

ПАЛКІНА ЮЛІЯ ІГОРІВНА

ПРОЕКТ БУДІВНИЦТВА СТАНЦІЇ ОДЕСЬКА ОЛЕКСІЇВСЬКОЇ ЛІНІЇ
ХАРКІВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ

184 Гірництво

спеціаліст

2018

Розроб.							
К. розд.							
Керівник							
Н. контр.					Стадія	Аркуш	Аркушів
Зав. каф.							

Реферат

Для расчёта данного дипломного проекта были взяты исходные данные: производства работ, проектно-сметная документация и рабочие чертежи проекта строительства перегонных тоннелей и станции «Одесская» Харьковского метрополитена.

Дипломный проект состоит из пояснительной записки объёмом ___ страниц машинописного текста и ___ чертежей.

В пояснительной записке содержатся такие разделы:

- во введении рассмотрен вопрос актуальности темы дипломного проекта, а также значение и развитие Харьковского метрополитена;
- первая часть проекта посвящена общим сведениям о метрополитене, в котором рассмотрены такие вопросы, как геологическая характеристика и основные конструктивные решения;
- во второй части представлена технология строительства перегонного тоннеля и станции;
- в третьей части проекта изложены вопросы охраны труда, мероприятия для обеспечения безопасного ведения строительных работ;
- в экономической части представлена проектно–сметная документация, экономический эффект.

СТАНЦИЯ «ОДЕССКАЯ», ХАРЬКОВСКИЙ МЕТРОПОЛИТЕН,
ПЕРЕГОННЫЙ ТОННЕЛЬ, ОТКРЫТЫЙ СПОСОБ СТРОИТЕЛЬСТВА,
ПРОЕКТНО-СМЕТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ.....	
1.1 Трасса метрополитена.....	
1.2. Горно-геологические условия.....	
1.3. Основные конструктивные решения.....	
1.4. Сложившаяся ситуация на момент начала строительства.....	
2. Строительство перегонных тоннелей и станций.....	
2.1. Выбор и обоснование способа строительства.....	
2.1.1 Котлованный способ.	
2.1.2 Способ «стена в грунте».	
2.2. Выбор оборудования для выполнения работ.....	
2.3. Сооружение «стены в грунте» станции метрополитена «Шипиловская»..	
2.3.1 Общие сведения.....	
2.3.2 Устройство «пионерной траншеи»	
2.3.3 Разработка грунта в захватке.....	
2.3.4 Установка армокаркасов.....	
2.3.5 Бетонирование захватки методом ВПТ.....	
2.3.6 Организация работ.....	
2.4 Строительно-монтажные работы.....	
2.4.1. Монтаж обвязочной балки.....	
2.4.2 Монтаж балок перекрытия, сооружение консольных балок КБ-2.....	
2.4.3 Сооружение лотка, монтаж консольных балок КБ-1.....	
2.4.4 Сооружение внутренних конструкций станции.....	
2.5 Расчёт балки перекрытия Бкр-18.....	
2.5.1 Определение нагрузок.....	

2.5.2	Определение внутренних усилий.....
2.5.3	Подбор продольной арматуры.....
2.5.4	Подбор поперечной арматуры.....
2.5.5	Подбор арматуры в полке балки перекрытия.....
2.6	Расчёт боковой стены («стены в грунте»).....
2.6.1	Расчёт боковой стены в стадии эксплуатации.....
2.6.2	Расчёт боковой стены в условиях строительства. Этап I.....
2.6.3	Расчёт боковой стены в условиях строительства. Этап II.....
2.6.4	Проверка основания боковой стены по несущей способности и деформации.
2.6.5	Подбор продольной арматуры.....
2.6.6	Подбор поперечной арматуры.....
2.6.7	Расчёт опорной консоли обвязочной балки.....
2.6.8	Расчёт консольной балки КБ-1.....
2.7	Расчёт лотковой плиты.....
2.7.1	Определение нагрузок.....
2.7.2	Определение изгибающих моментов и поперечных сил.....
2.7.3	Подбор продольной арматуры.....
2.7.4	Подбор поперечной арматуры.....
2.8	Расчёт монолитной плиты перекрытия.....
2.8.1	Подбор продольной арматуры.....
2.8.2	Подбор поперечной арматуры.....
3.	Охрана труда.....
3.1	Анализ потенциальных опасностей и вредностей проектируемого объекта...
3.2	Инженерные методы обеспечения безопасности ведения работ.....
3.3	Организация безопасного ведения работ.....
3.4	Пожарная безопасность.....
3.5	Мероприятия плана ликвидации аварий.....
3.6	Охрана окружающей среды от вредных последствий эксплуатации.....
4.	ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ.....
4.1.	Определение основных проектно-сметных параметров.....

4.2. определение продолжительности проходки выработок.

4.3. Расчет возможного экономического эффекта.....

4.4. Техничко-экономические параметры строительства.....

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....

ПРИЛОЖЕНИЕ.....

Введение

Территория большого современного города имеет сотни квадратных километров. Рост населения, объем пассажирских перевозок и обеспечение надёжной связи между отдельными районами города требуют огромного количества транспортных средств. Наземный транспорт не в состоянии полностью разрешить транспортную проблему, т. е. обеспечить необходимую на сегодняшний день пропускную способность (и это положение со временем будет усугубляться).

Возникает необходимость перехода на внеуличный транспорт, т. е. переход на метрополитен – развитие сети метрополитена: строительство новых и продление действующих линий, придание метро роли общедоступного и общегородского транспорта.

Значение метрополитена как городского вида транспорта также очень велико в экологическом аспекте – при его эксплуатации токсичные выбросы и другие вредные воздействия на окружающую среду практически отсутствуют.

Метрополитеном называют внеуличный электрифицированный рельсовый транспорт, оборудованный надёжными системами безопасности движения и предназначенный для скоростных массовых пассажирских перевозок. Линии метрополитена подразделяются на надземные, наземные и подземные.

Надземные линии метрополитенов располагают на эстакадах на высоте, определяемой габаритами наземного транспорта, рельефом местности и условиями городской застройки. Сегодня надземные линии не строятся, а уже построенные заменяют подземными. Хотя в некоторых случаях устройство надземных участков линий метрополитенов оправдывается топографическими особенностями города, особенно при пересечении рек, автомобильных и железных дорог.

Наземные линии метрополитенов, т.е. расположенные на поверхности земли, существуют во многих городах мира, и их проектируют в настоящее время для концевых участков отдельных линий метрополитенов. Как правило, наземные линии располагают в малонаселённых районах города, на его окраинах и чаще всего в выемках, позволяющих в будущем, при развитии города, превратить эти линии в подземные. Наземные линии метрополитенов отличаются от обычных железнодорожных линий пригородного сообщения главным образом способом питания электроэнергией.

Подземные линии являются основным видом линий метрополитенов и имеют преимущественное распространение. В большинстве городов мира сеть метрополитенов состоит только из подземных линий (от 5 до 60 м и более от поверхности земли).

Наибольшее распространение, естественно, получили линии мелкого заложения, что, безусловно, подтверждает актуальность выбранной темы дипломного проекта.

1. Общие сведения об участке работ.

1.1. Трасса метрополитена.

Участок строительства – перегонные тоннели от станции «Державинская» до станции «Одесская» находится в южной части г. Харькова, являясь продолжением Алексеевской линии метрополитена в южном направлении. Трасса изучена путём топографической съёмки, бурением инженерно-геологических и гидрогеологических скважин.

Рельеф участка строительства имеет перепад абсолютных отметок поверхности от 122,0 до 160,0 м.

Климат в районе умеренно континентальный. По данным многолетних наблюдений годовая амплитуда температур составляет + 28° С. Среднегодовая температура + 3,8° С, максимальная – в июле до + 37° С и минимальная – в январе до – 42° С.

Заморозки начинаются в конце сентября и заканчиваются в середине мая, безморозный период 141 сутки. Среднегодовое количество осадков 540 – 650 мм. Относительная среднесуточная влажность составляет 64 % в мае и 86 % в декабре, годовое изменение атмосферного давления незначительно и составляет около 748 мм с октября по февраль и 746 мм в летние месяцы. Ветры возможны во всех направлениях, но в жаркое время преобладают северо-западные, а в холодное – юго-западные.

Для обеспечения строительства электроэнергией и водой строительная площадка подключается к городской сети электроснабжения и водопровода. Для подвоза строительных и топливных материалов используется хорошо развитая сеть городских дорог. Связь осуществляется через телефонную сотовую сеть.

Инженерно-геологические изыскания для технико-экономического обоснования строительства участка Алексеевской линии от станции «Державинская» до станции «Одесская» проведены институтом Харьковгражданпроект и Гипротрансмост в 1987 – 1988 гг. Пробурено 110 разведочных скважин глубиной от 15 до 55 м (суммарно более 2,5 тыс. м), выполнен необходимый комплекс полевых и лабораторных исследований грунтов.

В составе фондовых материалов для проектирования привлечены материалы инженерно-геологических изысканий к проекту и рабочей документации, строящегося автодорожного моста, а также материалы изысканий для жилищно-административного строительства вдоль проспекта Гагарина и Одесской улицы.

Объём работ и качество материалов изысканий соответствуют требованиям «Инструкции по инженерно-геологическим изысканиям для проектирования и строительства метрополитенов, горных железнодорожных и автодорожных тоннелей» ВСН 190-78 Минтрансстроя.

1.2. Горно-геологические условия

В геологическом строении района принимает участие отложения четвертичной, меловой и юрской систем.

Четвертичные отложения представлены современными насыпными и аллювиальными грунтами, а также средне-верхнечетвертичными покровными и средне-четвертичными озёрно-ледниковыми, флювиогляциальными и ледниковыми грунтами.

Современные насыпные грунты распространены по всей территории рассматриваемого участка. Мощность насыпного слоя достигает 15 м, однако на отдельных участках не превышает 2 - 3 м. На участке в составе насыпных преобладают суглинистые грунты.

Современные аллювиальные отложения имеют мощность от 3 до 12 м и представлены сложным чередованием линз слабозаторфованных суглинков, супесей и песков разной крупности.

Средне-верхнечетвертичные покровные отложения залегают с поверхности, либо под небольшим насыпным слоем, имеют мощность до 7 м, представлены оподзоленными суглинками с растительными остатками.

В пределах участка строительства горизонт грунтовых вод заключён в песках и супесях, залегающих между суглинками днепровской морены и глинами. Напоры достигают 4 - 6 м. Значения коэффициента фильтрации 3 - 5 м/сутки. Грунтовые воды гидрокарбонатно-сульфатно-кальциево-магниевые и гидрокарбонатно-сульфатно-кальциево-натриевого типов, местами обладают слабой сульфатной агрессивностью к бетонам марки W-4.

Результаты лабораторных исследований грунтов и данные архивных материалов изысканий для проектирования по проспекту им. Гагарина свидетельствуют о том, что показатели физико-механических свойств основных типов грунтов близки их нормативным значениям, полученным на других участках строительства в Харькове, а также приведённым в СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений». Это даёт возможность применения при проектировании метода инженерно-геологических аналогий.

Классификационные показатели использованы при построении гидрогеологических разрезов по участку линии.

Перегонные тоннели будут сооружаться открытым способом в котлованах глубиной до 13 - 14 м.

На участке от станции «Державинская» до станции «Одесская» котлованами в свайном креплении будут вскрываться супесчано-суглинистые слабозаторфованные насыпные и аллювиальные грунты, водоносные с глубиной 2 - 7 м. В основаниях тоннелей встречаются сильносжимаемые глинистые грунты, расчётное давление на которые находится в пределах 1,2 - 1,5 кГс/см².

В данных сложных гидрогеологических условиях целесообразно применение свай, организация открытого водоотлива и, как вспомогательного мероприятия, способствующего повышению устойчивости грунтов после отрытия котлована – устройство противofильтрационных завес.

В целях максимально возможного уменьшения, создаваемого

противофильтрационными завесами барражного эффекта, предусматривается выемка глинобетона до уровня сводов сооружений и обратная засыпка чистым песком.

Сооружение насосных камер в районе вестибюлей повлечёт вскрытие меловых мелких водоносных песков. Водопонижение осуществляется установками лёгких иглофильтров.

Грунтовые воды не агрессивны к бетону.

1.3. Основные конструктивные решения.

Район строительства станции «Одесская» является очень сложным для строительства станции метрополитена с точки зрения горно-геологических условий и инженерных соображений. Сложные гидрогеологические условия (уровень грунтовых вод на глубине около 5 метров - 6 метров) наличие дорог и трамвайных путей, стесненность поверхности строительной и окружение ее жилыми домами вынуждает к применению специальной конструкции станции.

Боковая стена состоит из: «стены в грунте» и обвязочной балки. «Стена в грунте» выполняется секциями, длиной по 2 метра каждая, высотой 11,65 м и шириной 0,6 метра. Стыки между секциями рабочие. Для обеспечения совместной работы секции устраивается монолитная обвязочная балка высотой 2,1 метр. Балку сооружают с непрерывным горизонтальным армированием. Конструкция балки выполняет так же функции опорной консоли для плит перекрытия. Гидроизоляция «стены в грунте» состоит из стального листа толщиной 6 мм приваренного к арматурному каркасу.

Перекрытие состоит из тавровых балок типа Бкр – 18 длиной 18 метров, шириной полки 1 метр, высотой полки 0,18 метра, шириной ребра 0,2 метра и общей высотой 1,05 метра.

1.4. Сложившаяся ситуация на момент начала строительства.

Инженерно-геологические условия строительства участка сложные.

Неблагоприятные гидрогеологические условия строительства перегонных тоннелей от станции «Державинская» до станции «Одесская» требуют применения комплекса мероприятий: водопонижения, открытого водоотлива, устройства ограждающей «стены в грунте» и, в качестве дополнительного средства для повышения устойчивости грунтов – противодиффузионных завес.

Вскрытие зумпфами водотливных установок станции Одесская вызывает необходимость организации строительного водопонижения в котлованах.

2. Строительство перегонных тоннелей и станции.

2.1. Выбор и обоснование способа строительства.

Наиболее распространенными способами строительства объектов метрополитена являются подземный (горный) и открытый способы проведения выработок [1].

Горный применяется при глубоком заложении подземных выработок, в условиях плотной городской и в других сложных ситуациях.

Открытый способ – на свободных от застройки территориях, при наличии устойчивых приповерхностных грунтов и в тех случаях, когда экономически более выгодным оказывается размещение выработок на небольших глубинах по причине высокой крепости пород на глубоких горизонтах.

Учитывая отметки проектного заложения тоннелей и станции «Одесская» наиболее уместным является использование открытого способа строительства.

В этом случае упрощается организация работ, повышается уровень безопасности, а сами работы в большинстве своем можно отнести к общестроительным, в то время как при горном способе такие работы относились бы к горнопроходческим. В итоге все преимущества открытого способа сказываются на стоимостных (проектно-сметных) параметрах строительства в лучшую сторону для открытого способа строительства.

Среди открытых способов существуют котлованный способ и траншейный. Специальные способы, такие как замораживание, кессонный, продавливание и пр. используются в сложных горно-геологических условиях, что согласно исходным данным проекта (пункт 1.3.) места не имеет.

Палкина
Гапеев
Гапеев
Григорьев

СГГМ ПД18.04.02.ПЗ

Гапеев

Строительство перегонных
тоннелей и станции

ГВУЗ «НГУ»
184с-16з-7

Арк.

Линии метрополитена размещают преимущественно ниже уровня земной поверхности. Как и при выборе способа строительства выработок, различают два вида подземного заложения объектов – мелкое и глубокое. В зависимости от горно-геологических условий, плотности размещения зданий и сооружений, наличия подземных коммуникаций, ширины городских улиц принимается один из этих двух видов.

При сооружении линий метрополитенов мелкого заложения, как правило, применяют открытый способ работ. Открытым способом на линиях мелкого заложения сооружают перегонные тоннели (однопутные или двухпутные), станции, раструбы камеры съездов, тупики и все притоннельные и пристанционные сооружения (вентиляционные камеры и канаты, перекачки, совмещённые тягово-понижительные подстанции и др.).

При сооружении тоннелей открытым способом могут быть применены три способа работ – котлованный, траншейный и щитовой.

Котлованным принято называть такой способ работ, при котором возводимое сооружение опирается на дно предварительно разработанного котлована, после чего котлован засыпают.

Траншейный способ применяют в тех случаях, когда линия мелкого заложения проходит под сравнительно узкой улицей или вблизи от зданий и когда время перерыва движения городского должно быть максимально сокращено. Этот способ заключается в том, что в первую очередь сооружают стены тоннеля в узких траншеях, а затем вскрывают поверхность на всю ширину и на небольшую глубину и быстро сооружают перекрытие, опирающееся на готовые стены. Остальное ядро выбирают позже под защитой перекрытия.

Щитовой способ предназначается для сооружения перегонных тоннелей мелко заложённых линий с цельносекционной обделкой при помощи комплекса оборудования, состоящего из проходческого щита прямоугольного сечения, технологической платформы, механизмов для выемки грунта и козлового крана.

2.1.1. Котлованный способ.

Котлованным принято называть способ работ, при котором конструкцию подземного сооружения возводят в предварительно вскрытом на полную глубину котловане. После монтажа конструкции подземного сооружения и устройства гидроизоляции осуществляют обратную засыпку котлована и восстанавливают дорожное покрытие или благоустраивают поверхность земли.

Форма и размеры котлованов в плане и их глубина зависят от формы и габаритов подземного сооружения, особенностей городской застройки и инженерно-геологических условий.

В зависимости от вышеназванных условий стены котлованов могут быть с естественными откосами, вертикальными стенами и комбинированными.

Котлованы с естественными откосами применяют в устойчивых грунтах при наличии достаточно свободной городской территории (на незастроенном или малозастроенном участке города или на очень широких улицах). Широкий котлован выгодно отрывать с откосами, чтобы избежать большого расхода материалов на крепление стен. Крутизна склонов котлована определяется его глубиной и физико-механическими свойствами грунтов.

Котлованы с вертикальными стенами применяют при невозможности устройства котлованов с естественными откосами. Чаще всего такую конструкцию котлованов используют при строительстве подземных сооружений вблизи зданий в условиях плотной городской застройки.

Учитывая меньшую стоимость выполнения работ по сооружению перегонных тоннелей котлованным способом с использованием свай по сравнению с траншейным использованием именно этого способа является наиболее рациональным.

Технология строительства котлованного способа - устройство котлованов с применением временной крепи включает следующие технологические операции (рис. 2.1): подготовительные работы (I), забивку свай (II), разработку грунта (III), планировку дна котлована (IV), устройство бетонной подготовки (V),

гидроизоляцию лотка (VI), монтаж обделки (VII), гидроизоляцию стен и перекрытия (VIII), обратную засыпку конструкции и планировку (IX), извлечение свай (X).

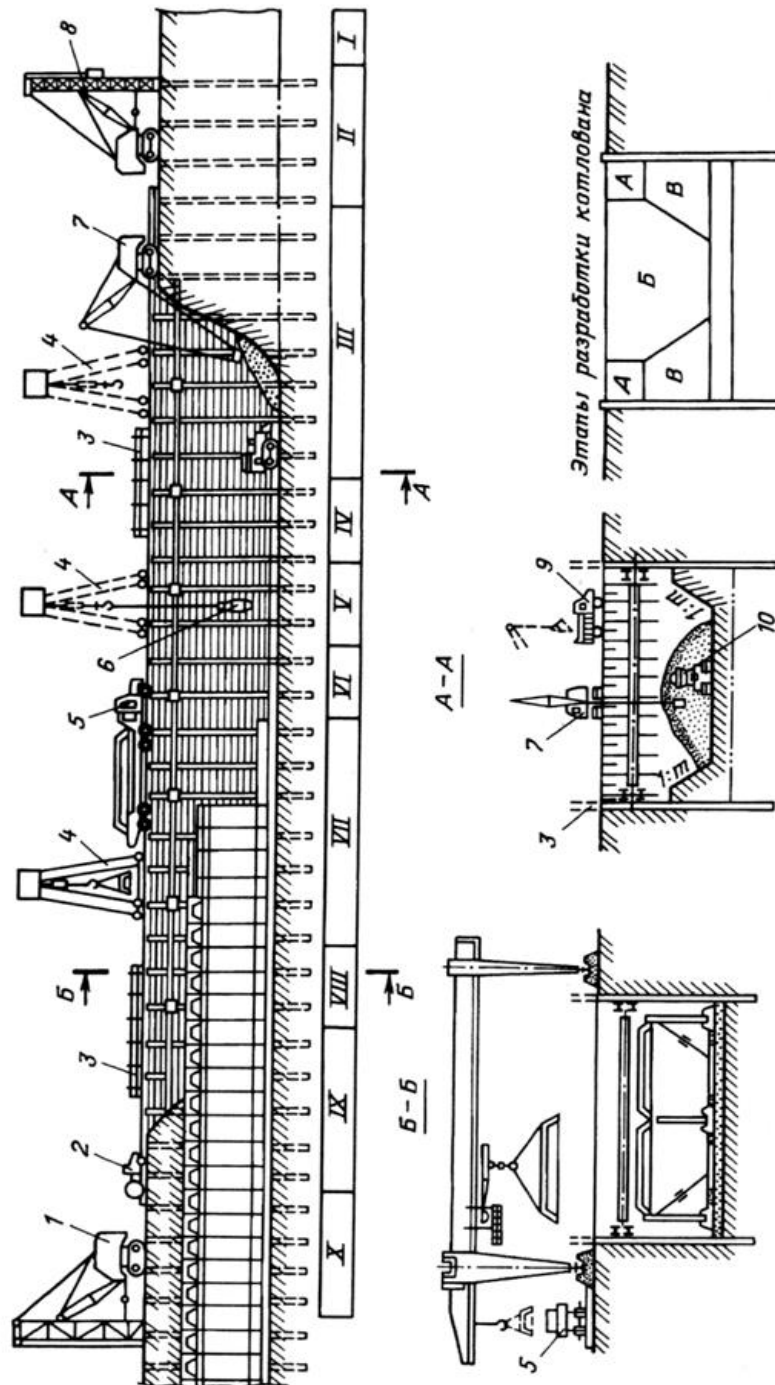


Рис. 2.1. Технологическая схема строительства тоннеля в котловане со свайной крепью: 1 – установка для извлечения свай; 2 – каток; 3 – ограждение котлована; 4 – козловой кран; 5 – трейлер; 6 – бадья для бетона; 7 – экскаватор; 8 – установка для забивки свай; 9 – автосамосвал; 10 – бульдозер

В зависимости от последовательности выполнения перечисленных выше операций, различают параллельную и последовательную схемы производства работ. В первом случае одновременно выполняют все технологические операции на различных участках. Такая схема организации работ возможна, если подземный объект имеет длину более 100-150 м. Во втором случае каждую технологическую операцию осуществляют после завершения предыдущей по всей длине объекта. Такую схему организации работ применяют при строительстве сравнительно коротких подземных объектов (менее 100-150 м) или когда невозможно развернуть широкий фронт работ.

При последовательной схеме производства работ сокращается длина технологического участка, уменьшается потребность в рабочей силе, однако несколько замедляется скорость строительства.

Независимо от принятой схемы проведения работ основные биологические операции выполняются аналогичным образом.

2.1.2. Способ «стена в грунте».

Траншейным называют способ работ, при котором сначала в узких траншеях возводят стены подземного объекта (тоннеля, камеры), а затем вскрывают поверхность земли на всю ширину (иногда на всей площади) подземного объекта, устраивают перекрытие и осуществляют обратную засыпку котлована. Затем под защитой перекрытия разрабатывают породу в центральной части и возводят бетонную подушку.

Траншейный способ применяют в условиях плотной городской застройки под узкими улицами с целью быстрее восстановления движения городского транспорта.

Метод «стена в грунте» подробно рассмотрен на примере сооружения станции «Одесская». Использование «стены в грунте» обусловлено важностью объекта, необходимостью обеспечения устойчивости массива грунта в окрестности станции, а также возможностью использования самой стены в качестве несущего конструктивного элемента, о чем сказано ниже.

2.2. Выбор оборудования для выполнения работ

Для выполнения работ и котлованным способом, и способом «стена в грунте» требуется по сути один и тот же перечень строительного оборудования. В первом приближении для выполнения строительного-монтажных работ необходимы краны (по меньшей мере 2), автосамосвалы, миксеры, бадьи, вибраторы, катки для уплотнения грунта и пр.

Основываясь на имеющемся в ведении метростроя оборудовании, ведомость принятого имеет вид:

№ п.п.	Наименование	Кол-во, шт.	Примечания
1	Козловой кран ККТС-20	1	L=32,5м, г/п=20т
2	Кран пневмоколесный СМК-10	1	L _{стр} =10м, г/п=10т
3	Автосамосвал	3	Г/п=7 т
4	Прицеп тяжеловоз Т-151 А	1	Г/п = 20 т
5	Тягач ЯАЗ-210	1	Г/п = 12 т
6	Спецмашина	1	L=18м, г/п=20т
7	Миксокрет	1	V=0,5 м ³
8	Электровибратор поверхностный И-7	4	N=0,4 кВт
	Электровибратор глубинный И-21	4	N=1 кВт
9	Электросварочный аппарат СТА-24	2	N=19,5 кВт
10	Бадья для бетона	4	V=0,5 м ³
		2	V=1,5 м ³
11	Отбойные молотки	3	N=0,1 кВт

Монтаж основных элементов станции и пристанционных сооружений производится с использованием козлового крана ККТС – 20. Характеристика козлового крана транспортного строительства ККТС-20:

- грузоподъемность – 20 тонн;

- высота подъемного крюка при сборке крана с верхними и нижними секциями стоек опор – 9 метров;
- высота подъемного крюка при сборке крана без нижних секций стоек опор – 4,5 метров;
- пролет крана наибольший (со вставкой) – 40 метров;
- пролет крана наименьший (без вставки) – 25 метров;
- рабочий вылет консоли – 11,6 метров;
- тип рельса – 43, Р-50;
- длина хода грузовой тележки – 23-40 метров;
- скорость подъема груза массой до 20 т – 8 м/мин;
- скорость подъема груза массой до 10 т – 16 м/мин;
- скорость передвижения грузовой тележки – 37 м/мин;
- скорость передвижения крана – 35 м/мин;
- база крана при сборке с верхними и нижними секциями стоек опор – 14 м;
- база крана при сборке без нижних секций стоек опор – 9 м;
- глубина опускания крюка ниже уровня головки рельса – 16 метров;
- установленная мощность – 59,5 кВт;
- масса – 73,5 т.

2.3. Сооружение «стены в грунте» станции метрополитена «Одесская».

2.3.1. Общие сведения.

Согласно принятому способу строительства станции («стена в грунте») выполнение работ возможно в двух вариантах:

1. «Стена в грунте» является только закреплением бортов траншей.
2. «Стена в грунте» является одновременно закреплением борта траншеи и несущей стеной конструкции станции.

Второй вариант является более перспективным и его принимаем для строительства станции метро «Одесская».

«Несущая стена в грунте» уменьшает в сравнении с первым вариантом экономические затраты, продолжительность строительства (не нужно строить боковых стен станции). Меньше становится на 3 – 5 м ширина траншеи, что важно при сооружении участка станции. С другой стороны, «несущая стена в грунте», как элемент отделки станции, требует более качественного выполнения, особенно с точки зрения прочности и гидроизоляции.

Конструкция перекрытия станции может быть выполнена в 3 вариантах:

1. монолитное, сводчатое или плоское перекрытие;
2. сборное, железобетонное трех пролетное перекрытие;
3. сборное, железобетонное однопролетное перекрытие.

Для строительства станции принимаем вариант третий, перекрытие состоящие из отдельных тавровых балок шириной 1 метр каждая. В этом случае отпадает применение дополнительного крепления стен анкерами или распорами в стадии строительства, так как сами балки, установленные с шагом 5 метров, выполняют их функцию.

Сооружение трех пролетной станции (вариант - 2) влечет за собой большие объемы строительно-монтажных работ (необходимость монтажа колон, их фундаментов, ригелей), что удорожает строительство. Монолитное перекрытие необходимо сооружать на самой площадке, что удлиняет во времени и усложняет сам процесс строительства.

«Стена в грунте» представляет собой вертикальную монолитную конструкцию, возводимую в узкой траншеи (ширина 600 метров), заполненной глинистым раствором. Общая длина сооружаемой стены 2 × 300 метров, глубина 11,68 метра. Основным оборудованием для сооружения «стены в грунте» являются:

- глинорастворный узел с регенерирующей установкой и глиноотстойником, растворонасос;
- экскаватор типа Поклеин SC-160 с грейферным оборудованием;
- стреловой кран КС-5363 грузоподъемностью 25 тонн;
- бетонная труба Ø 300 с приемным бункером;
- автобетоносмесители типа СБ – 60.

Ведомость основных машин и механизмов приведена в таблице.

№ п.п.	Наименование оборудования	Количество	Примечание
1	Экскаватор Поклеин SC-160	1	$V_k = 0,5 \text{ м}^3$
2	Фронтальный погрузчик ТО-18	1	$V_k = 1,5 \text{ м}^3$
3	Экскаватор «Белорусь»	1	$V_k = 0,15 \text{ м}^3$
4	Кран пневмоколесный КС-5363	1	$L_{стр} = 15\text{м}; \Gamma/\Pi=25\text{т}$
5	Кран пневмоколесный СМК-10	1	$L_{стр} = 10\text{м}; \Gamma/\Pi=10\text{т}$
6	Автосамосвал	3	$\Gamma/\Pi=7\text{т}$
7	Автобетоносмеситель СБ-60	6	$V_6 = 2,5 \text{ м}^3$
8	Бадья для бетона	2	$V_6 = 1,5 \text{ м}^3$
9	Емкость для отстоя грунта	3	$V = 20 \text{ м}^3$
10	Бункер для приема бетонной смеси	1	$V = 0,85 \text{ м}^3$
11	Электровибратор поверхностный И-7	4	$N=0,4 \text{ кВт}$
	Электровибратор глубинный И-21	2	$N=1 \text{ кВт}$
12	Комплекс оборудования для риготовления глинистого раствора	1	_____
13	Бетонолитная труба	2	$\varnothing 273 \text{ L}=12\text{м}$
14	Насос типа «Гном 10-10»	1	_____
15	Сварочный аппарат СТА-24	2	$N=19,5 \text{ кВт}$

Устройство «стены в грунте» условно можно разделить на 4 фазы:

1. Устройство «пионерной траншеи» и заполнение ее глинястым раствором.
2. Разработка грунта в захватке экскаватором.
3. Установка армокаркасов.
4. Бетонирование захватки методом вертикально-перемещающейся трубы (ВПТ).

2.3.2 Устройство «пионерной траншеи».

По контуру станции сооружается «пионерная траншея» шириной 700 мм. Глубина траншеи 1,2 метра. Стенки траншеи с воротником выполняются бетоном В-15 на арматурной стенке с ячейками 10×10 см из стержней АІ $\varnothing 8$. Грунт разрабатывают экскаватором типа обратная лопата на базе трактора «Беларусь». Армирование и бетонирование ведут заходками 0,6 метра по высоте и 2 метра по длине. Подача бадьи с бетоном, щитов опалубки, арматурных стенок осуществляется краном СМК-10. После завершения строительства «пионерную траншею» заполняют глинистым раствором.

2.3.3 Разработка грунта в захватке.

	Арк.

До начала работ подготавливается бентонитовый раствор, плотностью 1,1 г/см³, в объеме необходимом для заполнения захватки. Состав раствора устанавливается центральной лабораторией Киевметростроя и уточняется по конкретным данным полевой лабораторией ЛГР-3. Приготовленный раствор выстаивается один час и постепенно заполняют траншею с одновременной выемкой грунта. Траншея разрабатывается экскаватором Поклен SC-160 с грейферным оборудованием на напорной штанге. Подача бентонитового раствора из емкости в траншею осуществляется по гофрированным резиновым шлангам $d = 100$ мм. В процессе отрывки траншеи уровень бентонитового раствора должен находиться не ниже чем на 20 см от верха оголовка траншеи.

Грунт извлеченный из траншеи грузиться в автопогрузчик типа ТО-18 и перегружается в промежуточные отстойники вместимостью $V = 20$ м³. После отстоя грунта, из емкости откачивают воду насосом «Гном 10-10», а осушенный грунт грузиться экскаватором «Беларусь» в автосамосвал грузоподъемностью 7 тонн и вывозиться в отвал.

Работы по разработке грунта необходимо производить в теплое время. Промежуток времени между заполнением траншеи раствором и началом бетонирования не должен превышать 8 часов.

После выемки грунта на всю глубину в пределах одной захватки очищают дно траншеи от осадка эрлифтом или грязевым насосом, заменяют загрязнённый глинистый раствор на свежий и приступают к установке ограничителей и монтажу армокаркасов.

2.3.4. Установка армокаркасов.

Первоначально на стройплощадке собираются армокаркасы из отдельных элементов (их ширина на 200 – 250 мм меньше ширины траншеи). Далее, используя автотранспорт, доставляют армокаркасы в рабочую зону крана КС-5363. Краном КС-5363, нижняя секция армокаркаса длиной 6 метров устанавливается в траншею. Ее верх закрепляют на поверхности при помощи инвентарных обрезков металлических труб. После этого приваривают на весу верхнюю секцию

армокаркаса, длиной 6 метров, к выпускам нижней секции. Сваренный армокаркас опускается на проектную глубину с закреплением над траншеей при помощи инвентарных обрезков металлических труб.

Держать каркас в глинистом растворе длительное время не следует, так как частицы глины, осаждаясь на каркасе снижают сцепление бетона с арматурой.

После установки арматурных каркасов приступают к укладке бетонной смеси в захватках.

2.3.5. Бетонирование захватки методом ВПТ.

Перед началом бетонирования собирается из отдельных звеньев длиной 3 метра бетонолитная труба диаметром 300 мм. После установки опорной рамы, краном КС-5363 труба погружается на полную глубину траншеи. С верху трубы присоединяется приемный бункер вместимостью $V=0,85 \text{ м}^3$. Далее из автобетоносмесителя, через бункер и трубу, подается в траншею бетон, который вытесняет бентонитовый раствор. Сам раствор по трубам направляется на регенерацию. Закончив бетонирование участка траншеи на высоту одного звена бетонолитной трубы (3 метра), трубу поднимают краном КС-5363 и удаляют ее одно звено. Операция повторяется 4 раза ($4 \times 3 = 12 \text{ м}$). Для того чтобы процесс бетонирования был непрерывным, на одну захватку необходимо иметь 6 автобетоносмесителей типа СБ-60 ($6 \times 2,5 = 15 \text{ м}^3$). Во избежании перемешивания бетонной смеси и глиняного раствора, конец бетонолитной трубы должен быть всегда заглублен в бетонной смеси не менее чем на 1,2 метра.

2.3.6. Организация работ.

Для ведения работ по устройству «стены в грунте» весь объем работ разбивается на 5 участков длиной 120 метров каждый. На участке работы ведутся в две смены, одновременно на трех двухметровых захватках: на одной захватке ведется разработка грунта, на другой бетонирование или монтаж каркаса, на третьей бетон набирает прочность. Расстояние между захватками 40 метров.

Продолжительность устройства «пионерной траншеи» $T_n = 22$ дня (по данным из производства). Общая продолжительность работы $T_c = 100+22 = 122$ дня.

Циклограмма работ по сооружению «стены в грунте» приведена в графической части. Расчет и ведомость основных объемов работ указаны в таблице.

Ведомость основных объемов работ по сооружению «стены в грунте».

№ п.п.	Наименование работ	Ед. изм.	Объем на захватку	Общий объем
1	Разработка «пионерной траншеи» экскаватором	м ³	-----	1404
2	Бетонирование «пионерной траншеи»	м ³	-----	900
3	Разработка грунта экскаватором Поклеин	м ³	15,84	4320
4	Монтаж арматурного каркаса	т	3	900
5	Укладка бетонной смеси	м ³	14,4	4320
6	Приготовление бетонного раствора	м ³	14,4	4320
7	Установка бункера и бетонной трубы	шт	1	300

2.4. Строительно-монтажные работы.

2.4.1. Монтаж обвязочной балки.

Работы по сооружению обвязочной балки ведутся заходками 12 м в следующей последовательности:

- отбойными молотками разламывается бетон пионерной траншеи со стороны котлована, подрабатывается грунт до уровня бетона «стены в грунте». Грунт и разломанный бетон грузится вручную в автосамосвалы г/п 7 тонн и отвозится в отвал;

- зачищаются выпуски арматуры и бетон «стены в грунте»;

- выставляется опалубка с внутренней стороны обвязочной балки и монтируется армокаркас из отдельных стержней, с дальнейшей приваркой его к выпускам «стены в грунте». Вторая сторона опалубки набирается по мере бетонирования. Опалубка выполняется из досок $\delta=4$ см;

- бетонируется обвязочная балка. Бетон привозится автосамосвалами, выгружается в бады $V=0,5$ м³ и подается краном через направляющий лоток в опалубку. Балка бетонируется заходками 0,5-0,7 метра по высоте и 3 метра по длине. Бетон уплотняется вибраторами. Торцевая опалубка выполнена из металлической сетки. Все работы по установке опалубки, подача бетона и

арматуры ведется с помощью крана СМК-10. Опалубка снимается после набора бетоном 70 % прочности.

2.4.2. Монтаж балок перекрытия, сооружение консольных балок КБ-2.

После сооружения обвязочной балки разрабатывается грунт котлована на глубину 4 метра и козловым краном ККТС – 20 устанавливаются балки перекрытия $B_{кр} - 18$ (шаг установки – 5 метров) с последующей приваркой арматуры к выпускам обвязочной балки. Монтаж балок разрешается только после набора бетоном обвязочной балки 100 % прочности.

Одновременно в вестибюлях № 1 и № 2 приступают к монтажу консольных балок.

КБ-2, служащих несущим элементом для внутренних конструкций вестибюлей. Арматура подается краном ККТС –20 и приваривается к арматуре боков несущих стен. Далее устанавливается деревянная опалубка и бетонируется консольная балка. Бетон подают по бетоноводу от «Миксокрыта» установленного на бровке котлована.

2.4.3. Сооружение лотка, монтаж консольных балок КБ-1.

Дорабатывается грунт до проектных отметок, сооружают бетонную подготовку толщиной 200 мм, гидроизолируют лоток. Сам лоток бетонируется заходками 3 метра в следующей последовательности:

- Монтируются армокаркасы лотка и торцевая опалубка (из металлической сетки), подается в бадьях $V = 1,5 \text{ м}^3$ бетон и уплотняется вибраторами;

- По мере бетонирования по верху лотка укладывается шпалы опалубки;

- Бадьи с бетоном, гидроизоляционный материал, армокаркасы и опалубка подается краном ККТС - 20. Бетон доставляется в автобетоносмесителях и перегружается в бадьи.

Монтаж консольной балки КБ - 1 ведут после сооружения лотка. Технология монтажа аналогична сооружению балки КБ - 2.

2.4.4. Сооружение внутренних конструкций станции.

После набирания 100% прочности лотком приступают последовательно к сооружению внутренних конструкций: венткамеры, вестибюля №1, платформенной части, вестибюля №2, СТП.

Одновременно приступают к монтажу остальных плит перекрытия, со варкой выпусков арматуры между плитами и последующим омоноличиванием стыков бетоном в деревянной опалубке. Подача балок перекрытия, бетона в бадьях $V = 0,5\text{м}^3$ и других материалов осуществляется с помощью крана ККТС -20.

2.5. Расчёт балки перекрытия Бкр-18.

2.5.1 Определение нагрузок.

1. нагрузка от веса дорожного покрытия:

$q_{\Delta n}^H = \delta_a \cdot \gamma_a + \delta_b \cdot \gamma_b$ где $\delta_a = 0,08$ м – толщина асфальтового покрытия, $\gamma_a = 19,6$ кН/м – вес асфальтового покрытия, $\delta_b = 0,22$ м – толщина бетонного основания, $\gamma_b = 24$ кН/м³ – вес бетонного основания.

$$q_{\Delta n}^H = 0,08 \times 19,6 + 0,22 \times 24 = 6,8 \text{ кН/м}^2.$$

2. нагрузка от грунта засыпки:

$q_{\text{зас}}^H = \gamma \times H_{\Gamma}$, $H_{\Gamma} = 2$ м – толщина слоя грунта, $\gamma = 20$ кН/м³ – объемный вес грунта засыпки (супеси)

$$q_{\text{зас}}^H = 20 \times 2 = 40 \text{ кН/м}^2 ;$$

3. нагрузка собственного веса плит перекрытия принимается по данным из производства: $q_{\text{св}}^H = 9,2$ кН/м²

Расчетная вертикальная нагрузка на 1 п.м станции:

$$q = K \times (q_{\Delta n}^H + q_{\text{зас}}^H + q_{\text{св}}^H) = 1,15 \times (6,8 + 40 + 9,2) = 64,4 \text{ кН/м}$$

4. временная вертикальная нагрузка от транспортных (по СНИП 2.05.03 – 84) «Мосты и трубы». Самой неблагоприятной является нагрузка в виде полос типа А-11 (трамвай) и определяется по формуле:

$$q^B_H = q_1 + q_2, \quad q_1 = \frac{0,5 \cdot V}{B_1}, \quad q_2 = \frac{0,5 \cdot P}{B_1 \cdot A_1},$$

$V=10,78$ кН/м – распределенная нагрузка на обе колеи, $P_1 = 107,91$ кН – осевая нагрузка на одну тележку, $A_1 = 0,2 + 2 (b_a + b_6) + 2 H_r \times \operatorname{tg} 26,5 = 0,2 + 2 (0,08 + 0,22) + 2 \times \operatorname{tg} 26,5$, $A_1 = 2,79$ м.

$$B_1 = 0,6 + 2(b_a + b_6) + 2 H_r \times \operatorname{tg} 26,5 = 0,6 + 2(0,08 + 0,22) + 2 \operatorname{tg} 26,5 = 3,19 \text{ м}$$

$$q_1 = \frac{0,5 \cdot 10,78}{3,18} = 1,7 \text{ кН/м}, \quad q_2 = \frac{0,5 \cdot 107,91}{3,19 \cdot 2,79} = 6,1 \text{ кН/м}.$$

Расчетная, временная, вертикальная нагрузка на 1 п.м станции:

$$q^B = K(q_1 + q_2) = 1,2 \times (1,7 + 6,1) = 9,4 \text{ кН/м}.$$

2.5.2. Определение внутренних усилий.

Балка перекрытия жестко связана путем сварки выпусков арматуры с арматурой боковых стен. Соответственно ее расчет ведется, как для защемленной железобетонной балки, с учетом пластических деформаций приводящих к перераспределению внутренних усилий.

Изгибающие опорные и пролетные моменты определяются в упругой системе по формулам:

$$|M_{on}| = \frac{q \cdot L^2}{12}; \quad |M_{np}| = \frac{q \cdot L^2}{24}$$

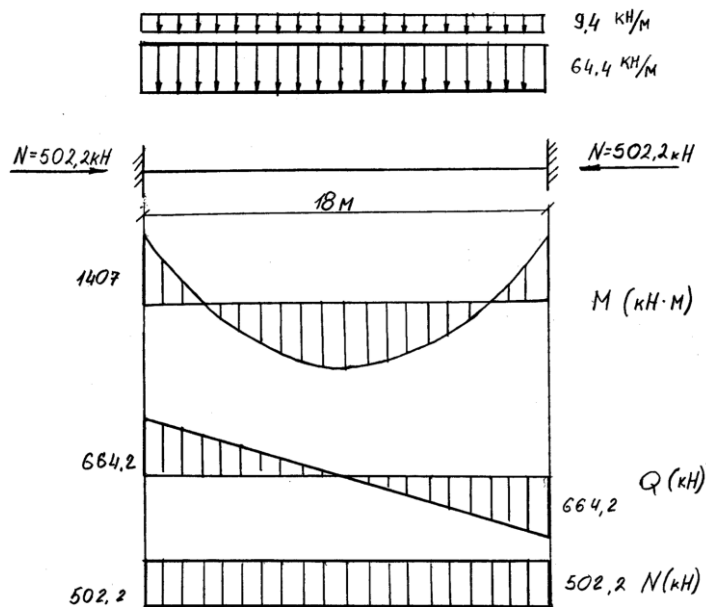
с учетом пластических деформаций:

$$|M'_{on}| = 0,7 |M_{on}| = \frac{q \cdot L^2}{17};$$

$$|M'_{np}| = |M_{np}| + 0,3 |M_{np}| = \frac{q \cdot L^2}{15}$$

После расчетов получаем: $M_{\max} = 1594$ кН/м, $Q_{\max} = 664$ кН, $N = 502,2$ кН.

Расчетная схема. Эпюры M, Q, N для балки перекрытия.



2.5.3. Подбор продольной арматуры.

Исходные данные: рабочее сечение балки принимаем прямоугольным $b \times h = 20 \times 105$ см, длина балки $L=18$ м, класс бетона В35 ($R_b = 195$ мПа, $R_{ct} = 1,3$ мПа, $E_b = 34,5$ мПа), арматура класса АIII ($R_s = R_{sc} = 355$ мПа, $E_s = 200 \times 10^3$ мПа).

Балка воспринимает нагрузки от 1,25 м длины перекрытия что составляет: $N = 1,25 \times 502 = 603$ кН, $M = 1,25 \times 194 = 1913$ кН/м.

Защитный слой бетона $a = a' = 5$ см

1. Начальный расчетный эксцентриситет:

$$e_{\phi} = M/N = 1913/603 = 3,17 \text{ м}$$

2. Случайный эксцентриситет:

$$e_a = h/30 = 1,05/30 = 0,035 > 1/600 = 18/600 = 0,03 \text{ м}$$

3. Начальный эксцентриситет:

$$e_b = e_{op} + e_a = 3,17 + 0,035 = 3,205 \text{ м}$$

4. Момент инерции сечения:

$$J = bh^3/12 = 0,2 \times 1,05^3 / 12 = 0,0184 \text{ м}^4$$

5. Коэффициент, определяющий внецентренность приложения нагрузки:

$$K_{cn} = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_0}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + \frac{3,205}{1,05}} + 0,1 = 0,13$$

6. Коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки для обделок Кол=2

7. Первоначальный коэффициент армирования принимаем равным $\zeta_0=0,05$

8. Критическая сила:

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot E_s \cdot J}{l^2} \cdot (3\zeta_0 \cdot \frac{E_s}{E_B} \cdot \frac{(h_0 - a')}{n} + \frac{K_{сн}}{k \cdot g_1}) , \text{ подставив значения получим:}$$

$$N_{кр} = 10681 \text{ кН}$$

9. Коэффициент продольного изгиба:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{603}{10681}} = 1,06$$

10. $e_0 \times \eta = 3,205 \times 1,06 = 3,397$ м – случай больших эксцентриситетов.

Эксцентриситет $e = e_0 \times \eta + 0,5 \times h - a = 3,397 + 0,5 \times 1,05 - 0,05 = 3,872$ м.

11. Определение площади сечения арматуры при условии симметричного армирования:

$$A_s = A_{sc}$$

$$A_s = A_{sc} = N \cdot e - h_0 + \frac{N}{\frac{R_b}{R_{sc}} \cdot (h_0 - a')} \cdot b = 603 \cdot 3,872 - 1 + \frac{603}{\frac{2 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{355 \cdot 10^3 \cdot (1 - 0,05)}}$$

$$A_s = A_{sc} = 0,00527 \text{ м}^2 = 52 \text{ см}^2.$$

12. Общий коэффициент армирования:

$$\zeta = \frac{A_s + A_{sc}}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 52,7}{20 \cdot 105} = 0,05$$

Окончательно принимается: для пролетной части 2 x 4 стержня АIII $\varnothing 40$ (2 x 50,24 см), приопорной части, в растянутой зоне 4 стержня АIII $\varnothing 40$ (50,24 см) в сжатой зоне 2 стержня АIII $\varnothing 40$ (25,12 см) плюс 2 стержня АIII $\varnothing 40$ работающих в качестве отгибов (25,12 см). Спецификация арматуры приведена в таблице 3.5.

13. Проверка прочности сечения для приопорного участка:

$$N_e \leq A_0 \times b \times h_0^2 \times R_b \times R_{sc} \times A_{sc} \times (h_0 - a')$$

$$603 \times 3,872 \leq 0,4 \times 0,2 \times 1^2 \times 19,5 \times 10^3 + 355 \times 10^3 \times 0,002512 \times (1 - 0,05)$$

$2334,8 \leq 2407,2$ кН – запас прочности $K_3 = 1,03$

$$N < \xi \times b \times h_0 \times R_b + R_{sc} \times A_{sc} - R_s \times A_s$$

$$603 < 0,55 \times 0,2 \times 1 \times 19,5 \times 10^3 + 355 \times 10^3 \times 0,002512 - 355 \times 10^3 \times 0,005024$$

603 кН $< 1253,2$ кН – запас прочности $K_3 = 2,1$.

2.5.4. Подбор поперечной арматуры.

Исходные данные: рабочее сечение принимаем прямоугольным $b \times h = 20 \times 105$ см, арматура AI ($R_{sw} = 175$ МПа, $E = 210 \times 10^3$ МПа). Балка воспринимает нагрузки от 1,25 м длины перекрытия: $Q = 1,25 \times 664,2 - 797$ кН. Остальные данные приведены в разделе «Подбор продольной арматуры».

1. Коэффициент, учитывающий влияние нормальной силы:

$$\Phi_n = \frac{0,1 \cdot N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{0,1 \cdot 603}{19,5 \cdot 10 \cdot 0,2 \cdot 1} = 0,015$$

2. Максимальная поперечная сила воспринимаемая бетоном:

$$F = 0,6 \times (1 + \Phi_n) \times R_{bt} \times h_0 \times b = 0,6 \times (1 + 0,015) \times 1,3 \times 10^3 \times 0,2 = 158,3 \text{ кН}$$

$$F = 158,3 \text{ кН} < Q_{\text{макс}} = 797 \text{ кН}$$

В соответствии с нормами проектирования поперечной арматуры принимаем: двухветьевые хомуты с шагом $S = 20$ см на приопорных участках ($l_0 = 4,5$ м) и $S = 40$ см в средней части пролета. Диаметр стержней $d=10$ мм с площадью поперечного сечения.

$$A_{sw} = 2 \times 0,785 = 1,57 \text{ см}^2 \text{ (один хомут)}$$

3. Усилия воспринимаемые хомутами на единицу длины:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{175 \cdot 10^3 \cdot 0,000157}{0,2} = 137,4 \text{ кН/м}$$

Проверка прочности хомутов на действие поперечной силы:

$$q_{sw} \geq 0,3 \times (1 + \Phi_n) \times R_{bt} \times b = 0,3(1 + 0,015) \times 1,3 \times 10^3 \times 0,2$$

$$137,4 \text{ кН/м} > 79 \text{ кН/м}$$

Проверка прочности хомутов на действие поперечной силы на наклонной после между наклонными трещинами:

4. Определяем величину Φ_{w1} :

$$\Phi_{w1} = 1 + 5 \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{A_{sw}}{b \cdot S}$$

$$\Phi_{w1} = 1 + 5 \cdot \frac{210 \cdot 10^3}{34,5 \cdot 10^3} \cdot \frac{1,75}{20 \cdot 20} = 1,12 < 3$$

тогда: $Q_{max} < 0,3 \times \Phi_{w1} (1 - 0,01 \times R_b) \times R_b \times b \times h_0 \times 10^3$

$$Q_{max} < 0,3 \times 1,12(1 - 0,01 \times 19,5) \times 19,5 \times 0,2 \times 1 \times 10^3 = 1054,9 \text{ кН}$$

797 кН < 1054,9 кН Проверка прочности по наклонной трещине.

5. Длина проекции наиболее опасного наклонного сечения:

$$C = \frac{\sqrt{2 \cdot (1 + \Phi_{п}) \cdot R_{bt} \cdot h_0^2}}{\sqrt{q_{sw}}} = \frac{\sqrt{2(1 + 0,015 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 1^2)}}{\sqrt{137,4}} = 4,4 \text{ м}$$

$C = 4,4 \text{ м} > 2h_0 = 2 \times 1 = 2 \text{ м}$ принимаем длину проекции $C = 2h_0 = 2 \text{ м}$

6. Определение усилия воспринимаемого бетоном:

$$Q_b = 2/C(1 + \Phi_{п}) \times R_{bt} \times b \times h_0^2 = 2/2(1 + 0,015) \times 1,3 \times 10^3 \times 0,2 \times 1^2 = 263,9 \text{ кН}$$

$$Q_b = 263,9 \text{ кН} > F = 153,3 \text{ кН} \text{ тогда } Q_b = F = 153,3 \text{ кН}$$

7. Определение продольных усилий воспринимаемых хомутами:

$$Q_{sw} = q_{sw} \times C = 137,4 \times 2 = 274,8 \text{ кН}$$

8. Определение поперечных усилий воспринимаемых отгибами (2 отогнутых стержня продольной арматуры):

$$Q_{\sin C} = R_{sw} \times A_{\sin C} \times \sin \psi = 290 \times 10^3 \times 0,002512 \times \sin 45^\circ = 515,1 \text{ кН}$$

9. Проверка прочности : $Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{\sin C}$

$$797 \text{ кН} \leq 153,3 + 274,8 + 515,1 = 943,2$$

В качестве поперечной арматуры принимаем 2х 22 хомута АІ Ø 10 с шагом 20 см и 22 хомута АІ Ø 10 с шагом 40 см. Спецификация арматуры приведена в таблице 4.1.

2.5.5. Подбор арматуры в полке балки перекрытия.

$$M_{оп}' = \frac{73,8 \cdot 1,25^2}{17} = 6,8 \text{ кН/м}, \quad M_{пр}' = \frac{73,8 \cdot 1,25^2}{15} = 7,7 \text{ кН/м},$$

$$Q_1 = Q_2 = 46,1 \text{ кН}$$

Для уменьшения сортамента арматурной стали принимаем стержни АІ Ø 10 мм с шагом установки 0,2 м сжатой и растянутой зоне (5 стержней на один метр длины полки). $A_s = A_{sc} = 5 \times 0,785 = 3,925 \text{ см}^2/\text{м}$.

Дальше проверяем несущую способность полки, как изгибаемой конструкции (расчет на 1 метр длины полки), с учетом что $A_s = A_{sc}$ получаем формулу:

$$M \leq R_s \times A_s (h_0 - a')$$

$$6,15 \text{ кН} < 225 \times 10^3 \times 0,0003925(0,15-0,03)=12,4 \text{ кН}$$

Проверка прочности сечения полки на действие поперечной силы (для расчета принимаем что $\Phi_{п} = C$); $Q_{\max} < F = 0,6 \times R_{bt} \times h_0 \times b = 0,6 \times 1,3 \times 10^3 \times 1 \times 0,15$;

$$46,1 \text{ кН} < 117 \text{ кН}.$$

Поперечная сила полностью воспринимается бетоном полки. Спецификация арматуры полки приведена в таблице 3.5

СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРЫ БАЛКИ ПЕРЕКРЫТИЯ Бкр-18.

№ п.п.	Назначение арматуры	Профиль	Длина, м	Уд. масса, г/м	Кол-во, шт.	Общая длина, м	Общая масса, кг
1	Продольная	Ø40 АШ	18	9,87	2	36	355,3
2	Продольная с отгибом	Ø40 АШ	18	9,87	2	36	355,3
3	Продольная	Ø40 АШ	19	9,87	4	76	750,1
4	Поперечная, двухветьевые хомуты с шагом 200 мм	Ø10 АІ	2,4	0,617	2х22	105,6	65,2
5	Поперечная, двухветьевые хомуты с шагом 200 мм	Ø10 АІ	2,4	0,617	22	52,8	32,6
6	Арматура полки шаг 200 мм	Ø10 АІ	2х1,3	0,617	89	231,4	142,8
7	Монтажная арматура полки	Ø10 АІ	18	0,617	2х4	144	88,8
ИТОГО:				АШ АІ		148 533,8	1460,7 329,3
Бетон В 35						6,7 м ³	

2.6 Расчёт боковой стены («стены в грунте»).

2.6.1. Расчёт боковой стены в стадии эксплуатации.

	Арк.

Боковую стену в стадии эксплуатации рассчитываем как подпорную стенку с одной распоркой (плита перекрытия) равновесие которой обеспечивается за счет усилия сжатия распорки и пассивного давления грунта на заделанную в грунт нижнюю часть стенки. Статический расчет сводится к: определению необходимого заглубления стены в грунт, вычислению усилий действующих в стенке и распорке.

Расчет производится по схеме Якоби Э.К. как для незащемленной стенки – заглубления стенки ниже дна котлована определяется только из условия обеспечения ее статического равновесия против выпора. Схема работы стенки приведена на рисунке 3.2.

Для расчета принимаем усредненную плотность грунта $\gamma_c = 19 \text{ кН/м}^3$ и усредненный угол внутреннего трения $\varphi_c = 31^\circ$. Далее определяют коэффициент активного λ_a и пассивного $\lambda_{\text{п}}$ давления грунта:

$$\lambda_a = \text{tg}^2 (45 - \varphi/2) = \text{tg}^2 (45 - 31/2) = 0,32, \lambda_{\text{п}} = \text{tg}^2 (45 + \varphi/2) = \text{tg}^2 (45 + 31/2) = 3,12$$

Давление грунта в точке А рассчитываем по формуле:

$$P_a = K \times (\gamma_c \times H + q_{\Delta\text{п}}) \times \lambda_a = 1,1 \times (19,2 + 6,8) \times 0,32 = 15,8 \text{ кПа}$$

Давление грунта в точке В рассчитываем по формуле:

$$P_b = K \times \gamma_c \times H \times \lambda_a + p_{\text{г}} = 1,1 \times 19 \times 11,5 \times 0,32 + 57 = 133,9 \text{ кПа}$$

Где: $p_{\text{г}} = 57 \text{ кПа}$ – гидростатическое давление.

Пассивное давление грунта определяю по формуле:

$$P_{\text{п}} = K \times \gamma_c \times h_0 \times \lambda_{\text{п}} + p_{\text{г}}$$

Где $K = 2,3$ для $\varphi = 31^\circ$ - коэффициент сил трения учитывающий сцепление между стеной и грунтом – принимаю по табл. 16.9 из (3).

При не защемленной стенке величина заглубления ее в основании определяется исходя из следующих условий равновесия системы: сумма моментов всех сил относительно точки А закрепления распорки должна равняться нулю и сумма проекции всех сил на горизонтальную ось должна равняться нулю. Требуемую величину заделки в грунте (h_0) и опорную реакцию в точке закрепления (R_a) находим путем подбора из уравнения:

$$M_a + E_{\text{п}} \times (H_c + h_0 - h_{\text{п}}) - E_a' \times (H_c + h_0) \times 1/2 - E_a \times (H_c + h_0) \times 2/3 = 0$$

$$R_a + E_{\pi} - E_a - E_a' = 0$$

Где: E_{π} - равнодействующая пассивного давления грунта:

$$E_{\pi} = \frac{1 \cdot h_0 \cdot (P_{\pi}^B + P_{\pi}^C)}{1,2 \cdot 2}$$

1,2 – коэффициент надежности, принимаемый по СН 477 – 75, P_{π}^B , P_{π}^C – пассивное давление в точке В и С, E_a – равнодействующая активного давления.

$$E_a = \frac{1 \cdot (h_0 + h_c) \cdot (P^C - P^A)}{2}$$

P^C – активное давление в точке С, $E_a' = P^A \times (h_0 + H_c)$

h_{π} – ордината приложения равнодействующей пассивной силы:

$$h_{\pi} = 1/3 h_0 \cdot \left(1 + \frac{P_{\pi}^B}{P_{\pi}^B + P_{\pi}^C}\right)$$

Путем подбора определяем что $h_0 = 3,25$ м тогда:

$$P_{\pi}^B = 2,3 \times 19 \times 0 \times 3,12 + 57 = 57 \text{ кПа}$$

$$P_{\pi}^C = 2,3 \times 19 \times 3,25 \times 3,12 + 89,5 = 532,6 \text{ кПа}$$

$$h_{\pi} = 1/3 \times 3,25 \times \left(1 + 57 / (57 + 532,6)\right) = 1,19 \text{ м}$$

$$E_{\pi} = \frac{1 \cdot 3,25 \cdot (57 + 532,6)}{1,2 \cdot 2}$$

$$E_a = 1 / 2 \times (3,25 + 9,5) \times (188,2 - 15,8) = 1099,1 \text{ кН}$$

$$E_a = 15,8 \times (3,25 + 9,5) = 201,5 \text{ кН}$$

Все значения подставляем в уравнение (1):

$$1407 + 798,4 \times (9,5 + 3,25 - 1,19) - 201,5 \times (9,5 + 3,25) \times 1 / 2 - 1099,1 \times (9,5 + 3,25) \times 2 / 3 = 0$$

$$1407 + 9229,5 - 1284,6 - 9341,1 = 0 \neq 0$$

Из уравнения (2) находим опорную реакцию R_a в точке закрепления:

$$R_a = E_a + E_a - E_{\pi} = 1099,1 + 201,5 - 798,4 = 502,2 \text{ кН}$$

Полную величину заглубления стенки h рассчитываем по формуле:

$$h = 1 / 2 \times h_0 = 1,2 \times 3,25 = 3,9 \text{ м}$$

Для определения внутренних усилий рассматриваем стенку, как сборную, опертую в месте установки распорки и в точке равнодействующей пассивного давления грунта. Уравнение моментов принимает значение:

$$M_x = 502,2x - 7,9x^2 - 2,2x^2 - 1407$$

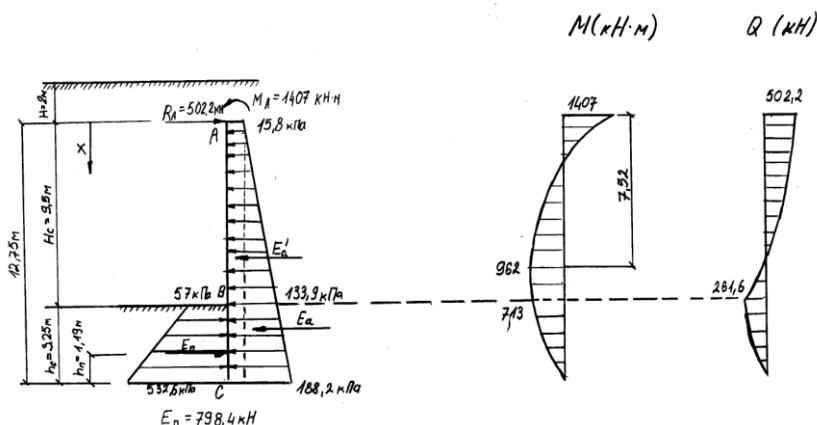
Уравнение поперечных сил принимает значение:

$$Q_x = 502,2 - 15,8x - 6,8x^2$$

На основе этих уравнений определяем значения изгибающих моментов и поперечных сил. Расчетная схема эпюры изгибающих моментов и поперечных сил приведены на рисунке 3.2

Рис. 3.2

Расчетная схема (стадия эксплуатации). Эпюры M и Q для боковой стены.



2.6.2. Расчёт боковой стены в условиях строительства. Этап I.

Боковую стену на первом этапе строительства можно рассматривать как статически определимую консольную стену, устойчивость которой обеспечивается уравновешенностью пассивного и активного давлений грунта. Расчет такой стены сводится к определению необходимого заглубления ее в грунт основания. Для расчета принимаю метод Блюма – Ломейера (способ «упругой линии») дающий довольно близкие к натуральным данным результаты. Схема расчета приведена на рисунке 3.3.

При расчете учитываем, что строительство ведется с водопонижением (нет гидростатического давления воды). Временную нагрузку от козлового крана, или автотранспорта принимаю равной $q_v = 50 \text{ кН/м}$.

Давление грунта на стенку в точке А' будет составлять:

$$P^{a'} = K \times q_b \times \lambda_a = 1,1 \times 50 \times 0,32 = 17,6 \text{ кПа}$$

Давление грунта в точке В рассчитываем по формуле:

$$P^b = P^{a'} + K \times \gamma_c \times H_c \times \lambda_a = 17,6 + 1,1 \times 19 \times 4 \times 0,32 = 44,3 \text{ кПа}$$

Давление грунта в точке В рассчитываем по формуле:

$$P^c = P^{a'} + K \times \gamma \times H \times \lambda_a$$

Заменяя пассивное давление грунта равнодействующей сосредоточенной силой $E_{п'}$ и составляем уравнение изгибающих моментов относительно точки С, получаем уравнение из которого определяем h_0 :

$$1 / 3 E_a \times (H_c + h_0) + 1 / 2 E_{a'} \times (H_c + h_0) - 1 / 3 E_{п'} \times h_0 = 0$$

Путем подбора определяем $h_0 = 3,85$ м, тогда $P_T = 0$ (водоотлив)

$$P_{п'} = 2,3 \times 19 \times 3,85 \times 3,12 = 524,9 \text{ кПа}$$

$$P^c = 17,6 + 1,1 \times 19 \times 7,85 \times 0,32 = 70,1 \text{ кПа}$$

$$E_{п'} = 1 / 1,2 \times 3,85 \times 524,9 / 2 = 809,3 \text{ кН}$$

$$E_a = 1 / 2(4+3,85) \times (70,1 - 17,6) = 206,1 \text{ кН}$$

$$E_{a'} = 17,6 \times 4 \times 3,85 = 138,2 \text{ кН}$$

Все значения подставляем в уравнение:

$$1 / 3 \times 206,1 \times (4 + 3,85) + 1 / 2 \times 138,2 \times (4 + 3,85) - 1 / 3 \times 809,3 \times 3,85 = 0$$

$$539,3 + 542,4 - 1038,6 = 0; \quad 3,2 = 0$$

Полная величина заглубления стенки составляет:

$$n = 1,2 \times 3,85 = 4,62 \text{ м}$$

Для определения изгибающих моментов и поперечных сил рассматриваю стену как консольную балку нагруженную активными и пассивными нагрузками. Для определения пассивной нагрузки принимаем коэффициент надежности $K=1/1,2$.

Уравнение моментов принимает значения:

$$\text{Для } x \leq 4 \quad M_x = - 8,8 x^2 - 1,1 x^3$$

$$\text{Для } 4 \leq x \leq 7,85 \quad M_x = 17,8x^3 - 235,6x^2 + 907,2x - 1209,6$$

Уравнения поперечных сил принимают значения:

$$\text{Для } x \leq 4 \quad Q_x = -17,6x - 1,1x$$

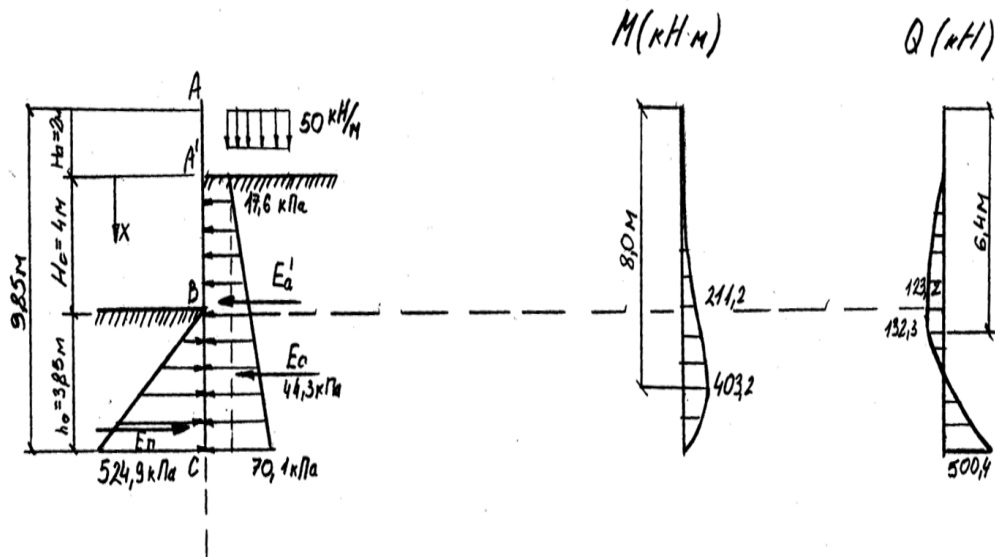
$$\text{Для } 4 \leq x \leq 7,85 \quad Q_x = 53,5x^2 - 472x + 908,8$$

На основании этих уравнений определяем значения изгибающих моментов и поперечных сил. Расчетная схема, эпюры изгибающих моментов и поперечных сил приведены на рисунке 3.3.

Рис. 3.3

Расчетная схема (1 этап стадии строительства).

Эпюры M и Q для боковой стены.



2.6.3. Расчёт боковой стены в условиях строительства. Этап II.

Расчет боковой стены на втором этапе строительства ведется по схеме Якоби аналогично расчету боковой стены в стадии эксплуатации. Схема работы приведена на рисунке 3.4.

Определяем нагрузку на стену на втором этапе строительства:

Момент M_a возникает от внецентренно приложенной нагрузки от веса балки перекрытия:

$$M_a = 1 / 2 \times q_{св}^H \times l_b \times l_0 = 1 / 2 \times 9,2 \times 18 \times 0,45 = 37,3 \text{ кНм}$$

Где $l_b = 18 \text{ м}$ – длина балки, $l_0 = 0,45$ – расстояние от оси опоры балки до оси стены.

Временную нагрузку от козлового крана или автотранспорта принимаем равной 50 кН/м^2 (по данным из производства).

Давление грунта на стену в точке А' будет равно:

$$P^{a'} = 1,1 \times 50 \times 0,32 = 17,6 \text{ кПа} \quad P^{a'} = K \times q_{\text{св}}^H \times \lambda_a$$

Давление грунта в точке В рассчитываем по формуле:

$$P^B = P^{a'} + K \times \gamma_c \times H_c \times \lambda_a + P_{\text{г}}^B = 17,6 + 1,1 \times 19 \times 7,68 \times 0,32 + 58,6 = 127,6 \text{ кПа}$$

Где: $P_{\text{г}}^B = 58,6$ – гидростатическое давление в точке В.

Давление грунта в точке С рассчитываем по формуле:

$$P^C = P^{a'} + K \times \gamma_c \times (H_c + h_0) \times \lambda_a + P_{\text{г}}^C$$

Путем подбора находим h_0 и R_a используя следующие условия равновесия системы: сумма моментов всех сил относительно точки А должна быть равна нулю, сумма проекций всех сил на горизонтальную ось должна быть равна нулю.

$$M_a + E_{\text{п}} (H_c + h_0 - h_{\text{п}} - h_a) - E_a' (h_a + (H_c + h_0) \times 1 / 2) - E_a (h_a + (H_c + h_0) \times 2/3) = 0 \quad (3)$$

$$R_a + E_{\text{п}} + E_a + E_a' = 0 \quad (4)$$

Если $h_0 = 3,3$ м, тогда (на основе раздела “расчет боковой стены в стадии эксплуатации”)

$$P_{\text{п}}^B = 2,3 \times 19 \times 0 \times 3,12 + 58,6 = 58,6 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{п}}^C = 2,3 \times 19 \times 3,3 \times 3,12 + 91,6 = 541,5 \text{ кПа};$$

$$P^C = 17,6 + 1,1 \times 19 \times 10,98 \times 0,32 + 91,6 = 182,6 \text{ кПа.}$$

$$h_{\text{п}} = \frac{1}{1,2} \cdot 3,3 \cdot \left(\frac{58,6}{58,6 + 541,5} \right) = 1,21 \text{ м}$$

$$E_a = \frac{1}{2} (3,3 + 7,68) \times (182,6 - 17,6) = 905,8$$

$$E_{\text{п}} = \frac{1}{1,2} \cdot 3,3 \cdot \left(\frac{58,6 + 541,5}{2} \right) = 825,1 \text{ кН}$$

$$E_a' = 17,6 \times (3,3 + 7,68) = 193,2 \text{ кН}$$

Все значения подставляем в уравнение (3):

$$37,3 + 825,1 (7,68 + 3,3 + 2 - 1,21) - 193,2 (2 + (7,68 + 3,3) \times 1 / 2) - 905,8 (2 + 7,68 + 3,3) \times 1 / 2 = 0$$

$$37,3 + 9711,4 - 1447,1 + 8442,1 = 0$$

$$-140,5 = 0$$

Из уравнения (4) находим R_a : $R_a = 905,8 + 193,2 - 825,1 = 273,9$ кН. Полная величина заглубления стенки составляет $h = 1,1 \times 3,3 = 3,63$ м $h = 1,1 \times h_0$

Для определения внутренних усилий рассматриваем стену как опертую в месте установки распорки и в точке равнодействующей пассивного давления грунта. Уравнения изгибающих моментов принимают значения:

$$\text{Для } x < 2,0 \quad M_x = -37,3 + 273,9x$$

$$\text{Для } 2,0 < x < 12,98 \quad M_x = -56,7 + 353,8x + 4,43x^2 - 2,5x^3$$

Уравнения поперечных сил принимают значения:

$$\text{Для } x < 2,0 \quad Q_x = 273,4 \text{ кН}$$

$$\text{Для } 2,0 < x < 12,98 \quad Q_x = 248,6 + 13,9x - 7,5x^2$$

На основе этих уравнений определяем значения изгибающих моментов и поперечных сил. Расчетная схема, эпюры изгибающих моментов и поперечных сил приведена на рисунке 2.2

Расчетная схема (2 этап стадии строительства).

Эпюры M и Q для боковой стены.

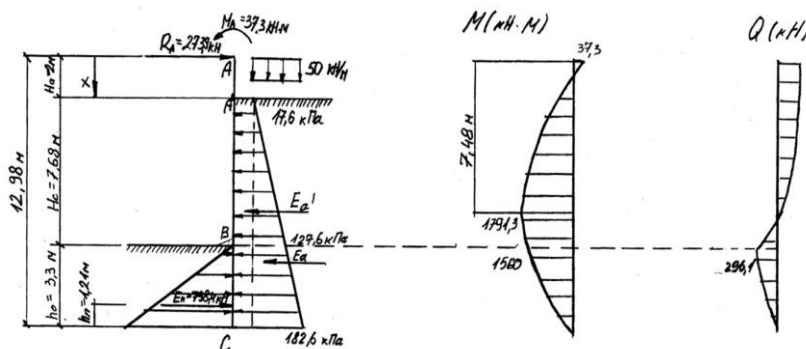


Рис.2.2

2.6.4. Проверка основания боковой стены по несущей способности и деформации.

Расчет выполняется на основе СНиП 2.05.2.03-83 «Основания здания, сооружения», только для стадии строительства станции, так как в условиях эксплуатации все нагрузки на основание будут передаваться через лотковую плиту.

При расчете необходимо учитывать размеры условного фундамента, определяемые по формуле (расчет на 1 погонный метр длины станции):

$$F = (H + h) \cdot \frac{\text{tg}\varphi_c}{4} = (11,68 + 4) \cdot \frac{\text{tg}31^\circ}{4} = 2,3$$

Где: F – площадь условного фундамента, $H_c = 11,68$ м – полная высота «стены в грунте», $h = 4$ м – высота заглубления в грунт участка стены, $\varphi_c = 31^\circ$ - угол внутреннего трения для суглинков.

Нагрузка на основание будет составлять:

$$P = 1,1 \cdot \frac{C_{\text{пл}} + C_{\text{тс}}}{F} = \frac{80 + 190,4}{2,36} = 114,6 \text{ кПа}$$

где: $C_{\text{тс}} = 80$ кН – нагрузка от плит перекрытия, $C_{\text{тс}}$ – нагрузка от собственного веса стены $C_{\text{тс}} = \gamma_b \times b_{\text{ст}} \times H = 23 \times 0,6 \times 13,8 = 190,4$ кН, $\gamma_b = 23$ кН/м³ – средняя плотность ж/б, $b_{\text{ст}} = 0,6$ м – ширина стены, $H = 13,8$ м – полная высота боковой стены.

Основание боковой стены сложено мелкими песками и супесями средней плотности $\gamma_{11} = 18$ кН/м, коэффициент пористости $e = 0,65$, удельным сцеплением $C_{\text{п}} = 2$ кПа, углом внутреннего трения $\varphi = 32^\circ$.

Максимальное расчетное давление на основание определяем по формуле (СНиП 2.02.03-83).

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot (M_v \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{11} + M_c \cdot C_c)$$

$$R = \frac{1,3 \cdot 1}{1,1} \cdot (1,34 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 18 + 6,34 \cdot 1,85 \cdot 18 + 8,55 \cdot 2) = 288,5 \text{ кПа}$$

Проверка несущей способности основания: $P_{\text{max}} < R$, $114,6 \text{ кПа} < 288,5 \text{ кПа}$.

Проверка основания по деформациям. Давление грунта под подошвой условного фундамента равно:

$P_6 = \gamma_c \times H_c = 19 \times 11,68 = 221,92$ кПа, $P_0 = 114,6 \text{ кПа} < P_6 = 221,92$ кПа, согласно СНиП 2.02.03 – 83 расчет основания по деформациям не производится.

2.6.5. Подбор продольной арматуры.

Исходные данные: рабочее сечение стены принимаем прямоугольным $b \times h = 100 \times 60$ см (расчет ведется на 1 погонный метр длины сиены), высота стены $H = 13,78$ м, защитный слой бетона $a = a' = 5$ см, класс бетона В-30 ($R_b = 17,0$ МПа, $R_{bt} = 1,2$ МПа, $E_b = 32,5 \times 10^3$ МПа), арматура класса АIII ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $E_s = 200 \times 10^3$ МПа). Максимальный изгибающий момент $M = 1407$ кН/м, продольная сила $N = 664$

кН. Расчет ведем аналогично разделу 3.4. Арматуру подбираю для стадии эксплуатации с дальнейшей проверкой боковой стены в стадии строительства:

$$e_{op} = 1407/664,2 = 2,119 \text{ м}$$

$$e_a = 13,78/600 = 0,023 \text{ м} > 0,6/30 = 0,02 \text{ м}$$

$$e_o = 2,119 + 0,023 = 2,142$$

$$J = 1 \times 0,6^3 / 12 = 0,018 \text{ м}$$

$$K_{ch} = \frac{0,11}{0,1 + \frac{2,142}{0,6}} + 0,1 = 0,13; \quad K_{61} = 2 \text{ принимаем } H_0 = 0,025 \text{ тогда:}$$

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot 32,5^3 \cdot 10 \cdot 0,018}{13,78^2} \cdot (3 \cdot 0,025 \cdot \frac{200 \cdot 10^3 \cdot (0,55 - 0,05)}{32,5 \cdot 10^3 \cdot 0,6} + \frac{0,13}{2})$$

$$N_{кр} = 8,865 \text{ мН} = 8865 \text{ кН}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{664}{8865}} = 1,08$$

$$e_{on} = 2,142 \times 1,08 = 2,31 \text{ м};$$

$$e = 2,31 + 0,6 \times 0,5 - 0,05 = 2,56 \text{ м}$$

$$A_s = A_{sc} = \frac{664 \cdot 2,65 - 055 + \frac{664}{2 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1}}{355 \cdot 10^3 \cdot (0,55 - 0,05)} = 0,007592 \text{ м}^2 = 75,92 \text{ см}^2$$

$$H = \frac{2 \cdot 75,92}{60 \cdot 100} = 0,0253$$

Принимаю шесть стержней АIII $\varnothing 36$ (75,96 см²) в растянутой и сжатой зоне. По технологическим соображениям боковая стена делится на «стену в грунте» высотой 11,68 м и обвязочную балку высотой 2,1 метра. Спецификация продольной арматуры приведена в таблице 3.6 (арматура «стены в грунте») и таблица 3.7 (арматура обвязочной балки).

Проверка прочности стены в стадии эксплуатации:

$$N_e < A_0 \times b \times h_0^2 \times R_b + A_{sc} (h_0^2 - a')$$

$$664 \times 2,56 < 0,4 \times 1 \times 0,6^2 \times 17 \times 10^3 + 355 \times 10^3 \times (0,55 - 0,05) \times 0,007592$$

$$1699,8 \text{ кН/м} < 3785,6 \text{ кН/м} - \text{запас прочности } K_3 = 2,2$$

$$N \leq \xi \times b \times h_0 \times R_b$$

$$664 < 0,55 \times 0,6 \times 1 \times 17 \times 10^3$$

$$664 \text{ кН} < 5610 \text{ кН} \text{ запас прочности } K_3 = 8,4$$

Проверка прочности боковой стены в стадии строительства. Максимальный изгибающий момент $M = 1791,3 \text{ кН/м}$, продольная сила $N = 201,8 \text{ кН}$. После аналогичного расчета получаем эксцентриситет $e = 9,33 \text{ м}$ и подставляем его в неравенство: $201,8 \times 9,33 \leq 0,4 \times 1 \times 0,6^2 \times 17 \times 10^3 + 355 \times 10^3 \times (0,55 - 0,05) \times 0,007592$

$$1882 \text{ кН} < 37856 \text{ кН/м} - \text{запас прочности } K_3 = 2$$

$$201,8 \leq 0,55 \times 0,6 \times 1 \times 17 \times 10^3$$

$$201,8 \text{ кН} \leq 5610 \text{ кН} \Rightarrow \text{запас прочности } K_3 = 27$$

2.6.6. Подбор поперечной арматуры.

Исходные значения: рабочее сечение принимаем прямоугольным $b \times h = 100 \times 60 \text{ см}$ (расчет ведется на один метр длины станции), арматура АІ ($R_{sw} = 175 \text{ МПа}$, $E = 210 \times 10^3 \text{ МПа}$). Максимальная поперечная сила $Q_{max} = 502,2 \text{ кН}$. Остальные данные приведены в разделе 4.4.5 Расчет ведем аналогично разделу 4.3.4:

$$\Phi_{II} = \frac{0,1 \cdot 664}{16 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,55}$$

$$F = 0,6 \times (1 + 0,007) \times 1,2 \times 10^3 \times 0,6 \times 1 = 435 \text{ кН} < 502,2 \text{ кН} = Q_{max}$$

В соответствии с нормами проектирования поперечной арматуры и по технологическим соображениям принимаем пятиветьевые хомуты с шагом установки $S = 30 \text{ см}$ по всей высоте стены. Диаметр арматуры $d_{sw} = 14 \text{ мм}$ ($A_{sw} = 5 \times 1,539 = 7,69 \text{ см}^2$)

$$q_{sw} = \frac{175 \cdot 10^3 \cdot 0,000769}{0,3} = 448,6 \text{ кН/м}$$

Проверка прочности хомутов на действие поперечной силы:

$$q_{sw} = 448,6 \text{ кН/м} > 0,3 \times (1 + 0,007) \times 1,2 \times 10^3 \times 1 = 362,5 \text{ кН/м}$$

Проверка прочности на действие поперечной силы на наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$\Phi_{wl} = (1 + 5) \cdot \frac{210 \cdot 10^3}{32,5 \cdot 10^3} \cdot \frac{7,69}{100 \cdot 30} = 1,083 < 3 \text{ тогда}$$

$$Q_{\max} = 502,2 \text{ кН} < 0,3 \times 1083 \times (1 - 0,01 \times 17) \times 17,1 \times 0,55 \times 10^3 = 2521,4 \text{ кН}$$

Проверка прочности на наклонной трещине:

$$C = \frac{\sqrt{2} \cdot (1 + 0,007) \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,55^2}{\sqrt{448,6}} = 1,28 \text{ м} > 2 \times h_0 = 2 \times 0,55 = 1,1 \text{ м}$$

Принимаем длину проекции $C = 1,1 \text{ м}$ тогда:

$$Q_b = 2/1,1 \times (1 + 0,007) \times 1,2 \times 10^3 \times 1 \times 0,55^2 = 664,6 > F = 435 \text{ кН, тогда } Q_b = F = 435 \text{ кН.}$$

$$Q_{sw} = 448,6 \times 1,1 = 493,5 \text{ кН } Q_{\sin} = 0$$

$$Q_{\max} = 502,2 \text{ кН} < 439 + 439 \text{ кН} = 918,5 \text{ кН}$$

В качестве поперечной арматуры принимаем пятиветьевые хомуты АІ Ø 14 с шагом установки 30 см. Спецификация арматуры приведена в таблице 3.6 (арматура «стены в грунте») и таблице 3.7 (арматура обвязочной балки).

Спецификация арматуры одной секции (J=2 м) «стены в грунте».

№ п.п.	Назначение арматуры	Профиль	Длина, м	Удельная масса, кг/м	Кол-во, ш.	Общая длина, м	Общая масса, кг
1	Продольная	Ø 36 АШ	11,9	9,87	2x12	285,6	2818,9
2	Поперечная десятиветьевая с шагом установки s=300 мм	Ø □14 АІ	0,55	1,208	10x39	214,5	59,1
3	Монтажная	Ø □14 АІ	2,0	1,208	2x39	156	188,5
4	Монтажная	Ø □14 АІ	0,4	1,208	4x39	62,4	75,4
5	Монтажная	Ø □14 АІ	0,47	1,208	39	18,3	22,1
6	Уголок	50x4	11,9	3,05	4	47,6	145,2
7	Швеллер	№6,5	11,9	5,9	2	23,8	140,4
8	Лист	4x640	11,9	20,1	1	11,9	239,2
ИТОГО					АШ	289,6	2818,9
					АІ	451,2	545,1
					Прокат	-	524,8
Бетон в-30						14	3

2.6.7. Расчёт опорной консоли обвязочной балки.

Исходные данные: высота у стены $h = 0,85 \text{ м}$, высота свободного края $h_1 = 0,5 \text{ м}$, ширина ребра перекрытия $b_{\text{вм}} = 0,2 \text{ м}$, бетон Б-30 ($R_b = 17,0 \text{ МПа}$, $R_{\text{т}} = 1,2 \text{ МПа}$, $E_b = 32,5 \times 10 \text{ МПа}$), арматура АІ ($R_{\text{sw}} = 175 \text{ МПа}$, $R_s = 225 \text{ МПа}$, $E = 210 \times 10 \text{ МПа}$), АШ

($R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $E = 200 \times 10$ МПа). Максимальная нагрузка передаваемая плитой перекрытия $Q = 603$ кН. Определяем коэффициент α :

$$\alpha = 13,5 \cdot \frac{R_{bt}}{R_b} = 13,5 \cdot \frac{1,2}{17} = 0,953$$

Расчетное сопротивление бетона местному сжатию:

$R_{bloc} = \alpha \times \Phi_B \times R_b = 0,953 \times 1 \times 17 = 16,2$ МПа где $\Phi_B = 1$ – при местной краевой нагрузке на консоль.

Определение минимальной длины опорной площади:

$$L_{min} = \frac{Q}{\Phi \cdot R_{bloc} \cdot b_{\text{с.м}}} = \frac{603}{0,75 \cdot 17 \cdot 0,2} = 0,236 \text{ м}$$

Где $\Phi = 0,75$ – коэффициент, учитывающий неравномерное давление на оплрную консоль.

Учитывая технологический зазор вылет консоли принимаю равным $L_1=0,3$ м.

Определение расстояния от грани стены до силы Q :

$$a = \frac{L_1}{2} \cdot \frac{L}{2} = 0,3 - 0,236 = 0,182 \text{ м}$$

Для уменьшения сортамента стали в качестве поперечной арматуры (на 1 погонный метр длины) принимаем пятиветьевой хомут АІ $\varnothing 14$ (7,69 см²) с шагом установки $S = 0,15$ см.

Коэффициент, учитывающий влияние хомутов расположенных по высоте консоли:

$$\Phi_{w2} = (1 + 5) \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = (1 + 5) \cdot \frac{210}{32,5} \cdot \frac{7,69}{100 \cdot 15} = 1,166$$

Прочность консоли по наклонной сжатой полосе между силой и опорой определяется по формуле:

$$Q_{max} < 0,8 \times \Phi_{w2} \times R_b \times b \times L \times \sin \Phi$$

Где $\sin \Phi$ – угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали.

$$tg \Phi = \frac{h}{L_1} = \frac{0,85}{0,3} = 2,83 \Rightarrow \Phi = 70,56^\circ$$

$$Q = 603 \text{ кН} < 0,8 \times 1,166 \times 17 \times 10^3 \times 1 \times 0,236 \times \sin 70,56^\circ = 3529 \text{ кН}$$

Площадь сечения продольной арматуры рассчитываю по формуле:

$$A_s = \frac{1,25 \cdot Q \cdot a}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{1,25 \cdot 603 \cdot 0,182}{335 \cdot 10^3 \cdot 0,55 \cdot 0,8} = 9,3 \text{ см}^2$$

В качестве арматуры (на один метр длины балки) принимаем пять стержней АШ Ø 16 (10,05 см²). Спецификация арматуры обвязочной балки приведена в таблице.

Спецификация арматуры обвязочной.

№ п.п.	Назначение арматуры	Профиль	Длина, м	Удельная масса, кг/м	Кол-во, шт.	Общая длина, м	Общая масса, кг
1	Продольная	Ø □ АШ	2,1	9,87	6x25	31,5	310,9
2	Продольная опорной консоли шаг установки 150 мм	Ø □ 16 АШ	3,4	1,578	6	20,4	32,2
3	Поперечная, шестиветвевая шаг установки 150 мм	Ø □ 14 АІ	0,55	1,208	6x12	39,6	47,8
4	Монтажная шаг 300 мм	Ø □ 14 АІ	1	1,208	2x7	14	16,9
ИТОГО							
					АШ	51,9	343,1
					АІ	50,9	61,5
Бетон В 30							1,24 м ³

2.6.8. Расчёт консольной балки КБ-1.

Консольная балка КБ-1 передает лотковой плите изгибающие моменты и продольные силы от боковой стены. С другой стороны балка КБ-1 защищает лоток.

Исходные данные: максимальный изгибающий момент $M = 962$ кНм, продольная сила $Q = 806,5$ кН (работа на срез). Консольная балка выполняется из двутаврового роката марки ВСт 3кп2 ($R_y = 215$ МПа, $R_n = 350$ МПа). Расчет ведется на нагрузки передаваемые 1 метром стены с проверкой прочности балки по нормальным и касательным напряжениям.

Расчетное сопротивление стали сдвигу:

$$R_s = 0,58 \times R_n = 0,58 \times 350 = 203 \text{ МПа}$$

Подбор номера проката (по нормальным напряжениям):

$$W = \frac{M}{R_s \cdot \gamma_c} = \frac{962}{215 \cdot 0,95 \cdot 10^3} = 0,0047 \text{ м}^3 = 470 \text{ см}^3$$

Где $\gamma_c = 0,95$ – коэффициент условия работы.

Принимаем 1 двутавр №30 ($J_x = 7080$ см⁴, $W_x = 472$ см³, $S_x = 268$ см³, $b = 135$ мм, $S = 6,5$ мм).

Проверка по касательным напряжениям:

$$\frac{Q \cdot S_x}{I \cdot S} \leq R_s \cdot \gamma_s$$

$$\frac{806,5 \cdot 268 \cdot 10^3}{7080 \cdot 0,065 \cdot 10^3} < 203 \cdot 0,95 \quad 46,97 \text{ мПа} < 192,85 \text{ мПа}$$

По техническим соображениям принимаем следующую конструкцию консольной балки КБ-1: 2 двутавра №30, монтажная арматура АІ Ø10 , бетон В-30. Шаг установки балки 2 метра. Спецификация арматуры приведена в таблице.

Спецификация арматуры консольной балки КБ-1.

№ п.п.	Назначение арматуры	Профиль	Длина, м	Удельная масса, кг/м	Кол-во, шт.	Общая длина, м	Общая масса, кг
1	Двутавр	№ 30	0,9	18,25	2	1,8	32,8
2	Продольная	Ø 10 АІ	0,9	0,617	4	3,6	2,2
3	Монтажная	Ø □10 АІ	1,6	0,617	3	4,8	3,0
ИТОГО					Прокат	1,8	32,8
					АІ	8,4	5,2
Бетон В-30							0,16м ³

2.7. Расчёт лотковой плиты.

2.7.1. Определение нагрузок.

Лотковая плита воспринимает сосредоточенную нагрузку только от веса грунта засыпки, веса дорожного покрытия и временных нарузок на поверхности, так как нагрузки от собственного веса плит перекрытия и веса боковой стены воспринимает сама боковая стена. Суммарная, расчетная, распределенная нагрузка от собственного веса лотка, веса внутренних конструкций и гидростатического давления, по данным из производства, равно 31,0 кН/м².

Вертикальная сосредоточенная нагрузка составляет:

$$P_1 = P_2 = K_1 \cdot \frac{(q_{зас}'' + q_{\Delta n})}{2} + K_2 \cdot \frac{q_6'' \cdot S}{2}$$

где: S = 18,9 м – ширина станции.

$$P_1 = P_2 = 1,15 \cdot \frac{(40 + 6,8) \cdot 18,9}{2} + 1,2 \cdot \frac{9,4 \cdot 18,9}{2} = 615,2 \text{ кН}$$

Изгибающие моменты, передаваемые от боковой стены (стадия эксплуатации) $M_1 = M_2 = 713 \text{ кН/м}$.

Арк.

2.7.2. Определение изгибающих моментов и поперечных сил

Для упрощения расчетведем для полосы шириной $b=1\text{м}$, выделенной с лотковой плиты. Первоначально определяем показатель гибкости балки для усредненной высоты плиты $h = 0,75\text{ м}$.

$$\alpha = \frac{1}{1-\gamma_0^2} \cdot 12\Pi \cdot \frac{E_0}{E} \cdot \frac{L^3}{h^3} = \frac{1}{1-0,35^2} \cdot 12\Pi \cdot \frac{45}{21 \cdot 10^4} \cdot \frac{17,7^3}{0,75^3} = 121$$

где $L = 17,7\text{ м}$ – длина балки, $E = 21 \times 10^4\text{ мПа}$ – модуль деформации железобетона, $\gamma_0 = 0,35$, $E_0 = 45\text{ мПа}$ – коэффициент Пуассона и модуль деформации для моренных суглинков определен по таблице 1.13 и 1.15 из (3) при коэффициенте прочности $e=0,55$. Расчет ведем в табличном виде используя следующие уравнения:

равномерно распределенная нагрузка q (табл. 3.8)

$$Q = Q \times g \times b \times L \quad Q = Q \times 548,7\text{ кН}$$

$$M = M \times q \times d \times L^2 \quad M = M \times 9712\text{ кНм}$$

Сосредоточенная сила P_1 и P_2 (табл. 3.9)

$$Q = Q \times P \quad Q = Q \times 615,2\text{ кН}$$

$$M = M \times P \times L \quad M = M \times 10889\text{ кНм}$$

$$\text{Где: } Q = Q_1 + Q_2 \quad M = M_2 + M_1$$

Сосредоточенный изгибающий момент (табл. 3.10)

$$Q = Q \times M/L \quad Q = Q \times 40,3\text{ кН}$$

$$M = M \times M_a \quad M = M \times 713\text{ кНм}$$

$$\text{Где: } Q = -Q_1 + Q_2 \quad M = -M_1 + M_2$$

Значение Q и M находим с шагом $\xi = 0,1\text{ L}$ (1,77 м)

Равномерно распределенная нагрузка.

ξ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Q_1	0	0,09	0,066	0,059	0,033	0	0,033	0,059	0,066	0,09	0
M_1	0	0,002	0,008	0,014	0,018	0,2	0,018	0,014	0,008	0,002	0
Q	0	27,4	36,2	32,4	18,1	0	18,1	32,4	36,2	27,4	0
M	0	19,4	77,7	136	174,8	194,2	174,8	136	77,7	19,4	0

Сосредоточенная сила P_1 и P_2

ξ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Q_1	1	0,485	0,156	0,038	0,144	0,193	0,208	0,202	0,174	0,113	0
Q_2	0	0,113	0,174	0,202	0,208	0,193	0,144	0,038	0,156	0,485	1

M_1	0	0,073	0,103	0,108	0,099	0,081	0,061	0,04	0,021	0,007	0
M_2	0	0,007	0,021	0,04	0,061	0,081	0,099	0,108	0,103	0,013	0
Q	615,2	367,2	203	100,9	39,4	0	39,4	100,9	203	367,9	615,2
M	0	871,1	1350,2	1611,6	1742,2	1764	1742,2	1611,1	1350,2	871,1	0

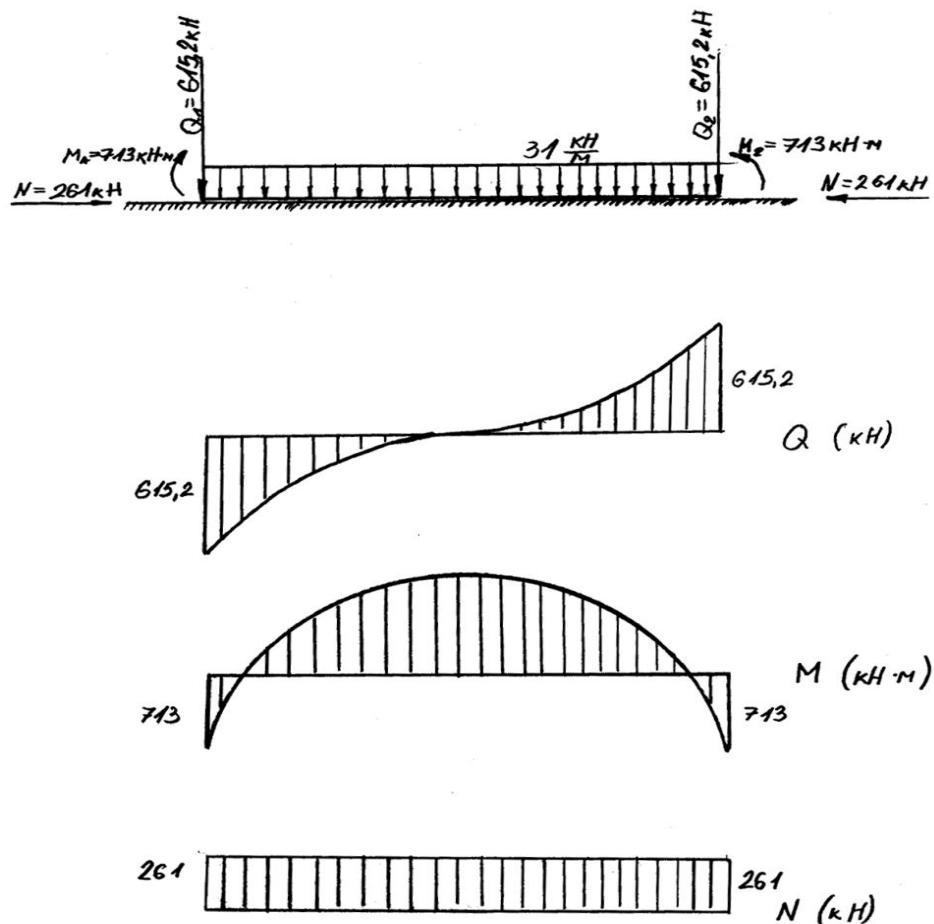
Суммарную величину изгибающих моментов и поперечных сил в заданных сечениях определяю исходя из принципа суперпозиций. Расчетная схема, эпюры изгибающих моментов M и поперечных сил Q приведена на рис 2.3

Суммарная величина изгибающих моментов M и поперечных сил Q .

ξ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Q	615,2	360,7	192,6	91,7	34,6	0	34,6	91,7	192,6	360,7	615,2
M	713	212	622,2	871	987	1009,4	987	871	622,2	212	713

Рис. 2.3

Расчетная схема. Эпюры Q , M и N для лотка.



2.7.3. Подбор продольной арматуры.

Исходные данные: рабочее сечение лотковой плиты (при расчете на 1 погонный метр) принимаем прямоугольным $b \times h = 100 \text{ см} \times 50 \text{ см}$, длина лотка $L = 17,7 \text{ м}$, класс бетона В – 30 ($R_b = 17 \text{ МПа}$, $R_{tt} = 1,2 \text{ МПа}$, $E_0 = 32,5 \times 10^3 \text{ МПа}$), арматура

класса АIII ($R_s = R_{sw} = 355$ МПа, $E_s = 200 \times 10^3$). Лоток воспринимает следующие нагрузки: изгибающий момент $M = 1010$ кНм, продольная сила $N = 261$ кН, защитный слой бетона принимаем равным $a = a' = 5$ см. Расчет ведем аналогично разделу «подбор продольной арматуры».

$$e_{op} = \frac{1010}{261} = 3,87 \quad e_o = \frac{L}{600} = 0,0295 \text{ м} > \frac{h}{30} = 0,016 \text{ м}$$

$$e_0 = 3,87 + 0,0295 = 3,9 \text{ м} \quad J = \frac{1 \cdot 0,5^3}{12} = 0,01 \text{ м}^4$$

$$K_{сн} = \frac{0,11}{0,1 + \frac{3,9}{0,45}} = 0,112 \quad K_{эл} = 2$$

Принимается $M_0 = 0,028$ тогда:

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot 32,5 \cdot 10^3 \cdot 0,01}{17,7^2} \cdot \left(\frac{3 \cdot 0,028 \cdot 200 \cdot 10^3 \cdot (0,45 - 0,05)}{32,5 \cdot 10^3} + \frac{0,112}{2} \right)$$

$$N_{кр} = 2974 \text{ кН}, \quad \eta = \frac{1}{1 - \frac{261}{2974}} = 1,1 \quad e_0 \times \eta = 3,9 \times 1,1 = 4,29 \text{ м}$$

$$e = 4,29 + 0,5 \times 0,5 - 0,05 = 4,49 \text{ м}$$

$$A_s = A_{sc} = 261 + 4,49 - 0,45 + \frac{261}{\frac{2 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1}{355 \cdot 10^3 \cdot (0,45 - 0,05)}} = 0,00744 \text{ м}^2 = 74,4 \text{ см}^2$$

$$M = \frac{2 \cdot 74,4}{50 \cdot 100} = 0,03$$

Принимаем на один метр лотка 5 стержней АIII $\varnothing 36$ ($62,8 \text{ см}^2$) в сжатой и растянутой зоне. Спецификация продольной арматуры приведена в таблице 3.12.

Проверка прочности лотка:

$$N_e < A_0 \times b \times h_0^2 \times R_b + R_{sc} \times A_{sc} \times (h_0 - a')$$

$$261 \times 4,49 < 0,4 \times 1 \times 0,45^2 \times 17 \times 10^3 + 355 \times 10^3 \times 0,00628 \times (0,45 - 0,05)$$

$$1171,9 \text{ кН} < 2268,8 \text{ кНм запас прочности } K_3 = 1,94, N < \xi \times h_0 \times R_b$$

$$261 \times 0,55 \times 0,45 \times 1 \times 17 \times 10 = 4207,5 \text{ Кн запас прочности } K_3 = 16.$$

2.7.4. Подбор поперечной арматуры.

Исходные данные: рабочее сечение принимаем прямоугольным $b \times h = 100 \text{ см} \times 100 \text{ см}$ арматура АІ ($R_{sw} = 175 \text{ МПа}$, $E = 210 \times 10^3 \text{ МПа}$). Лоток на участке 1 метр воспринимает нагрузку: $Q = 615,2 \text{ кН}$. Остальные данные приведены в разделе «подбор продольной арматуры».

$$\Phi_n = \frac{0,1 \cdot 216}{17 \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 1} = 0,001$$

$$F = 0,6 \times (1+0,001) \times 1,2 \times 10^3 \times 0,95 = 684,7 \text{ кН} > Q_{\max} = 615,2 \text{ кН}$$

В соответствии с нормами проектирования поперечная арматура необходима. Принимаем пятиветьевые хомуты с шагом установки $S = 15 \text{ см}$, на приопорных участках ($L = 4,5 \text{ м}$) и $S = 30 \text{ см}$ в пролете лотка.

Диаметр стержней арматуры АІ $\varnothing 10$ ($S \times 0,785 = 3,93 \text{ см}^2$)

$$q_{sw} = \frac{175 \cdot 10 \cdot 3,93}{0,15} = 458,4 \text{ кН/м}$$

Проверка прочности хомутов на действие поперечной силы:

$$q_{sw} = 458,4 \text{ кН/м} > 0,3 \times (1+0,001) \times 1,2 \times 10^3 \times 1 = 360,4 \text{ кН/м}$$

Проверка прочности на действие поперечной силы на наклонной полосе между наклонными трещинами.

$$\Phi_{wl} = \frac{\sqrt{2 \cdot (1+0,001) \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,95^2}}{\sqrt{458,4}} = 2,17 \text{ м} > 2h_0 = 2 \times 0,95 = 1,9 \text{ м}$$

Принимаем длину проекции $C = 1,9 \text{ м}$ тогда:

$$Q_b = 2/1,9 \times (1 + 0,001) \times 1,2 \times 10^3 \times 1 \times 0,95^2 = 1141,1 \text{ кН} > F = 684,7 \text{ кН}$$

$$\text{Тогда: } Q_b = F = 684,7 \quad Q_{sw} = 458,4 \times 1,9 = 871 \text{ кН} \quad Q_{\sin} = 0$$

$$Q_{\max} = 615,2 \quad Q_b + Q_{sw} = 684,7 + 871 = 1355,7 \text{ кН}$$

Спецификация поперечной арматуры лотка приведена в таблице 3.12.

Спецификация арматуры лотка (на один погонный метр).

№	Назначение арматуры	Профиль	Длина м	Удельная Масса Кг/м	Кол-во Шт	Общая длина м	Общая масса кг
1	Продольная	\varnothing АІІ	17,7	9,87	5	88,5	873,5
2	Продольная	$\varnothing 36$ АІІ	18	9,87	5	90	888,3
3	Поперечная, пятиветьевые хомуты с шагом 150 мм	$\varnothing 10$ АІ	0,89	0,617	2x30x9	255	157,3
4	Поперечная, пятиветьевые хомуты с шагом 300 мм	$\varnothing 10$ АІ	0,69	0,617	29x9	94,25	58,2

Арк.

5	Монтажная арматура с шагом 300 мм	Ø10 АІ	1	0,617	2x63	126	77,7
ИТОГО				АІІ АІ		178,5 475,3	1761,8 293,2
Бетон В-30							13,3м ³

2.7 Расчёт монолитной плиты перекрытия.

2.8.1. Подбор продольной арматуры.

Исходные данные: рабочее сечение принимаем прямоугольным $b \times h = 100$ см \times 80 см (расчет ведем на один метр длины плиты), ширина плиты $L = 18,9$ м, защитный слой бетона $a = a' = 5$ см, класс бетона В – 30 ($R_b = 17,0$ МПа, $R_{tt} = 1,2$ МПа, $E_b = 32,5 \times 10^3$), арматура класса АІІ ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $E_s = 200 \times 10^3$ МПа). Максимальный изгибающий момент $M = 1594$ кНм, поперечная сила $Q = 664,2$ кН, продольная сила $N = 502$ кН.

$$e_{op} = 1594/502 = 3,17 \text{ м}, e_a = 18,9 / 600 = 0,0315 \text{ м}, e_0 = 3,17 + 0,0315 = 3,2 \text{ м},$$

$$J = \frac{1 \cdot 0,8}{12} = 0,043 \text{ м}^4 \quad K_{CH} = \frac{0,11}{0,1 + \frac{3,2}{0,8}} + 0,1 = 0,13 \quad K_{g1} = 2$$

Принимаем $M_0 = 0,02$ тогда:

$$N_{кр} = \frac{6,4 \cdot 32,5 \cdot 10^3 \cdot 0,043}{18,9^2} \cdot (3 \cdot 0,02 \cdot \frac{200 \cdot 10^3}{32,5 \cdot 10^3} \cdot \frac{(0,75 - 0,05)}{0,8} + \frac{0,13}{2})$$

$$N_{кр} = 9717 \text{ кН}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{502}{9717}} = 1,054 \quad e_0 \times \eta = 3,2 \times 1,054 = 3,37 \text{ м}$$

$$e = 3,37 + 0,8 \times 0,5 - 0,05 = 3,72 \text{ м}$$

$$A_s = A_{sc} = 502 \cdot 3,72 - 0,75 + \frac{502}{3 \cdot 17 \cdot 10^3} = 0,00603 \text{ м}^3 = 60,3 \text{ см}^2$$

$$\frac{355 \cdot 10^3 \cdot (0,75 - 0,05)}$$

$$I = \frac{2 \cdot 60,3}{80 \cdot 100} = 0,015$$

Принимаю 5 стержней АІІ Ø 36 (62,8 см²) в растянутой и сжатой зоне.

Спецификация продольной арматуры приведена в таблице 3.13.

2.8.2. Подбор поперечной арматуры.

Исходные данные: рабочее сечение принимаем прямоугольным $b \times h = 100$ см \times 80 см (расчет ведем на один метр длины плиты), арматура AI ($R_{sw} = 175$ мПа, $E = 210 \times 10^3$ мПа). Максимальная поперечная сила $Q_{max} = 664,2$ кН. Остальные данные приведены в разделе «подбор продольной арматуры».

$$\Phi_n = \frac{0,1 \cdot 664,2}{18 \cdot 10 \cdot 1 \cdot 0,75} = 0,005$$

$$F = 0,6 \times (1+0,005) \times 1,2 \times 10 \times 0,8 \times 1 = 578,9 \text{ кН} < 664,2 \text{ кН} = Q_{max}$$

В соответствии с нормами проектирования поперечной арматуры принимаем пятиветьевые хомуты с шагом установки на опирании $S = 20$ см и $S = 40$ см в средней части пролета. Диаметр арматуры: $d_{sw} = 10$ мм ($A_{sw} = 5 \times 1,539 = 7,69$ см).

$$q_{sw} = \frac{175 \cdot 10^3 \cdot 0,000769}{0,2} = 672,9 \text{ кН/м}$$

Проверка прочности хомутов на действие поперечной:

$$q_{sw} = 672,9 \text{ кН/м} > 0,3 \times (1+0,005) \times 1,2 \times 10^3 \times 1 = 361,8 \text{ кН/м.}$$

Проверка прочности хомутов на действие поперечной силы на наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$\Phi_{w1} = 1 + 5 \cdot \frac{210 \cdot 10^3}{32,5 \cdot 10^3} \cdot \frac{7,62}{100 \cdot 20} = 1,12 < 3 \text{ тогда:}$$

$$Q_{max} = 664,2 \text{ кН} < 0,3 \times 1,12 \times (1-0,01 \times 17) \times 17 \times 1 \times 0,75 \times 10^3 = 3555,7 \text{ кН}$$

Проверка прочности на наклонной трещине:

$$C = \frac{\sqrt{2 \cdot (1 + 0,005) \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,75^2}}{\sqrt{672,9}} = 1,42 \text{ м} < 2 h_0 = 2 \times 0,75 = 1,5 \text{ м}$$

Принимаем длину проекции $C = 1,42$ м тогда:

$$Q_b = 2/1,42 \times (1+0,005) \times 1,2 \times 10^3 \times 1 \times 0,75^2 = 955,5 \text{ кН} > F = 578,9 \text{ кН}$$

Тогда: $Q_b = F = 578,9$ кН

$$Q_{sw} = 672,9 \times 1,42 = 955,5 \text{ кН}, Q_{sin} = 0$$

$$Q_{max} = 664,2 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 578,9 + 955,5 = 1534,4 \text{ кН}$$

Для крепления вертикальных стен котлованов, разрабатываемых в грунтах с естественной влажностью, чаще всего применяют металлические сваи. В качестве свай используют стальные балки двутаврового сечения № 30 - № 60 или трубы диаметром 200 - 400 мм. Кроме того, в качестве свай могут быть использованы железобетонные или бетонные (буронабивные) сваи.

Наиболее распространено временное крепление вертикальных стен котлована металлическими сваями. Металлические сваи забивают на глубину 3 - 5 м ниже основания конструкции тоннеля и погружают вдоль котлована или траншеи на расстоянии 1 - 1,5 м одна от другой. Профиль двутавровых балок зависит от ширины и глубины котлована и числа рядов расстрелов между ними. Наибольшее распространение имеют двутавры № 40 - 55.

Металлические сваи забивают молотами, вибропогружателями, дизель-молотами. Вибропогружателями и вибромолотами обычно оснащают краны-экскаваторы, имеющие большую маневренность. Реже в качестве базовой машины применяют копровые установки. Молот для забивки свай выбирают по методике, изложенной в СНиП III-9-74 «Основания и фундаменты». В данном случае – копровой установкой КО-16. Если расчётная длина свай превышает стандартную, их выполняют сварными из нескольких стандартных секций.

По мере разработки котлована между сваями за полки двутавров закладывают доски - забирки (толщиной 5 - 7 см), передающие боковое давление грунта на сваи. Их закрепляют клиньями и рейками, загоняемыми между доской и полками двутавров. Для придания устойчивости сваи распирают в зависимости от глубины котлована и интенсивности бокового давления одним, двумя или тремя рядами расстрелов.

Применяют расстрелы металлические различных сечений: швеллерные, состоящие из швеллеров № 30 или № 40 с накладками из стальных листов через 0,8 - 1,2 м; трубчатые диаметром 15 - 20 см или в редких случаях в виде сквозных ферм.

Для равномерного распределения усилий в местах опирания расстрелов к сваям прикрепляют продольные пояса из швеллеров № 24 или № 26.

На одном или двух концах расстрел имеет выдвижные части длиной 1,7 м из

двух швеллеров, которые служат для раскрепления его на сваи посредством металлических клиньев и вкладышей. Боковое давление грунта, воспринимаемое промежуточными сваями, передается на подкосы, имеющиеся по концам расстрелов. Расстояние между расстрелами в продольном направлении составляет обычно 3,6 - 4,5 м, но может быть увеличено до 10 м при условии усиления продольных поясов.

Устройство котлованов с применением временной крепи включает следующие технологические операции: подготовительные работы, забивку свай, разработку грунта, планировку дна котлована, устройство бетонной подготовки, гидроизоляцию лотка, монтаж обделки, гидроизоляцию стен и перекрытия, обратную засыпку конструкции и планировку, извлечение свай.

Различают параллельную и последовательную схемы осуществления работ (в зависимости от последовательности выполнения технологических операций).

В первом случае одновременно выполняют все технологические операции на различных участках. Такая схема организации работ возможна, если подземный объект имеет длину более 100 - 150 м.

Во втором случае каждую технологическую операцию выполняют после завершения предыдущей на всей длине объекта. Такую схему организации работ применяют при строительстве сравнительно коротких подземных объектов (менее 100 - 150 м) или при невозможности раскрытия широкого фронта работ.

При последовательной схеме ведения работ сокращается длина технологического участка, уменьшается потребность в рабочей силе, однако несколько замедляется скорость строительства.

В нашем случае применяем параллельную схему осуществления работ. Независимо от организации работ основные технологические операции выполняют аналогичным образом.

При строительстве подземных сооружений в городских условиях к подготовительным работам относят: перекладку подземных коммуникаций, мероприятия по обеспечению сохранности зданий, фундаменты которых расположены в зоне обрушения котлована, устройство водоотводных канав или

отвалообразования, предохраняющих котлован от затопления ливневыми дождями или талыми водами. Для установки свайного ограждения вдоль бровок будущего котлована вскрывают контрольные траншеи глубиной до 1,5 - 2 м и шириной 0,5 - 0,8 м для уточнения мест расположения подземных городских коммуникаций.

Расстояние от места забивки свай до расположения действующих коммуникаций (газопровод, водопровод, канализация и т. д.) должно составлять не менее 3 м, а в зимний период – не менее 5 м.

При значительном (на 1 м и более) сезонном промерзании грунта целесообразно перед забивкой свай предусмотреть бурение лидерных скважин на глубину промерзания.

В некоторых случаях во избежание шума и вибрации, сопровождающих забивку свай, их устанавливают в заранее пробуренные скважины, закрепляя в донной части (до уровня дна котлована) бетоном. Пространство между стенками скважины и свай засыпают песком.

При устройстве котлована с вертикальными стенами его ширину принимают на 0,3 - 0,5 м больше ширины возводимого сооружения на случай отклонения свай при забивке (погружении) и для того, чтобы при их извлечении не повредить обделку тоннеля. При сборной обделке полное уширение котлована может достигать до 2,2 - 2,4 м по условию устройства гидроизоляции.

При малой глубине котлованов (не более 10 м) грунт разрабатывают сразу до проектной отметки с помощью экскаваторов, которые устанавливают на поверхности земли.

Разработанный грунт грузят в автосамосвалы, и часть его вывозят в отвал, а часть используют для обратной засыпки котлована. При большой глубине котлованов грунт разрабатывают отдельными ярусами. В этом случае автосамосвалы, для которых в определенных местах устраивают съезды (с уклоном до 0,01), загружают в котловане.

Котлован большой глубины (более 10 м) разрабатывают в заходками. Первую заходку делают с разработкой в средней части котлована траншеи глубиной 2,5 м для пропуска экскаватора под расстрелами. Грунт первой заходки разрабатывают

драглайном. Вторую заходку до полной глубины котлована разрабатывают экскаватором (с прямой лопатой) или грейфером (с перемещением его вдоль края котлована). Наиболее целесообразно применять для разработки котлована экскаваторы универсального типа, которые можно использовать как механические лопаты, драглайны и краны.

При этом выемку грунта следует вести от середины котлована к бортам с оставлением у свай берм шириной не менее 1 м. Грунт непосредственно у свай срезают вручную заходками на две-три доски затяжки с немедленной их установкой за полки двутавра и тщательной расклинкой, чтобы они были плотно прижаты к грунту. А перемещают его в зону действия экскаватора с помощью бульдозеров, находящихся на дне котлована

При незначительном притоке подземных вод в процессе разработки грунта выполняют открытый водоотлив насосами, установленными на поверхности земли или в котловане. Одновременно с разработкой грунта осуществляют тщательное крепление стен котлована досками, заводимыми за полки свай. Дощатая крепь должна быть плотно расклинена между грунтом и сваями и не должна иметь щелей.

Крепление стен котлована ведут одновременно с разработкой грунта. После разработки котлована на определенную глубину по обеим его сторонам между сваями устанавливают продольные горизонтальные связи в виде поясов из швеллерных или двутавровых балок, которые распирают поперечными расстрелами. Монтаж балок поясов и расстрелов осуществляют стреловыми гусеничными или колесными кранами, установленными на бровке котлована, или козловыми кранами.

Подземное сооружение чаще всего выполняют из сборных элементов или из объемных секций и секций замкнутого сечения, реже – из монолитного железобетона.

Работы по возведению конструкции при свайном креплении котлована выполняют в следующей последовательности. После разработки и зачистки котлована в его основание укладывают слой бетона толщиной 10 см – так называемую подготовку, затем устраивают стяжку, т. е. на подготовку наносят слой раствора (цементно-песчаного) толщиной 4 см, хорошо выровненный и

заглаженный. Раствор выравнивают виброрейкой, полосами 2 м поперёк тоннеля. Одновременно с устройством подготовки вдоль боковых стен котлована возводят защитные стенки для гидроизоляции. Они могут быть возведены из асбоцементных листов толщиной 10 - 12 мм, кирпича (- щуцванд на высоту 0,75 м), шлакоблоков, железобетонных плит толщиной 3 см, армированных двумя сетками из проволоки диаметром 5 - 6 мм.

Защитные стены из железобетонных плит возводят следующим образом. Вначале на расстоянии 0,5 - 0,7 м от стен котлована и 1 - 1,5 м друг от друга устанавливают стойки, которые связывают между собой досками и раскрепляют распорками, устанавливаемыми по высоте стен. К стойкам прибивают обрешетку из досок толщиной 2,5 и шириной 20 см, к которой крепят железобетонные плиты размерами 120 x 60 x 4 см. Обшивку обрешетки плитами осуществляют снизу вверх, начиная со дна котлована. Поверхность плит в местах, где имеются неровности, а также швы между плитами заполняют цементным раствором и тщательно выравнивают. После устройства подготовки и возведения защитной стенки приступают к гидроизоляционным работам. Для этого по подготовке дна котлована и по всей высоте защитных стенок наносят в два слоя гидроизоляционный материал, главным образом на резинобитумной основе (бризол, изол) с выводением концов на защитные стенки. После окончания изоляционных работ в лотке для предотвращения повреждения изоляции укладывают защитный слой из цементного раствора толщиной 2 - 3 см и приступают к монтажу обделки.

Вначале укладывают лотковые блоки, затем стеновые (их фиксируют в вертикальном положении при помощи инвентарных винтовых стяжек – подкосов). После выверки правильности установки лотковых и стеновых блоков стыки между ними бетонируют с предварительной сваркой выпускной арматуры. До укладки плит перекрытия на опорную поверхность стеновых блоков наносят слой цементного раствора, обеспечивающий плотную посадку плит на стены. Зазор между стеновыми блоками и гидроизоляционной стенкой заливают цементным раствором. Монтаж сборной обделки осуществляют при помощи стреловых или козловых кранов.

Готовую конструкцию засыпают грунтом. За стены отсыпают песчаный грунт слоями 20 - 30 см, каждый слой поливают водой и уплотняют. Засыпку за стены подземного сооружения следует осуществлять одновременно с двух сторон во избежание одностороннего бокового давления грунта. На перекрытие грунт отсыпают слоями 50 - 60 см, уплотняя его послойно.

После засыпки грунта за стены подземного сооружения демонтируют расстрелы, пояса обвязки и извлекают сваи.

В последнюю очередь выполняют отделочные и монтажные работы в подземном сооружении, осуществляют восстановительные работы на поверхности и ликвидируют строительную площадку (снос временных сооружений и планировка).

3. Охрана труда

3.1 Анализ потенциальных опасностей и вредностей проектируемого объекта

В процессе производства работ и дальнейшей эксплуатации станции метрополитена «Одесская» и перегонного тоннеля вредных выбросов газов в атмосферу не ожидается в связи с тем, что строительство выполняется открытым способом, без использования буровзрывных работ, а в грунтах на глубине заложения тоннелей и станции отсутствует газовыделение.

Пыль образующаяся в процессе ведения горных работ не взрывоопасна, так как работы выполняются в глинистых и песчаных грунтах. Кроме того, непосредственно в области действия исполнительных органов экскаваторов и кранов нахождение персонала запрещено. Соответственно, опасность заболевания пневмокониозом или силикозом отсутствует.

Возможные источники механического травматизма – исполнительные органы и ходовые части бульдозеров, драглайнов, кранов.

При работе машин и механизмов возможно значительное количество шумов антропологического характера, многие из которых человек даже не слышит, но которые сказываются на его самочувствии и здоровье.

Так же могут сказаться факторы погодных условий – выпадение большого количества осадков.

Преимущественно используется электрическая энергия для передвижения кранов.

3.2 Инженерные методы обеспечения безопасности ведения работ

- Мероприятия по борьбе с пылью.

Предупреждение пылеобразования осуществляется путём применения техники, работающей на принципе крупного скола, что снижает выход тонких фракций, изменение физико-механических свойств массива путём применения рабочих жидкостей, заключаемых в массив.

В случае возникновения локальных источников пылеобразования (сухой пылеватый грунт) используется орошение.

Орошение является одним из мероприятий по борьбе с пылью (низконапорное – менее 1 МПа; высоконапорное – менее 2,5 МПа; пневмогидроорошение; гидроакустическое; электростатическое). Орошение выполняется путем полива источника пылеобразования вручную с помощью шлангов из водопроводной сети.

- Шумовое воздействие.

Организационные мероприятия по борьбе с шумом заключаются в периодических медосмотрах работников и регламентации ведении работ по времени: 2/3 смены – работа с вибрацией, 1/3 смены – без вибрации. Технические мероприятия заключаются в устройстве специальных виброгасящих приспособлений и использование индивидуальных средств (перчаток, рукавиц с вибропрокладкой).

- Защита от поражения электрическим током осуществляется путём устройства защитного заземления и автоматических устройств отключения сети. Сопротивление заземления выработок 2 Ом.

Электрооборудование применяется при наличии соответствующих блокировок и автоматических отключений, надёжного заземления всех корпусов электрооборудования и электромеханизмов. Необходимо применение защитных ограждений, трафаретов, указателей, надписей, а также создание нормируемых проходов и выходов.

Средства индивидуальной защиты представляют собой перчатки, разъединители, коврики, инструменты с изолирующими рукоятками. Такие средства защиты от поражения электрическим током проверяются 1 раз в полугодие на допустимое сопротивление.

- Водопонижение на случай выпадения большого количества осадков

Для этого проектом предусмотрены канавки по обеим сторонам котлована которые пропускают воду к сборному колодцу воды, в котором предусмотрен насос типа Н1-м который откачивает воду на поверхность и спускает её в городскую ливневую канализацию.

- Меры безопасности.

При строительстве станции работы производятся в соответствии с действующими указаниями и требованиями техники безопасности и руководством ПБ 03-428-02 «Правила безопасности при строительстве подземных сооружений».

При производстве строительно-монтажных работ проектом предусматривается выполнение всех требований СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования», СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство», СНиП III-44-77 «Тоннели железнодорожные, автодорожные и гидротехнические. Метрополитены» и других нормативных документов.

До начала подземных работ выполняются мероприятия по обеспечению сохранности существующих подземных и надземных коммуникаций, зданий и сооружений.

Руководители подземных работ перед началом их выполнения знакомятся с геологическими и гидрогеологическими условиями участка работ. При изменении условий, создающих возможность возникновения аварий, работы останавливаются до принятия соответствующих мер. Каждый участок обеспечивается запасом инструмента, материалов, средств пожаротушения и других средств, необходимых при ликвидации аварии, а также указаниями по их применению.

К производству работ по строительству поверхностных объектов и подземным работам допускаются лица, прошедшие предварительное обучение и соответствующий инструктаж по ТБ и после сдачи экзаменов по профессии.

На участке, где ведутся монтажные работы, не ведутся другие работы, а также не находятся посторонние лица. Запрещено нахождение людей под перемещаемыми или монтируемыми элементами конструкции, а также на элементах конструкции во время подъёма и перемещения.

По периметру котлована, за исключением заезда/выезда, и на лестницах устанавливаются ограждения.

Особое внимание уделяется соблюдению правил безопасности при ведении сварочных работ при монтаже конструкции и арматурных каркасов. Работы ведутся в соответствии с «Инструкцией по производству сварочных и газопламенных работ в подземных выработках и зданиях на поверхности».

3.3 Организация безопасного ведения работ

- Санитарно-бытовое обслуживание трудящихся.

Размещение трудящихся строительной организации предусматривается в постоянном душкомбинате. В нём предусмотрены специальные помещения для хранения личной одежды, спецодежды, сушки и обеспыливания рабочей одежды, прачечная, помещения общественного здравоохранения (здравпункт), помещения для отдыха, душевые, санузлы и т. п.

Раздевалки и душевая имеют такую пропускную способность, при которой работающие в наиболее многочисленной смене затрачивают на мытьё и переодевание не более 45 мин.

Душевая обеспечена горячей и холодной водой из расчёта 500 л/чел. на одну душевую сетку и имеют смесители. Трубы, подводящие горячую воду, изолированы.

В душевой, раздевалке, помещении для хранения спецодежды, прачечной полы имеют уклон к трапу для стока воды, стены облицованы керамическими плитами на высоту 1,8 м. Помещения имеют приточно-вытяжную вентиляцию. В

помещениях для хранения спецодежды и домашних уборов устроены шкафы с отделением для обуви. Два раза в месяц проводится стирка одежды.

Медицинский пункт обеспечивается:

- аптечкой;
- носилками;
- телефонной связью.

Так –же уделяется внимание профилактике и контролю профзаболеваний. Для их своевременного выделения проводятся регулярные медосмотры в сроки, установленные Минздравом. Все ИТР и рабочие обеспечиваются спецодеждой и средствами индивидуальной защиты (СИЗ) согласно действующим нормам в соответствии с их профессиями (костюмы, обувь, каски, рукавицы, монтажные пояса и т. д.).

Станции питьевой воды обеспечивают по 3 л на одного трудящегося в смену. Питьевая вода хранится и транспортируется в бочках из оцинкованного железа и меняется не реже 1 раза в сутки. На строительную площадку вода поступает посредством временного водопровода, прикрепленного к водомерному узлу жилого массива, находящегося в непосредственной близости со стройплощадкой.

К работам на объектах в подземных условиях приступают лица не моложе 18 лет.

Все рабочие, инженерно-технические работники и служащие, поступающие на работу, связанную с опасными условиями, подлежат предварительному и периодическим медицинским осмотрам в соответствии с установленными требованиями Минздрава.

К техническому руководству проектными и строительными работами на подземных сооружениях приступают лица, имеющие специальное образование в области подземного строительства, соответствующее профилю работ и дающее право ответственного ведения подземных и взрывных работ.

Указанные специалисты определённым образом обучены и прошли аттестацию на знание настоящих Правил, других нормативных документов по безопасности труда, касающихся их должности, уметь пользоваться средствами

индивидуальной защиты, знать способы оказания первой (доврачебной) помощи. Назначение на должность оформляется приказом по организации.

Все вновь поступающие, переводимые из других организаций и при перерыве в работе более года инженерно-технические работники, занятые проектированием, строительством, реконструкцией, капитальным ремонтом, консервацией и ликвидацией подземных сооружений, обязаны в месячный срок пройти аттестацию на знание настоящих Правил. В последующем переаттестация проводится через три года.

Проверка знаний у руководителей, специалистов и рабочих требований настоящих Правил, нормативных документов, инструкций по безопасным методам и приемам выполнения работ проводится экзаменационной комиссией с участием представителя Госгортехнадзора.

Аттестации работников предшествует их подготовка по программам, согласованным с территориальным органом Госгортехнадзора. Подготовка может проводиться в организациях, имеющих лицензию Госгортехнадзора на подготовку кадров.

Лица, не прошедшие аттестацию, обязаны пройти повторную проверку знаний. Вопрос о соответствии занимаемой должности лиц, не сдавших экзамены, решается в установленном порядке.

Ответственным за своевременное проведение аттестации является руководитель организации.

Студенты высших и средних специальных учебных заведений, учащиеся ПТУ перед прохождением производственной практики обязаны пройти дополнительное обучение, сдать экзамены по технике безопасности и получить соответствующий инструктаж.

Все вновь поступающие работники обязаны пройти вводный и первичный инструктаж на рабочем месте с записью в личную карточку.

Кроме вводного и первичного инструктажа для рабочих, занятых на работах с повышенной опасностью, не реже одного раза в три месяца проводится повторный инструктаж.

При изменении характера работы, а также после несчастных случаев, аварий или грубых нарушений Правил безопасности проводится внеплановый инструктаж.

Контроль за соблюдением требований настоящих Правил в организациях возлагается на руководителей и специалистов, уполномоченных Положением о производственном контроле организации.

3.4 Пожарная безопасность

К возможным причинам возгорания можно отнести:

- нарушение техники безопасности работниками;
- неисправность электрооборудования;
- утечка или пролив горючих, смазочных или протирочных материалов;
- трение движущихся деталей машин и механизмов;

Предусматривается применение следующих способов обнаружения загораний:

- по наличию дыма, визуально.

Мероприятия, направленные на предотвращение пожаров:

- строительство пожарных блоков;
- устройство склада для размещения противопожарного оборудования и материалов;
- применение автоматических средств пожаротушения
- установка противопожарных щитов;
- применение негорючих и плохо сгораемых материалов, установка вентиляционных и противопожарных дверей;
- прокладка противопожарных трубопроводов и т. п.

Предусмотрено отдельное хранение баллонов с кислородом и горючими газами.

3.5 Мероприятия плана ликвидации аварий

Позиция: план ликвидации аварии при возгорании кабеля в левом перегонном тоннеле.

№ п.п.	Проводимые мероприятия	Ответственный исполнитель	Пути и время вывода людей	Пути движения горноспасательных отделений и задание
1	Сообщить об аварии дежурному ВГСЧ (вызвать взвод ВГСЧ)	Начальник участка, диспетчер	-	ВГСЧ движется по кратчайшему пути. Получат более подробную информацию о месте очага возгорания. Спуск на станцию и в тоннели. Движение по тоннелю к очагу возгорания и принятие мер по спасению людей и помощи эвакуации пострадавших.
2	Снять напряжение по низкой стороне	Старший электрик, дежурный электрик	-	
3	Оповестить людей об аварии	Горный мастер	-	
4	Эвакуация людей из источника возгорания	Начальник участка, диспетчер	Транспорт людей до станции или до выходов на поверхность (3-4 мин)	
5	Эвакуация людей из других мест тоннеля	горный мастер, диспетчер	Транспорт людей до станции или до выходов на поверхность (3-4 мин)	
6	Обеспечить подачу воды, тушить пожар подручными средствами	горный мастер	-	
7	Оказание первой медицинской помощи пострадавшим	Медицинский персонал	-	
8	Выставить посты безопасности	горный мастер	-	

3.6 Охрана окружающей среды от вредных последствий эксплуатации

Мероприятия по охране окружающей среды приняты в соответствии с требованиями «Пособия по проектированию метрополитенов»; СанПиНов Санитарных правил и норм проектирования промышленных предприятий; «Правил охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами 1975г.»; «Положения о порядке использования и охраны подземных вод»; «Санитарных норм допустимых

вибраций в жилых домах» - 1975г., с учетом требований «Временных норм и правил предельно допустимого приближения жилых домов и зданий культурно-бытового назначения к линиям метрополитенов мелкого заложения по условиям шума и вибрации» и других нормативных документов.

В период эксплуатации сброс грунтовых и поливочно-мочных вод предусматривается в городскую ливневую канализацию с предварительной очисткой в соответствии с «Пособием по проектированию метрополитенов». Гидроизоляция всех подземных сооружений метрополитена защищает окружающую среду от проникновения в нее технологических вод. Воздух, удаляемый из тоннелей, станций и отдельных служебных помещений метрополитена, не содержит вредных примесей в концентрациях предельно допустимые нормы, и поэтому не требует дополнительной очистки. Воздух должен соответствовать СанПиН 2.1.6.575-96 «Гигиенические требования к охране атмосферного воздуха населенных мест» и др. документам.

Воздух из аккумуляторных и уборных, выделяющий вредные примеси, удаляется специализированными системами вентиляции через отдельно стоящие вентиляционные киоски, в которых согласно «Пособию по проектированию метрополитенов ...» расстояние от низа решетки до поверхности земли принято не менее двух метров.

На основании санитарных норм Министерства здравоохранения обосновано минимальное удаление жилых домов от сооружений метрополитена мелкого заложения, при котором обеспечивается необходимое снижение уровня шума и вибрации в наиболее опасной и чувствительной для человека полосе со среднеоктавной частотой 32 Гц без применения специальных мероприятий. При максимальной скорости движения поездов на перегонах 90 км/час это расстояние составляет 40 м. При меньших скоростях это расстояние уменьшается.

В тех случаях, когда по условиям строительства и эксплуатации указанные требования не могут быть выполнены, в проекте предусматриваются специальные мероприятия, обеспечивающие снижение уровня шума и вибрации в жилых зданиях, разработанные с учетом «Рекомендаций по уменьшению шума и вибрации в жилых

домах от движения поездов метрополитена мелкого заложения». Снижение уровня шума и вибрации, возникающих от движения поездов метрополитена на протяжении всего участка линии метрополитена, обеспечивается применением усовершенствованной конструкции верхнего строения пути, включающие бесстыковые рельсовые плети из рельсов Р-60, клеболтовые стыки и упругие прокладки между рельсами и подкладками.

Для снижения уровня звукового давления до нормативных величин от работающих вентиляторов в вентиляционных камерах устанавливаются трубчатые глушители шума, а в вентиляционных камерах тоннельной вентиляции с напорной и всасывающей сторон вентиляторов - щелевые глушители из акустических бетонных блоков.

В системе местной вентиляции вентиляционные агрегаты устанавливаются на виброизолирующих фундаментах и соединение вентиляторов с воздуховодами осуществляется при помощи мягких вставок из прорезиненной ткани.

4. ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ

4.1. Определение основных проектно-сметных параметров

Перечень основных проектно-сметных документов включает локальные сметы на проведение ст. «Одесская» и перегонного тоннеля Харьковского метрополитена, ресурсов для выполнения проходческих работ на указанных объектах; объектную смету и договорную цену на сооружение всех выработок.

Расчет параметров экономического обоснования выполнялся с применением программного обеспечения «Строительные технологии – Смета 0510 © Computer Logic ® Ltd.».

Сметная документация составлена с применением:

- Правил определения стоимости строительства (ДСТУ Б Д.1.1-1:2013);
- Ресурсных элементных сметных норм на строительные работы (РЭСН) (ДБН Д.2.2-99);

Инвесторская сметная документация составлена в текущих ценах на трудовые и материально-технические ресурсы по усредненным данным Госстроя Украины.

Основные показатели сметного расчета:

п/п	Наименование	Кол-во
	Сметная стоимость строительства, тыс. грн.:	
	• тоннелей	14 147,24
	• станции	19 149,02
.	Сметная трудоемкость, тыс. чел. ч.:	
	• тоннелей	157.343
	• станции	132.03
3.	Всего по договорной цене, тыс. грн.: в том числе: тыс. грн.	44725.95
4	стоимость строительных работ, тыс. грн.	35 898.53

5	прочие затраты, тыс. грн.	8 827.42
	налог на добавленную стоимость (НДС), тыс. грн.	7 454.325
7	Сметные трудозатраты строительства, чел-час	289.373
8	Сметная заработная плата строительства, тыс. грн.	3 872.383
9	Сметная стоимость строительства 1п.м. тоннеля	14147.24
10	Сметная стоимость строительства 1п.м. станции	6383.02

4.2. Определение продолжительности проходки выработок.

Продолжительность проходки перегонного тоннеля определяется по формуле:

$$T_i = \frac{Q_i}{N \cdot n \cdot t \cdot n_{\text{бр}} \cdot \kappa_n \cdot \kappa} \text{ мес.}$$

где Q_i – сметная трудоемкость проведения выработки;

N – количество рабочих дней в месяце, дней;

n – количество рабочих смен в сутки, см.;

t – продолжительность смены, ч.;

$n_{\text{бр}}$ – численный состав строительного звена, чел.;

κ_n – коэффициент перевыполнения норм выработки, $\kappa_n = 1,1$;

1. Продолжительность погружения вибропогружателем стальных шпунтовых свай:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{11590}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 10 \cdot 1,1} = 1,46 \text{ мес} = 44 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{4834}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 3,05 \text{ мес} = 92 \text{ сут}$$

2. Разработка грунта в котловане:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{1193}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,75 \text{ мес} = 23 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{5245}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 3,31 \text{ мес} = 99 \text{ сут}$$

3. устройство забирки:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{5302}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 1.67 \text{ мес} = 51 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{140}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0.08 \text{ мес} = 2 \text{ сут}$$

4. Установка продольных связей:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{10254}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 3.23 \text{ мес} = 97 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{582}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0.36 \text{ мес} = 11 \text{ сут}$$

5. Установка расстрелов:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{7119}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 5 \cdot 1,1} = 1.79 \text{ мес} = 53.93 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{1559}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0.98 \text{ мес} = 29 \text{ сут}$$

6. Уплотнение грунта:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{134}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0.084 \text{ мес} = 2.2 \text{ сут}$$

7. Засыпка глиной:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{20}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0.012 \text{ мес} = 0.4 \text{ сут}$$

8. Уплотнение глины:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{134}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0.084 \text{ мес} = 2.2 \text{ сут}$$

9. Гидроизоляция фундаментов:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{1130}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 1,1} = 0.23 \text{ мес} = 7.09 \text{ суу}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{138}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0.087 \text{ мес} = 2.61 \text{ сут}$$

10. Укладка лотковых блоков:

	Арк.

$$\text{строители: } T_1 = \frac{818}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 5 \cdot 1,1} = 0,2 \text{ мес} = 6,19 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{694}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,43 \text{ мес} = 12 \text{ сут}$$

11. Установка стеновых панелей:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{4874}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 1,1} = 1,01 \text{ мес} = 30,6 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{2510}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 1,58 \text{ мес} = 47 \text{ сут}$$

12. Укладка плит перекрытий:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{1038}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 1,1} = 0,21 \text{ мес} = 6,5 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{358}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,22 \text{ мес} = 6,78 \text{ сут}$$

13. Гидроизоляция стен:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{7941}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 1,1} = 1,25 \text{ мес} = 37,6 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{342}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,21 \text{ мес} = 6,47 \text{ сут}$$

14. Гидроизоляция перекрытия:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{1588}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 1,1} = 0,33 \text{ мес} = 9,96 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{342}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,21 \text{ мес} = 6,47 \text{ сут}$$

15. Обратная засыпка:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{1330}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 0,41 \text{ мес} = 12,6 \text{ сут}$$

16. Уплотнение грунта за первый проход:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{1215}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 0,38 \text{ мес} = 11,5 \text{ сут}$$

17. Уплотнение грунта за последующие проходы на глубину 60см:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{130}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,08 \text{ мес} = 2,64 \text{ сут}$$

18. Снятие стальных трубчатых расстрелов:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{3661}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 1,1} = 0,76 \text{ мес} = 22,98 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{2170}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 1,36 \text{ мес} = 41,1 \text{ сут}$$

19. Снятие продольных связей:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{3153}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 8 \cdot 1,1} = 0,49 \text{ мес} = 14,9 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{849}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,53 \text{ мес} = 16,07 \text{ сут}$$

20. Извлечение шпунтовых свай:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{3925}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 1,1} = 0,82 \text{ мес} = 24,63 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{2273}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 1,43 \text{ мес} = 43,05 \text{ сут}$$

Продолжительность строительства станции определяется по формуле:

$$T_i = \frac{Q_i}{N \cdot n \cdot t \cdot n_{op} \cdot k_n \cdot k} \text{ мес.}$$

1. Разработка котлована:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{447}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,28 \text{ мес} = 8,46 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{1964}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 1,23 \text{ мес} = 37,2 \text{ сут}$$

2. Разработка грунта в пионерной траншее:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{11}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 1 \cdot 1,1} = 0,01 \text{ мес} = 0,41 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{50}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 1 \cdot 1,1} = 0,06 \text{ мес} = 1,9 \text{ сут}$$

3. Устройство траншеи для стены в грунте с заполнением её глинистым раствором:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{12386}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 8 \cdot 1,1} = 1,95 \text{ мес} = 58,65 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{20298}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 6,42 \text{ мес} = 192,58 \text{ сут}$$

4. Устройство Ж/Б подпорных стен:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{5356}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 1,69 \text{ мес} = 50,72 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{8414}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 5,31 \text{ мес} = 159 \text{ сут}$$

5. Разработка грунта котлована станции:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{348}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,21 \text{ мес} = 6,5 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{1530}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,96 \text{ мес} = 28,98 \text{ сут}$$

6. Уплотнение грунта:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{51}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 1 \cdot 1,1} = 0,064 \text{ мес} = 1,93 \text{ сут}$$

7. Засыпка глиной:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{7}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 1 \cdot 1,1} = 0,008 \text{ мес} = 0,26 \text{ сут}$$

8. уплотнение глины:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{51}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 1 \cdot 1,1} = 0,064 \text{ мес} = 1,93 \text{ сут}$$

9. Гидроизоляция фундаментов:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{1200}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 5 \cdot 1,1} = 0,3 \text{ мес} = 9,09 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{146}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 1 \cdot 1,1} = 0,184 \text{ мес} = 5,53 \text{ сут}$$

10. Устройство фундаментных плит:

	Арк.

$$\text{строители: } T_1 = \frac{6891}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 1,1} = 1,44 \text{ мес} = 43,25 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{2044}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 1,29 \text{ мес} = 38 \text{ сут}$$

11. Установка фундаментов под колонны:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{77}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 0,024 \text{ мес} = 0,729 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{55}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,034 \text{ мес} = 1,04 \text{ сут}$$

12. Установка колонн:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{375}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 0,11 \text{ мес} = 3,55 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{118}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,07 \text{ мес} = 2,1 \text{ сут}$$

13. Укладка балок:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{104}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 0,03 \text{ мес} = 0,98 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{43}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,027 \text{ мес} = 0,81 \text{ сут}$$

14. Укладка плит перекрытий:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{111}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 1,1} = 0,04 \text{ мес} = 1,05 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{49}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,03 \text{ мес} = 0,98 \text{ сут}$$

15. Укладка покрытий:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{399}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 6 \cdot 1,1} = 0,83 \text{ мес} = 2,5 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{188}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,11 \text{ мес} = 3,56 \text{ сут}$$

16. Гидроизоляция стен:

	Арк.

$$\text{строители: } T_1 = \frac{4281}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 8 \cdot 1,1} = 0,67 \text{ мес} = 20,26 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{184}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,12 \text{ мес} = 3,48 \text{ сут}$$

17. Гидроизоляция перекрытия:

$$\text{строители: } T_1 = \frac{1686}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 5 \cdot 1,1} = 0,43 \text{ мес} = 12,8 \text{ сут}$$

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{229}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,14 \text{ мес} = 4,33 \text{ сут}$$

18. Обратная засыпка:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{402}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,25 \text{ мес} = 7,61 \text{ сут}$$

19. Уплотнение грунта:

$$\text{механизмы: } T_1 = \frac{286}{30 \cdot 3 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 1,1} = 0,18 \text{ мес} = 0,18 \text{ сут}$$

4.3. Расчет возможного экономического эффекта

Экономический эффект достигнут за счет повторного использования связей и расстрелов. Имеется в виду экономия средств на металле.

Объём металла при установке его на всю длину составляет 102 тонны, а при повторном его использовании нам понадобится только 416т связи и 1356т расстрелов

Таким образом за счет повторного использования металлических связей и расстрелов экономиться:

$$C_1 - C_2$$

C_1 -стоимость стального горячепрокатного профиля для продольных связей и расстрелов при раскрытии котлована для тоннелей на всю длину(1000м) и его крепление

$$C_1 = C_{1св} + C_{1рас}$$

$$C_{1св} = 2L_T * N_{пр} * M_{1п.м} * Ц_{1т}$$

Где: L_T - длинна тоннеля, $L_T = 1000м$

$N_{пр}$ - количество профилей в связи, $N_{пр} = 2шт$

$M_{1п.м}$ - масса 1 погонного метра двутаврового профиля №60

$Ц_{1т}$ – цена 1 тонны двутаврового профиля №60 с НДС

$$C_{1св} = 2 * 1000 * 2 * 0,104 * (5162,41 * 1,2) = 2577075,07 \text{ грн}$$

$$C_{1рас} = N_{рядов} * (L / Ш_p) * L_p * Ц_{1п.м.р}$$

$N_{рядов}$ – количество рядов расстрелов, $N_{рядов} = 2шт$

$Ш_p$ – шаг установленных расстрелов

L_p – длинна расстрела, м. $L_p = 14м$

$Ц_{1п.м.р}$ – цена 1 п.м. расстрела. $Ц_{1п.м.р} = 2535,7 \text{ грн}$

$$C_{1рас} = 2 * (1000 / 4) * 14 * 2535,7 * 1,2 = 21299880 \text{ грн}$$

$$C_1 = 2577075 + 21299880 = 23876955 \text{ грн}$$

$$C_2 = C_{2св} + C_{2рас}$$

$$C_{2св} = (2L_T / N_{захв}) * N_{пр} * M_{1п.м} * Ц_{1т}$$

$N_{захв}$ – количество захваток, $N_{захв} = 35 шт.$

$$C_{2св} = (2 * 1000 / 4) * 2 * 0,104 * 5162,41 * 1,2 = 644268,77 \text{ грн}$$

$$C_{2рас} = N_{рядов} * (L_T / Ш_p * N_{захв}) * L_p * Ц_{1п.м.р}$$

$$C_{2рас} = (2 * 1000 / 4 * 35) * 14 * 2535,7 * 1,2 = 608568 \text{ грн}$$

$$C_2 = 644268,77 + 608568 = 1252837 \text{ грн}$$

$$\text{Э}_\phi = 23876955 - 1252837 = 22624 \text{ тыс.грн}$$

4.4. Техничко-экономические параметры строительства

№	Параметры	Количество
1	Договорная цена строительства, тыс. грн.	44725.95
2	Сметная трудоемкость, тыс. чел-час	289.373
3	Прямые затраты, тыс. грн.	28820.88
4	Продолжительность строительства, мес.	10,5
5	Экономический эффект, тыс. грн.	364,7

Список использованной литературы.

1. И. В. Баклашов, В. Н. Борисов «Проектирование и строительство горнотехнических зданий и сооружений». Строительные конструкции зданий и сооружений. Москва, «Недра», 1990.
2. В. Г. Храпов «Тоннели и метрополитены». Москва, «Транспорт», 1989 г.
3. Б. А. Картозия, М. Н. Шуплик, Б. И. Федунец и др. «Шахтное и подземное строительство», т. II. Москва, «Академия горных наук», 1999 г.
4. Нормы по проектированию и устройству гидроизоляции метрополитенов, сооружаемых открытым способом. Москва, 1993г.
5. СНиП II-40-80, ч. II, глава 40 «Метрополитены». Москва, «Стройиздат», 1981 г.
6. Гальперин П. М., Зайцев В. С. «Гидрогеология и инженерная геология».
7. Б. Ф. Кирин, К. З. Ушаков «Охрана труда».
8. И. В. Баклашов, Б. А. Картозия «Механика подземных сооружений и конструкций крепей». Москва, «Недра».
9. Б. А. Картозия, Б. Н. Борисов «Инженерные задачи механики подземных сооружений». Расчёт крепей и обделок. Москва, изд-во МГГУ, 1997 г.