s * A_{sw}}{S} = \frac{360 * 0.392 * 100}{30} = 470,4 \frac{H}{cm}$$
 (2.51)

Следовательно:

$$W_{03} = \frac{Q_4}{2*q_{SW1}} + 5*d = \frac{28700}{2*470,4} + 5*2,0 = 40,5 \text{ cm}$$
 (2.52)

Принимаем W_{04} =41 см

Опора С слева.

Сечение $\underline{\Pi} = \underline{\Pi}$. В сечении стержень Ø 20 мм, поперечная сила Q₅=30,5 кH.

Интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня [10, формула 81]:

$$q_{sw} = \frac{R_s * A_{sw}}{S} = \frac{360 * 0.392 * 100}{30} = 470,4 \frac{H}{cM}, d = 2,0 \text{ cm}$$
 (2.53)

Следовательно:

$$W_{05} = \frac{Q_5}{2*q_{\text{SW1}}} + 5*d = \frac{30500}{2*470.4} + 5*2.0 = 42.4 \text{ cm}$$
 (2.54)

Принимаем W_{05} =43 см.

Опора С справа.

Сечение $\underline{W} - \underline{W}$. Стержень Ø 16 мм, поперечная сила $Q_6 = 66,0$ кН.

Интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня [10, формула 81]:

$$q_{sw} = \frac{R_s * A_{sw}}{S} = \frac{360 * 0.392 * 100}{15} = 940.8 \frac{H}{CM}, d = 1.6 \text{ cm}$$
 (2.55)

Следовательно:

$$W_{06} = \frac{Q_6}{2*q_{SW1}} + 5*d = \frac{66000}{2*940,8} + 5*1,6 = 43,07 \text{ cm}$$
 (2.56)

Принимаем W_{05} =44 см.

Сечение E - E. В сечении стержень Ø 18 мм, поперечная сила Q_7 =35,5 кН. Интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня [10, формула 81]:

$$q_{sw} = \frac{R_s * A_{sw}}{S} = \frac{360 * 0.392 * 100}{30} = 470,4 \frac{H}{cM}, d = 1,8 cM$$
 (2.57)

Следовательно:

$$W_{06} = \frac{Q_7}{2*q_{SW1}} + 5*d = \frac{35500}{2*470,4} + 5*1,8 = 46,7 \text{ cm} \quad (2.58)$$

Принимаем W_{07} =47 см.

Сечение $<u>И</u> – <u>И</u>. Стержень Ø 20 мм, поперечная сила <math>Q_8$ =30,8 кН.

Интенсивность поперечного армирования в точке теоретического обрыва стержня [10, формула 81]:

$$q_{sw} = \frac{R_s * A_{sw}}{S} = \frac{360 * 0.392 * 100}{30} = 470,4 \frac{H}{cM}, d = 2,0 cM$$
 (2.59)

Следовательно:

$$W_{08} = \frac{Q_8}{2*q_{SW1}} + 5*d = \frac{30800}{2*470,4} + 5*2,0 = 42,4 \text{ cm} \quad (2.60)$$

Принимаем W_{07} =43 см.

Опора В.

Длина зоны анкеровки (Ø 20 мм) [10, формула 186]:

$$l_{an.1} = \left(\omega_{an} * \frac{\sigma_s}{R_b * \gamma_{b2}} + \Delta \lambda_{an}\right) * d = \left(0.5 * \frac{355}{145 * 0.9} + 8\right) * 2.0 = 43.2 \text{ cm}$$

где
$$\sigma_s = R_s = 355$$
 Мпа (A III)

Принимаем $l_{an.1} = 43$ см

Длина зоны анкеровки (Ø 18 мм):

$$l_{an.1} = \left(\omega_{an} * \frac{\sigma_s}{R_h * \gamma_{h2}} + \Delta \lambda_{an}\right) * d = \left(0.5 * \frac{355}{145*0.9} + 8\right) * 1.8 = 38.8 \text{ cm},$$

где $\sigma_s = R_s = 355$ Мпа (A III).

Принимаем $l_{an,1} = 40$ см

Опора С.

Длину зоны анкеровки равной (Ø 18 мм):

$$l_{an.3} = \left(\omega_{an} * \frac{\sigma_s}{R_b * \gamma_{b2}} + \Delta \lambda_{an}\right) * d = \left(0.5 * \frac{355}{145 * 0.9} + 8\right) * 1.8 = 38.8 \text{ cm}$$

где $\sigma_s = R_s = 355$ Мпа (А III) [11, формула 186]

Принимаем $l_{an.3} = 40$ см

Аналогично из третьего пролета стержни Ø 18 мм должны заходить за грань опоры на длину зоны анкеровки равной $l_{an,3}=40$ см.

Верхняя пролетная арматура Ø 12 мм в крайних и средних пролетах стыкуется с верхней опорной арматурой Ø 20 мм. Стыкуемые стержни необходимо завести друг на друга на величину длины нахлеста равной:

$$l_{ov} = \left(\omega_{ov} * \frac{\sigma_s}{R_b * \gamma_{b2}} + \Delta \lambda_{ov}\right) * d = \left(0.5 * \frac{355}{145 * 0.9} + 8\right) * 1,2 = 42.5 \text{ cm}$$

где $\sigma_{\rm s}=R_{\rm s}=355$ Мпа (A III)

Принимаем $l_{ov}=43\ cm$ в сторону опоры от точки действительного обрыва опорной арматуры.

3 Технология и организация строительного производства

3.1 Характеристики объекта

5 этажный монолитный железобетонный комплекс, возводимый из переставных опалубок. Здание рамно-связевое, с несущим элементами как перекрытие толщиной 94 мм, колонна сечением 400*400 мм, ригель сечением 300*600 мм и несущие стены толщиной 400 мм. Применяется бетон класса В25. Высота этажа 3.3 м. Лестницы - монолитные. Имеется также на отметке -3.300 мм паркинг и техническое помещение. В согласии с принятой технологией работ и особенностями конструкций объекта составлена краткая ведомость основных объемов работ.

3.2 Надземные работы

Для начала надземных работ нужно осуществить следующие работы:

- загородить строительную площадку;
- -создать планировку строительной площадки;
- -создать водоотвод;
- -создать временные автомобильные дороги.

После подготовки территории монтируются фундаментные плиты под несущие конструкции. После устройства фундаментов ведется строительство надземной части здания, например, как установка опалубок для колонн и плит перекрытии.

3.3 Определение объемов работ

Расчет объемов работ на один этаж:

1) Опалубочные работы:

*Крупнощитовая опалубка [11]:

$$\mathbf{L} * \mathbf{h} - \mathbf{S} \text{ок} - \mathbf{S} \text{дв.} \tag{3.1}$$

Стены:

$$S=25,0*4,0*5+38,0*4,0*5=2099 \text{ m}^2$$

Плиты перекрытий:

$$S=L*B=8129*94=764126m2$$
 (3.2)

$$n = 764126/5 = 4106$$

Лестницы:

$$x=\sqrt{\mathbf{2^2+1},\mathbf{5^2}}=\mathbf{2},\mathbf{5}$$
 м – длина марша ширина марша – 1,05 м $S=(2.5*2.1)*2+(2.1*1.05)=63$ м²

Колонны:

Ригели и второстепенные балки:

*Деревянные леса:

2) Арматурные работы:

Установка арматурных стержней [11]:

$$\rho=mV\to m=p*V$$
 (3.3)
 $m=2.4*2086=5008$ т. (Масса бетона)
 $m_{apm}.=250.4$ т

Для начала определяем массу бетона, 3-5 % составляет арматурные стержни.

3) Бетонные работы:

Укладка бетонной смеси в стеновые конструкции.

$$V_{ct} = 0.4 * (2.5 * 3.3 * 2 + 38 * 3.3 * 2 + 136 * 3.3 * 2 + 120 * 3.3 * 2) = 640.5 \text{ m}^3$$

Укладка бетонной смеси в покрытия и перекрытия:

$$V = L*b*h = 136*25*38*120*0,094 = 2800 \text{ m}^3$$
(3.4)

Укладка бетонной смеси в лестничный марш:

$$V = (l * b * h) = 136 * 25 * 38 * 120 * 3,3 = 265,4 \text{ m}^3$$
 (3.5)

Укладка бетонной смеси в ригеля и балки:

$$V = \frac{4418}{328}/5 = 360,1 \text{ m}^3$$

Укладка бетонной смеси в колонны:

$$V = \frac{4418}{328}/6 = 352 \text{ m}^3$$

3.4 Подбор монтажных кранов по техническим параметрам

Главными техническими параметрами, по которым ведется предварительный выбор монтажных кранов являются: требуемая грузоподъемность, требуемая высота подъема крюка, требуемый вылет стрелы.

Требуемая грузоподъемность [11, стр. 89]

$$Q_k \ge Q_9 + Q_{\pi p} + Q_{\Gamma p} = 1.2 + 0.09 + 1.2 = 2.49 \ \mbox{кг} \ \approx 3 \ \mbox{т} \ (3.6)$$

Требуемая высота подъема крюка [11, стр. 89]

$$H_{KP} = h_0 + h_3 + h_3 + h_{CTPO\Pi} = 16.5 + 1 + 1.2 + 3.5 = 22.20 \text{ M}$$
 (3.7)

Требуемый вылет стрелы [11, стр. 89]

$$l_{\text{crp}} = \frac{a}{2} + b + c = \frac{6}{2} + 10 + 25 = 38 \text{ m}$$
 (3.8)

Требуемый грузовой момент

$$M_{Tp} = (Q_9 + Q_{CTPOM}) * l_{CTP} = (1.2 + 0.1) * 29 = 37.7 \text{ T * M}$$
 (3.9)

Высота подъема тяжелой конструкции вместе с траверсой:

$$16,5+1,8+1+3,2=22,5 \text{ м} > 21,2 \text{ м}$$
 Привязка: $S = a + \Pi + R_{\Pi} = 2,5 + 10 + 3,5 = 16 \text{ м}$ (3.10)

Длина основной стрелы, оборудованной гуськом [11, стр. 91]

$$l_{\rm crp} = \frac{H_{\rm Kp} - h_{\rm III}}{\sin v} = \frac{22.2 - 1.5}{\sin 75^{\circ}} = 40.3 \text{ M}$$
 (3.11)

Определение технико-экономической эффективности вариантных решений. Для осуществления выбора варианта производства монолитных работ рассчитывают путем сравнения показателя стоимости механизации монолитных работ, которая суммируется из стоимости машино-смен за время работы механизмов на объекте и стоимости дополнительных затрат на устройство путей и дорог для их передвижения.

1. Продолжительность работы крана на объекте

$$t_0=rac{Q}{\Pi_{_{3.\mathrm{CM}}}}=rac{11,251}{0,16}=66,18$$
 (для башенного крана КБ $-$ 402В) (3.12) $t_0=rac{Q}{\Pi_{_{3.\mathrm{CM}}}}=rac{11,251}{0,19}=70,32$ (для стрелового крана КС $-$ 5671)

Эксплуатационная (сменная) производительность крана [11]

$$\Pi_{\text{э.см}} = \frac{t_{\text{см}}}{t_{\text{ц.ср.}}} * Q_{\text{ср}} * \kappa_{\text{B}} = \frac{8}{77.7} * 1,86 * 0,85 = 0,16$$
 (для башенного крана КБ — 402B) (3.13)

$$\Pi_{\text{э.см}} = \frac{t_{\text{см}}}{t_{\text{ц.ср.}}} * Q_{\text{ср}} * \kappa_{\text{в}} = \frac{8}{77.7} * 1,86 * 0,9 =$$

$$= 0,19 \text{ (для стрелового крана КС - 5671)}$$

Средневзвешенная продолжительность цикла

$$t_{\text{tl,cp.}} = \frac{t_{\text{tl,1}} * n_1 + t_{\text{tl,2}} * n_2 + \cdots}{n_1 + n_2 + \cdots} = = \frac{6.96 * 3835.41 + 127.9 * 9595 + 16.085 * 995 + 51.5}{3838.41 + 9595 + 995 + 7.85} = 77.7 (3.14)$$

Продолжительность монтажа любого элемента

$$t_{\rm ц} = \frac{{\rm H}_{\rm BP}}{N} = \frac{0.4}{2} = 0.2$$
 (башенный кран)
$$t_{\rm ц} = \frac{{\rm H}_{\rm BP}}{N} = \frac{0.25}{2} = 0.125 \; ({\rm стреловой \; кран})$$

Средневзвешенная масса элементов

$$Q_{cp} = \frac{Q_1 * n_1 + Q_2 * n_2 + \cdots}{n_1 + n_2 + \cdots} = \frac{1.2 * 3835.41 + 1 * 9595 + 1.2 * 995 + 7.85 * 1919}{3835.41 + 9595 + 995 + 1919} = 1.86$$

Таблица 3.1 - Расчет технико-экономической эффективности вариантных решений

Показатели	КБ-402В	KC-5671
Средневзвешенная масса	1,86	1,86
элементов		

Продолжительность	0,2	0,125
монтажа каждого	,	,
отдельного		
конструктивного элемента		
Средневзвешенная	77,7	77,7
продолжительность цикла		
монтажа конструкций,		
монтируемых данным		
краном		
Сменная эксплуатационная	0,16	0,19
производительность		
каждого крана		
Продолжительность работы	66,18	70,32
каждого крана на объекте		
Стоимость устройства и	14 000 000	340 000
разборки путей для		
башенных кранов		
Единовременные затраты	160 000	135 000
каждого крана, не учтенные		
в стоимости машино-смен,		
ТГ		
Общая стоимость по	14 160 000	475 000
вариантам производства		
работ, тг		

Исходя из расчета эффективным подобран гусеничный кран КС-5671.

2. Бетононасос PUTZMEISTER M36-4 [15]

Производительность сменная и эксплуатационная бетононасоса

$$\Pi = 60 * T * \left(\frac{\pi * d^2}{4}\right) * l * V * k_{\text{BMX}} = 60 * 8 * \left(\frac{3,14*0,23^2}{4}\right) * 2,1 * 2,3 * 0,9 = 86,6 \text{ M}^3/_{\text{CMeH}} (3.16)$$

3. Бетоновоз [15]

$$\Pi_{\text{abto}} = \frac{60*V*T*k_{\text{B}}}{t_{\text{II}}} = \frac{60*20,81*8*0,85}{0,125} = 67,93$$
 (3.17)

- 4. Вибратор Technoflex Rabbit
- 5. Траверсы ТМ-6.

3.5 Календарное планирование

Календарным планом на основе объемов монолитных работ и разработанной технологии назначается последовательность и сроки выполненных работ, а также устанавливается потребность в трудовых ресурсах, а также сроки поставки оборудования.

Выбор машин для конкретных производственных условий рассчитывается на основе технико-экономического анализа и обоснования различных вариантов.

Чтобы повысить эффективность землеройных работ за счет механизации, необходимо расширить использование большего количества эффективных типов машин и увеличить мощность основных механизмов, чрезмерно увеличить удельный вес работ бульдозерами, использовать погрузчиков, экскаваторы и планировщиков.

Ведомость калькуляции затрат труда находится в приложении Б.

3.6 Техника безопасности

На время строительства объекта следует руководствоваться правилами техники безопасности и соблюдать соответствующие показания:

- строительные площадки непозволительно заполнять конструкциями, материалами и др.;
- конструкции, материалы и приспособления следует складировать в складских помещениях;
- опасные зоны для нахождения рабочих, нужно оградить либо обеспечить предупреждающими знаками;
- к управлению монтажным краном не разрешается допускать лица без наличия удостоверения на право управления предоставляемой машиной;
- монтажникам, выполняющим работы на высоте 1.5 м, предоставляются предохранительные пояса;
- грузоподъемные монтажные оборудования (траверсы, стропы и др.) перед применением следует подвергать испытанию грузом, превышающим расчетный на 25% в течение 10 мин.

Бетонные и железобетонные работы. Для опалубщиков на их рабочем месте важно организовывать безопасные условия труда.

Опалубку, предназначенную для строительства монолитных ж/б зданий, следует выполнять и применять с учетом ППР (проект производства работ), в утвердившимся порядке.

Разборку опалубки важно выполнять после позволения производителя работ, а особо важных конструкций (по списку утвердившегося проекта) после позволения главного инженера.

Во время разборки опалубки важно принимать меры, не допускающие случайное падение элементов, а также обрушения конструкций поддерживающего назначения.

Ежедневно перед началом бетонных работ важно проверять качество состояния опалубки. Если есть какие-то неисправности, они должны быть сразу устранены.

Арматурные работы важно производить в исключительно назначенных для этого и целесообразно оборудованных местах.

При выполнении арматурных работах нужно:

- огораживать места, специальные для разматывания бухт и выправления арматуры;
- класть арматуру в назначенные для этого места;
- покрывать торцовые части арматуры.

При натяжении арматуры важно:

- -устраивать защитные ограждения;
- -запретить присутствие людей ближе 1 м от нагреваемой арматуры.

При производстве работ с растворами, в наличии состава которых есть хим. добавки, следует применять СИЗ (средства индивидуальной защиты), которые в свою очередь назначаются по инструкциям завода-изготовителя используемого состава [12].

4 Экономический раздел

Сметная стоимость – это общие денежные затраты, которые нужны для возведения строительного объекта по проектным материалам.

В данной дипломной работе изображены следующие типы документации смет:

- -локальная смета-рассчитывается на основе объемов и затрат проекта, взятого с калькуляций затрат и труда. Локальная смета прилагается в приложении В.
- -ресурсная смета, приводится в приложении Г.
- -сводка объемов строительства и стоимости работ показывает денежные затраты. Результаты приведены ниже.

Таблица 4.1 - Сводка объемов и стоимости работ

Программный комплекс АВС-4 (редакция 4.1.2) - 1 - 110

СВОДКА ОБЪЕМОВ И СТОИМОСТИ РАБОТ

ПО CMETE HOMEP 2-1-1

НА Общестроительные работы

Составлена в ценах на 1.01.2001г. Описание денежной единицы и коэффициентов перевода

но- мер: п/п:	наименование	: : стр :тель	ои- 	: :M	 онта кин	ж-	:		-: : :	норма- тивная трудо- Эмкость, челч	:C :3 :H	метная аработ- ая пла- а	: -:е -:н	тели динич- ой сто мости,	: : :: ::	ный пока- затель в % к
1:	2	: :	5 	:	6 6		:	9	:	11	: :	12	:	13	:	14
2	Земляные работы Фундаменты Надземная часть	179 7326 6,8	353				-	7326353		21 3496 1198616		717400				0 1.07 98.97
	всего по смете	7.25	E+8					7.25E+8		120213		2.2E+8	3			100
	Составил							Базарн	ку	лова Д.М	1.	, Нург	ожа	A.A.		
	Проверил									Кызылба	ев	н.к.				

Программный комплекс АВС-4 (редакция 4.1.2)

- 1 -

Э110

(наименование стройки)

ведомость объёмов работ № 2-1-1

на Общестроительные работы, Лечебно-оздоровительный комплекс в г. Алмата (наименование работ и затрат, наименование объекта)

Составлена в ценах на 1.01.2001г.				Тенге
: : : : Наименование видов работ : :	Ед.изм.	: :Кол-во :(объём)	: Стоим-ть: ед:	Сумма
: 4 :	5	: 6	: 7 :	8
1.Срезка редкого кустарника и мелколесья в грунтах естественного залегания кусторезами на тракторе 79	га	0.002	3832,4	7.66
кВт (108 л.с.) 2. Разработка грунта 2 группы с погрузкой на автомобили-самосвалы экскаваторами с ковшом вместимостью 1 м3	мЗ	83.6	58.24	4868.68
3. Разработка грунта 2 группы в отвал экскаваторами "Драглайн" или "Обратная лопата" с ковшом вместимостью 1 м3	мЗ	120,1	41,76	5015,34
4.Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощност - 79 (108) кВт (л.с.), при перемещении грунтов 2 группы до 5 м	ью м2	45 , 2	6,7	302,91
5. Уплотнение грунта 1,2 группы пневматическими	м2	103,72	21,55	2234,76
- трамбовками 6. Уплотнение грунта прицепными катками на пневмоколесном ходу, 25 т, на первый проход по одному следу при толщине слоя 25 см	м2	9,67	28,01	270,81
7. Монтаж и демонтаж блочной опалубки 8. Установка каркасов и сеток в стенах массой одног элемента до 20 кг	м2 о 1т	1,78	4781 , 15	8510,45
9. Устройство фундаментных плит бетонных плоских 5135626,8	мЗ	597	8602,39	
10.Гидроизоляция бетонных поверхностей полимерцементным составом толщиной слоя 20 мм на жилкости ГКЖ-10	м2	1342	943,2	1265777,1
11. Монтаж и демонтаж крупнощитовой опалубки 12. Установка арматуры 187696994	м2 1т	24638,6 37084,5		
13. Устройство стен, днищ и перекрытий 179345043	мЗ	16138,2	11113,0	08
14. Устройство покрытий из паркетных досок	м2	30985	2870,03	88928003
				406404011
Итого по ведомости объёмов работ				486484311
Составил Базаркулов	а Д.М.,	Нургожа .	A.A.	

Проверил

Кызылбаев Н.К.

5 Безопасность и охрана труда

Правильно организованная строительная площадка для выполнения монолитных работ дает высокопродуктивную и безопасную работу, учитывая аварийность и риск требуется устранить ее, и создать необходимые условия работникам. При производстве монолитных работ нужно руководствоваться СП РК 1.03-106-2012 «Охрана труда и техника безопасности в строительстве» [16], Системой стандартов безопасности труда в строительстве.

Мероприятия, рассмотренные в проектах организации строительства (ПОС) и проектах производства работ (ППР) классифицируют на три группы: организационные, общие по строительной площадке и технологические.

При создании календарного плана строительства объекта важную роль играет алгоритм выполнения работ. В основном используют поточный метод ведения работ. В календарном плане рассматривается вопрос по соблюдению максимальной последовательности выполнения монолитных работ с целью обеспечения надежности элементов сооружения.

Технологические карты являются основным документом ППР, где предусматриваются все вопросы безопасной организации труда и предотвращения источников травматизма. В строительных генеральных планах учитывают такие вопросы охраны труда на объекте: организация санитарно гигиенического и бытового обслуживания работающих на строительной площадке, освещения строительной площадки, проходов, проездов и рабочих зон, эксплуатация строительных машин и механизмов.

Вывод и принятые решения по технике безопасности представляют в пояснительной записке к проекту.

Выполненный ППР после проверки работниками по технике безопасности одобряет главный инженер генеральной подрядной организации, который будет руководить данным строительством, специальные работы одобряют главные инженеры субподрядных организаций.

В случае нарушения заказчиком мероприятий по технике безопасности, в результате чего появляются аварийные условия для жизни и здоровья работающих, строительные работы должны быть прерваны до исключения опасности. Это оформляют актом.

Перед началом работы в месте, где существует риск производства, вы должны предоставить ответственному подрядчику наряд на работу - допуск на выполнение работ, связанных с повышенным риском.

В целях обеспечения защиты окружающей среды должны быть приняты меры для максимального использования промышленных отходов для переработки.

Применение автоматизированной системы во время выполнения бетонных работ является неотъемлемым условием экономии природных ресурсов. Это способствует управлению расходами материалов, что в свою очередь сказывается на точности дозировки и потери сырья сводятся к минимуму.

Во время выполнения работ, связанных с монтажом несущих и ограждающих конструкций, должен быть организован качественный контроль за используемым сырьем, уже готовыми конструкциями с целью минимизировать ресурсный расход с сохранением необходимых свойств и качественных показателей изделий и конструкций.

В целях уменьшения потерь сырья и материалов нужно повысить качество технических средств, предназначенных для транспортировки и хранения сырья.

Рекомендуется широко использовать промышленные отходы во время бетонных работ для сохранения природных ресурсов при одновременном улучшении теплоизоляции. К отходам промышленности также присваивают отходы обогащения, золы, и др.

В период выполнения работ, связанных с монтажом несущих и ограждающих конструкций, для рационального применения важно предусмотреть для отходов неоднократное использование после их переработки (рециклинг) [16].

Заключение

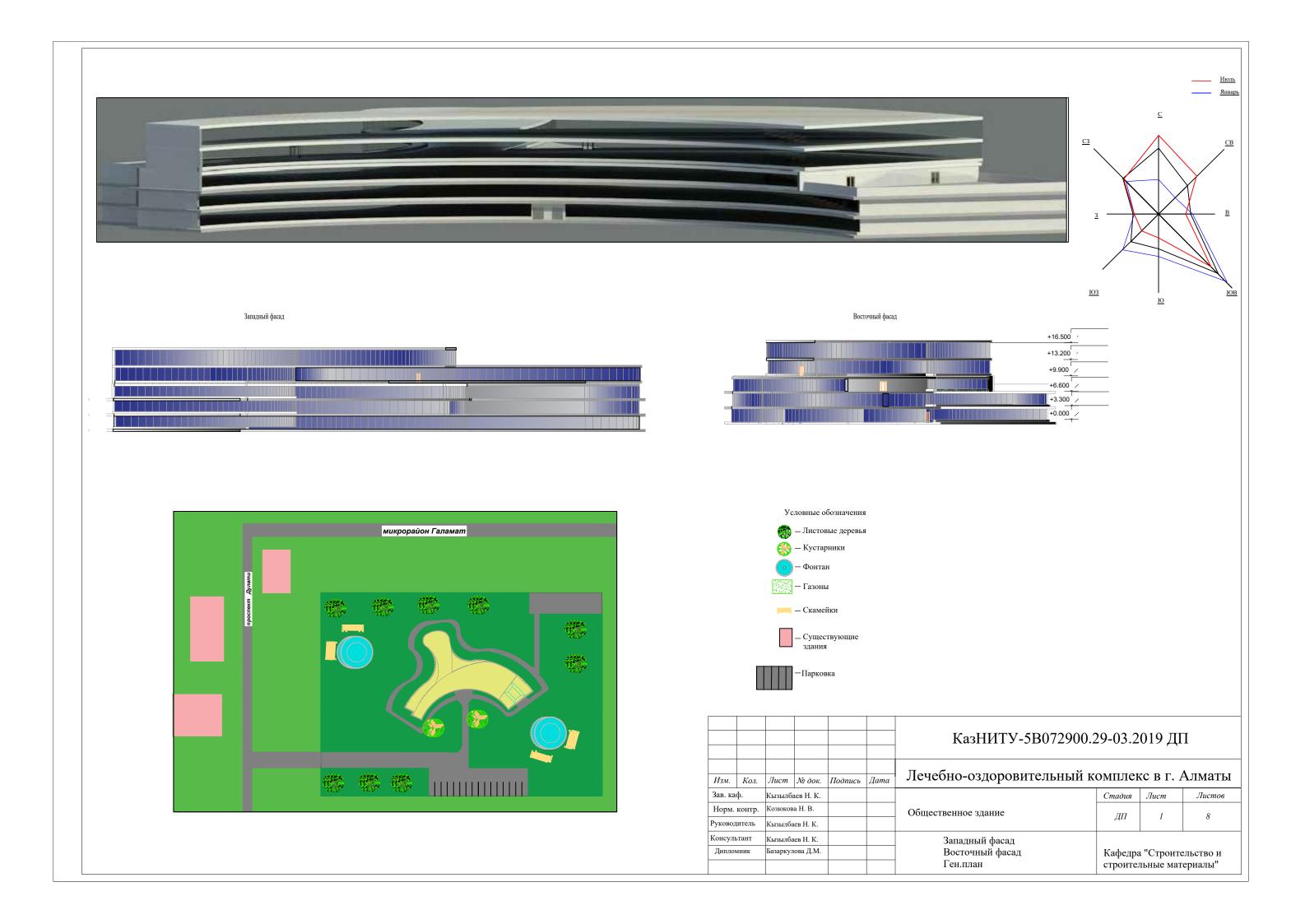
В данном дипломном проекте «5 этажный Лечебно-оздоровительный комплекс с подземным паркингом в г.Алматы». Все расчеты проводились по действующим на данный момент в Казахстане СНиП и полностью согласованы с их требованиями.

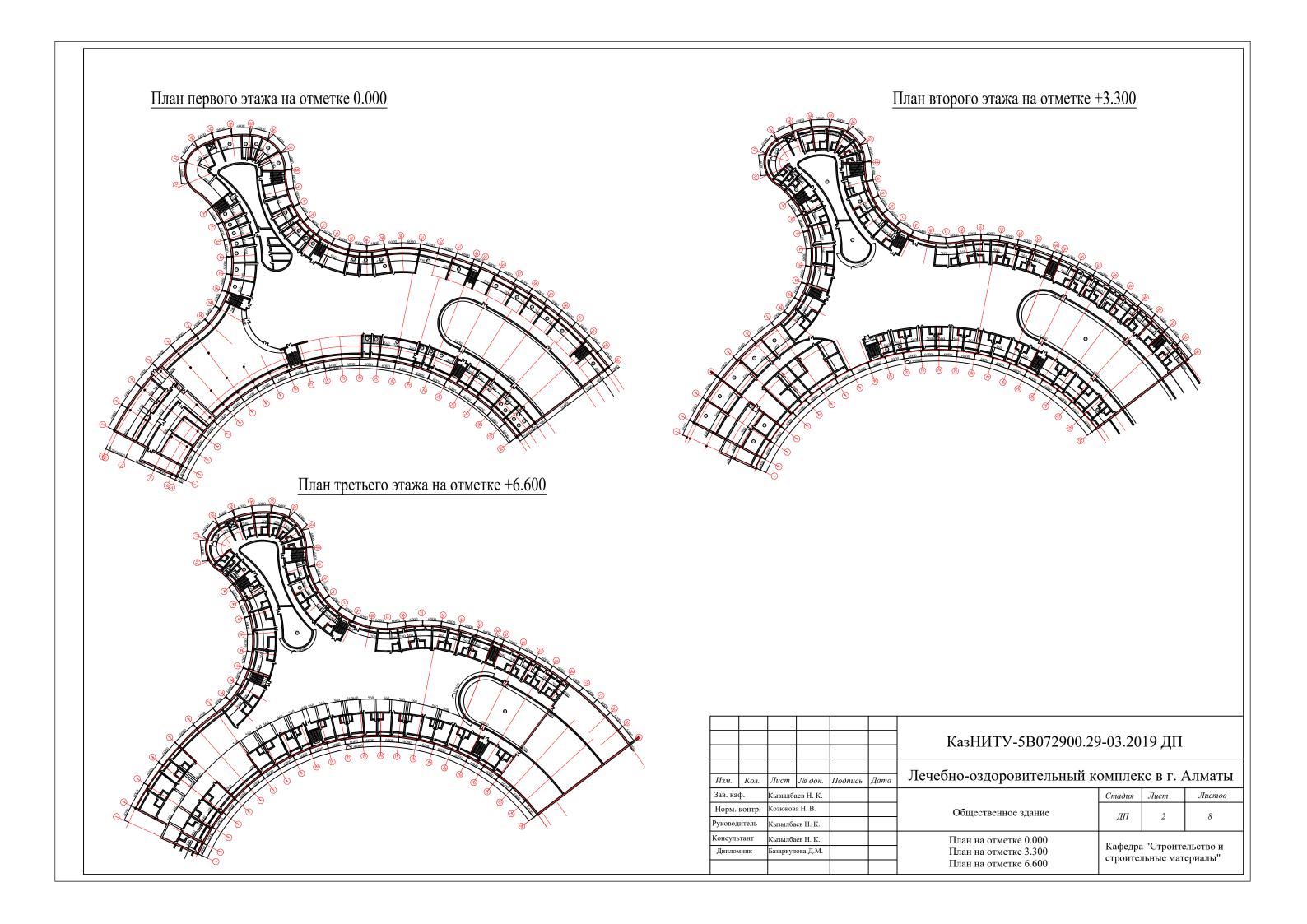
Были проведены следующие расчеты:

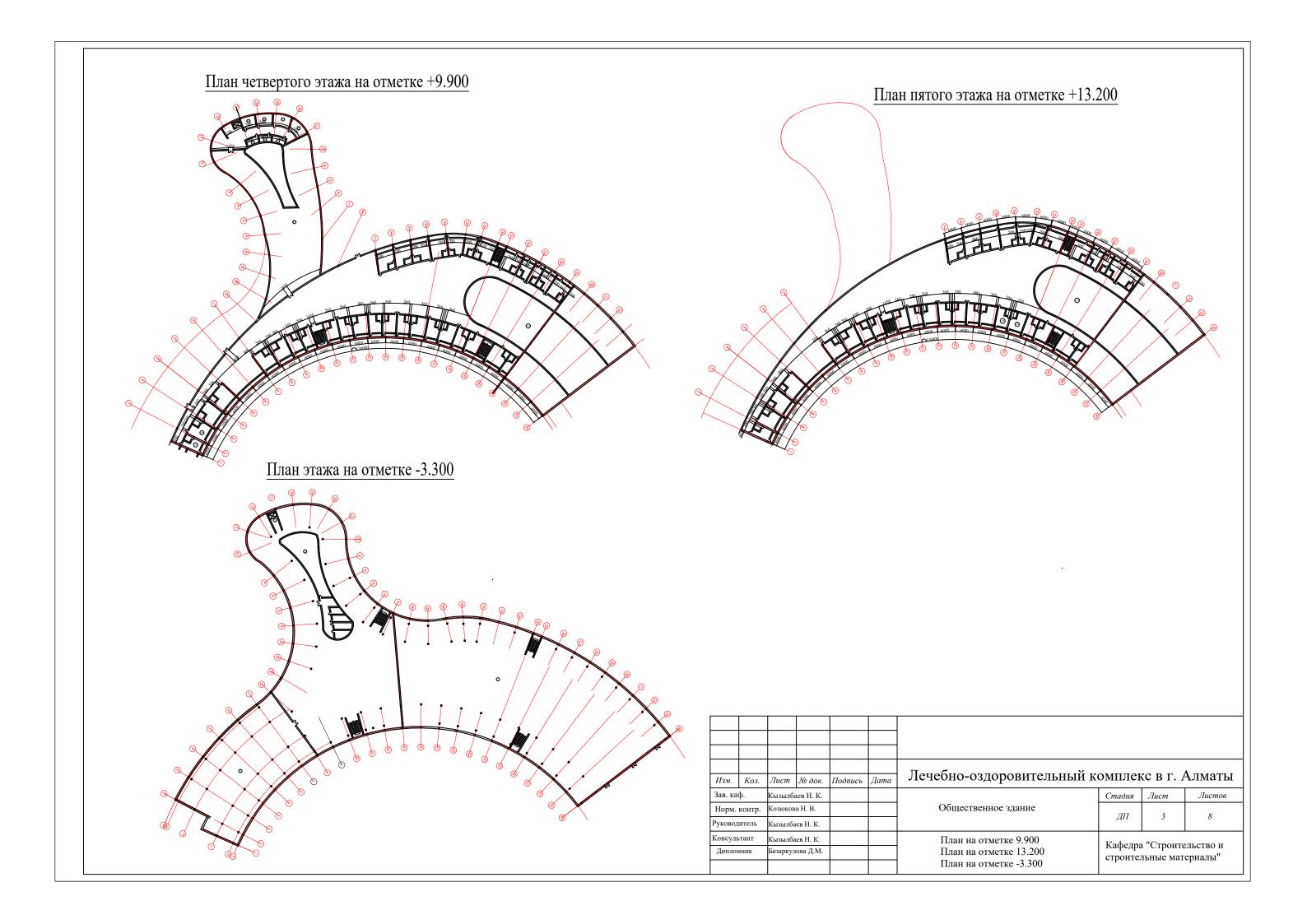
- -теплотехнический расчет внешней стены;
- -расчет фундамента;
- -расчёт колонны;
- -автоматизированный компьютерный расчет фундаментной плиты в программе ПК «ЛИРА»;
- -автоматизированный компьютерный расчет каркаса здания в программе ПК «ЛИРА»;
- -расчитан и составлен календарный план производства работ на весь период строительства;
- -расчитан и организован объектный стройгенплан;
- -проведены работы по подчету локальной и ресурсной сметы, а также сводный расчет стоимости строительства.

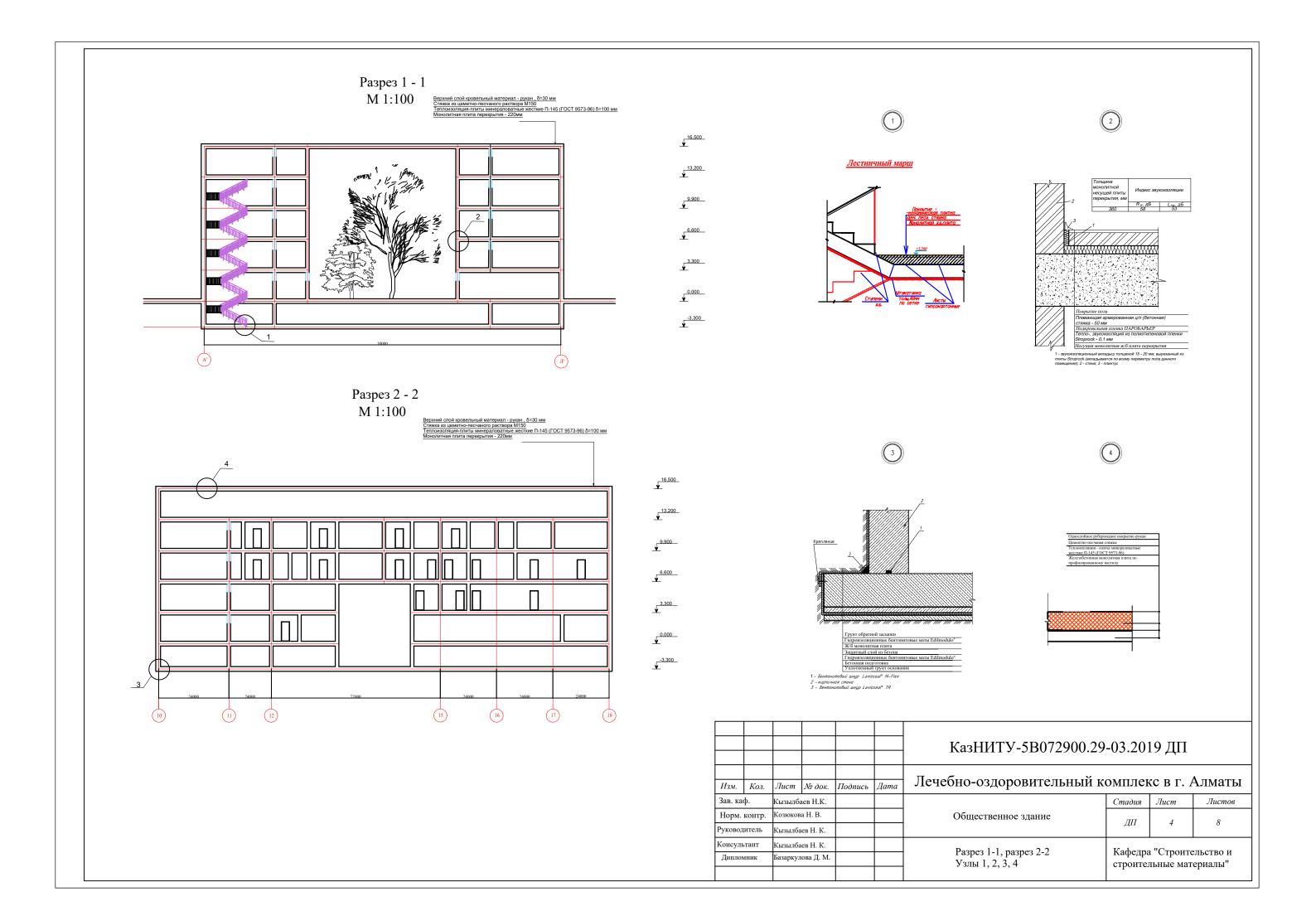
Список использованной литературы

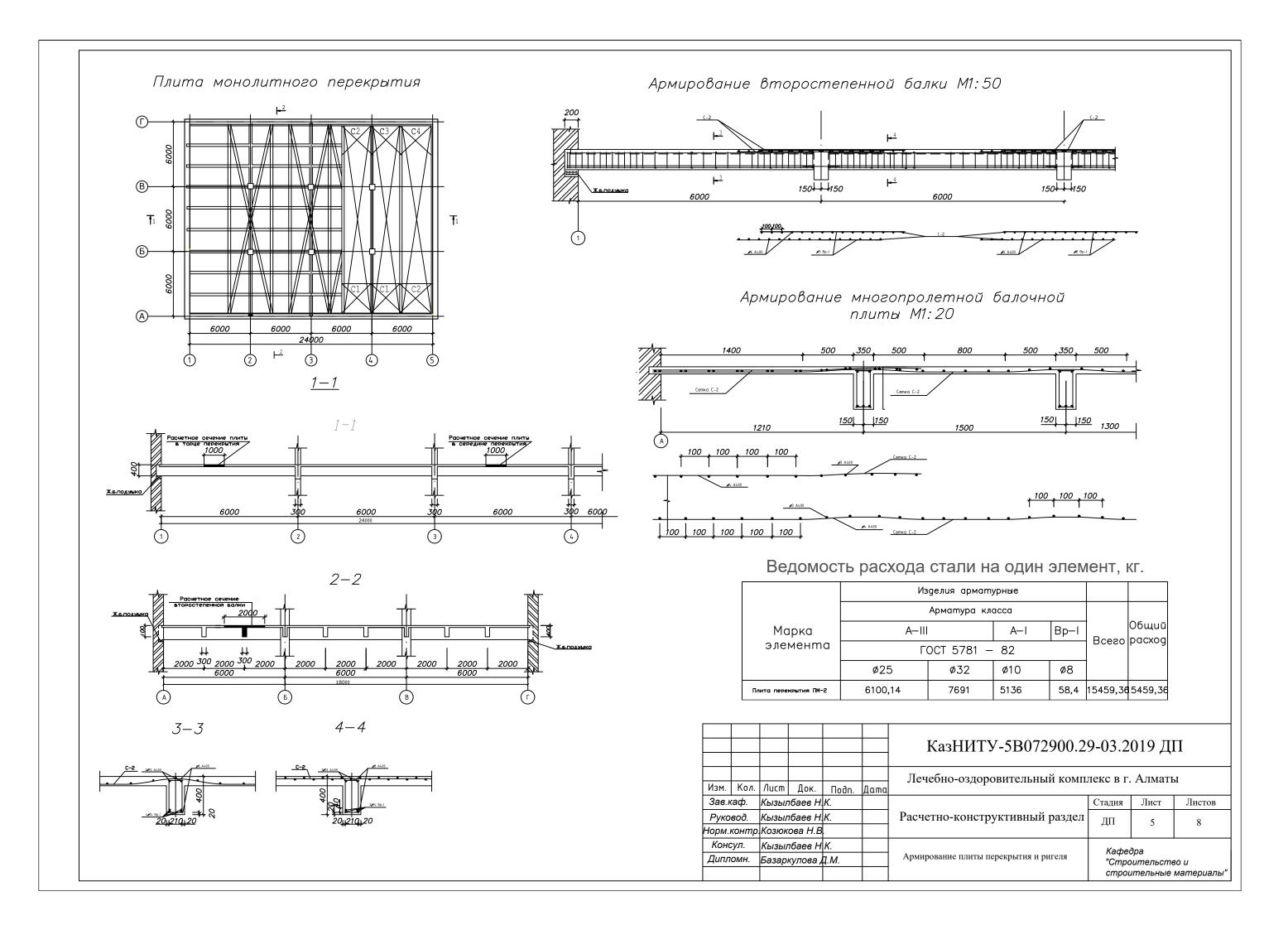
- 1. СНиП РК 2.04-01-2017 «Строительная климатология», Астана 2017.
- 2. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», Москва 1996.
- 3. СНиП РК 5.03-37-2005 «Несущие и ограждающие конструкции».
- 4. СП РК 2.04-107-2013 «Строительная теплотехника», Астана 2013.
- 5. СП РК 2.03-30-2017* «Строительство в сейсмических зонах», Астана 2018.
- 6. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. «Железобетонные конструкции». Общий курс, Москва 1991.
- 7. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. Учеб. пособие для техникумов. Москва: «Альянс» 2007.
- 8. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. Под редакцией А. Б. Голышева. 2-е изд., перераб. и доп. К. Будивельник, 1990.
- 9. Пособие к СНиП 2.03.01-84 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.
- 10. СНиП РК 5.03-34-2005 «Бетонные и железобетонные конструкции».
- 11. Хамзин С.К., Карасев А.К. «Технология строительного производства» Учебное пособие, Москва 2006.
- 12. ЕНиР Сборник Е1. Внутрипостроечные транспортные работы.
- 13. ЕНиР Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций.
- 14. СНиП 3.01.01-85* «Организация строительного производства», Москва 1989.
- 15. <u>www.kkamaz.ru/product_catalog/produce/130</u>«Автобетононасос 58150В (АБН-65/21)».
- 16. СП РК 1.03-106-2012 «Охрана труда и техника безопасности в строительстве», Астана 2011.
- 17. ГОСТ 12.4.059-89 «Система стандартов безопасности труда (ССБТ). Строительство. Ограждения предохранительные инвентарные.
- 18. СНиП РК 2.02.05-2009 «Пожарная безопасность зданий и сооружений», Астана 2009.
- 19. СН РК 1.03-02-2007 «Инструкция по проектированию бытовых зданий и помещений строительно-монтажных организаций», Астана 2007.











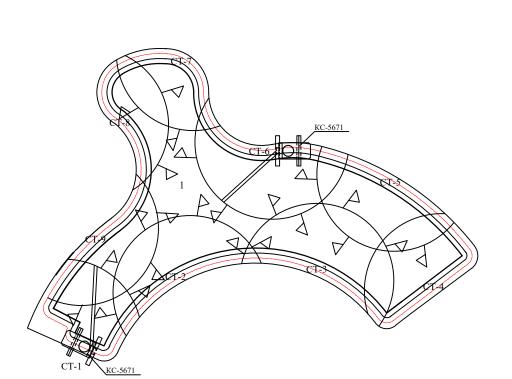


Схема движения крана

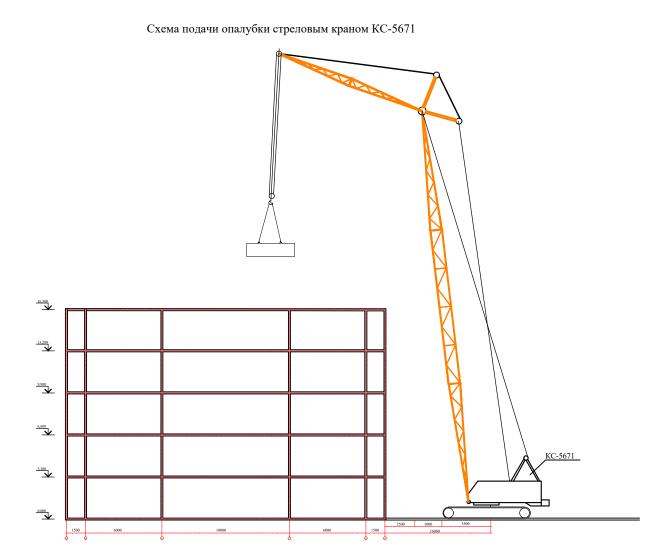
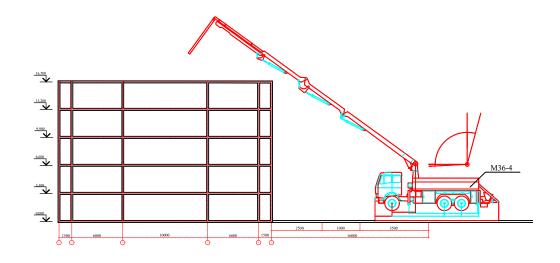
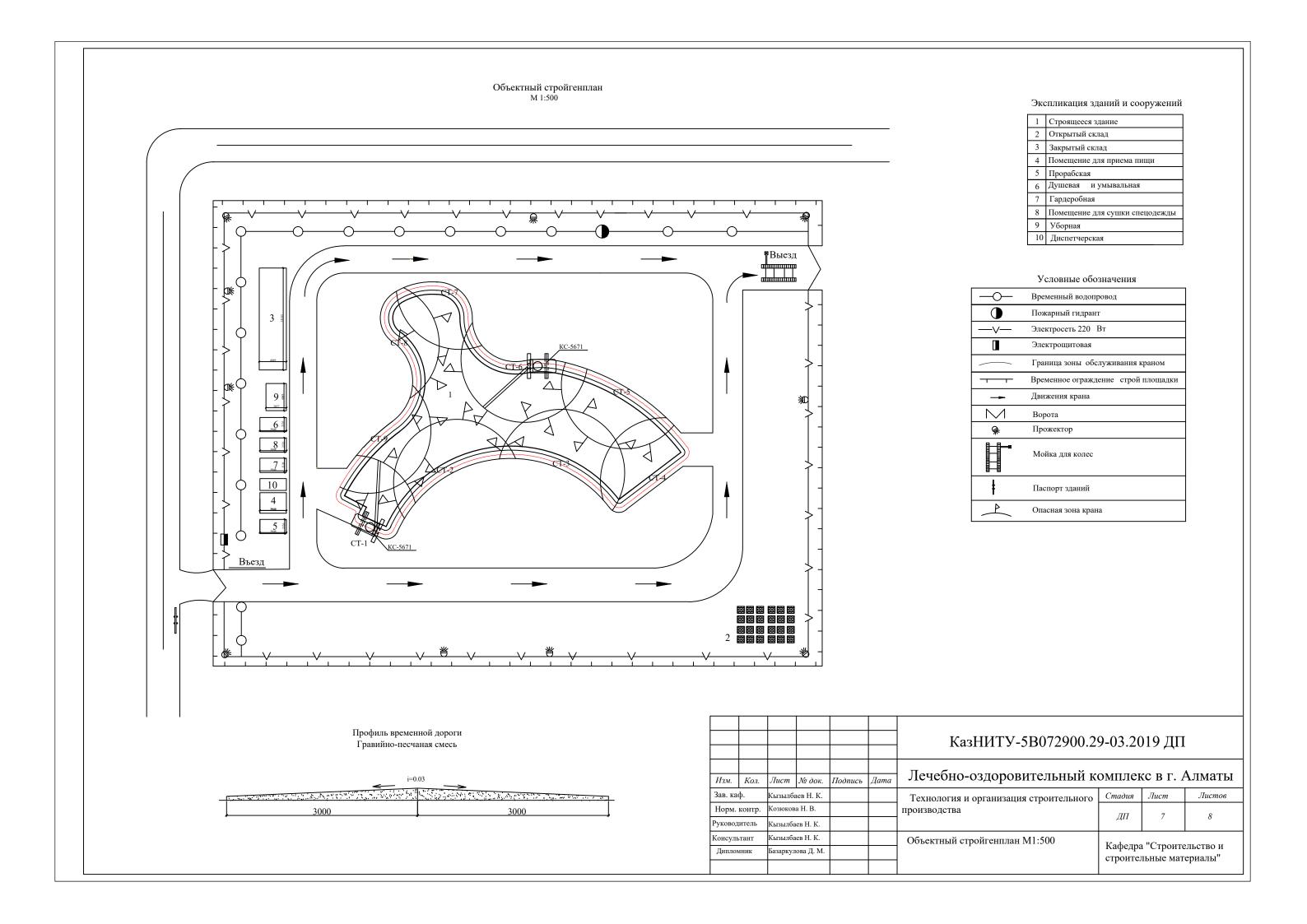


Схема подачи бетонной смеси бетононасосом PUTZMEISTER M36-4



						КазНИТУ-5В072900.29-03.2019 ДП						
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Лечебно-оздоровительный комплекс в г. Алматы						
Зав. каф. Норм. контр. Руководитель		•				Технология и организация строительного	Стадия	Лист	Листов			
						производства	ДП	8	8			
							ДП					
Консультант Дипломник		Кызылбаев Н. К.					Кафедра "Строительство и строительные материалы"					
		Базаркулова Д. М.				Схема производства работ						



Календарный план производства работ График работ. Thogosax, podeon as gram by gr 2014-2015 rog 2014zog н³ 597 57,6 М-36-4 _{11,4}- 5 1 100_M ² 1789 0.53 н² 931.1 31.4 КБ-1602 --6 Caecape cmpoume 4p-1. 3p-1 100_M 2 1342 3.6 100 m 2 276.9 8.8 100м ² 103.72 45.2 1000м ² 9.67 ДУ-29 График производства работ. Общая продолжительность СМР составляет 330 дня КазНИТУ-5В072900.29-03.2019 ДП Лечебно-оздоровительный комплекс в г. Алматы Изм. Кол. Лист № док. Подпись Зав. каф. Кызылбаев Н. К. Стадия Лист Листов Технология и организация строительного Козюкова Н. В. Норм. контр. ДП производства Руководитель Кызылбаев Н. К Консультант Кызылбаев Н. К. Кафедра "Строительство и Базаркулова Д.М. Дипломник Календарный график строительные материалы"