

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

НАО «КАЗАХСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА И ИРРИГАЦИИ»

«Допущена к защите»

Руководитель ОП

Ж. Е. Ескермесов
/подпись/ /Ф.И.О./

« » 2026 г.

ДИПЛОМНЫЙ ПРОЕКТ

на тему: Сервисный центр для обслуживания автобусов в г. Актау.

ОП: 6B07316 - Строительство и эксплуатация зданий и сооружений
/шифр и наименование/

Выполнил

Досмухамедов Д. Я.
/подпись/

Досмухамедов Д. Я.
/Ф.И.О./

Научный руководитель

Усенбаев Б.
/подпись/

Усенбаев Б.
/Ф.И.О./ ученая степень, ученое звание/

Тараз 2026г.

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

НАО «КАЗАХСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ВОДНОГО ХОЗЯЙСТВА И ИРРИГАЦИИ»

Образовательная программа 6В07316 - Строительство и эксплуатация зданий и сооружений

ЗАДАНИЕ

на выполнение дипломного проекта (работы)

Студенту (ке) Досмухамедов Д.Я. 2.

/Ф.И.О./

Тема проекта (работы) Сервисный центр для обслуживания автобусов в г. Актау.
утверждена приказом по вузу № _____ от « _____ » _____ 20 ____ г.

Срок сдачи законченного проекта (работы) « _____ » _____ 20 ____ г.

Исходные данные к проекту (работе)

Инженерные геологические данные местности, начальные объемно – планировочные и конструктивные решения объекта, район строительства, краткая характеристика технологического процесса – назначение _____ - здания; объемно-планировочное решение проектируемого здания - паспорт здания;
географический пункт строительства, план земельного участка строительства в горизонталях; источники инженерного обеспечения, теплоснабжения, водоснабжения, энергоснабжения, канализация, задание по архитектурно-строительной части, задания по расчетно-конструктивной части, указания по проектированию технологии и организации строительства, указания по экономической части проекта и климатологические данные

Перечень подлежащих разработке в дипломном проекте (работе) вопросов или краткое содержание дипломного проекта (работы):

- а) Архитектурно – строительная часть с разработкой вопросов планировочных и конструктивных решений, генплана, инженерных сетей и теплотехнического расчета.
- б) Расчетно – конструктивная часть с разработкой вопросов расчетов основных несущих элементов для 2-3 вида конструкции
- в) Организационно-технологическая часть с разработкой вопросов строй генплана, технологических циклов и календарного графика в комплексе экономических расчетов, охраны труда, техники безопасности и вопросов экологии

Перечень графического материала (с точным указанием обязательных чертежей)

- 1) Фасады, планы, разрезы, узлы, рабочие чертежи основных несущих элементов, стройгенплан, календарный график производства работ

Рекомендуемая литература

1. Байков В.М., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс .-М.: Стройиздат, 1985-782с
2. Хамзин С.К Құрылыс өндірісінің технологиясы /курстық және дипломдық жобалау – Алматы. А.тілі 1996ж. Маклакова Т.Т. Архитектура гражданских и промышленных зданий. –М.: Стройиздат,1981.-368с.
3. СНиП РК 2.04-03-2002 Строительная теплотехника.
4. СНиП РК2.04.01-2001 Строительная климатология.
5. СНиП 2.03.01-84-Бетонные и железобетонные конструкции

Консультации по проекту (работе) с указанием относящихся к ним разделов проекта (работы)

Консультации по проекту (работе) с указанием относящихся к ним разделов проекта (работы)

Раздел	Консультант	Сроки	Подпись
Архитектурно-строительный	Инкарбеков Н.О.		
Расчетно-конструктивный	Усенбаев Б		
Технология и организация строительства	Усенбаев Б.		
Экономическое обоснование	Медетов А. К.		

ГРАФИК

выполнения дипломного проекта (работы)

№ п/п	Наименование разделов, перечень разрабатываемых вопросов	Сроки представления руководителю	Примечание
	Введение		
	Архитектурно-строительный		
	Расчетно-конструктивный		
	Технология и организация строительства		
	Экономическое обоснование		
	Заключение		
	Список использованных источников		

Дата выдачи задания «___» ___ 05___ 20_26_г.

Руководитель ОП /подпись/

Ж. Е. Ескермесов
/Ф.И.О./

Руководитель проекта (работы) /подпись/

Усенбаев Б.
/Ф.И.О./

Задание принял к исполнению

Студент /подпись/

Досмухамедов Д.Я.
/Ф.И.О./

АННОТАЦИЯ

Обоснованы объемно-планировочные и конструктивные решения здания сервисного центра для обслуживания автобусов в г. Актау:

Проект состоит из введения, разделов архитектурно-строительного, расчетно-конструктивного, технологического, технико-экономического обоснования а также заключения и списка литературы.

- приведены расчет на ЭВМ рамы и расчеты основных несущих конструктивных элементов;
- решены вопросы технологии и организации строительства;
- составлены сметные данные (стоимость, в т.ч. СМР, ТЭП);

Объем пояснительной записки 40 стр; табл. 15; библиограф 26 назв.

АНДАМА

Актау к. автокбуска қызмет көрсететін сервис орталығының ғимаратын жоспарлау және конструкциялық шешімдері негізделген;

- 1 қабатты раманың ЭЕМ-дегі есебі және негізгі көтергіш конструкциялардың есептері келтірілген;
- құрылысты ұйымдастыру және технология мәселері шешілген;
- жобаланатын объектінің ТЭН-дең кереніндегі сметалық құжаттары дайындалған;
- .

Түсіндірме жазба көлемі 40 бет; кесте 15; библиограф 26 атаудан.

ABSTRACT

The building of the service centre for tracks in Aktau: is brought calculation on COMPUTER high-rise frame and calculations main carrying constructive element;

- have settled the problems to technologies and organizations construction;
- they are formed estimated given (the cost, in t.ch. SMR, TEP);
- have settled the problems labour guard and ecologies construction.

The Volume of the explanatory note 40p.; tabl.15; the bibliographer of 26 names.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	3
1. Архитектурно-строительный раздел.....	4
Общие сведения.....	4
Решение генплана.....	4
Технологический процесс.....	5
Объемно-планировочное решение.....	5
Конструктивное решение.....	5
Конструктивные мероприятия.....	6
Инженерные системы.....	7
Теплотехнический расчет.....	8
2. Расчетно –конструктивный раздел	
2.1. Расчет панели покрытия.....	10
2.2. Расчет рамы.....	21
3. Организационно –технологический раздел	
3.1 Подсчет объемов работ.....	33
3.2 Ведомость трудоемкости и затраты машинного времени	33
3.3 Основные методы производства работ	
3.4 Обоснование потребности в основных строительных машинах, механизмах, транспортных средствах	34
4. Экономический раздел	
4.1. Определение расчетной стоимости строительства на стадии ТЭО..	37
4.4 ТЭП проекта.....	38
Список литературы.....	39

Введение

Функциональные процессы и определяемые ими функциональные требования к проектированию для каждого вида общественных зданий являются результатом научной разработки, проведенной специалистами по соответствующему виду деятельности людей.

«Специфические функциональные процессы разрабатываются специалистами в соответствующих областях деятельности. К числу общих функциональных процессов и связанных с ними функциональных требований относятся: общественная или трудовая деятельность людей и обеспечение необходимого пространства для нее, движение людских потоков и создание путей движения с требуемыми параметрами, зрительное восприятие и видимость, создание в помещениях благоприятной воздушной среды, светового и инсоляционного режимов. Изучение этих требований и разработка методов проектирования зданий, отвечающих за создание благоприятной искусственной среды, относится к области профессиональной деятельности специалистов-строителей.»¹

В каждом здании и помещении различают главные функциональные процессы (функции) и подсобные (вспомогательные). Подсобная функция в каком либо помещении для другого может стать главной. Как в помещении, так и в здании в целом, кроме главного функционального процесса, осуществляются вспомогательные. Например в учебном здании подсобными функциональными процессами являются общественное питание, управление и тому подобное.

Комплекс требований определяет научную сторону проектирования, которая основывается на всестороннем исследовании протекающего в помещении процесса. Комплекс требований включает: физико-технические - к искусственной среде, воздушной среде, световому и акустическому режимам; технические - к материальному воплощению пространственной среды, включая прочность, устойчивость и долговечность несущих и ограждающих конструкций, санитарно - технического и инженерного оборудования, пожарную безопасность и, наконец, архитектурно-художественные требования к решению внешнего вида здания и его интерьеров. Результат исследования этих требований позволяет установить состав помещений и их оборудования, геометрические параметры, группировку и взаимосвязь помещений, направление движения и величины людских потоков, требуемые физические параметры среды, а также технические данные для проектирования конструкций, санитарно-технического и инженерного оборудования общественных зданий. Результаты исследований используются в разработке альбомов чертежей планировочных нормалей отдельных помещений общественных зданий различного назначения, служащих дополнением к нормам проектирования.

Планировочные нормы позволяют отразить в них не только функциональные требования, но и выявить геометрические параметры планировочно-конструктивных элементов зданий (ячеек), провести их унификацию, а также установить пространственные пропорции помещений, отвечающие архитектурно-художественным задачам.

1 Архитектурно – строительный раздел

Исходные данные

«Район строительство зданий сервисного центра для обслуживания автобусов в г Актау. Территория под площадку имеет спокойный рельефт местности.

По материалам топографических и инженерно-геологических изисканий, выполненных службой инженерных изисканий имеется:

Природные условия в районе строительства .

- климатический под район I
- вес снегового покрова-50 кгс 1 м²
- скоростной напор ветра-45 кгс 1 м²
- температура наружного воздуха: tн=-18°C tн=-24°C
- сейсмичность района строительства-6 баллов
- господствующее направление ветра 7

Основанием фундаментов служит суглинок.

- Глубина промерзания
- Грунтовые воды до глубины 8 м не вскрыты»²

Генеральный план участка.

Генеральный план выполнен в соответствии с утвержденным генеральным планом г Актау и требованиям СНиП.

Проектируемое здание завершает ансамбль градостроительного узла в увязке с существующими зданиями.

Привязка проектирующего здания выполнена к красным линиям.

Вертикальная планировка

Вертикальная планировка решена с учетом выполнения объема земляных работ обеспечения водоотвода из условий существующего рельефа местности и выполнены методом проектных красных линий.

Проектные уклоны не превышают допустимых пределов и обеспечивают сток поверхностных вод от зданий и сооружений.

Полив зеленых насаждений обеспечиваются из поливочных кранов и арочной сетью.

Озеленения и благоустройство. Свободная территория озеленяется кустарниками, деревьями, газонами и цветниками.

Все сорта зеленых насаждений соответствуют данной климатической зоне.

Архитектурно-планировочные решения и отделка

Здание сервисного центра для обслуживания 100 грузовых автомашин в г Актау решено в полном железобетонном каркасе с ограждающими конструкциями из навесных самонесущих панелей и самонесущих кирпичных стен.

На первом этаже размещаются помещения:

- участок технического обслуживания,
- теплая стоянка на 30 автомобилей,
- венткамера,
- помещения наружной мойки,
- диспечерская.

На втором этаже размещаются помещения:

-кабинет по технике безопасности комната приема пищи, электрощитовая, гардеробная, душевая.

Класс здания II

Внутренняя отделка-затирка панелей штукатурка цементным раствором кирпичных поверхностей. Полы-бетонные.

Технология производства

«Здание сервисного центра для обслуживания автобусов в г. Актау предназначено для проведения технологического обслуживания, диагностики, устранения неисправностей и хранения 100 автомобилей и 15 прицепов.

Диагностика автомобилей выполняется перед проведением ТО-1 и ТО-2 на тех же постах с помощью переносных диагностических приборов.

Для проведения наружной мойки подвижного состава ТО и зарядки аккумуляторов, ТО приборов питания и электрооборудование предусмотрено специальное место, размещенное в изолированных помещениях гаража.

Для сбора отработанного масла и заправки свежими маслами предусмотрены установка 03-496ТМ

ГОСНПТ и баки для сбора отработанного масла 8911.000А.

В помещении теплой стоянки предусмотрена разводка сжатого воздуха для подкачки подключения переносных ламп и электроинструмента.

Текущий (ТР) ремонт автомобилей выполнять агрегатным методом.

Капитальный ремонт (КР) автомобилей производится на специализированных ремонтных предприятиях.»³

Режим работы и штаты:

Количество смен-I

Общее количество работающих -72 чел

Конструктивные решения.

Конструкции, детали и изделия приняты на основании задания на планирование, выданного заказчиком строительной организацией.

Мероприятия по ограничению шума выполнены согласно СНиП II-12-77 «Защита от шума» и СНиП 2.09.02-85 «Производственные здания».

Принятое объемно-планировочное решение зданий для обслуживания 100 автомашин в г. Актау обеспечивает должную звуковую изоляцию помещений.

Противопожарные мероприятия.

Противопожарные мероприятия выполнены в соответствии с требованиями СНиП 2.01.02-85 «Производственные здания». Степень огнестойкости здания II. Вокруг здания предусмотрены проезды.

Лестничные клетки запроектированы с естественным освещением.

Для помещений предусмотрены негорючие отделочные материалы.

В здании предусмотрены водопровод и охранно пожарная сигнализация.

Антикоррозионная защита строительных конструкций выполнена согласно СНиП 2.03.11.85. Защита строительных конструкций.

Грунты обладают слабой сульфатной и средней хлоридной агрессивностью к железобетонным и бетонным конструкциям.

Для защиты боковых поверхностей фундаментов, подземных каналов, предусмотрена обмазка горячим битумом за 2 раза.

Под фундаментами предусмотрена слой щебня толщиной 100 мм.

Все стальные закладные и соединительные изделия защищены антикоррозионным покрытием.

Теплоснабжение

«Теплоснабжение зданий сервисного центра для обслуживания 100 грузовых автомашин в г Актау предусмотрена от существующей котельной.

Расход тепло составляют 729152 ккал\час.

Теплоносителей являются вода с параметрами 95-40°C.

Теплопроводы теплосети изолируются матами из стальных оцинкованных водогазопроводных труб ф15-32 ГОСТ 3262-75*

Подача горячей воды осуществляется от скоростного водоподогревателя.

Отопление и вентиляция

Проект разработан для расчетной температура наружного воздуха -24°C.

В помещениях зданий обслуживания автобусов в г Актау.

Проектируется система центрального водяного отопления.

Система принята двухтрубная тупиковая с верхней разводкой теплоносителя нагревательные приборы регистра из гладких труб для производственных помещений и конвекторы типа «комфорт» для бытовых помещений.

В помещении теплой стоянки отопления принято отопительного вентиляционными агрегатами типа АПВС-70/4 для поддержание $t_{вн} = +5^{\circ}\text{C}$.

Теплоснабжение колориферов приточных систем и отопительной-вентиляционных агрегатов предусматривается отдельными ветками от распределительной гребенки в узле управления.»⁴

Все трубопроводы отопления и теплоснабжения окрашиваются масляной краской. Трубопроводы прокладываются с уклоном согласно стрелкам указанным на схеме. Воздухоудаление из систем осуществляется воздушными кранами установленными в высших точках системы.

Спуск воды производится в низких точках.

Трубопроводы подкладываемые в подпольных каналах, теплоизолируются перед изоляцией трубопроводы покрываются антикоррозийным покрытием. В качестве антикоррозийного покрытия принят бризоп в 2 слоя по холодной изоляционной мостике.

Во всех помещениях зданий для обслуживания авто в г Актау проектируется приточно-вытяжная вентиляция с механическим и естественным побуждением и устройством от оборудования, выделяющего вредности.

Приточная вентиляция осуществляется приточными установками П1,П4. Обслуживают помещения с временными требованиями людей.

В зимний период в приточный воздух нагревается в колориферных секциях этих установок и подается в помещения. Количество приточного воздуха рассчитано на возмещение вытяжки местными отсосами и из условий разбавления вредных газовойделений.

Приточная установка П-3 представляет собой кондиционер КД-10А. Приточная установка П-3 участок технического обслуживания и участок ремонта приборов питания.

«В помещении теплой стоянки предусмотрена вытяжная вентиляция из верхней и нижней зоны. Удаления воздуха из нижней зона осуществляется с помощью канала, расположенного в калесоотбойном устройстве.

На участке зарядки аккумуляторов, кроме местной механической вытяжной вентиляции предусмотрена естественная вытяжная вентиляция из верхней зоны помещения.

На участках ТО и тепловой стоянки предусмотрены шланговые отсосы с естественным побуждением для отвода выхлопных газов в атмосферу.

В остальных помещениях предусмотрена естественная вентиляция путем проветривания через форточки и открывающиеся драмы.

Водоснабжение и канализация

От существующей сети зданий сервисного центра для обслуживания 100 грузовых автомашин в г. Актау. Водопроводная сеть проектируется из полиэтиленовых труб высокой плотности ПВД 110 с, ГОСТ 18599-83.

Наружная пожаротушение предусмотрена от пожарных гидрантов на существующей сети и в проектируемом колодце.

Внутренний водопровод.

Система объединенного хозяйственно-питьевого производственно-противопожарного водопровода запроектирована из стальных водогазопроводных оцинкованных труб ГОСТ 3262-75* $\phi 15-10$ »⁵

Расчетный расход воды на внутреннее пожаротушение -5,0 л.

Необходимый свободный напор на вводе:

-при хоз-питьевой и производственном водопотреблении-10,0 м

-при пожаре-20,0 м

Система горячего водоснабжения запроектирована для бытовых нужд из стальных оцинкованных водогазопроводных труб $\phi 15-32$ ГОСТ 3262-75*

Суточный расход холодной воды составляет-6,874 м³/сут.

Расход горячей воды-0,54 м³/час.

Расход тепла-56000 ккал \ час

Подача горячей воды от скоростного водонагревателя 1-57 х 2000-р (3сек
Наружная канализация.

Сеть производственной канализации запроектирована канализация запроектирована для отвода стоков от мытья полов и технологического оборудования.

Сеть производственной канализации запроектирована из чугунных канализационных труб $\phi 1050-50$ мм и из чугунных водопроводных труб $\phi 200$ мм ГОСТ 5525-61**

Охрана окружающей среды.

Сети водопровода и теплоснабжения решены централизованно.

Очистка канализационных стоков через грязеотстойник с бензомаслоуловителем, нейтрализатор и далее малые очистные сооружения: септик, поле подземной фильтрации.

Растительный слой срезается и складывается. В дальнейшем используется для устройства газонов и др. целей.

Характеристика строительного объекта.

Проектирование здания для обслуживания автомашин в г. Актау.

Гараж на 100 грузовых автомашин-представляет собой здание размером в плане 18х72м. Шаг колонны в продольном направлении 6,0 м.

Высота здания до несущей конструкции покрытым-6,0 м, и тепловой стоянки для Н=3,6 м. Учтено стоянка на 50 автомашин согласно СП II-93-74.

Теплотехнический расчет наружной панельной стены

Требуется определить толщину наружной стены производственного здания, возводимого в г. Актау. Стеновой материал – панели железобетонные (керамзитобетон объемным весом 1000 кг/м³).

Стены с внутренней стороны не оштукатурены.

Исходные данные

$t_{в} = +16\text{ }^{\circ}\text{C}$ - внутренняя температура помещений;

$t_{н} = -42\text{ }^{\circ}\text{C}$ - наружная температура взята для наиболее холодных суток

$\Delta t^H = 8$ - нормативный температурный перепад между температурой наружного воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции;

$n = 1$ - коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающей конструкции по отношению к наружному воздуху;
 $\alpha_{в} = 7,5\text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч} \cdot ^{\circ}\text{C}$ - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции;

$\alpha_{н} = 20\text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч} \cdot ^{\circ}\text{C}$ - коэффициент теплоотдачи для зимних условий;

λ_i - расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя;

s - коэффициент теплоусвоения материала слоя; δ_i - толщина слоя. Свойства керамзитобетона:

λ , ккал/м²·ч·°

$C \dots\dots\dots 0,28$; s , ккал/м²·ч·°

$C \dots\dots\dots 4,27$; δ , м.

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_0^{тр} = \frac{n(t_{в} - t_{н})}{\Delta t^H \cdot \alpha_{в}} = \frac{1(16 - (-42))}{8 \cdot 7,5} = 0,97\text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч} \cdot ^{\circ}\text{C}.$$

Сопротивление теплопередаче проектируемого ограждения приравняем требуемому сопротивлению теплопередачи:

$$R_0 = R_0^{тр} = \frac{1}{\alpha_{в}} + R + \frac{1}{\alpha_{н}}; \quad \frac{1}{7,5} + \frac{\delta}{0,28} + \frac{1}{20} = 0,97 \quad [10, \text{ глава 2}]$$

откуда $\delta = 0,22\text{ м}$

где R - термическое сопротивление слоя ограждающей конструкции;
[10, глава 2]

$$R = \frac{\delta}{\lambda} = \frac{\delta}{0,28} = \frac{0,22}{0,28} = 0,79\text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч} \cdot ^{\circ}\text{C}.$$

Тепловая инерция ограждающей конструкции:

$$D = R \cdot s = 0,79 \cdot 4,27 = 3,4. \quad [10, \text{ глава 2}]$$

Ограждение с малой инерционностью. Выбранная температура наружного воздуха (по наиболее холодным суткам) проходит. [10, таблица 5]

Принята толщина наружной керамзитобетонной панели 300 мм.

1.1 Теплотехнический расчет совмещенного покрытия

В качестве утеплителя принят пенобетон объемным весом 1200 кг/м³.

1.1.1 Исходные данные

«t_в= +16 °С;

t_н= -42 °С;

Δt^н=7;

n=1;

α_в=7,5 ккал/м²·ч·°С;

α_н=20 ккал/м²·ч·°С. »⁶

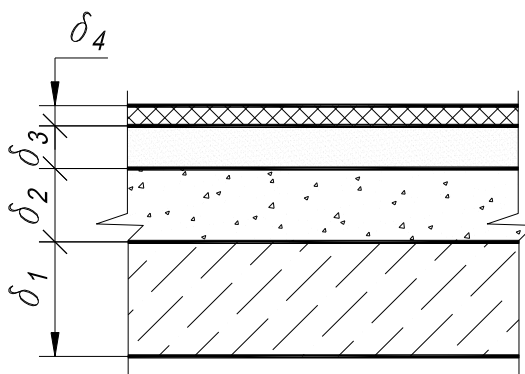


Рисунок 1 - Покрытие в разрезе

Таблица 1

№ п/п	Наименование слоя	λ, ккал/м ² ·ч·°С	s, ккал/м ² ·ч·°С	δ, м
1	ребристая ж/б плита	1,65	15,36	0,03
2	утеплитель пенобетон	0,15	3,75	?
3	цементно-песчаная стяжка	0,65	8,18	0,02
4	3 слоя рубероида	0,15	3,06	0,01

1.1.2 Расчет

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_0^{\text{тр}} = \frac{n(t_{\text{в}} - t_{\text{н}})}{\Delta t^{\text{н}} \cdot \alpha_{\text{в}}} = \frac{1(16 - (-42))}{7 \cdot 7,5} = 1,1 \text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч}^0 \text{С}. \quad [10, \text{ глава}$$

2] Сопротивление теплопередаче проектируемого ограждения приравняем требуемому сопротивлению теплопередачи:

$$R_0 = R_0^{\text{тр}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}};$$
$$\frac{1}{7,5} + 0,02 + \frac{\delta_2}{0,15} + 0,03 + 0,07 + \frac{1}{20} = 1,1 \quad [10, \text{ глава}$$

откуда $\delta_2 = 0,12 \text{ м}$

2] где R_i - термическое сопротивление слоя ограждающей конструкции;

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{0,03}{1,65} = 0,02 \text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч}^0 \text{С}; \quad [10, \text{ глава 2}]$$

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0,12}{0,15} = 0,8 \text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч}^0 \text{С};$$

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,02}{0,65} = 0,03 \text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч}^0 \text{С};$$

$$R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = \frac{0,01}{0,15} = 0,07 \text{ ккал/м}^2 \cdot \text{ч}^0 \text{С}.$$

Тепловая инерция ограждающей конструкции:

« $D = R_1 S_1 + R_2 S_2 + R_3 S_3 + R_4 S_4 = 0,02 \cdot 15,36 + 0,8 \cdot 3,75 + 0,03 \cdot 8,18 + 0,07 \cdot 3,06 = 3,5$. Ограждение с малой инерционностью. Выбранная температура наружного воздуха (по наиболее холодным суткам) проходит. [10, таблица 4]

Принята толщина утеплителя из пенобетона 120 мм.

2. РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНЫЙ РАЗДЕЛ

2.1. РАСЧЕТ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ

Рассчитать предварительно-напряженную балку покрытие здания с плоской крышей. Расстояние между разбивочными осями здания $L = 18 \text{ м}$; между осями опор балки $\ell_0 = 17,2 \text{ м}$; между балками $B = 6 \text{ м}$ (рис.2.2.1)»⁷

Балка из бетона класс В45 имеет продольную напрягаемую арматуру из семи проволочных прядей класса 15 К7, поперечную арматуру из стали класса А-III, конструктивную из стали класса А-I и класса В-I. Натяжение арматуры производилось на упоры стенда. Бетон обжимают при его кубиковой прочности $R_0 = 0,82 = 0,1 \cdot 600 = 480 \text{ кН/см}^2$ Разность температуры натянутой арматуры с устройства, воспринимающих усилие натяжения, принята $t = 65^{\circ \text{C}}$

«Нормативная нагрузка от покрытия 400 кгс/м² (4,0 кН/м²) расчетная 475 кгс/м² (4,75 кН/м²), приведенная нормативная нагрузка от вентиляционность паробов трубопроводов 55 кгс/м² (0,35 кН/м²) расчетная -60 кгс/м² (0,6 кН/м²) нормативная снеговая нагрузка 50 кгс/м² (0,5 кН/м²) К нижнему поясу балки на

растяжении $Q_1 = 1,8\text{м}$ от оси опор крановые пути кран –балок грузоподъемной силой.

$Q_T = 5\text{тс} = 5\text{км}$ - Вес подкрановой балки длина 6м

$G_1 = 0,8\text{тс} = 8\text{см}$ - Вес каждой концевой балки.

Вес кран балки $T_1 = 4,4\text{тс} = 44\text{км}$ - Вес тали $T_e = 1,7\text{тс} = 17\text{см}$

Расчетные нагрузки приведены для предельные состояний первой группы.

Нагрузка от подведенного транспорта исходя из условий его работы учитывается в основном состоянии вместе с нагрузкой от снега. Допускаемое сближение кран балок (расстояние между осями кранов) $S = 0,4$.

1. Расчетная схема

Схема передачи нагрузок от талей, кран –балок и крановых путей на балку покрытия показана на рис. 2.2.2 Опорное давление кран-балок, передающаяся на концевые балки (рис.2.2.2.5) »⁸

$$D = \frac{Q_e + T_1 + T_2}{2}$$

Давление обоих колес концевых балок, передающаяся на подкрановые балки (рис.2.2.2.в)

$$D + G_2 = \frac{Q_e + T_1 + T_2}{2} + G_2$$

Наибольшее опорное давление подкрановых балок передающаяся на балку покрытия (рис.2.2.2.г)

$$R_A^H = D + G_2 + 2 \cdot 0,5G_1 = \left(\frac{Q + T_1 + T_2}{2} + G_2 \right) + G_1$$

Исходя из общих рекомендаций и существующих конструкций назначили следующими основные размеры двутаврового сечения балки в ее средней части: габаритная высота балки 1,5 м (150см) (рис.2.2.3) высота бетонные сечения $h = 1,49 > 1/15$ $L = 1,2$ $h = 1,49 < H_{102} = 1,8\text{м}$ Ширина верхней полки $s_n^1 = 38\text{см} = 0,38\text{м}^3 > 1/50L = 0,36\text{м}$ нижней полки $s_n = 0,28\text{м} = 28\text{см}$. Толщина стенки В обычно принимается 8...12 см. В данном случае $s = 12\text{см}$ по всей длине балки. В целях упрощения расчета без большей погрешности вместо переменной толщины пола в расчете принята постоянная толщина, равная, среднему значению толщины верхней полки $h_n^1 = 24\text{см}$ и нижней полки $h_n = 25\text{см}$.

Полагая, что арматура будет равномерно распределена по сечению нижней полки, расстояние от нижней грани последней до точки приложения равно действующей усилии в растянутой арматура можно принять $a = 2n/2 = 12,5\text{см}$

«При этом рабочая высота сечения

$$h_0 = L - a = 149 - 12,5 = 136,5\text{см}$$

Ненапрягаемую сжатую арматуру, устанавливаемую из конструктивных соображениях, в целях упрощены расчета и без большой погрешности в расчетах не учитываем.

Расчет нагрузки Площадь поперечного сечение балки составляет $1,49 \cdot 0,12 + (0,38 - 0,12) \cdot 0,24 + (0,28 - 0,12) \cdot 0,25 = 0,2814 \text{ м}^2$ Нагрузка от веса 1 м длины балки $0,2814 \cdot 2500 = 705 \text{ кг} / \text{м} = 7,05 \text{ кН} / \text{м}$

Подсчет равномерно распределенной нагрузки на балку для расчета по предельным состоянием первой группы сведем в таблице 2.2.1»⁹

Таблица 2.2.1. Подсчет нагрузки

Нагрузка	Нормативная нагрузка		Расчетная нагрузка	
	кгс/м	<u>кН/м</u>	<u>кН/м</u>	<u>кН/м</u>
Собственный	$g_{c.c.}^H = 705$	$g_{c.c.}^H = 7,05$	$g = 705 \cdot 1,1 = 775$	$g = 7,05 \cdot 1,1 = 7,75$
Покрытие	$480 \cdot 6 = 2400$	24	$475 \cdot 6 = 2850$	$4,75 \cdot 6 = 28,5$
Вентиляционные короба и трубопроводы	$56 \cdot 6 = 40$	3,3	$60 \cdot 6 = 360$	$0,6 \cdot 6 = 3,6$
Итоги постоянная нагрузка	34,85	34,85	3985	39,85
Снег	$50 \cdot 6 = 300$	5,0	$300 \cdot 1,4 = 420$	$3,0 \cdot 1,4 = 4,2$
Полная нагрузка	$q^H = 3785$	$q^H = 37,85$	$q = 4405$	$q = 44,05$

Опорное давление подкрановых балок на балку покрытия от нормативных нагрузок определяется по полученной выше формуле:

$$R_A^H = \left(\frac{Q_T + T_1 + T_2}{2} + G_2 \right) + G_1 = \frac{5 + 4,4 + 1,7}{2} + 0,2 + 0,8 = 655 \text{ тс} = 65,5 \text{ кН}$$

Для подкрановой балки коэффициент перегрузки принят $h_1 = 1,1$; для элементов подвешенного транспорта в соответствии $h_2 = 1,2$

$$R_A = \left(\frac{Q_T + T_1 + T_2}{2} + G_2 \right) h_e + \sigma_1 \cdot h_1 = 5,75 \cdot 1,2 + 0,8 \cdot 1,1 = 7,78 \text{ тс} = 77,8 \text{ кН}$$

Учитывая, что влияние краны на общую крановую нагрузку невелико, коэффициент сочетаний примем $h_0 = 1$

3. Определение изгибающих моментов и поперечных сил

«Наибольшая поперечная сила от расчетной нагрузки для предельных состояний первой группы

$$Q = R_A + \frac{q \cdot \ell_0}{2} = 7,78 + \frac{4,405 \cdot 17,6}{2} = 46,5 \text{ тс} = 405 \text{ кН}$$

4. Предварительные назначение сечение арматуры

Значение предварительного напряжения арматуры в виде предмет класса 15 К7 может быть назначено из условия $\sigma_p + P \leq 0,8 \cdot R_s$ при механическом способе натяжения $P = 0,05 \cdot \sigma_p$. Следовательно, $\sigma_s \leq 0,78 R_{sn}$. Принято $\sigma_p = 0,7 \cdot R_{sn} = 0,7 \cdot 16500 = 11500 \text{ кгс/см}^2$

Ориентировать сечение напрягаемой арматуры из условия трещиностойкости может быть определено по формуле:

$$A_\sigma = \frac{M}{\beta \cdot \sigma_p \cdot L_0}$$

Коэффициент принимается в пределах 0,5-0,6 В данном случае $\beta = 0,55$
Подставляя в приведенную формулу числовые значения, будет иметь

$$A_\sigma = \frac{18457000}{0,55 \cdot 11500 \cdot 136,5} = 21,4 \text{ см}^2 \gg 10$$

Необходимое число прядей при площади сечения одной пряди $f_H = 1,415 \text{ см}^2$ равен $21,4 : 1,415 = 15,1$ С некоторым запасом, не превышающим 10%, а также с учетом наиболее целесообразно расположения прядей в полке нижнего пояса балки принять 18 прядей класса 15 К7 площадь сечения которые $A_s = 22,64 \text{ м}^2$

Ориентировочное сечение арматуры из условия прочности может быть определено по формуле:

$$A_s \geq \frac{M}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{18457000}{0,9 \cdot 1765 \cdot 10600} = 14,2 \text{ см}^2$$

5. Определение геометрических характеристик приведенного сечения балки

Предварительно необходимо вычислять отношение

$$L = E_s / E_B = 1800080 / 340000 = 18000 / 3400 = 5,3$$

Вычисление приведенной площади сечения балки, A_{red} , положения центра тяжести сечения у и момента инерции I_{red} Связано в таблице 2.2.2, где -соответственно площадь сечения отдельного элемента и расстояния его центра тяжести от нижней грани балки, b_i и h_i ширина и высота элементов сечения.

Момент сопротивления приведенных сечения для его нижней растянутой грани при упругой работе материалов.

$$W_0 = I_{red} / y = 7716200 / 77 = 100200 \text{ см}^2$$

«Момент сопротивления сечение для его нижних грани учетом неупругие деформации бетона

$$W_\epsilon = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu\alpha) + 0,079(\gamma_1^1 + 2\mu^1 \cdot \alpha)] \cdot b \cdot h^2$$

В этой формуле

$$\gamma_1 = \frac{\epsilon_n - \epsilon}{\epsilon \cdot h} \cdot h_n = \frac{28 \cdot 12}{12 \cdot 149} \cdot 25 = 0,223; \alpha = 5,3$$

$$\gamma_1^1 = \frac{2(\epsilon_n^1 - \epsilon)}{\epsilon \cdot h} \cdot h_n^1 = \frac{2(38 - 12)}{12 \cdot 149} \cdot 24 = 0,7$$

$$\mu = \frac{A_s}{\epsilon \cdot h} = \frac{22,64}{12 \cdot 149} = 0,0127; \mu^1 = 0$$

Подставляя эти данные, будем иметь

$$W_T = [0,292 + 0,75(0,223 + 2 \cdot 0,0127 \cdot 5,3) + 0,075(0,7 - 0)] \cdot 12 \cdot 149^2 = 168235 \text{ см}^3 \gg^{11}$$

Таблица 2.2.2. Вычисление геометрических параметров сечения балки

$A_i, \text{см}^2$	$y_i, \text{см}$	$A_i \cdot y_i, \text{см}^3$	$y - y_i, \text{см}$	$A_i(y - y_i)^2, \text{см}^4$	$\frac{b_i \cdot h_i^3}{12} = \frac{A_i \cdot h_i}{12}$
$(\epsilon_i^1 - \epsilon) \cdot h_n^1 = (38 - 12) \cdot 24 = 624$ $(\epsilon_n - \epsilon) \cdot h_0 = (28 - 12) \cdot 25 = 400$ $\epsilon_h = 12 \cdot 149 = 1790$ $\alpha A_s = 5,3 \cdot 22,64 = 119,972$	$h - 0,5h_n^1 = 149 - 0,5 \cdot 24 = 137$ $0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 25 = 12,5$ $0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 149 = 74,5$ $a = 12,5$	85500 5000 13330 0 1500	$77 - 187 = -60$ $17 - 12,5 = 64,5$ $77 - 74,5 = 2,5$ $77 - 12,5 = 64,5$	2245000 1663000 17200 4999230	30000 21000 3310000 -
$A_{red} = 2934$	$S_{red} = \sum A_i y_i = 225300$		-	$\sum = 4418480$	336100
$y = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{A_{red}} = \frac{225300}{2934} = 77 \text{ см}$			$I_{red} = \sum A_i (y - y_i)^2 + \sum \frac{A_i \cdot I_2}{12} = 7779430 \text{ см}^4$		

Моменты сопротивления, с учетом неупругих деформаций для верхней грани балки.

$$W_T^1 = [0,290 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu L) + 0,075(\gamma_1 + 2\mu^1 \alpha)] \epsilon \cdot h^2;$$

«В этой формуле

$$\gamma_1 = \frac{\epsilon_n^1 - \epsilon}{\epsilon \cdot h} \cdot h_n^1 = \frac{38 - 12}{12 \cdot 149} \cdot 24 = 0,35; \mu = 0$$

$$\gamma_1^1 = \frac{2(\varepsilon_n - \varepsilon)}{\varepsilon \cdot h} \cdot h_n = \frac{2(28 - 12)}{12 \cdot 149} \cdot 25 = 0,446; \quad \mu = 0,0127;$$

$$\alpha = 5,3$$

Подставляя эти данные получили

$$W_T^1 = [0,292 + 0,75 \cdot 0,35 + 0,075(0,446 \cdot 2 \cdot 0,0127 \cdot 5,3)] \cdot 12 \cdot 149^2 = 150415 \text{ см}^2$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядерной точки

$$r_0^e = 0,8 \cdot W_0 / A_{red} = 0,8 \cdot 10200 / 2934 = 27,3 \text{ см}$$

До нижней ядерной точки

$$r_u^H = 0,8 W_0^1 / A_{red} = 0,8 \cdot 107000 / 2934 = 39,2 \text{ см}$$

6. Определение потерь предварительного напряжения.

Потери от релаксации напряжений арматуры»¹²

$$\sigma_1 = (0,27 \frac{\sigma_B}{R_{zn}} - 0,1) \cdot \sigma_p = (0,27 \cdot \frac{11500}{13500} - 0,1) \cdot 11500 = 1020 \text{ кгс / см}^2 = 10,2 \text{ кН / см}^2$$

Потери от температурного перепада

$$\sigma_2 = 12,5 \Delta t = 12,5 \cdot 65 \approx 800 \text{ кгс / см}^2 = 8 \text{ кН / см}^2$$

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, при длине натягиваемой арматуры $\ell \approx 19 \text{ м}$

$$\sigma_3 = \frac{\lambda}{e} \cdot E_s = \frac{0,02}{19} \cdot 1800000 = 190 \text{ кгс / см}^2 = 1,9 \text{ кН / см}^2$$

Усилия обжатия бетона при учете потерь $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ коэффициент точности натяжение $m_r = 1$

$$N_0 = m_r \cdot A_s (\sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 1 \cdot 22,64 (11500 - 1020 - 800 - 190) \\ = 214854 \text{ кгс} = 2148,54 \text{ кН}$$

Эксцентриситет этого усилия

$$\ell_0 = y - a = 77 - 12,5 = 64,5 \text{ см}$$

Балку изготавливают в вертикальном положении. При этом в средней ее части возникает изгибающий момент от собственного веса.

$$M_{c.с} = q_{c.с} \cdot \ell_0^2 / 8 = 775 \cdot 17,8^2 / 8 = 30000 \text{ кгс.м} = 300 \text{ кНм}$$

Напряжения обжатия бетона на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия N_0 и момента $\mu_{c.с}$

$$\sigma_{\sigma} = \frac{N_0}{A_{red}} + \frac{N_0 \ell_0 - \mu_{c.с}}{I_{red}} (y - a) = \frac{914854}{2934} + \frac{214854 \cdot 64,5 - 3000000}{7779430} \cdot 64,5 \\ = 163,3 \text{ кгс / см}^2 = 1,6333 \text{ кН / см}^2$$

«Отношение $\sigma_e / R_0 = 163,3 / 480 = 0,34 < 0,75$ что удовлетворяет требованию СП. Кроме того отношение σ_3 / R_0 меньше коэффициента Q, который для тяжелого бетона класс В 25 и выше принимается равным 0,6 поэтому потери от деформации бетона, подвергнутому тепловой обработке, при быстро настилающий ползучесть определяются по формуле

$$\sigma_e 0,85 \cdot 500(\sigma_1 / R_0) = 425 \cdot 0,34 = 144 \text{ кгс} / \text{см}^2 = 1,411 \text{ кн} / \text{см}^2$$

Таким образом, первые потери, т.е. потери происходящие до окончание обжата бетона, равны:

$$\sigma_{n.e} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 1020 + 800 + 19 = 2154 \text{ кн} / \text{см}^2 + 144 = 21,54 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

Потери от усадки бетона класс В45, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, составляет:

$$\sigma_e = 500 \text{ кгс} / \text{см}^2 = 5 \text{ кн} / \text{см}^2$$

Потери от ползучести тяжелого бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении и при $\sigma_e / \ell_0 = 0,34 = 0,6$ определяются по формуле: »¹³

$$\sigma_y = 0,85 \cdot 200 / (\sigma_e / R_0) = 1700 \cdot 0,34 = 576 \text{ кгс} / \text{см}^2 = 5,75 \text{ кн} / \text{м}^2$$

Таким образом, вторые потери, т.е. потери происходящие после обжата

$$\sigma_{n2} = \sigma_q + \gamma_q = 500 + 576 = 1076 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

Полные потери предварительного напряжения

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 2154 + 1076 = 3230 \text{ кгс} / \text{см}^2 = 32,90 \text{ кн} / \text{см}^2$$

Полные потери предварительного напряжения

7. Расчет по предельным состоянием второй группы

а) расчет по по образованию трещин, нормальные к оси балки.

1. При действии эксплуатационных нагрузок. Усилие обжата бетона с учетом всех выполнять выше потерь и коэффициента точным натяжение $m_r = 0,9$

$$N_{02} = N_T \cdot A_s (\sigma_p - \sigma_n) = 0,9 \cdot 22,54 (11500 - 3230) = 168510 \text{ кгс} = 1685,1 \text{ кн}$$

Эксцентриситет приложения этого усилия $\ell_0 = y - a = 77 - 12,5 = 64,5$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением балки непосредственно перед образованием трещин в нижней части, при условии отсутствия трещин в верхней части балки, которые могут образоваться при учете отпуске натяжения арматуры.

$$\begin{aligned} M_T &= R_{st} W_T + N_{02} (r_0^e + \ell_0) = 22 \cdot 163235 + 168510 (27,3 + 64,5) = \\ &= 19060343 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 190,8 \text{ тс} \cdot \text{м} = 1906 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

«Это значение превышает момент $M=1845,7\text{кНм}$ от расчетной нагрузки.
2. При отпуске натяжения арматуры. Усилие обжатие бетона при отпуске натяжения арматуры и коэффициента точности натяжения $m_T=0,9$

$$N_{01} = m_T AS(\sigma_p - \sigma_{n1}) = 0.9 * 22.64(11500 - 2154) = 190434\text{лгс} = 1904,34\text{кН}$$

Момент этого усилия относительно нижней ядровой точки

$$M_{об}^{\ell} = N_{01}(\ell_0 - r_{\varphi}^H) = 190434(64,5 - 29,2) = 6722324\text{лгс} = 67223\text{кН}$$

Момент упругих внутренних усилий.

$$M_T = R_{bt,s} W_T M_{об}^4 = 22 * 150415 - 6722324 = -3413194\text{кгссм} = -34132\text{кНсм}$$

Абсолютное значение этого момента меньше момента от собственного веса $M_{св}=30000\text{ кгссм}=300\text{ кНм}$, поэтому трещина в верхней зоне балки при коэффициенте точности натяжения $m_T=0,9$ не образуется.

$$N_{01} = 190434 * 1,1 / 0,9 = 232753\text{кгс} = 2328\text{кН}$$

Момент этого усилия относительно нижней ядровой точки.

$$M_{об}^4 = 232753(64,5 - 29,2) = 8216181\text{кгс} / \text{см} = 82162\text{кНсм}$$

Момент внутренних усилий. »¹⁴

$$M_T = R_{st,s} W_T - M_{об}^4 = 22 * 150415 - 8216181 = -4907051\text{лгс} = -49071\text{кНсм}$$

Абсолютное значение этого момента больше момента от собственного веса $M_{св}=30000\text{кгссм}=300\text{кНм}$.

Коэффициент Θ определяется по формуле

$$\Theta = (1,5 - 0,9 / \text{CT})(1 - m)$$

$$\text{Где } m = \frac{R_{st,s} W_T}{-M_{св} + M_{об}^4} = \frac{22 * 150415}{3000000 + 821681} = 0,63$$

При армировании проволоочной арматуры

$$C_T = \frac{y}{h - y} \frac{As}{A_3 + A_3} * 0,63 = \frac{77}{149 - 77} * \frac{22.64}{22.64 + 3.08} 0,63 = 0,59$$

В верхней зоне балки принята арматура

$$2\text{Ø}14\text{АШ с } A_1^s = 3.08\text{см}^2 > 0,1 A_s = 2.264\text{ см}^2.$$

Поставляя полученные значения, будем иметь

$$\Theta = (1,5 - 0,9) 0,59 (1 - 0,63) = 0,0094$$

Усилие обжатие бетона при $m_T=1,1$;

$$N_{02} = 1,1 * 22.64(11500 - 3230) = 205956\text{кгс} = 2060\text{кН}$$

«Момент внутренних сил балки непосредственно перед образованием трещины при $m_T=1,1$ без учета влияния образование трещины в верхней зоне балки.

$$M_T = 22163235 + 205956(27,3 + 64,5) = 22497938\text{кгссм} = 2250\text{кНм}$$

С учетом образование трещин в верхней зоне

$$M_T - \Theta M_T = M_T(1 - 0) = 225(1 - 0,0094) = 222,9 \text{ тсм} = 2229 \text{ кНм}$$

Это значение превышает момент от расчетной нагрузкой на

$$\frac{222,9 - 190,5}{190,5} 100\% = 17\% .$$

Таким образом, трещиностойкость при $m_T = 1,1$ обеспечена с большим запасом, чем при $m_T = 0,9$.

б) Расчет по образованию наклонных трещин

В расчете с небольшим запасом принята поперечная сила на оси опоры, равная при действии расчетных нагрузок $Q = 46,5 \text{ тс} = 465 \text{ кН}$.

Вычисление статического момента S_n части приведенного сечения, расположенной выше центра тяжести сечения, относительно оси, проходящей через центр тяжести, сведено в табл. 2.2.3. »¹⁵

Таблица 2.2.3. Подсчет статического момента

$A_i, \text{см}^2$	$y - y_i, \text{см}$	$F_i(y - y_i), \text{см}^3$
$(\epsilon_n - \epsilon)h_n = (38 - 12)24 = 6$	60	37400
$\epsilon(h - y) = 12(149 - 77) = 86$	0,5(149 - 77) = 86	31000
-	-	$S_{red} = 68400$

Скалывающие направления в рассматриваемой точке:

$$r = \frac{Q * S_{red}}{e I_{red}} = \frac{46500 * 68400}{12 * 7779430} = 34,1 \text{ кгс/см}^2 = 0,341 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести сечения от усилия обжатия:

$$\sigma_B = \sigma_x = N_{02} / A_{red} = 168510 / 2934 = 57,4 \text{ кгс/см}^2 = 0,574 \text{ кН/см}^2$$

Главные обжимающие напряжения:

$$\sigma_{T.c} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{57,4}{2} - \sqrt{\left(\frac{57,4}{2}\right)^2 + 34,1^2} = -15,9 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = -0,159 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Главные растягивающие напряжения:

$$\sigma_{Tp} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{57,4}{2} + \sqrt{\left(\frac{57,4}{2}\right)^2 + 34,1^2} = 15,9 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 0,159 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

«В этих выражениях расстегивающие напряжения показаны со знаком минус, сжимающие – со знаком плюс.

Предельное значение главных растягивающих напряжений:

$$\text{что превышает } \sigma_{Tp} = 15,9 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = -0,159 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

Следовательно, наклонные трещины не образуются. Если σ_{Tp} окажется больше предельного значения, то толщина степени у опор должна быть увеличена.

в) Определения пролета.

Сосредоточенная нагрузка R_{sh} – кратковременно действующей. Кроме этих воздействий балка испытывает усилия от обжатия N_{02} , а также от усадки ползучести бетона. От каждого вида нагрузки прогиб вычисляется по общей формуле

$$f = S \frac{1}{\rho} \ell_0^2$$

При равномерно распределенной нагрузке $S=5/48$ кривизна»¹⁶

$$\frac{1}{\rho q} = \frac{M_q H C}{2 H E_B I_{red}}$$

Момент от равномерного распределения нагрузки:

$$M_q^4 = \frac{q^4 \ell_0^2}{8} = \frac{373511.6^2}{8} = 144619 \text{ кгс см} = 1446,2 \text{ кН м}$$

При длительном действии нагрузки и относительной влажности помещения меньше 40% коэффициент $C=3$. Для тяжелого бетона $\nu_n=0,85$; при тепловой обработке для бетона класса ВЧ5

$$E_B = 34000 \text{ кгс/см}^2 = 3400 \text{ кН/см}^2.$$

$$R_n E_B I_{red} = 0,85 \cdot 340000 \cdot 7779430 = 225 \cdot 10^{10} \text{ кгс/см}^2 = 2,25 \cdot 10^{10} \text{ кН см}^3.$$

$$\text{кривизна } \frac{1}{S q} = \frac{14461900 \cdot 3}{225 \cdot 10^{10}} = 1,93 \cdot 10^{-5} 1/\text{см}.$$

Подставляя полученные данные в общую формулу, находим прогиб от длительно действующей равномерно распределенной нагрузки.

$$f q = \frac{5}{48} \cdot 1,93 \cdot 10^{-5} \cdot 1760^2 = 6,2 \text{ см}.$$

При двух равных сосредоточенных нагрузках, расположенных на расстоянии $Q=1,8\text{м}$ от опор простой балки.

$$S = \frac{1}{8} - \frac{1}{6} \cdot \frac{Q_1^2}{\ell_0^2} = \frac{1}{8} - \frac{1}{6} \cdot \frac{1,8^2}{17,6^2} = 0,1234.$$

«Изгибающий момент при значений этих нагрузок

$$R_{zn} = 6550 \text{ кгс} = 65,5 \text{ кН}$$

$$M_{\kappa}^H = R_{sh} Q_1 = 6550 * 1.8 = 11790 \text{ кЗсМ} = 118 \text{ кНм}.$$

При кратковременном действии нагрузки коэффициент

$$C=1 \text{ кривизна } \frac{1}{S_{\kappa}} = \frac{M_{\kappa}^H C}{R_n E_B I_{red}} = \frac{11,79 * 10^5 * 1}{225 * 10^{10}} = 5,24 * 10^{-7} 1/\text{см}.$$

$$\text{Прогиб } f_n = 0,1234 * 5,24 * 10^7 * 17,50^2 = 0,2 \text{ см}$$

Кривизна от усилия обжатия N_{02}

$$\frac{1}{S_{\sigma}} = \frac{N_{02} h_0}{R_n E_B I_{red}} = \frac{168510 * 64,5}{225 * 10^{10}} = 4,83 * 10^{-6} 1/\text{см}.$$

Коэффициент S при определении прогиба (выгиба) от усилия обжатия (рис. 2.2.6.) может быть принят: $S=1/8$.

При этом прогиб (выгиб) будет равен:

$$f_b = 1/8 * 4,83 * 10^{-6} * 1760^2 = 1,87 \text{ см}.$$

Рис. 2.2.6. Расчетная схема балки при действии момента от усилия обжатия.

Кривизна от усадки и ползучести бетона при отсутствии напрягаемой арматуры в верхней зоне определяется по формуле. »¹⁷

$$\frac{1}{S_{\varepsilon, \eta}} = \frac{\sigma_{\varepsilon} + \sigma_{\varepsilon} + \sigma_{\varepsilon}}{h_0 E_{\varepsilon}} = \frac{144 + 500 + 576}{136,5 * 1,8 * 10^6} = 4,95 * 10^{-6} 1/\text{см}$$

Прогиб (выгиб) от усадки и ползучести

$$f_{\varepsilon, \eta} = 1/8 * 4,95 * 10^{-6} * 1760^2 = 1,92 \text{ см}.$$

Полный прогиб балки

$$f = f_q + f_n - f_{\varepsilon} - f_{\eta} = 6,2 + 0,2 - 1,87 - 1,92 = 2,61 \text{ см}$$

что меньше допустимой величины прогиба.

$$[f] = 1/400 * l = 1/400 * 1760 = 4,4 \text{ см}$$

4. Расчет по предельным состоянием первой группы.

Таким образом, в соответствии с данным табл. №1 прил. W R_b = 245 кгс/см² = 2,45 кН/см², а R_{st} = 14,5 кгс/см² = 0,145 кН/см².

а) Расчет прочности балки по нормальному сечению.

При $m_{ан} = 1$ усилие в арматуре

$$A_s * R_s = 22,64 * 10600 = 239984 \text{ кЗс} = 2400 \text{ кН}$$

что меньше фиктивного усилия.

$$R_b * \varepsilon_n * h_n = 245 * 38 * 24 = 223000 \text{ кЗс} = 2230 \text{ кН}$$

«Следовательно, нейтральная ось лежит в полке, и расстояние от верхней грани балки:

$$X = \frac{A_s * R_s}{B_b \sigma^4} = \frac{22,64 * 10600}{245 * 38} = 25,8 \text{ см}$$

Изгибающий момент, воспринимаемой сечением

$$M_{сеч} = R_{б\sigma_n} x (h_0 - 0.5x) = 245 * 38 * 25,8(136,5 - 0,5 * 25,8) = 29691233 \text{ кгс} / \text{см} = 297 \text{ тсм} = 2970 \text{ кНм}.$$

что значительно превосходит действующий момент $M=1845,7 \text{ кНм}$, поэтому значение коэффициента $m_{ог}$ не уточняется. Кроме того, полученное значение $M_{сеч}$ значительно больше $M_T=190,6 \text{ тсм}=1906 \text{ кНм}$, следовательно, принятое сечение арматуры больше минимального необходимого.

б) Расчет прочности наклонных сечении по поперечной силе.

Продольное значение поперечной силы $0,35 \gg^{18}$

$R_{б\sigma_n} h_0 = 0,35 * 245 * 12 * 136,5 = 140000 \text{ кгс} = 1400 \text{ кН}$ превосходит наибольшее значение поперечной силы $Q=46500 \text{ кгс}=465 \text{ кН}$, следовательно, требование главы СНиП удовлетворяется.

Так как $0,6 R_{б\sigma_n} h_0 = 0,6 * 14,5 * 12 * 136,5 = 14200 \text{ кгс} = 142 \text{ кН}$ меньше $Q=465 \text{ кН}$, то необходим расчет поперечной арматуры.

При этом предельное усилие в поперечной арматуре на 1 см длины балки составит:

$$q_w = \frac{R_{ст} S_w n}{l} = \frac{2400 * 0,283 * 2}{15} = 91 \text{ кгс} / \text{см} = 0,91 \text{ кН} / \text{см}$$

Принимаем 6 Ø18А-III с $A_s=15,27 \text{ см}^2$.

10. Армирование балки

Расположение арматуры показано на рисунке. Назначение и расчет основной продольной арматуры, а также арматуры приопорных участков достаточно подробно описаны в предыдущих разделах.

Верхняя полка конструктивно армируется сварным каркасом Кр-1, состоящим из двух продольных стержней Ø14А-III и гнутых поперечных стержней Ø 5 Вр, расположенных с шагом 100 мм ($20_{14}=280 \text{ мм}$). Площадь сечения продольной арматуры $3,08 \text{ см}^2$ превосходит требуемое сечение $0,1 E_s = 0,1 * 22,64 = 2,264 \text{ см}^2$.

Нижняя растянутая полка армируется закрытыми хомутами из проволоки Ø 5 Вт с шагом 400мм, что равно удвоенному меньшему размеру грани полки (200мм). Поперечная арматура Ø 6 А III продольными стержнями Ø 5 Вр объединяется в каркасе кр-2.

2.4 Статический расчет однопролетной поперечной рамы

При расчет поперечной рамы одноэтажного промышленного здания принимается жесткое защемление колонн в фундаменте. Стропильная балка ввиду большой жесткости в плоскости рамы считается абсолютно жесткой.

Исходные данные для расчета однопролетной поперечной рамы.

Таблица 20

№	Исходная величина	Обозначение и размерность	Численное значение
1.	Код расчета	–	01166
2.	Пристройка слева здания	–	Нет
3.	Пристройка справа здания	–	Нет
4.	Высота сечения <u>надкрановой</u> части крайней колонны	h_{BK}^K (м)	0,4
5.	Высота сечения подкрановой части крайней колонны	h_{BK}^K (м)	0,4
6.	Высота <u>надкрановой</u> части крайней колонны	H_{BK}^K (м)	7,2
7.	Высота подкрановой части крайней колонны	H_{BK}^K (м)	0,000001
8.	Высота сечения ветви крайней <u>двухветвевой</u> колонны	h_K (м)	0
9.	Число проемов крайней <u>двухветвевой</u> колонны	n_K (шт)	0
10.	Ширина сечения крайней колонны	b_K (м)	0,4
11.	Высота сечения <u>надкрановой</u> части средней колонны	h_{BK}^C (м)	0
12.	Модуль упругости бетона колонн	E_b (МПа)	27000
13.	Размер привязки	ПРИВЯЗКА, (м)	0
14.	Расчетная нагрузка от веса покрытия и кровли	q , (кН/м ²)	3
15.	Масса ригеля	G_P , (кг)	12100
16.	Масса снегового покрова на 1 м ² поверхности земли	S_0 , (кг/м ²)	240
17.	Напор ветра на высоте 10 метров	q_0 , (кг/м ²)	23
18.	Грузоподъемность крана	Q , (т)	32
19.	Максимальное давление колеса крана	$F_{n, max}$, (кН)	235
20.	Минимальное давление колеса крана	$F_{n, min}$, (кН)	108,5
21.	Шаг колонн	a , (м)	6
22.	Пролет здания	l , (м)	18
23.	Высота здания до верха стенового ограждения	H_b (м)	9,0
24.	Суммарная высота панелей остекления в <u>надкрановой</u> части здания	Σh_{oc} , (м)	3,6
25.	Суммарная высота стеновых панелей в <u>надкрановой</u> части здания	$\Sigma h_{ст}$, (м)	5,4

В результате статического расчета однопролетной рамы получены следующие усилия в расчетных сечениях 1-1 и 2-2 крайней колонны и сочетания нагрузок:

Таблица 21

	№	КС	Усилия в расчетных сечениях крайней колонны				
			1 – 1		2 – 2		
			М	N	М	N	Q
1	1	1	-8,6	215,9	4,3	245,4	1,8
2	2	1	-6,8	169,1	3,4	169,1	1,4
	3	0,9	-6,1	152,2	3	152,2	1,3
3	14	1	0	0	47,7	0	11,7
	15	0,9	0	0	42,5	0	10,6
4	16	1	0	0	43,8	0	9,3
	17	0,9	0	0	39,4	0	-8,4

где 1 – постоянная; 2 – снеговая; 3 – ветровая слева;
4 – ветровая справа.

Таблица 22

<u>Коэф.</u> сочетаний	Сочетание усилий	Сечение	
		1–1	2–2
0,9	<u>загружения</u>	1	1+3+15
	<u>M_{max}</u>	/	49,2
	<u>$N_{соот.}$</u>		397,6
	<u>$Q_{соот.}$</u>		13,7
	<u>загружения</u>	1+3	1+17
	<u>M_{min}</u>	/	-35,1
1	<u>$N_{соот.}$</u>		245,4
	<u>$Q_{соот.}$</u>		-6,6
	<u>загружения</u>	1+3	1+3
	<u>N_{max}</u>	/	397,6
	<u>M_{max}</u>		7,3
	<u>$Q_{соот.}$</u>		3,1
1	<u>загружения</u>	1	1+2+14
	<u>M_{max}</u>	/	55
	<u>$N_{соот.}$</u>		414,5
	<u>$Q_{соот.}$</u>		14,9
	<u>загружения</u>	1+2	1+16
	<u>M_{min}</u>	-15,4	-39,5
1	<u>$N_{соот.}$</u>	385	245,4
	<u>$Q_{соот.}$</u>	3,1	11,1
	<u>загружения</u>	1+2	1+2
	<u>N_{max}</u>	385	414,5
	<u>M_{max}</u>	-15,4	7,9
	<u>$Q_{соот.}$</u>	3,1	3,1

2.4.1 Расчет колонны сплошного квадратного сечения

Данные для проектирования

Шифр крайней колонны – К8

Геометрические размеры сечений колонны:

- высота поперечного сечения колонны – $h = 0,4$ м;
- ширина сечения колонны – $b = 0,4$ м;
- высота колонны $H = 8,1$ м.

Класс бетона колонны – В25

Арматура класса АIII.

«2.4.2 Расчет внецентренно сжатой колонны с симметричным армированием

Рабочую арматуру подбираем по наибольшему изгибающему моментом.

Расчетные усилия в крайней колонне:

$$M = 55 \text{ кН·м}; \quad N = 414,5 \text{ кН}; \quad Q = 14,9 \text{ кН}.$$

Сечение колонны $b \times h = 400 \times 400$ мм.

Длина колонны без учета глубины анкеровки в фундамент:

$$H_p = 7,2 + 0,15 = 7,35 \text{ м};$$

Расчетная длина колонны: $l_0 = \mu \cdot H_p = 1,5 \cdot 7,35 = 11,025 \text{ м};$

Минимальная рабочая высота поперечного сечения колонны:

$$h_0 = h - a = 400 - 50 = 350 \text{ мм}.$$

Радиус инерции прямоугольного сечения: $i_{\text{red}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{400^2}{12}} = 115,5 \text{ мм}$

Так как $\frac{l_0}{i_{\text{red}}} = \frac{11025}{115,5} = 95,5 > 14$, необходимо учесть влияние прогиба колонны

на увеличение эксцентриситета.»²⁰

Расчетный эксцентриситет: $e_0 = \frac{M}{N}$; $e_0 = \frac{55}{414,5} = 0,133 \text{ м}$

$$M_1 = M + 0,5 \cdot M_s + k \cdot M_{\text{пр,крит}}; \quad M_1 = 4,3 + 0,5 \cdot 3,4 = 6 \text{ кН·м}$$

$$N_1 = N + 0,5 \cdot N_s + k \cdot N_{\text{пр,крит}}; \quad N_1 = 245,4 + 0,5 \cdot 169,1 = 329,95 \text{ кН}$$

Моменты относительно оси, проходящей через центр растянутой или менее сжатой арматуры:

$$M_1 = M + 0,5 \cdot N \cdot (h_0 - a'); \quad M_1 = 55 + 0,5 \cdot 414,5 \cdot (0,35 - 0,05) = 117,18 \text{ кН·м}$$

$$M_{11} = M_1 + 0,5 \cdot N_1 \cdot (h_0 - a'); \quad M_{11} = 6 + 0,5 \cdot 329,95 \cdot (0,35 - 0,05) = 55,49 \text{ кН·м}$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{11025}{400} = 27,6 > 4$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб колонны:

$$\varphi_1 = 1 + \beta \frac{M_{11}}{M_1} = 1 + \frac{1 \cdot 55,49}{117,18} = 1,474; \quad \text{для тяжелого бетона } \beta = 1$$

Коэффициент, учитывающий действие изгибающего момента в сечении колонны:

$$\delta_c = \frac{e_0}{h}; \quad \delta_c = \frac{0,133}{0,4} = 0,33;$$

$$\delta_{c,\text{min}} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot \gamma_{\text{ис2}} \cdot R_{\text{искр}}; \quad \delta_{c,\text{min}} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{11,025}{0,4} - 0,01 \cdot 1,1 \cdot 18,5 = 0,02$$

$$\delta_c = 0,33 > \delta_{c,\text{min}} = 0,02 \Rightarrow \text{принимаем } \delta_c = 0,33;$$

Предельная сила, воспринимаемая колонной в момент потери устойчивости:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b \cdot 1000}{l_0^2} \cdot \left[\frac{J}{\varphi_1} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \cdot J_s \right],$$

где $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $\alpha = \frac{200000}{27000} = 7,41$; $J = \frac{b \cdot h^3}{12}$; $J = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 0,0053 \text{ м}^4$

$$J_s = 0,005 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - a \right)^2; \quad J_s = 0,005 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot \left(\frac{0,4}{2} - 0,05 \right)^2 = 18 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 27000 \cdot 1000}{11,025^2} \cdot \left[\frac{0,0053}{1,474} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,33} + 0,1 \right) + 7,41 \cdot 18 \cdot 10^{-6} \right] = 2009,3 \text{ кН}$$

$$N = 414,5 \text{ кН} < N_{cr} = 2009,3 \text{ кН}.$$

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба колонны:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}; \quad \eta = \frac{1}{1 - \frac{414,5}{2009,3}} = 1,25$$

Определим площадь арматуры внецентренно сжатой колонны:

- расстояние от точки приложения продольной силы до равнодействующей усилий в растянутой арматуре: $e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot (h - a)$;
 $e = 1,25 \cdot 0,133 + 0,5 \cdot (0,4 - 0,05) = 0,34 \text{ м}$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b; \quad \omega = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,746; \quad \gamma_{b2} = 0,9 < 1 \Rightarrow$$

-границная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}; \quad \xi_R = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,746}{1,1} \right)} = 0,604, \quad \text{где } \sigma_{sr} = 365 \text{ МПа для}$$

арматуры класса А- III.

$$\delta = \frac{a'}{h_0}; \quad \delta = \frac{0,05}{0,35} = 0,143 \text{ м}$$

-определим положение сжатой зоны:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot 1000}; \quad \alpha_n = \frac{414,5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,35 \cdot 1000} = 0,227$$

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot 1000}; \quad \alpha_m = \frac{414,5 \cdot 0,34}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,35^2 \cdot 1000} = 0,22$$

$$\alpha_n = 0,227 < \xi_R = 0,604 \Rightarrow A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta}$$

$$A_s = A'_s = \frac{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,35}{365} \cdot \frac{0,22 - 0,227 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,227)}{1 - 0,143} = 1,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

$$\mu = A_s \cdot 2 / (b \cdot h_0) = 0,00011 \cdot 2 / (0,4 \cdot 0,35) = 0,0016 \text{ м}^2$$

$$i = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 0,4 = 0,116; \quad l_0 / i = 11,025 / 0,116 = 95; \quad \text{принимаем } \mu = 0,004;$$

$$2 \cdot A_s = \mu \cdot b \cdot h_0 = 0,004 \cdot 400 \cdot 350 = 560 \text{ мм}^2$$

$$A_s = 560 / 2 = 280 \text{ мм}^2; \quad \mu = 0,0038 > \mu_{\min} = 0,004$$

Принимаем арматуру 2 $\varnothing 16$ А-III с $A_s = A'_s = 4,02 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$

$$\mu = A_s \cdot 2 / (b \cdot h_0) = 0,000402 \cdot 2 / (0,4 \cdot 0,35) = 0,0057 \text{ м}^2$$

В проверке прочности сечения нет необходимости, так как арматура подбиралась по сочетанию усилий с наибольшими значениями M и N .

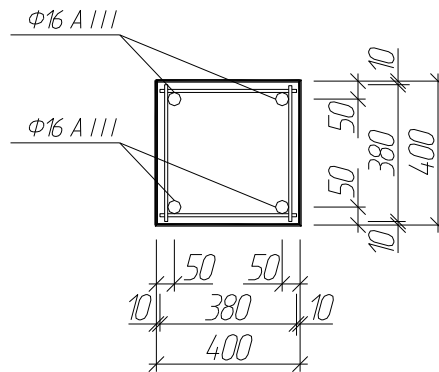


Рис. 20. Армирование колонны.

2.4.3 Конструирование колонны сплошного сечения

По всей длине колонна армируется каркасом КР1.

Диаметр арматуры из условия свариваемости и принимаем равным:

$$\begin{cases} d_w = 0,25 \cdot d_s = 0,25 \cdot 16 = 4 \text{ мм} \\ d_w \geq 5 \text{ мм} \end{cases} \Rightarrow \text{принимаем } d_w = 5 \text{ мм};$$

Шаг поперечных стержней назначается из условия:

$$S_1 \leq 20 \cdot d_s = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм}, \text{ принимаем } S = 300 \text{ мм}$$

Длина плоского каркаса КР1 равна:

$$l = L_k - 30 = 8100 - 30 = 8070 \text{ мм}$$

Расстояние от верха каркаса до поперечных стержней принимается не более:

$$b \leq 230 + S_1; \quad b \leq 230 + 300 = 530 \text{ мм}, \text{ принимаем } b = 480 \text{ мм}.$$

Оголовки колонны армируются 4-я сетками С1.

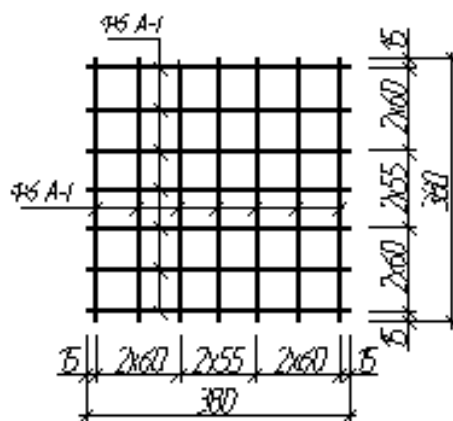


Рис. 21. Сетка С1.

2.5 Расчет фундамента

2.5.1 Данные для проектирования. Для проектируемого здания в его производственной части применены отдельные железобетонные фундаменты ступенчатого типа под колонны. Бетон принят класса В15.

Физические свойства грунта:

- основанием служит суглинок с коэффициентом пористости $e = 0,75$;
- показателем текучести $I_l = 0,56$;

- расчетным значением удельного сцепления $c_{II} = 20$ кПа;
- углом внутреннего трения $\varphi = 18^\circ$;
- уровень грунтовых вод – 2,5 м.

2.5.2. Определение глубины заложения

Глубина заложения фундаментов была определена в архитектурно-строительном разделе (п. 1.6): $d_f = 0,8$ м.

По конструктивным требованиям:

$$H_f \geq l_{an} + 0,05 + 0,2 = 0,75 + 0,05 + 0,2 = 1 \text{ м},$$

где $\begin{cases} l_{an} \geq 1,5b_{col} = 1,5 \cdot 0,4 = 0,6 \text{ м} \\ l_{an} \geq h_{col} = 0,4 \text{ м} \end{cases}$ принимаем $l_{an} = 0,75$ м.

Так как по типовой серии минимальная высота фундамента $H_f = 1,5$ м, принимаем минимальную глубину заложения фундаментов: $d = 1,5 + 0,15 = 1,65$ м.

2.5.3. Расчет основания

Из расчета сочетаний усилий (п. 2.4) принимаем расчетные нагрузки в колонне на уровне ее заделки в фундамент (сечение 2-2):

$$M = 55 \text{ кН·м}; \quad N = 414,5 \text{ кН}; \quad Q = 14,9 \text{ кН}.$$

Проверку прочности грунтового основания выполняем по нормативным нагрузкам:

$N_n = 9,81 \cdot 1,5 + 9,81 \cdot 18,32 = 194,4$ кН – нагрузка от стеновых панелей, передающаяся непосредственно на фундаментную балку и через фундамент на основание.

$$M_f = M + Q \cdot H = 55 + 14,9 \cdot 1,5 = 77,35; \quad N_f = N + N_n = 414,5 + 194,4 = 609$$

$$M_{ser} = M_f / \bar{\gamma}_f = 77,35 / 1,17 = 66,1 \text{ кН·м}; \quad N_{ser} = N_f / \bar{\gamma}_f = 609 / 1,17 = 553,5 \text{ кН};$$

где $\bar{\gamma}_f = 1,17$ – усредненный коэффициент надежности для одноэтажных производственных зданий.

В первом приближении принимаем $b = 2100$ мм; $l = 2400$ мм.

Среднее давление грунта под подошвой фундамента:

$$p = \frac{N_{ser}}{bl} + \frac{M_{ser}}{bl^2/6} + \bar{\gamma}H_{c\ddot{a}e} = \frac{553,5}{2,4 \cdot 2,1} + \frac{66,1}{2,1 \cdot 2,4^2/6} + 20 \cdot 1,65 = 175,6 \text{ кПа}.$$

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по формуле:

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

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,0}{1,1} [0,43 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 15,7 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 15,7 + 0 + 5,31 \cdot 20] = 173,7 \text{ кПа},$$

- $\gamma_{c1} = 1,0$ – коэффициент условий работы для суглинков при $0,25 < I_l = 0,56 \leq 0,5$;
- $\gamma_{c2} = 1,0$ – коэфф. условий работы при $L/H = 48/7,2 = 6,67 > 4$;
- $M_\gamma = 0,43$; $M_q = 2,73$; $M_c = 5,31$; $k = 1,1$ при $\varphi = 16^\circ$;
- $k_z = 1$ при $b = 2,4 \text{ м} < 10 \text{ м}$;
- $b = 2,4 \text{ м}$ – ширина подошвы фундамента;
- $\gamma_{II} = \rho \cdot g = 1600 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 15,7 \text{ кН/м}^3$ – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента;
- $\gamma'_{II} = \rho' \cdot g = 1600 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 15,7 \text{ кН/м}^3$ – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента;

- $d_1 = 1,65$ м - глубина заложения фундаментов от уровня планировки;
- $d_b = 0$ - глубина подвала.

Проверим условие: $P = 175,6 \text{ кПа} < 1,2R = 208,5 \text{ кПа}$.

Уточняем размеры подошвы:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\frac{l}{b}(R - \gamma d)}} = \sqrt{\frac{553,5}{1,43 \cdot (173,7 - 20 \cdot 1,65)}} = 1,66 \text{ м};$$

$$l_1 = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\frac{b}{l}(R - \gamma d)}} = \sqrt{\frac{553,5}{0,875 \cdot (173,7 - 20 \cdot 1,65)}} = 2,12 \text{ м}.$$

Проверим условие: $\left| \frac{b - b_1}{b} \right| = \frac{2,1 - 1,66}{2,1} = 0,21 > 0,03$.

Во втором приближении принимаем $b_2 = 1800$ мм; $l_2 = 2400$ мм.

Среднее давление грунта под подошвой фундамента:

$$p = \frac{N_{ser}}{bl} + \frac{M_{ser}}{bl^2/6} + \gamma H_{càë} = \frac{553,5}{1,8 \cdot 2,4} + \frac{66,1}{1,8 \cdot 2,4^2/6} + 20 \cdot 1,65 = 199,35 \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,0}{1,1} [0,43 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 15,7 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 15,7 + 0 + 5,31 \cdot 20] = 171,7 \text{ кПа}.$$

Проверим условие: $p = 199,35 \text{ кПа} < 1,2R = 206,1 \text{ кПа}$.

Уточняем размеры подошвы:

$$b_3 = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\frac{l}{b}(R - \gamma d)}} = \sqrt{\frac{553,5}{\frac{2,4}{1,8} \cdot (171,7 - 20 \cdot 1,65)}} = 1,73 \text{ м};$$

$$l_3 = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\frac{b}{l}(R - \gamma d)}} = \sqrt{\frac{553,5}{\frac{1,8}{2,4} \cdot (171,7 - 20 \cdot 1,65)}} = 2,21 \text{ м}.$$

$$= \sqrt{\frac{553,5}{\frac{1,8}{2,4} \cdot (171,7 - 20 \cdot 1,65)}} = 2,21 \text{ м}.$$

Проверим условие:

$$\left| \frac{b_2 - b_3}{b_2} \right| = \frac{1,8 - 1,73}{1,8} = 0,039 > 0,03.$$

Принимаем $b_3 = 1800$ мм; $l_3 = 2100$ мм.

Среднее давление грунта под подошвой фундамента:

$$p = \frac{N_{ser}}{bl} + \frac{M_{ser}}{bl^2/6} + \gamma H_{càë} = \frac{553,4}{1,8 \cdot 2,1} + \frac{66,1}{1,8 \cdot 2,1^2/6} + 20 \cdot 1,65 = 229,4 \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,0}{1,1} [0,43 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 15,7 + 2,73 \cdot 1,65 \cdot 15,7 + 0 + 5,31 \cdot 20] = 171,7 \text{ кПа}.$$

Проверим условие:

$P = 229,4 \text{ кПа} > 1,2R = 206,1 \text{ кПа} \rightarrow$ условие прочности не выполняется, необходимо увеличить площадь подошвы фундамента.

Для дальнейшего конструирования и расчета принимаем:

$b = 1800$ мм; $l = 2100$ мм.

2.5.4 Конструирование тела фундамента

Определяем размеры подколонника:

$$l_n \geq h_{col} + 2 \cdot 75 + 2 \cdot l_{cm} = 400 + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 175 = 900 \text{ мм.}$$

Принимаем $l_n = 900$ мм, $l_{cm} = 175$ мм.

$$b_n \geq b_{col} + 2 \cdot 75 + 2 \cdot b_{cm} = 400 + 2 \cdot 75 + 2 \cdot 175 = 900 \text{ мм.}$$

Принимаем $b_n = 900$ мм.

Проектируем плитную часть:

$$l_{пл} = (l - l_n) / 2 = (2400 - 900) / 2 = 750 \text{ мм;}$$

$$b_{пл} = (b - b_n) / 2 = (1800 - 900) / 2 = 450 \text{ мм.}$$

Так как $l_{пл} = 750$ мм и $b_{пл} = 450$ мм, поэтому плитная часть одноступенчатая по ширине и двухступенчатая по длине в плоскости рамы.

Минимальное значение рабочей высоты плитной части определим по приближенной формуле:

$$H_0 = -0,25(h_{col} + b_{col}) + 0,5 \sqrt{\frac{N}{0,85 \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p}} =$$

$$= -0,25(0,4 + 0,4) + 0,5 \sqrt{\frac{609}{0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,9 \cdot 750 + 161,1}} = 0,238 \text{ м,}$$

где $\gamma_{b9} = 0,9$ - коэффициент условий работы;

$$P = N / b \cdot l = 609 / 2,1 \cdot 1,8 = 161,1 \text{ кПа.}$$

Минимальная высота плитной части: $h = H_0 + a = 0,238 + 0,05 = 0,288$ м.

Принимаем высоту первой ступени плитной части: $h_1 = 0,3$ м;

Глубина стакана $h = l_{an} + 0,05 = 0,75 + 0,05 = 0,8$ м. Принимаем $h_c = 0,8$ м, при глубине анкерówki $l_{an} = 0,75$ м.

Толщина дна стакана $h_{до} = H_c - h = 1,5 - 0,8 = 0,6$ м;

Рабочая высота дна стакана $h_{до,р} = h_{до} - a = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м.

2.5.5 Расчет на продавливание и раскалывание

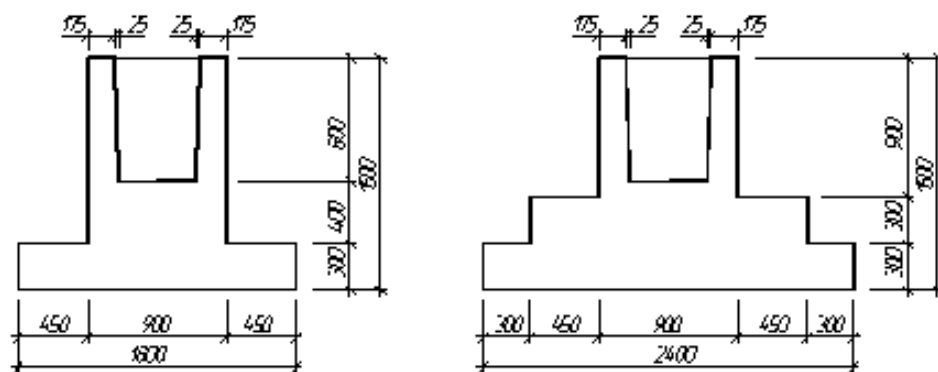


Рис. 22. Размеры фундамента

Определим, к какому типу относится проектируемый фундамент (высокий или низкий). Для этого вычислим:

$$a = [l_n - (h_{col} + 2 \cdot 50)] / 2 = [900 - (400 + 2 \cdot 50)] / 2 = 200 \text{ мм;}$$

$$b = h_{подк} - (l_{an} + 50) = 1200 - (750 + 50) = 400 \text{ мм.}$$

$a = 300 \text{ мм} > b = 100 \text{ мм}$ - фундаменты «высокие», поэтому расчет на продавливание фундамента по грани колонны не производим.

Для проверки принятой высоты первой ступени вычисляем прочность по грани плоскости продавливания, параллельной меньшей стороне подошвы фундамента.

Размер нижней стороны грани плоскости продавливания:

$$b_{01} = b_1 + 2h_1 = 900 + 2 \cdot 450 = 1800 \text{ мм};$$

Средний размер этой грани:

$$u_m = \frac{b_{01} + b_1}{2} = \frac{1800 + 900}{2} = 1350 \text{ мм};$$

Вычислим площадь прямоугольника продавливания:

$$A = 150 \cdot 1800 = 270 \cdot 10^3 \text{ мм}^2;$$

Расчетная продавливающая сила:

$$A = l \cdot b = 2,4 \cdot 1,8 = 4,32 \text{ м}^2; W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 2,4^2}{6} = 1,728 \text{ м}^3;$$

$$P = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{609}{4,32} + \frac{77,35}{1,728} = 185,8 \text{ кПа};$$

$$F = A \cdot P = 270 \cdot 10^3 \cdot 0,186 = 50,22 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

Проверяем условие:

$$F = 50,22 \cdot 10^3 \text{ Н} < \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h = 1 \cdot 0,75 \cdot 1,1 \cdot 1350 \cdot 300 = 334,1 \cdot 10^3 \text{ Н, где } \alpha = 1 \text{ для тяжелого бетона.}$$

2.5.6 Расчет прочности подколонника

Расчет по нормальному сечению. Подколонник рассчитывается как внецентренно сжатый элемент, но с повышенной жесткостью:

$$\frac{h_n}{l_n} = \frac{800}{900} = 0,9 < 4 \Rightarrow \eta = 1.$$

Прочность подколонника проверяем в сечении I - I в уровне торца колонны. Коробчатое сечение приводим к эквивалентному двутавровому:

Расчетные усилия: $N_I = N = 609 \text{ кН};$

$$M_I = M + Q \cdot h_{cm} = 55 + 14,9 \cdot 0,8 = 66,92 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Эксцентриситет:
$$e_0 = \frac{M_I}{N_I} = \frac{66,92}{609} = 0,11 \text{ м}.$$

Проверяем условие:

$$N_I = 609 \text{ кН} < R_b \cdot b_f^I \cdot h_f^I = 9,35 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,2 = 1683 \text{ кН}.$$

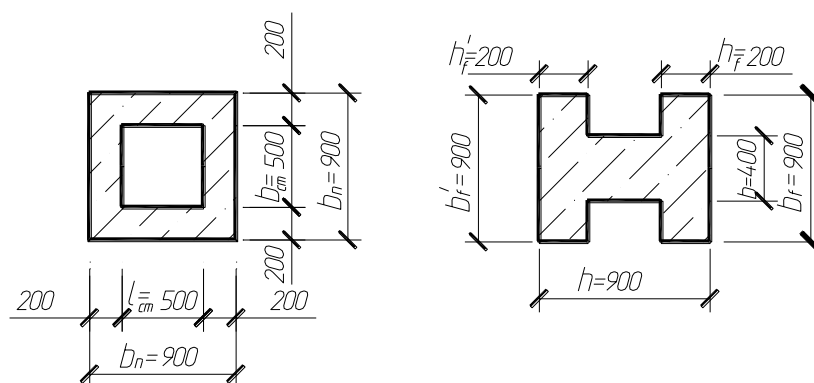


Рис. 23. К расчету подколонника по нормальным сечениям.

Так как условие выполняется, т.е. нейтральная ось проходит в пределах полки, арматуру рассчитываем как для прямоугольного сечения шириной $b' = 900$ мм.

Высота сжатой зоны: $x = \frac{N_f}{R_b h_f'} = \frac{609}{9,35 \cdot 10^3 \cdot 0,2} = 0,326$ м.

Эксцентриситет $e = e_o \eta + h/2 - a_s = 0,11 \cdot 1 + 0,9/2 - 0,05 = 0,51$ м.

Рабочая высота: $h_0 = h - a_s = 0,9 - 0,05 = 0,85$ м.

Площадь сечения арматуры:

$$A_s = A_s' = \frac{N[e - (h_0 - 0,5x)]}{R_s (h_0 - a_s')} = \frac{609 \cdot [0,51 - (0,85 - 0,5 \cdot 0,326)]}{280 \cdot 10^3 (0,85 - 0,05)} < 0.$$

Так как арматура по расчету не требуется, принимаем ее по конструктивным требованиям:

на каждую грань (4 грани) $A_s = A_s' = 0,0005 \cdot b' \cdot h = 0,0005 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 0,000405$ м².

Принимаем по сортаменту 4Ø12 А-II с $A_s = A_s' = 0,000452$ м².

Расчет по наклонному сечению

Изгибающий момент в сечении I-I:

$$M_I = M + Q \cdot h_{cm} = 55 + 14,9 \cdot 0,8 = 66,92 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$e_I = \frac{M_I}{N_I} = \frac{66,92}{609} = 0,11 \text{ м}.$$

Если выполняется условие:

$$\frac{l_{cm}}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ м} < e_I = 0,11 \text{ м} < \frac{h_{cm}}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ м}, \text{ то разрушение пройдет по сечению II-II}.$$

Изгибающий момент в сечении II-II:

$$M_{II} = M + Q \cdot h_{cm} + 0,7 \cdot N \cdot e_I = 55 + 14,9 \cdot 0,8 + 0,7 \cdot 609 \cdot 0,11 = 113,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Площадь сечения поперечной рабочей арматуры сварной сетки:

$$A_{sw} = \frac{M_{II}}{R_{sw} \cdot \sum Z_i} = \frac{113,8}{225 \cdot 10^3 \cdot (0,15 + 0,35 + 0,35 + 0,65 + 0,7)} = 0,000211 \text{ м}^2.$$

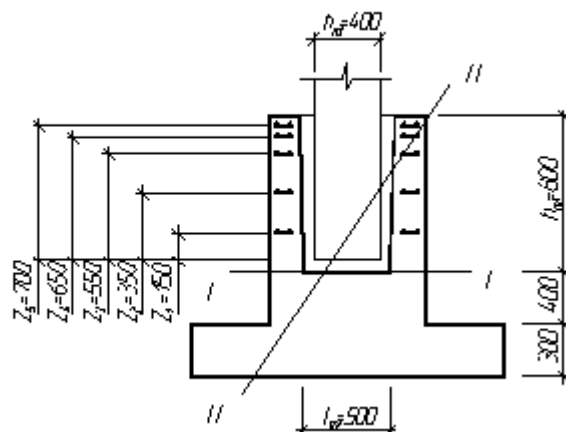


Рис.24. К расчету подколонника по наклонному сечению.

По сортаменту принимаем 4Ø10 А-II с $A_{sw} = 3,14$ см².

2.5.7 Расчет прочности плитной части

Площадь сечения арматуры определяем по формуле:

$$A_{sl(sb)} = \frac{M_{yi(xi)}}{0,9R_s h_{0i}},$$

При действии изгибающего момента в плоскости поперечной рамы:

$$M_b = \frac{N \cdot c_l^2}{2 \cdot l} \left(1 + \frac{6e_0}{l} - 4 \frac{e_0 c_l}{l^2} \right) = \frac{609 \cdot 0,6^2}{2 \cdot 2,4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,11}{2,4} - 4 \cdot \frac{0,11 \cdot 0,6}{2,4^2} \right) = 55,13 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_l = \frac{N \cdot c_b^2}{2 \cdot b} = \frac{609 \cdot 0,6^2}{2 \cdot 1,8} = 60,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

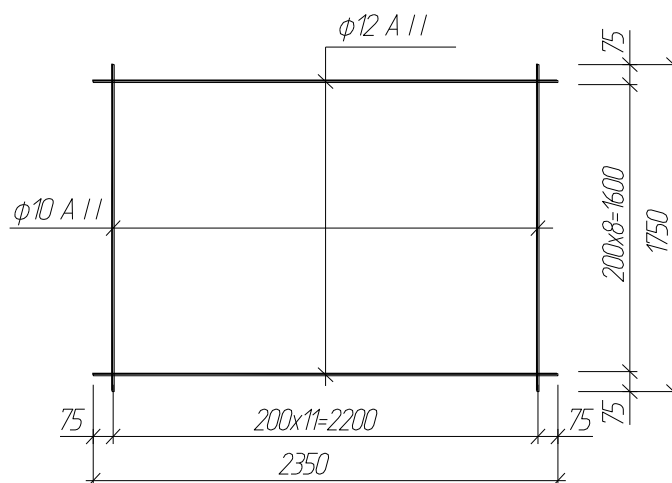
$$h_{0l} = h_l - a = 300 - 45 = 255 \text{ мм}.$$

$$A_{sl} = \frac{55,13}{0,9 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 0,255} = 0,00086 \text{ м}^2.$$

Принимаем по сортаменту 12Ø10 А-II с $A_{sl} = 0,000942 \text{ м}^2$.

$$A_{sb} = \frac{60,9}{0,9 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 0,255} = 0,000948 \text{ м}^2.$$

Принимаем по сортаменту арматуру 9Ø12 А-II с $A_{sb} = 0,00102 \text{ м}^2$.



3. Раздел технология и организация строительства

Организация строительства.

Согласно ПОС продолжительность (монтажа) строительство составляет 10 месяцев в том числе подготовительный период 1,5 месяц. Период монтажных работ 2,1 месяца. Строительство монтажных работ осуществляет комплексная бригада в составе 10 человек.

В подготовительный период выполнять следующие работы. Срезка растительного слоя. Вертикальную планировку разбивку строительной сетки. Устройство временных зданий сооружений. Подключение временных коммуникации. Строительство внеплощадных строительных сетей.

1. Организаций освещений. Перед началом земельных работ выполнять следующие требований:

- уложить наличие подземных коммуникаций на участке производство работ.
- Получить разрешения ведомственных организации на производство земляных работ.
- С резку растительного слоя грунта производит бульдозером Д-74. Грунт складывать на свободной от застройки территорий к хранение природного

- слоя почвы должны перемешать меры, исключаяющие ухудшение его качество.

Разработку грунта вести экскаваторы ЭО-3311 $V_k=0.65 \text{ м}^3$ обратным лопата грунт автосамосвалами за пределы строительного участка.

Монтажные работы.

Монтаж каркаса вести краном МКГ-16 L=16 м .

Конструкции монтировать при помощи ветрового от пола 2 ск-6 3-500, ГОСТ 25573-82 и 4 х ветрового строка 4 ск-1-5 О5000.

Сварочные и монтажные работы вести с монтажных площадок.

Монтаж вести методом «по себе» по монтажным тонам. Завоз элементов сборного железобетона осуществить специализированным автотранспортом.:

-для плиты плитовоз МА3-504

-для (балки) панели Т-116

Обеспечение стройплощадки теплом

На отопления временных зданий принят электрорадиаторы на ТЭН фабричного изготовления с установкой тепловых датчиков автоматическим атключающим нагревательным прибором. Источник тепла и место подключение и распределительным электрощитом с установкой силовых ящиков.

Ведомость объемов работ.

Табл 3.1

п/п	Наименование работ	Единиц измер	Формула Под счета	Объем работ
1	2	3	4	5
1	Срезка растительных слоя	1000м ²	В х L	1,3
2	Планировка площадки	100м ³		12,46
3	Разработка котлована	100м ³	(1,1ВХ1,28L)	24,26
4	Ручная разработка грунта	1м ³		101
5	Уплотнение грунта в котлов	100м ²		13
6	Устройство бетонных подготовок М50	м ³		8,58
7	Устройство щебеночных пов	100м ²		4,2
8	Устройство щебеночных подготовок с пробиткой битума М250 Vgo 8 м ³	100м ²		6,3
9	Vgo 2 м ³	м ³		5,4
10	Горизонтальная гидроизоляция стен фундамента	100м ²		0,87
11	Устройство ленточного фундамента М100	м ³		6,48
12	Укладка фундаментных балок	шт		26
13	Боковая обмазка гидроизоляций стен Фундамента в 2 х слоях	100м ²		1,18
14	Уплотнения грунта градиел	100м ²		10,6
15	Устройство бетонного подстиляющего слоя 140мм	м ³		9,8
16	То же 100 мм	м ³		18,85
17	Установка калонн $g \leq 2\text{т}$	шт		2

18	То же $g \leq 3$ т	шт		26
19	Устройство балок покрытия $L=18$ м $g \leq 10$ т	шт		12
20	Металлизация закладных и анкерных деталей и выпуска арматура	100 кг		1,85
21	Установка стеновых панелей из керамзита бетона $g \leq 10$ м ²	Шт		61
22	Установка на покр (3х6)	Шт		72
23	Кладка кирпичных стен и перегородок	м ³		252,24
24	Установка на перекрытия (1,2х6)	шт		12
25	Кладка перегородка	м ²		262,5
26	Укладка перемичок ($0,3 \leq m \leq 0,7$) т	шт		49
27	Устройство пароизоляций	м ²	72,8 х 18,6	1354,1
28	Теплоизоляция	м ²		1354,1
29	Устоиство стяжика	м ²		1354,1
30	Устройство гидроизоляции з х сл рубероида	м ²	(1354,1)х3	1062,2
31	Устройство бетонных покрытия $t=30$ мм М300 то же $t=5$ мм М300	100м ² 100м ²		3,79 4,79
32	Укладка лаг по кирпичным столбиком	100м ²		0,266
33	Устройство покрытия $t=28$ мм	100м ²		0,266
34	Устройство цементной стяжки	100м ²		0,658
35	Устройство покрытия на клее кистичок из линолеума на подоснова М-А	100м ²		0,658
36	Устройство плит	100м ²		0,896
37	Устройство оконных блоков $S=\text{до } 5$ м ²	м ²		20,58
38	Укладка подоконных ж\б плит гладких	100м ²		0,03
39	Остекленные оконных блоков	100м ²		0,21
40	Устройство перегородок из плиточных стекла	100м ²		0,882
41	Установка стальных каркасов оконных проемов	Т		3,486
42	Окраска оконных блоков	т		3,486
43	Установка наружных и внутренних овальных блоков	м ²		80,96
44	Конопатка коробок $g=903$ м ²			
45	Блоки движные марка Ан и ДГ	м ²		47,9
46	Устройство копот со стеканными коробками с раздвезными или распахивающимся	м ²	10,08х10	100,8
47	Устройство песнич из ж\б степеней по готовому основанию гладких	100 м		0,45
48	Установка металлических ограждении лестниц	100 м		0,45

49	Штукатурка стен			
	Улучшения	100м ²		5,98
	Простая	100м ²		9,17
50	Простая окраска белилами по штукатурке стен	100м ²	2,59+11,21+8	22,36
51	Тоже улучшенная	100м ²	,61	1,39
52	Облицовка внутри здания стен 6 гладкая без коронных элементов	100м ²		0,69
53	Клеевая окраска внутри помещения	100м ²	2,18+2,74	4,92
54	Окраска поверхности лаком	100м ²		1,25

Расчет требуемых технических параметров стрелового крана.

Для стреловых самоходных кранов на гусеничном ходу определен от высоты подъема крюка H_k , длину стрелы L_c и вылет крюка L_k .

Расчет ведут на (на большем)-железобетонную конструкцию которую имеет мах H_o (это высота отметка опоры монтируемого элемента, м)

Определяем высоту подъема крюка

$$H_k = h_o + h_3 + h_z + h_{ст}$$

На монтаж плиты покрытый

$$A \times B = 3 \times 6 \text{ (м)} \quad h_z = 0,3 \text{ м}$$

$h_z = 1$ м высота запаса

$h_z = 0,3$ м высота монтируемого элемента.

$h_{ст} = 2,7$ м высота стропы 4 ск. 1-5, 0-5000

$h_n = 5$ метра длина грузового полиспоста крана от 3 до 5 м для обеспечения расстояния

$S = 1,5$ м принимали $h_n = 5$ метра

S = расстояния от края элемента до оси стрелы.

$$H_k = 7,5 + 1 + 0,3 + 2,7 = 11,5 \text{ м}$$

Определяем оптимальный угол наклона стрелы краном горизонту.

$$\text{tg} \alpha = 2(h_{ст} + h_n) / b_1 + 23$$

где b_1 - длина или ширина сборного элемента

$$\text{tg} \alpha = 2(2,7 + 5) / 6 + 2 \times 1,5 = 59^\circ 41'$$

Расчитываем длину стропил без гуська

$$L_c = H_k + h_n - h_c / \sin \alpha = 11,5 + 3 - 1,5 \sin 59^\circ 41' = 1$$

Определяем вылет крюка:

$$L_k = L_c \cos \alpha + d$$

Где d - расстояние от оси вращения крана до оси крепления стрелы

$$d = 1,5 \text{ м}$$

$$L_k = 15,2 \times \cos 59^\circ 41' + 1,5 = 9,3 \text{ м}$$

Указанная выше определения вылета крюка справедливо при условии стоянки крана в момент монтажа напротив устанавливаемой плиты покрытия т.е. перпендикулярно оси стропильной конструкций.

Определяют угол поворота в горизонтальной плоскости

$$\text{tg} \alpha = D / L_k$$

где $D = 7,5$ м - горизонтальная проекция отрезка от оси пролета здания до центра тяжести устанавливаемого элемента m α = угол поворота стрелы крана в горизонтальной плоскости

$$\operatorname{tg} \alpha = 7,5 \text{ м} / 9,3 \text{ м} = 38^{\circ} 53'$$

Определяют проекцию на горизонтальную плоскость длины стрелы крана в повернутом положении

$$L_{ca} = L_c / \cos \alpha - d = 93 / \cos 38^{\circ} 53' - d = 11,9 \text{ м}$$

Величина $H_k - h_c$ в процессе монтажа остается постоянной поэтому определяют угол наклона стрелы крана в повернутом положении

$$\operatorname{tg} \varphi = (H_k - h_c - h_n) / L_{ca}$$

где φ - угол наклона стрелы к горизонту стрелы крана в новом, повернутом положении крана, град.

$$\operatorname{tg} \varphi = 11,5 - 1,5 + 3 / 11,9 = 1,3 / 11,9 = 47^{\circ} 31'$$

Определяют наименьшую длину стрелы крана при монтаже крана панели покрытия:

$$L_{ca} = L_{c\varphi} / \cos \varphi = 11,9 / \cos 47^{\circ} 31' = 15,5 \text{ м}$$

По расчетным параметрам крана подбираем для сравнений крана.

Эффективность выбора кранов по техническим параметрам оценивают по величине коэффициента использования грузоподъемности кранов.

$$K_{гр} = Q_{ср} / Q_{max} \leq 1$$

Где $K_{гр}$ - коэффициент использования крана по грузоподъемности

$Q_{ср}$ - средняя масса элемента в грунте элементов подлежащих к монтажу

Q_{max} - наибольшая грузоподъемность крана

$$Q_{ср} = g_1 \times n_1 + g_2 \times n_2 + g_3 \times n_3 + g_4 \times n_4 + g_5 \times n_5 + g_i \times n_i / n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5 + n_i = 1,5 \times 26 + 2,6 \times 8 + 2,5 \times 2 + 16 \times 2,1 + 2 \times 1,8 + 12 \times 5,5 + 72 \times 1,5 + 12 \times 1 + 29 \times 1,4 + 32 \times 1,9 / 26 + 8 + 2 + 16 + 2 + 2 + 12 + 72 + 12 + 29 + 32 = 1,85 \text{ т}$$

$$Q_{max} = 16 \text{ т}$$

$$K_{гр} = 1,85 / 16 = 0,12 \leq 1$$

Сравнения вариантов

Технико-экономические параметры гусеничных кранов МКГ16

Автоматического крана КС4561А

Табл.3.4

п/п	Параметры. наименование крана	МКГ-16	КС4561А
1	Грузоподъемность Q_k (т)	0,5.....16	34.....16
2	Вылет стрелы max-min (м)	16-4	14-38
3	Высота подъема крюка H_k (м) max грузоподъемности	10,5	10,0
4	Время работы крана в году	3200	3100
5	Инвентарная расчетная стоимость К	26,4	22,6
6	Единовременные затраты C_e	30	5
7	Текущие эксплуатационные затраты C_t	4,26	21,59

4. ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ

4.1. Определение расчетной стоимости строительства на стадии ТЭО.

Расчетная стоимость строительства включает в себя затраты на СМР. В расчетную стоимость строительства не включаются стоимости технологического оборудования. Его стоимость определяется по прайс-листам производителей оборудования.

Средняя базовая стоимость строительства в расчете на 1 кв. м общей площади в зависимости от этажности и материала стен приведена в таблице 1. При этом в состав затрат расчетных единиц помимо стоимости собственно здания включены затраты на устройство внутриплощадочных инженерных

сетей и благоустройство территории. В СН РК 8.02.01-2002 приложении 1 приведена стоимость указанных затрат.

Средняя стоимость строительства (С) с использованием данных таблицы 1 определяется по формуле:

$$C = S \times C_{\text{баз}} \times K_{\text{НДС}} \times \frac{\text{МРП}_{\text{тек}}}{\text{МРП}_{2001}},$$

где S - площадь в кв. м;

C_{баз} - средняя базовая стоимость строительства в расчете на 1 кв. м площади тыс. тенге (таблица 1);

K_{НДС} - коэффициент, учитывающий налог на добавленную стоимость;

МРП_{тек} - месячный расчетный показатель, устанавливаемый согласно бюджетному законодательству в текущем году;

МРП₂₀₀₁ - месячный расчетный показатель, установленный согласно бюджетному законодательству в 2001 году.

МРП₂₀₀₁ = 775 тенге.

Стоимость строительства объектов общественного назначения определяется в зависимости от показателя их производственной мощности и назначения зданий и сооружений.

В таблице 2 приведен перечень объектов общественного назначения, по каждому из которых указана базовая средняя стоимость строительства в зависимости от производственной мощности.

В составе базовой стоимости расчетных единиц учтены затраты на устройство внутриплощадочных инженерных сетей и благоустройство территории.

Стоимость указанных затрат и объемы в натуральных измерителях приведены в СН РК 8.02.01-2002 приложении 2.

Стоимостные показатели в таблице 2 приведены для условий строительства города Астаны как базового региона. Расчет стоимости строительства объектов в других регионах производится с помощью корректирующих коэффициентов, приведенных в таблице 3 путем их умножения на базовую среднюю стоимость строительства, принятую для условий города Астаны.

Средняя стоимость строительства (С) объекта общественного назначения с использованием данных таблиц 2 и 3 определяется по формуле:

$$C = N \times C_{\text{баз}} \times K_{\text{НДС}} \times \frac{\text{МРП}_{\text{тек}}}{\text{МРП}_{2001}} \times K_{\text{рег}},$$

где N - показатель производственной мощности объекта строительства;

C_{баз} - базовая стоимость строительства объекта на единицу его производственной мощности для города Астаны в тыс. тенге (таблица 2);

K_{НДС} - коэффициент, учитывающий налог на добавленную стоимость;

МРП_{тек} - месячный расчетный показатель, устанавливаемый согласно бюджетному законодательству в текущем году;

МРП₂₀₀₁ - месячный расчетный показатель, установленный согласно бюджетному законодательству в 2001 году.

МРП₂₀₀₁ = 775 тенге;

K_{рег} - региональный корректирующий коэффициент по переходу к стоимости объекта строительства относительно стоимости строительства для города Астаны (таблица 3).

Стоимость зданий для обслуживания 100 грузовых автомашин в г Актау общей площадью 1306,8 кв.м. составляет:

$$1306,8 \times 46,86 \times 1,16 \times 1,23 \times 4325 / 775 = 487594,637 \text{ тыс.тенге,}$$

где: 1306,8 -площадь, кв.м.

46,86 –поэтажная средняя базовая стоимость строительства 1кв.м. общей площади, тыс.тенге (табл.1)

1.16- коэффициент учитывающий НДС;

1,23 -текущий индекс по Мангистауской обл. (2026 года);

4325 - месячный расчетный показатель, устанавливаемый согласно бюджетному законодательству в текущем году;

МРП₂₀₀₁ - месячный расчетный показатель, установленный согласно бюджетному законодательству в 2001 году.

$$\text{МРП}_{2001} = 775 \text{ тенге.}$$

Стоимость оборудования 20%-от стоимости строительства объектов:

$$C_{\text{обор}} = 487594,637 \times 0,2 = 97518,927 \text{ тыс. тенге}$$

Стоимость строительно-монтажных работ:

$$C_{\text{СМР}} = 487594,637 - 97518,927 = 390075,709 \text{ тыс тенге}$$

Стоимость 1м² площади :

$$C_s = 180700,08 / 1080,0 = 451,477 \text{ тыс.тенге}$$

Основные технико-экономические показатели проекта

Стоимость строительства объектов общественного назначения определяется в зависимости от показателя их производственной мощности и назначения зданий и сооружений.

В таблице 2 приведен перечень объектов общественного назначения, по каждому из которых указана базовая средняя стоимость строительства в зависимости от производственной мощности.

В составе базовой стоимости расчетных единиц учтены затраты на устройство внутриплощадочных инженерных сетей и благоустройство территории.

Стоимость указанных затрат и объемы в натуральных измерителях приведены в СН РК 8.02.01-2002 приложении 2.

Стоимостные показатели в таблице 2 приведены для условий строительства города Астаны как базового региона. Расчет стоимости строительства объектов в других регионах производится с помощью корректирующих коэффициентов, приведенных в таблице 3 путем их умножения на базовую среднюю стоимость строительства, принятую для условий города Астаны.

Средняя стоимость строительства (С) объекта общественного назначения с использованием данных таблиц 2 и 3 определяется по формуле:

$$C = N \times C_{\text{баз}} \times K_{\text{НДС}} \times \frac{\text{МРП}_{\text{те}}}{\text{МРП}_{\text{баз}}} \times K_{\text{рег}},$$

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс, - М.: Стройиздат, 1991.
2. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1979.
3. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции. - М.: Высшая школа, 1987.
4. Берлинов М.В. Основания и фундаменты. - М.: Высш. шк., 1998.
5. Хамзин С.К., Карасаев А.К. Технология строительного производства. - М.: Высшая школа, 1989.
6. ҚР ҚЖ 2.03-30-2017* Сейсмикалық аймақтардағы құрылыс
7. Сақанов К.Т. Темірбетон және тас конструкциялары [Электронный ресурс] : Оқу құралы / К.Т. Сақанов. - Павлодар : Кереку, 2015. - 112 б.
8. Чалабаев Б.М. Строительные конструкции I [Текст] : учебник / Б.М. Чалабаев. - Алматы : Эверо, 2017. - 511 б.
8. Бржанов, Р.Т. Құрылыс конструкциялары-1 [Мәтін] : оқулық / Р. Т. Бржанов. - Алматы : ЭСПИ, 2021. - 224 б.
10. Ермуханов, К.Е. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций. (Пример расчета и конструирования оболочки положительной гауссовой кривизны) [Текст] : Методическое пособие / К.Е. Ермуханов. - Тараз : Тараз университеті, 2012. - 27 с.
11. Проектирование бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых бетонов без предварительного напряжения арматуры. Астана 2015 г.
12. ҚР ҚН 5.01-02-2013 Ғимараттар мен имараттардың іргелері
13. ҚР ҚН 1.03-03-2023 Құрылыстағы геодезиялық жұмыстар
14. ҚР ҚН 2.02-01-2023 Ғимараттар және имараттардың өрт қауіпсіздігі
15. ҚР ҚН 8.02 – 01 – 2002 Құрылыс, жөндеу-құрылыс жұмыстарына және жабдықтарды монтаждауға арналған сметалық нормалар және бағалар жинақтары.
16. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.И.Алексеев, П.С.Алексеев / город Москва, год выпуска 2015.