



Министерство образования и науки Российской Федерации
Государственное общеобразовательное учреждение высшего профессионального
образования
«Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»
Инженерно-строительный факультет
Кафедра: «Технология, организация и экономика строительства»

Магистерская диссертация допущена к
защите
Заведующий кафедрой, д.т.н., профессор

Н.И. Ватин

Шерстяных Константин Эдуардович

Анкерное крепление стен глубокого котлована

Магистерская диссертация

Направление: 270100 – Строительство

Руководитель проф. каф. ТОЭС, В.Д. Кузнецов

Консультант: зав. каф. ТОЭС, д.т.н., профессор Н.И. Ватин

Санкт-Петербург
2011



Ministry of education and science of the Russian Federation

State Educational Institution of Higher Professional Learning
Saint-Petersburg State Politechnical University

Faculty of Civil Engineering
Department «Technology, Organization and Economy of Construction»

Master thesis is allowed to a protection
Head of dept., University Professor, Dr. Sci.

N.I.Vatin

Konstantin Eduardovich Sherstianikh

Ground-anchor fencing of excavation support

Master thesis

Direction: 270100 – Civil Engineering

Supervisor University Professor V.D. Kuznetsov

Consulter Head of dept., University Professor, Dr. Sci. N.I.Vatin

Saint-Petersburg
2011

Введение	6
Глава I. Анкерное крепление стен глубоких котлованов. Постановка задачи исследования	10
1.1 Виды крепления бортов котлованов.....	10
1.2 История возникновения грунтовых анкеров.....	17
1.3 Современные конструкции грунтовых анкеров, используемых в РФ и за рубежом	18
1.4 Анализ теоретических подходов к расчету крепления стен котлованов с помощью грунтовых анкеров	24
1.4.1 Этапы расчетов анкерного крепления.....	24
1.4.2 Основные этапы развития методов расчета устойчивости крепления котлованов	25
1.4.3 Современные методы расчета устойчивости крепления котлованов.....	31
Метод Кранца.....	31
Метод круглоцилиндрической поверхности скольжения (КЦПС)	32
Теория предельного равновесия.....	33
Метод конечных элементов.....	35
1.4.4 Выбор приближенного метода определения геометрических параметров анкерного крепления.....	36
1.5 Выводы по главе. Постановка задачи исследования.	37
Глава II. Расчет анкерного крепления стен глубокого котлована современными методами.....	39
2.1. Описание объекта исследования. Геометрические и инженерно-геологические характеристики котлована.	39
2.2. Оценка геометрических параметров грунтового анкера. Расчет системы «ограждение-анкер-грунт» на устойчивость по методу Кранца.	47
2.3. Расчет несущей способности элементов анкерного крепления по действующим нормативным документам.....	53
2.3.1. Расчет несущей способности по грунту.....	53
2.3.2. Расчет несущей способности по материалу тяги.....	55
Глава III. Расчет анкерного крепления стен глубокого котлована с применением метода конечно-элементного анализа.	56
3.1 Расчет без учета физической нелинейности грунта	56
3.1.1 Принятые допущения.....	57
3.1.2 Оценка геометрических параметров расчетной схемы	57
3.1.3 Моделирование грунта.....	58
3.1.4 Моделирование шпунта	60
3.1.5 Моделирование грунтового анкера	61
3.1.6 Граничные условия	63
3.1.7 Нагрузки.....	65
3.1.8 Анализ результатов расчета.....	68
3.2 Расчет с учетом физической нелинейности грунта	76
3.2.1 Параметры расчетной модели	77
3.2.2 Анализ результатов расчета.....	81

3.3 Сравнение результатов расчетов с учетом и без учета физической нелинейности.....	85
3.4 Выводы по главе.....	88
Глава IV. Экономическая оценка применения грунтовых анкеров	89
Заключение.....	90
Список использованных источников.....	92

Реферат

УДК 69.059.322

69.035.4

69.07

Работа содержит 93 страницы, 67 рисунков, 11 таблиц и приложение.

Ключевые слова: грунтовые анкеры, глубокий котлован, предварительно напряженный грунтовый анкер, шпунтовое ограждение, ограждение котлована, инъекционный грунтовый анкер.

Key words: ground anchor, deep foundation ditch, excavation support, prestressed ground anchor, fillet fencing, foundation ditch fencing, injected ground anchor.

Предложена последовательность оценки геометрических параметров инъекционного грунтового анкера и шпунтового ограждения с учетом геологических, гидрогеологических, градостроительных условий площадки строительства. Предложена методика конечно-элементного моделирования котлована с шпунтовым ограждением и анкерным креплением в ПК SCAD. Выявлена возможность применения линейного расчета для оценки усилий в шпунтовом ограждении и анкерном креплении в первом приближении. На примере рассматриваемого котлована произведено экономическое сравнение систем крепления стен. Показаны большие капитальные затраты на устройство анкерной крепи, чем других систем, но экономия в процессе строительства и сокращение сроков строительства.

Введение

Актуальность работы

Глубина котлованов в массовом строительстве в СССР не превышала 3-4 метров. Отдельные случаи устройства глубоких котлованов для строительства уникальных объектов (электростанций, плотин, защитных сооружений, станций метро, при их возведении открытым способом), оставались практически не известными для большинства проектировщиков.

В современных мегаполисах большая часть гражданских зданий и сооружений строятся заглубленными. Будь то торговые центры, жилые здания или другие гражданские объекты, все они, находясь в мегаполисе, требуют подземной парковки, технических этажей и других помещений, которые можно «спрятать» ниже уровня земли. В настоящее время устройство котлованов глубиной 15 м стало рядовым явлением.

В основе строительства подземной части здания лежит устройство котлована. Стены котлованов подвергаются воздействию физических и геотехнических факторов, вследствие которых может произойти их обрушение. Такими факторами являются активное и пассивное давления грунта, гидростатическое давление воды, технологические нагрузки на бровке и дне котлована. Для котлованов с повышенной заглубленностью и неблагоприятными геологическими условиями необходимо устройство ограждающих конструкций стен и их усиление. Крепление стен котлованов в различных условиях может осуществляться с помощью различных систем. Наиболее распространено крепление бортов котлованов дискретно размещаемыми сваями или шпунтовыми стенками. Обычно в качестве свай используют - трубы повторного применения и новые двутавровые балки.

Для усиления креплений бортов глубоких котлованов принято использовать распорки, подкосы и грунтовые анкеры. Крепление ограждений котлованов грунтовыми анкерами малого диаметра (0,114-0,150 м) и большой несущей способности (300-1000 кН) является достаточно новым видом строительных конструкций, так как применяется в практике отечественного строительства лишь в последние 25 лет. В тоже время, в таких странах как Франция, Германия, Англия, США, Япония, Чехословакия, Польша и других анкерное крепление нашло широкое распространение уже в 60-е годы. В последнее время известные конструкции и технологии устройства анкеров пополнились новыми, соответствие которых предъявляемым требованиям остается мало изученным. Одновременно возникает ряд вопросов по показателям работоспособности и надежности системы «ограждение - анкер - грунт». Это потребовало дополнительных исследований по обеспечению прочности и устойчивости конструкции крепления котлованов и оценке несущей способности анкеров.

Задачи исследования

Целью работы является обоснование возможности применения линейного расчета для проектирования шпунтовых ограждений с креплением преднапряженными грунтовыми анкерами/

Для реализации поставленной цели в работе необходимо решить следующие задачи:

- произвести обзор методик расчета шпунтового ограждения с анкерным креплением;
- определить механизмы воздействий, приводящих к обрушению стен котлованов;
- построить конечно-элементную модель совместной работы грунта и шпунтового ограждения с анкерным креплением без учета геометрической нелинейности грунта;
- построить модель напряженно-деформированного состояния грунта и шпунтового ограждения с анкерным креплением, учитывающую собственный вес грунта, технологические нагрузки на дно и бровку котлована, преднапряжение грунтового анкера по результатам линейного расчета;
- построить конечно-элементную модель совместной работы грунта и шпунтового ограждения с анкерным креплением с учетом геометрической нелинейности грунта;
- построит модель напряженно-деформированного состояния грунта и шпунтового ограждения с анкерным креплением, учитывающую собственный вес грунта, технологические нагрузки на дно и бровку котлована, преднапряжение грунтового анкера по результатам нелинейного расчета;
- произвести оценку возможности применения линейного расчета для проектирования шпунтовых ограждений с анкерным креплением;
- выполнить оценку экономической эффективности применения преднапряженных грунтовых анкеров.

Методы исследования

В работе используются аналитические и численные методы исследования

Наиболее существенные научные результаты, полученные лично соискателем

Разработана модель котлована с анкерным креплением шпунтового ограждения в BK SCAD, исследована совместная работа преднапряженных грунтовых анкеров и шпунтового ограждения, предложено применение аналогичных моделей для приближенных расчетов. Показана необходимость учета физической нелинейности грунта при расчетах.

Научная новизна

Предложенная модель позволяет наглядно продемонстрировать влияние преднапряжения грунтовых анкеров на работу грунтового массива в области котлована.

Значение полученных результатов для теории

Результаты работы могут использоваться в следующих областях исследований:

- разработка и проектирование конструкций ограждения стен котлованов;
- разработка и проектирование конструкций усиления креплений стен котлованов;
- методы проектирования анкерных креплений стен котлованов;
- защита стен котлованов от обрушения;
- проектирование конструкций систем крепления стен котлованов;
- оценка надежности анкерных креплений стен котлованов.

Достоверность

Достоверность полученных результатов базируется на теоретических материалах, подтвержденных результатами практического внедрения в производство и опыта зарубежного строительства.

Значение полученных результатов для практики

Результаты работы имеют практическую значимость для проектирования различных конструкций ограждений котлованов.

Рекомендации об использовании результатов диссертационного исследования

Результаты работы рекомендуется использовать при проектировании и обосновании эффективности устройства анкерного крепления стен котлованов.

Апробация работы

Результаты работы были представлены:

- XXXVIII Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2009 г.
- XXXIV Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2010 г.

Публикации на тему исследования

Промежуточные результаты исследований были опубликованы в следующих источниках:

-Шерстяных К.Э., Гаркавко А.А., Кузнецов В.Д., Применение разрядно-импульсной технологии при устройстве глубоких котлованов// XXXVIII Неделя науки СПбГПУ; материалы междун. Научно-практической конференции. Ч.1. - СПб. Издательство Политехн. ун-та, 2009. – с. 288-289.

- Петрова А.Е., Шерстяных К.Э., Оценка эффективности ограждений котлованов// XXXVIII Неделя науки СПбГПУ; ; материалы междун. Научно-практической конференции. Ч.1. - СПб. Издательство Политехн. ун-та, 2010. – с. 254-255.
- Шерстяных К.Э., Кузнецов В.Д., Применение разрядно-импульсной технологии при устройстве глубоких котлованов// XXXVIV Неделя науки СПбГПУ. ; материалы междун. Научно-практической конференции. Ч.1. - СПб. Издательство Политехн. ун-та, 2010. – с. 279-280.

Глава I. Анкерное крепление стен глубоких котлованов.

Постановка задачи исследования

1.1 Виды крепления бортов котлованов

Стены котлованов подвергаются воздействию физических и геотехнических факторов, вследствие которых может произойти их обрушение. Такими факторами являются активное и пассивное давления грунта, гидростатическое давление воды, технологические нагрузки на бровке и дне котлована. Для котлованов с повышенной заглубленностью и неблагоприятными геологическими условиями необходимо устройство ограждающих конструкций стен и их усиление.

В настоящее время существует следующие способы крепления стен котлованов: дискретно расположенные забивные и буровые сваи, стена в грунте, шпунтовые стенки различных конструкций, струйная цементация, нагели, армирование грунта, набрызг-бетонные стены и т.д. Эффективность применения тех или иных конструкций в каждом конкретном случае зависит от градостроительных, геологических, гидрогеологических, технологических и других условий строительной площадки.

В настоящее время на территории Российской Федерации наиболее часто применяется ограждение котлованов при помощи дискретно расположенных забивных свай, стен в грунте, образованных буровыми сваями и шпунтовых ограждений.

Устройство ограждений котлованов способом **«стена в грунте»** буронабивными и буросекущимися сваями. Для устройства ограждений котлованов и противофильтрационных стен в грунте методом секущих свай скважины бурятся скважины диаметром 300-420 мм при расстоянии между центрами соседних свай несколько меньшим диаметра свай., т.е. при бурении скважины разбуривается 50-100 мм диаметра готовой сваи.



Рис.1.1.1. Крепление буросекущимися сваями

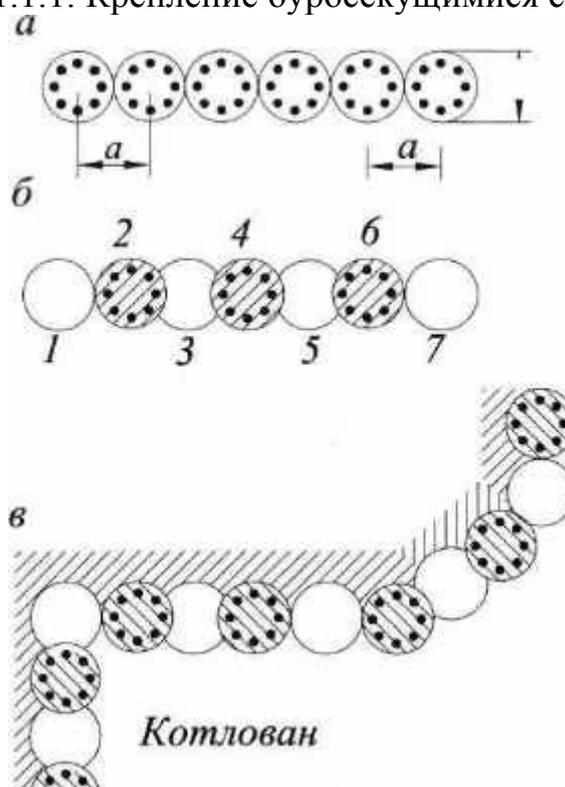


Рис.1.1.2. Схемы формирования «стены в грунте* из буронабивных свай: а - стена из примыкающих свай; б - стена из пересекающихся свай; в - угловой элемент «стены в грунте*»: 1,3,5,7 - сваи первой очереди; 2, 4, 6 - сваи второй очереди

При креплении стен котлована металлическими сваями используют металлопрокат различного сечения (круглые и квадратные трубы, двутавровые балки). Металлические балки устанавливаются в предварительно пробуренные

скважины, заполненные твердеющим раствором, либо погружаются вибровдавляющим оборудованием. Пространство между балками заполняется забиркой, которая чаще всего выполняется их досок.



Рис.1.1.2. Крепление металлическими сваями

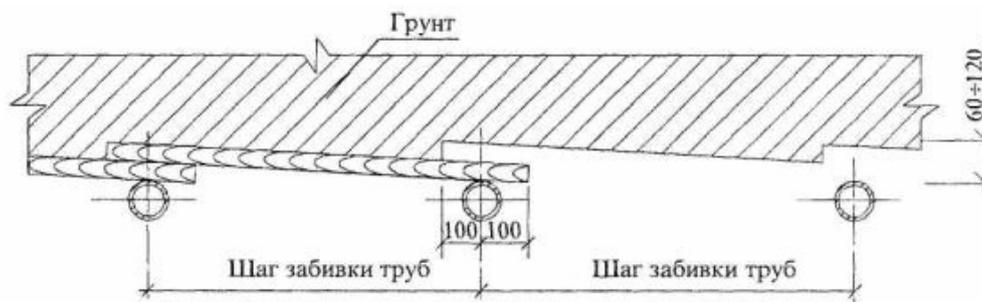


Рис.1.1.3.

Схема установки забирки

Шпунтовое ограждение представляет собой стенку, состоящую из погруженных вплотную друг к другу металлических профилей, стыкующихся между собой замками, предусмотренными их сечением. При устройстве шпунтового ограждения повышается его надежность, так как отсутствует забирка, и повышается герметичность стен котлована. Погружение шпунта может осуществляться вибропогружением, забиванием и вдавливанием. Наиболее часто в Российской Федерации используется Шпунт Ларсена. Шпунты могут соединяться в секции по 2 или 3 шпунта. Длина шпунтов может достигать до 34 метров. Кроме корытообразного профиля, выпускают Z, S и L-образный шпунт, имеющий замки.



Рис.1.1.4. Шпунтовое ограждение котлована

Как показывает практика, в большинстве случаев конструкции ограждений котлованов глубже 4-х метров не способны самостоятельно обеспечить устойчивость откосов и допустимые осадки прилегающих зданий, что вызывает необходимость их усиления с помощью специальных конструкций.

Конструкции усиления ограждений котлованов можно условно поделить на две группы: внутренние и внешние.

К внешним относятся распорки, раскосы и подкосы, они представляют собой металлические конструкции из прокатных профилей, передающие нагрузки от стен котлована либо на его дно, либо на другие стены.

Нагрузка от стен котлована передается на распорки, раскосы и подкосы через обвязочные пояса, выполняемые также из прокатных профилей. При большой глубине котлована обвязочных поясов может быть несколько. При наличии нескольких обвязочных поясов распорные, раскосные и подкосные конструкции имеют несколько ярусов сопряжения со стенами котлована, возможно комбинированное применение подкосов и раскосов.

Крепление распорками, раскосами и подкосами в России, учитывая особенности строительства, не так надежно. В отличие от ряда зарубежных стран, где применение данного метода вполне обоснованно, в Российских проектах не предусматривается предварительного обжатия распорных конструкций в грунт. При наличии распорно-подкосной системы, так же, резко увеличивается трудоёмкость, и

возникает удорожание при разработке грунта под подкосами. Плита основания бетонируется в несколько приемов с устройством дополнительных рабочих швов. В стене и перекрытии необходимо оставлять «окна» для пропуска подкосов, а после замоноличивания этих «окон» решать проблемы устройства гидроизоляции.

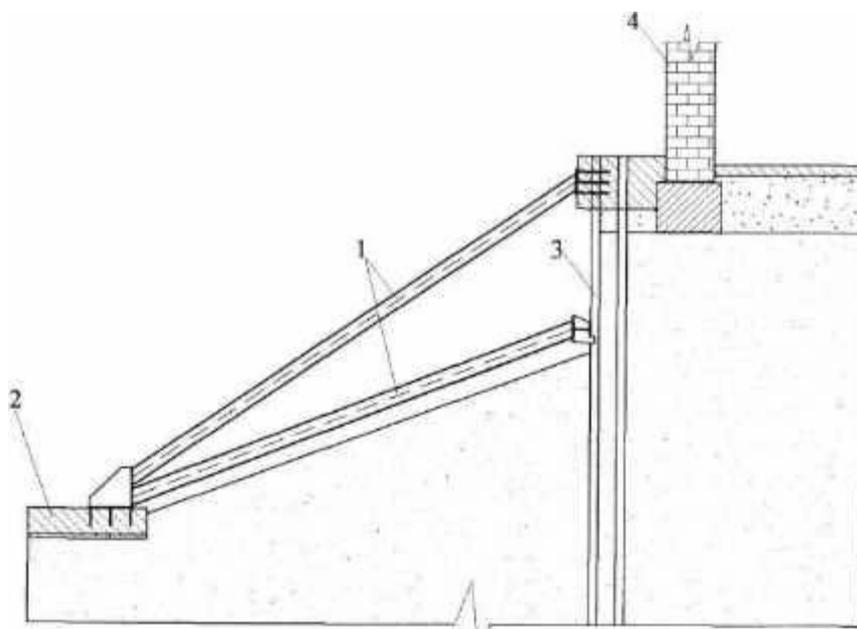


Рис.1.1.5. Усиление подкосами: 1 - подкосы из металлических труб; 2 - пионерная плита; 3 - ограждение; 4 – конструкции окружающей застройки

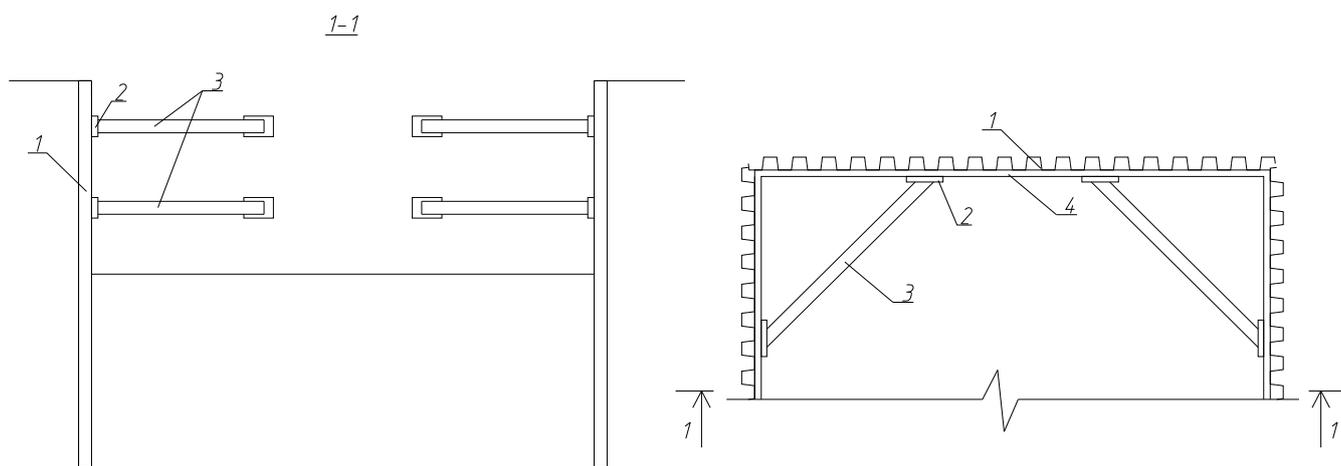


Рис.1.1.6. Усиление раскосами: 1 – шпунтовое ограждение; 2 – опорная площадка; 3 - раскос; 4 – обвязочная балка

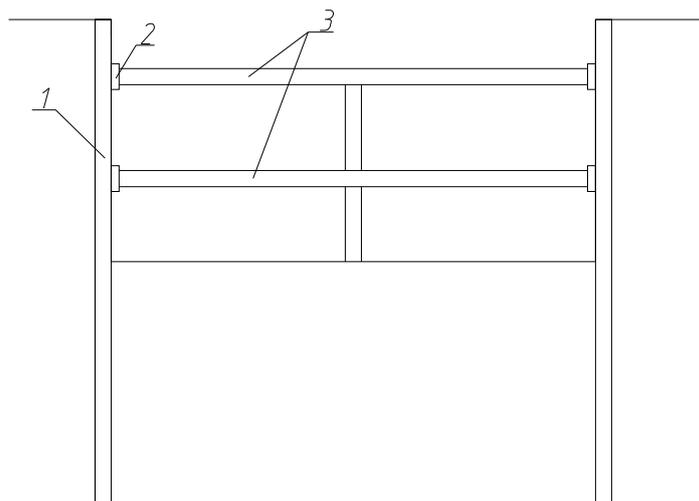
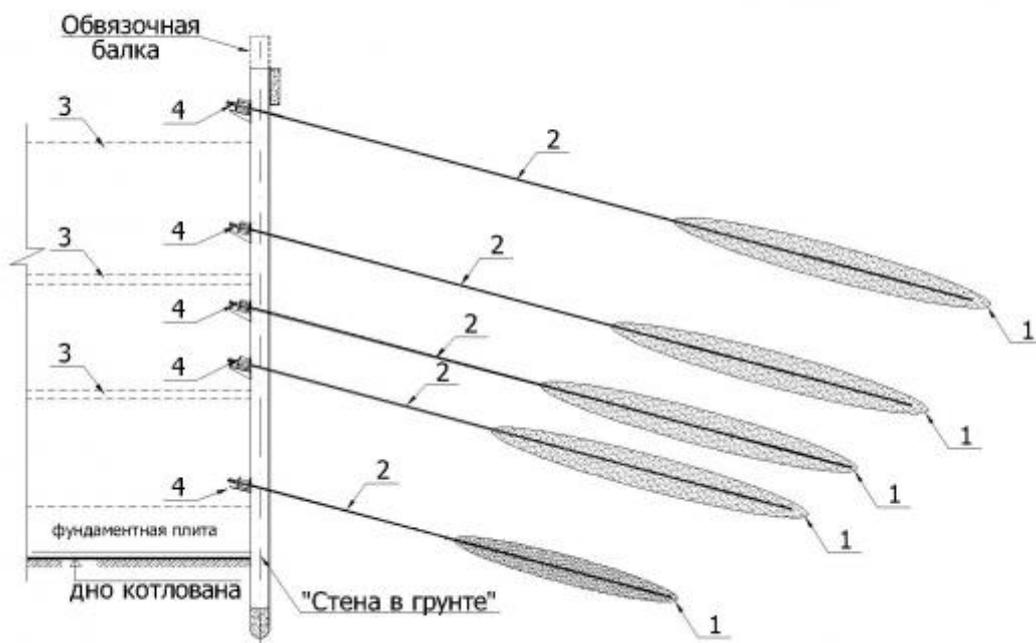


Рис.1.1.7. Усиление распорками: 1 – шпунтовое ограждение; 2 – обвязочная балка; 3 – распорки.

К внутренним конструкциям усиления ограждений котлованов относят **грунтовые анкеры**. Грунтовый анкер - это устройство для передачи растягивающих нагрузок от закрепляемой конструкции на несущие слои грунта.

Анкер состоит из трех основных частей: оголовка, анкерной тяги и заделки (корня). Оголовок анкера – это узел, обеспечивающий предварительное натяжение, блокировку и передачу анкерующих сил на строящийся объект. Заделка – часть анкера, обеспечивающая передачу усилия в грунт. Тяга – напрягаемый элемент, передает усилие от закрепленной конструкции на заделку.



1 - заделка анкера; 2 - свободная часть; 3 - возводимые перекрытия; 4 - оголовок анкера.

Рис.1.1.8. Конструкция грунтового анкера



Рисунок 1.1.9. Крепление грунтового анкера к обвязке

Анкерное крепление обладает рядом существенных преимуществ: оно высвобождает внутреннее пространство котлованов, облегчая ведение работ открытым способом; снижает материалоемкость строительства за счет устранения стальных распорок; повышает безопасность производства работ; сводит к минимуму опасность осадок.

1.2 История возникновения грунтовых анкеров

Грунтовый анкер был изобретен и запатентован немецким инженером Карлхайнцем Бауером (1926) в 1958 году при строительстве здания Баварской Радиовещательной Корпорации в Мюнхене. В 1958 году компания «Bauer» [11] получила патент на применение цементируемых анкеров в слабых осадочных грунтах. И как подтверждение оригинальности технического решения, компания в следующем 1959 году заключила контракт на установку цементируемых анкеров для проекта Schanze в городе Цюрих (Швейцария). В 1963 году закончилось строительство первой глубокой стены в грунте, закрепленной цементируемыми анкерами в городе Мюнхене.

Патент на устройство инъекционного стяжного анкера позволил осуществить крепление конструкций ограждения котлована в грунт без устройства распорных конструкций, и являлось существенным событием, как в развитии строительства подземных сооружений, так и концерна "БАУЭР"

Карлхайнц Бауэр – основатель группы компаний «BAUER», превратил компанию в известного во всей Баварии подрядчика по бурению скважин.

На сегодняшний день в группа компаний «BAUER» занимает лидирующие позиции в области специального фундаментостроения подземного тротуаростроения, мостостроения, является одним из крупнейших производителей оборудования для фундаментостроения и др. строительного оборудования.

Основные технологические операции при устройстве грунтового анкера:

1. Бурение скважины с промывкой глинистым раствором.
2. Установка в скважину анкера в сборе.
3. Заполнение скважины цементным раствором с последующей выстойкой до набора прочности.
4. Испытание анкера на несущую и деформационную способности и закрепление его на конструкции.

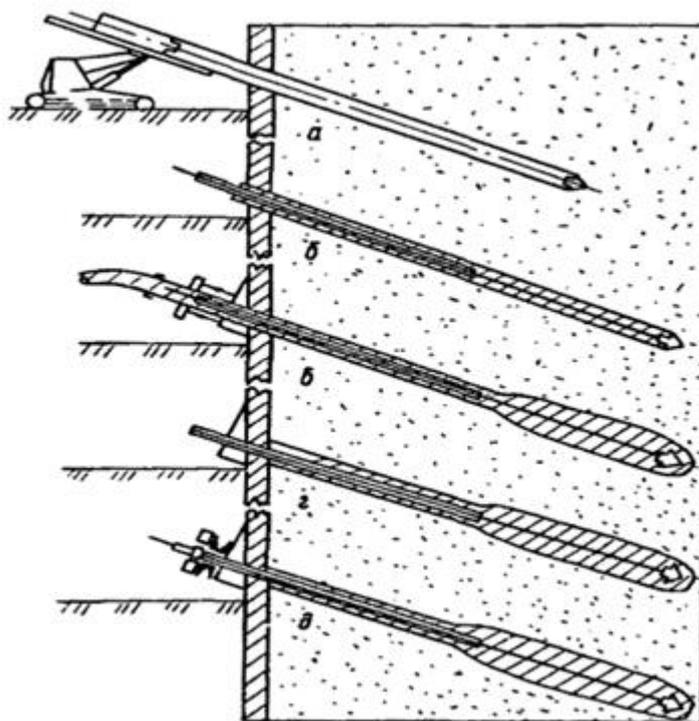


Рисунок 1.2.1. Технологический процесс устройства анкера

Если Карлхайнц Бауэр, изобретая грунтовый анкер предполагал использовать его только для крепления стен котлованов, то область современного применения грунтовых анкеров существенно расширилась. Анкеры используются для строительства автостоянок под существующими зданиями, усиления фундаментов, предохранения от грунтовых сдвигов местности, также распространено крепление стен тоннелей, шахт и других заглубленных сооружений.

1.3 Современные конструкции грунтовых анкеров, используемых в РФ и за рубежом

В настоящее время у каждой фирмы, занимающейся изготовлением анкеров, применяется своя разновидность технологии, принципиально мало, чем отличающейся от технологии фирмы Бауэр [11]. Можно остановиться на каждом применяемом типе анкеров и каждой разновидности технологии их изготовления, но для общего представления рассмотрим классификацию по нижеследующим параметрам.

1. по направлению тяги:

- наклонные
- вертикальные
- горизонтальные

2. по способу образования скважин:

- буровые с проходкой скважин с обсадными трубами, под глинистым раствором, шнеком;

- с погружением обсадной трубы забивкой или вдавливанием.
3. по способу устройства заделки анкера:
- инъекционные (заделка образована подачей цементного раствора под избыточным давлением)
 - разбуренными уширениями
 - цилиндрические (скважина заполняется раствором без избыточного давления)
 - РИТ (устройство камуфлетного уширения с помощью электровзрыва и его замоноличивания)
4. по материалу анкерных тяг:
- из стержневой арматуры
 - из канатной (прядевой) арматуры
5. по сроку службы:
- временные (до 2 лет)
 - постоянные (анкеры, предназначенные для работы в течение всего срока службы сооружения)
6. по предварительному натяжению:
- предварительно-напрягаемые анкеры (тяга которых закреплена на оголовке с предварительным натяжением, превышающим 30 % рабочей нагрузки)
 - анкеры без предварительного напряжения
7. по способу связи анкерной тяги с цементным камнем заделки:
- с замоноличенной тягой в зоне заделки
 - со свободной тягой в зоне заделки

Кроме хорошо известной технологии устройства анкерного крепления фирмы «Вауег» в последние годы появился ряд конкурирующих технологий, имеющих свои особенности и принятые на вооружение в строительстве на территории России.

Технология ф. «Элгид»

«Элгид» впервые в России применила грунтовые анкера с тягой из 4-х арматурных семипроволочных высокопрочных канатов, что позволило значительно увеличить допустимое напряжение на анкер.

Технологические операции при устройстве грунтовых анкеров ф. «Элгид»:

1. бурение скважины бурильной головкой 140 мм под защитой стальных труб 133 мм; которые последовательно наращиваются из отрезков длиной по 1,5 м с помощью резьбовых соединений;
2. выемка грунта периодической продувкой забоя сжатым воздухом;
3. установка анкера в сборе через трубы по направляющей на бурильном агрегате С-6;

4. инъекция цементного раствора с В/Ц=0,4 за одну операцию через обсадные трубы;
5. извлечение из скважины обсадных труб не позже, чем через 40 минут после окончания инъектирования;
6. формирование корня анкера нагнетанием раствора под давлением не менее 1 МПа;
7. выстойка до набора раствором прочности на сжатие не менее 2 МПа (в течение 7 суток);
8. испытание анкеров и блокировка на конструкции.

Приемуществом данной технологии является повышенная несущая способность грунтового анкера, достигающая 150 т. Недостаток состоит в том, что в слабых грунтах важно количество грунтовых анкеров и величина их несущей способности по грунту, а не высокая несущая способность тяговых элементов.

Технология ООО «ВИЗБАС»

Особенность технологии состоит в методе устройства скважины [13]. Метод раскатки заключается в том, что в отличие от традиционных способов бурения, где разрушенная порода выносится на поверхность, раскатчик при проходке в сжимаемых грунтах вдавливают его в стенки скважины, существенно их уплотняя.

Механизм раскатчика представляет собой ряд конических катков, установленных на подшипниках качения друг за другом на вал. Оси катков развернуты в поперечной и смещены в продольной плоскостях относительно оси устройства таким образом, что при его вращении катки катятся по винтовой линии и раскатчик ввертывается в грунт, образуя скважину. При вращении и осевой подаче вала катки обкатываются по своим забоям и формируют стенку скважины, а каждый последующий каток входит в участок скважины, раскатанной предыдущим катком, и таким образом увеличивается ее диаметр. При этом грунт вытесняется в радиальном направлении и вокруг скважины образуется уплотненная зона диаметром, равным 3-4 диаметрам скважины. Формирование скважины многокатным раскатывающим механизмом идентично уплотнению грунта на поверхности группой катков, из которых каждый последующий тяжелее предыдущего.

Технология ф. «Геотехника»

При устройстве грунтовых анкеров фирма «Геотехника» использует комплект оборудования «Касагранда».

Технологический процесс включает в себя следующие операции:

1. проходка скважины осуществляется ммØ 135÷145;
2. вращательным бурением с промывкой глинистым раствором;

3. заполнение скважины через буровой став цементно-бентонитовым раствором (цементный раствор с добавкой бентонита 1%, В/Ц-0,4, плотность 1,93 г/см) с полным замещением бурового раствора (до выхода цементного раствора через устье);
4. натяжение анкера и блокировка на ограждении.

Отличие данной технологии от классической состоит в растворе, заполняемом скважину.

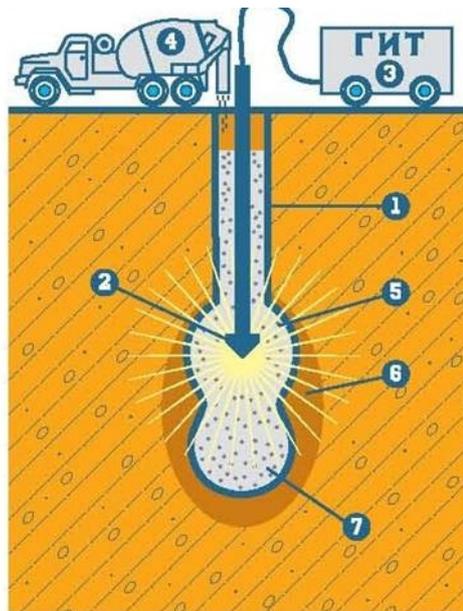
Разрядно-импульсная технология ОАО «РИТА»

Одной из наиболее прогрессивных технологий устройства грунтовых анкеров является разрядно-импульсная технология (РИТ). Принципиальное отличие анкеров-РИТ от других типов грунтовых анкеров заключается в системе опрессовки грунта в корне анкера [9]. В инъекционных анкерах опрессовку производят статическим давлением через заранее установленные вместе с анкерной тягой нагнетательные трубки (1; 2 и больше) для увеличения несущей способности корня анкера.

В анкере-РИТ опрессовка производится за счет осуществления серии электровзрывов – электрических разрядов импульсного тока (РИТ) высокого напряжения в цементном растворе до установки анкерной тяги. При этом возникает электрогидравлический эффект Юткина, в результате которого формируется корень анкера, и одновременно цементируется и уплотняется окружающий грунт. Первоначальный диаметр скважины 130-300 мм в результате обработки серией разрядов может быть увеличен, в зависимости от энергии, подаваемой в скважину и гидрогеологических условий площадки, более, чем в 2 раза. Окружающие грунты уплотняются, пористость в зоне воздействия ударного импульса снижается. Динамическое воздействие, возникающее в процессе формования, за пределами зоны обработки незначительно и в процессе производства работ периодически контролируется. Энергия разряда при обработке скважины легко регулируется, в результате чего работа с применением электроразрядной технологии не оказывает вредного воздействия на устраиваемые конструкции и рядом стоящие здания.

Таким образом, после РИТ обработки и установки анкерной тяги про анкер можно забыть до момента его испытания и натяжения. Остальные технологические операции: образование скважины, заполнение ее цементным раствором, установка анкерной тяги, технологический перерыв для набора прочности цементным раствором, испытание, натяжение и установка на блокировочную нагрузку при изготовлении инъекционных анкеров и анкеров-РИТ практически совпадают.

Также анкеры-РИТ имеют высокую несущую способность за счет чего, сокращается их количество, а значит и время крепления котлована.



1. скважина до обработки;
2. электродная система;
3. ГИТ (генератор импульсных токов) ;
4. бетононасос или магнум;
5. зона цементации грунта;
6. зона уплотнения грунта;
7. камуфлетное уширение в основании сваи-РИТ;

Рис. 1.3.1. Схема устройства грунтового анкера по РИТ технологии.

Технологический процесс включает в себя следующие операции:

1. бурение скважины буровой установкой EGT серии FD с использованием бурильных труб, долота и с промывкой раствором бентонитовой глины;
2. нагнетание цементного раствора из портландцемента через колонну бурильных труб в забой скважины;
3. извлечение бурильных труб;
4. формирование корня анкера путем обработки его серией высоковольтных разрядов, создавая расчетное количество импульсов давления величиной до 10 МПа, с одновременным доливом цементного раствора по мере его ухода;
5. опускание в скважину анкера в сборе;
6. выдержка до набора прочности;
7. испытание на несущую и деформационную способности;
8. закрепление на конструкции.



Рис. 1.3.2. Крепление бортов котлована анкерами-РИТ

Преимущества разрядно-импульсной технологии:

1. Уплотнение грунта и цементация стены в условиях, где традиционные технологии малоэффективны. РИТ используется даже тогда, когда подпорные стены уже «поехали», останавливается сползание откоса и перекашивание зданий.
2. Применяется малогабаритное оборудование, что позволяет использовать на площадках ограниченного размера.
3. Под воздействием импульсов цементный раствор становится более подвижным, проникает и заполняет микротрещины и микропустоты.
4. При применении РИТ окружающий грунт уплотняется, снижается его пористость и влажность в зоне уплотнения, при этом формируется единый геотехнический массив с расчетной жесткостью и с заданной несущей способностью.
5. Скорость набора прочности бетона возрастает, что позволяет включать сваи по разрядно - импульсной технологии в работу раньше, чем сваи, изготовленные по традиционным технологиям. Марочная прочность бетона повышается на 20-25%. Коррозионная стойкость и морозостойкость обработанного разрядами бетона выше контрольных образцов.
6. Сокращается металлоемкость шпунтового ограждения, а также количество анкеров необходимых для крепления стен глубоких котлованов.
7. Применение свай и грунтовых анкеров с использованием разрядно-импульсной, уплотняет грунт и цементирует стены в таких условиях, где традиционные технологии малоэффективны. РИТ используется даже тогда, когда подпорные стены уже «поехали», останавливается сползание откоса и перекашивание зданий.

8. Применяется малогабаритное оборудование, что позволяет на площадке ограниченных размеров легко разместить достаточное количество оборудования для выполнения всего комплекса работ в заданные сроки.

В последние десятилетия при строительстве в мегаполисах все чаще и чаще устраиваются глубокие котлованы. Процесс строительства может усложняться плохими геологическими условиями, плотной городской застройкой и т.д. В сложившихся условиях на российском рынке появился ряд производителей грунтовых анкеров, многие из которых хорошо зарекомендовали себя в течение последних лет. Технологии устройства и конструктивные решения грунтовых анкеров, представленных в РФ, различны, но все они направлены на снижение затрат на нулевом цикле строительства, сокращения сроков строительства и повышения технологичности. У каждой конструкции грунтовых анкеров есть свои особенности, поэтому нельзя сказать, что какая-либо из них лучше или хуже других. Применение той или иной технологии должно обуславливаться технико-экономическим обоснованием, учитывающем все особенности строящегося объекта.

1.4 Анализ теоретических подходов к расчету крепления стен котлованов с помощью грунтовых анкеров

1.4.1 Этапы расчетов анкерного крепления

Для всех видов сооружений и строительных конструкций принят единый принцип расчета по *предельным состояниям* двух групп: по несущей способности; по деформациям.

Для подпорных стен и шпунтовых ограждений (в том числе с анкерами) *1-я группа предельных состояний* (по непригодности к эксплуатации) включает расчеты общей прочности и устойчивости на сдвиг, опрокидывание, поворот вокруг некоторой оси вращения, а также расчеты прочности и устойчивости отдельных элементов сооружения.

Во *2-ю группу предельных состояний* (по непригодности к нормальной эксплуатации) входят расчеты перемещений, деформаций, трещинообразования и т.д.

По опыту обрушений котлованов [24], основной причиной аварий является разрушение крепления и обрушение прилегающего грунтового массива, т.е. потеря устойчивости крепления. Таким образом, основная задача расчета при проектировании котлована заключается в оценке устойчивости ограждения на действующие нагрузки, то есть *рассчитать устойчивость системы «ограждение-анкер-грунт»*.

Обеспечение устойчивости стен котлована зависит от всех элементов рассматриваемой системы:

- *ограждающая конструкция* должна обладать соответствующей прочностью, жесткостью, водонепроницаемостью, иметь соответствующее заглубление в грунт;
- *анкер* должен иметь необходимую несущую способность по заделке в грунтовом массиве, прочность и жесткость тяги, начальное натяжение;
- *грунт* должна быть сохранена природная прочность в виде внутреннего трения и сцепления и не нарушена структура (плотность, влажность, обводненность).

Каждый из указанных факторов влияет на устойчивость системы и их прочностной расчет также относится к 1-группе предельных состояний.

При проектировании грунтовых анкеров должны быть обеспечены следующие условия [10]: достижение достаточной несущей способности анкеров для восприятия усилий, действующих на анкеруемое сооружение; расположение зоны заделки анкера за пределами возможной призмы обрушения грунта при реализации кулоновской схемы; тщательная защита анкера от воздействия коррозии; надежный контакт между конструкцией анкера и окружающим грунтом в зоне заделки.

Итак, расчет крепления с анкерами содержит следующие этапы:

1. расчет прочности конструкции;
2. расчет устойчивости системы «ограждение-анкер-грунт»;
3. проверка соответствия несущей способности одиночного анкера по грунту и материалу тяги расчетной нагрузке.

Расчет прочности конструкции производят по схеме *Блюма-Ломейра* и схеме *Якоби*. Схема Блюма-Ломейра применяется при большом заглублении и заземлении стенки в грунтовом массиве, а схема Якоби исключает заземление стенки и исходит только из условий статического равновесия против выпора при максимально возможном сопротивлении грунта.

1.4.2 Основные этапы развития методов расчета устойчивости крепления котлованов

«Механика фунтов представляет собой науку об условиях нарушения прочности и устойчивости, а также деформации толщ фунтов в основании и составе сооружений под воздействием приложенных к ним сил» (Н.И.Маслов) [25].

Теоретический аппарат механики грунтов обеспечивает возможность решения следующих задач:

- несущая способность оснований зданий и сооружений;
- уплотнение и консолидация грунтовой среды, осадки фундаментов сооружений;

- определение давления грунта на подпорные стены и крепление котлованов: устойчивость откосов, подпорных стенок и инженерных сооружений;
- определение динамических воздействий на грунт.

Из перечисленных задач для настоящей работы актуальными являются давление грунта на крепление котлована и его устойчивость. Эти проявления взаимодействия грунтов и искусственных сооружений обусловлены напряженно-деформированным состоянием грунтовой среды. Кратко остановимся на данном аспекте механики грунтов.

При приложении нагрузки от штампа к грунтовому полупространству экспериментально наблюдается показанная на рис. 8 закономерность нарастания осадок с ростом нагрузки. На этом графике Н.М. Герсеванов (1930г) [25] выделил три характерных участка деформирования грунта: на первом участке имеет место практически прямая пропорциональность между деформацией s и нагрузкой P (фаза уплотнения); на втором - нарастание деформаций опережает темп роста нагрузки (фаза начальных сдвигов); на третьем - деформации нарастают катастрофически (фаза выпирания, потери устойчивости). Границей раздела первой и второй фаз является первая критическая нагрузка $P_{Iкр}$ (формула Н.П. Пузыревского), а второй и третьей фазой - вторая критическая нагрузка $P_{IIкр}$ (формулы теории предельного равновесия).

Линейная зависимость деформаций от нагрузки в I фазе работы грунта явилась основанием применить в этих условиях закон Гука и теорию упругости с учетом следующих ограничений: а) рассматривается только ветвь нагруженная, б) при последующих нагружениях остаточные деформации не учитываются. Такую среду называют *линейно-деформируемой*.

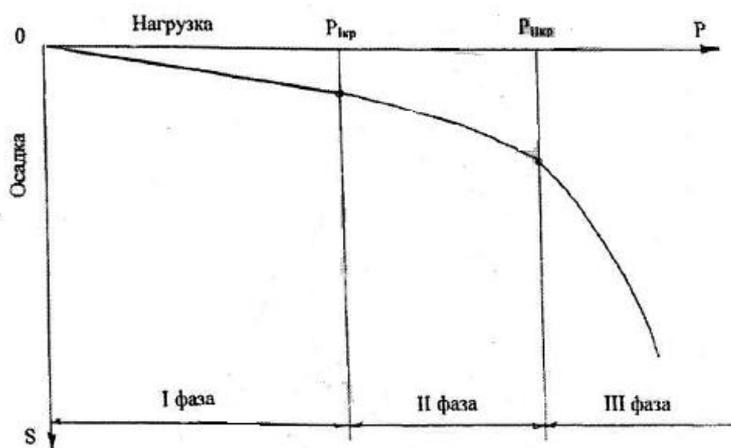


Рис.1.4.1. Три фазы нагрузки и деформации грунтов:
 I фаза – уплотнение грунтов; II фаза – развитие начальных сдвигов;
 III фаза – потеря общей устойчивости (выпирание грунтов)

В III фазе (и частично во II-ой) развитие сдвиговых деформаций без заметного увеличения нагрузки приводит к потере прочности грунта в значительной

части массива, что соответствует пластическому течению». В этой фазе напряженно-деформированного состояния грунта используют теорию пластичности, в основе которой лежит тот или иной критерий пластичности. Применительно к грунтам эта теория приобрела вид теории предельного равновесия с условием прочности по сопротивляемости сдвигу.

В настоящее время общепринятым условием прочности грунтов является условие прочности Мора-Кулона (1773):

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.4.1)$$

где τ_n и σ_n - касательное и нормальное напряжение на площадке с нормалью n ; φ - угол внутреннего трения грунта; c - удельное сцепление грунта.

При $c = 0$ условие (1.4.1.) относится к несвязным фунтам.

Проблема давления грунта на подпорные стенки и их устойчивости впервые с достаточной научной строгостью была решена в 1773-1776гг выдающимся французским ученым и инженером Шарлем Огюстеном Кулоном. Ш.Кулон ввел понятие сухого трения ($\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$) и установил роль угла внутреннего трения (φ) и сцепления (c) на сопротивление сдвигу связных грунтов ($\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$). Давление на подпорную стенку по Кулону обусловлено объемными силами собственного веса грунта, под действием которых происходит сдвиг тела обрушения по некоторой поверхности скольжения. Признавая криволинейность линии скольжения, Кулон для расчета давления грунта принял упрощения: грунт представлен песком (условие сдвига $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$); поверхность скольжения – плоскость; вдоль задней грани стенки развивается трение с углом $\delta < \varphi$ ($\tau = \sigma \operatorname{tg} \delta$).

Угол трения δ отражает отклонение равнодействующей давления грунта от нормали к задней грани стенки. Для определения равнодействующей используется замкнутый треугольник сил (рис.1.4.2б). Искомая сила P_A находится по формуле:

$$P_A = W \sin(\theta - \varphi) / \sin(\alpha + \theta - \varphi) \quad (1.4.2.)$$

В решении Кулона остается неизвестным угол φ наклона плоскости скольжения AC к горизонту, от которого зависит сила веса грунта W . Ш.О Кулон разработал решение для определения максимального значения силы P_A (см. рис. 1.4.2) и принял точку её приложения на расстоянии $1/3 H$ от подошвы стенки высотой H (см. [26]). Этим Кулон интуитивно предположил треугольную (квазигидростатическую) эпюру распределения активного давления грунта по задней грани стенки.

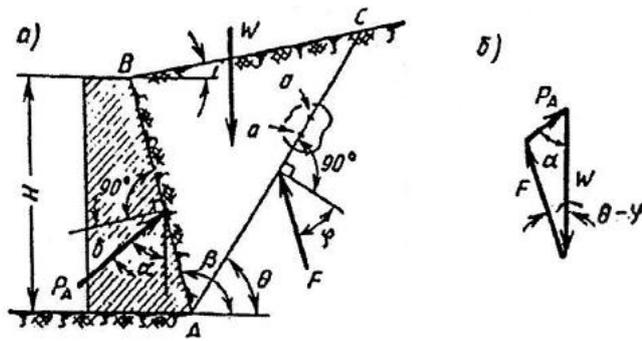


Рис. 1.4.2. Расчетная схема к определению активного давления грунта на стенку: а) разрез по стенке и засыпке; б) треугольник сил

Для более сложной конфигурации подпорной стенки и при различной геометрии контура поверхности земли рядом исследователей (Понселе, 1840; Кульман, 1866; Ребхан, 1871; Энгессер, 1880) были предложены графические методы решения устойчивости стенок, основанные на теоретических принципах Ш. Кулона.

Приведенное на рис. 2.3. графическое решение **В.Понселе** [27] позволяет определить угол $\theta = \omega$ наклона к горизонту плоскости скольжения призмы обрушения и, тем самым, максимальное значение равнодействующей активного давления грунта на стенку.

Это построение основано на геометрическом доказательстве (рис.1.4.3). Полученная в результате построений точка С, определяет положение плоскости сползания с наибольшим давлением Е,

$$E \sim 1/2 * \gamma * (gC)^2 \sin \varphi, \quad (1.4.3)$$

где γ - объемный вес грунта; gC - сторона треугольника ВСg; φ - угол внутреннего трения грунта.

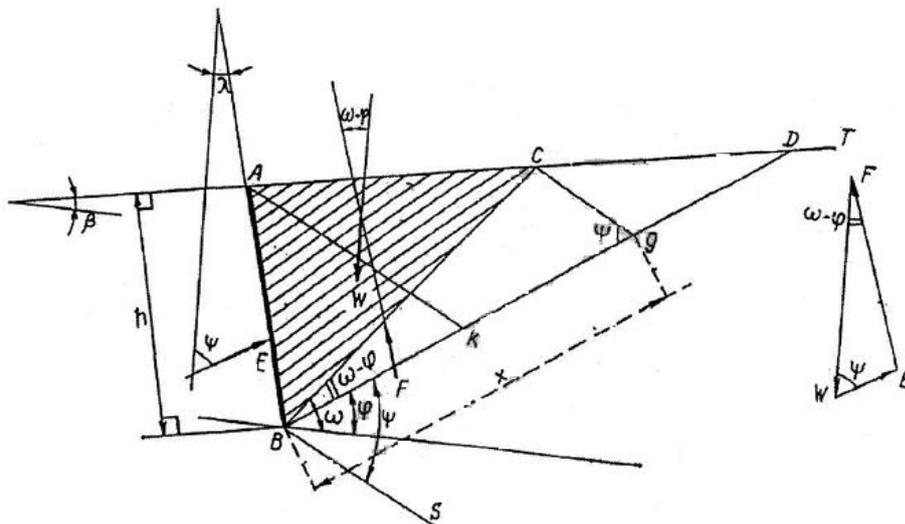


Рис. 1.4.3. Графическое решение Понселе

Итак, способ Понселе отыскания положения плоскости сползания основан на построении силового треугольника, равновеликого площади основания призмы сползания. Это построение возможно, если само основание призмы сползания имеет форму треугольника. Если же призма сползания имеет многоугольную форму, то ее преобразовывают в равновеликую треугольную форму, что дает приближенное значение равнодействующей активного давления грунта.

По теории **Дж. Ребхана** (рис. 1.4.4) наибольшее значение силы давления E на ограждающую плоскость будет иметь место для той плоскости сползания, для которой площадь отсекаемой ею призмы сползания будет равна площади силового треугольника, построенного на следах плоскости сползания и плоскости угла φ внутреннего трения [28].

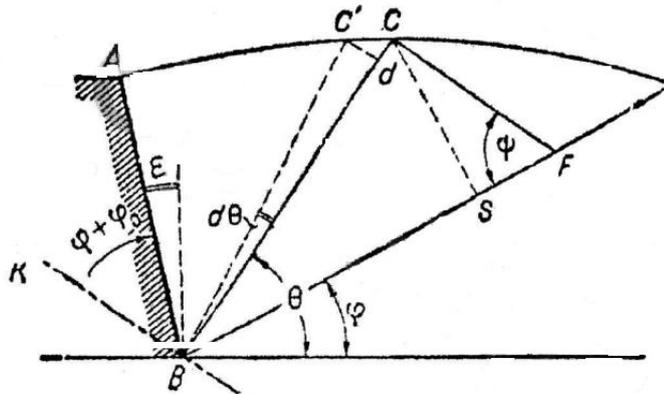


Рис. 1.4.4. Призма сползания по теории Ребхана

Графический метод **К. Кульмана** основан на допущениях, принятых Понселе [27]. Согласно рис. 1.4.5, задавая различные наклоны линии BC , с помощью треугольников Понселе cde строится кривая Кульмана. Максимальная длина отрезка ed , обеспечивающая максимум значения равнодействующей давления грунта E , достигается в точке, где касательная к кривой Кульмана параллельна BD :

$$E = \gamma/2 * H * ed * AC / Bd. \quad (1.4.4)$$

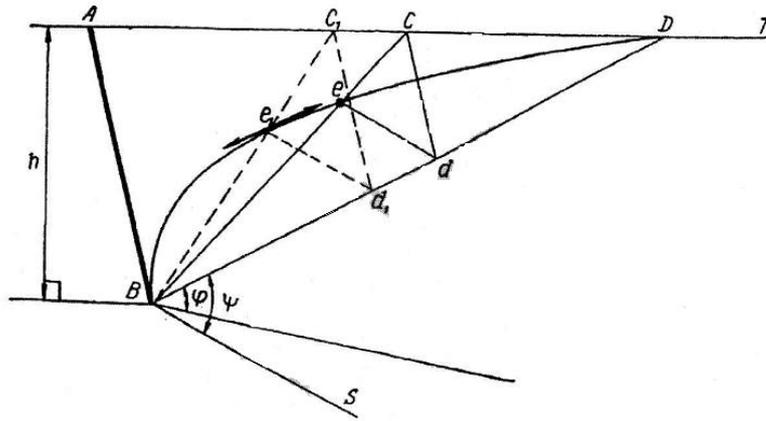


Рис. 1.4.5. Графический метод Кульмана

Позднее метод Кулона получил дальнейшее развитие: решены задачи для случаев приложения нагрузки на поверхность массива, для непрямолинейного контура свободной поверхности грунта, при наличии слоистой толщи, при действии гидродинамических сил, рассмотрено пассивное давление, направленное в сторону грунтового массива. Зная значение равнодействующей активного давления, направление ее действия и точку приложения, нетрудно проверить устойчивость подпорной стенки на сдвиг и/или опрокидывание.

Несколько позже **В.Ренкиным** в 1856 г. было впервые исследовано предельное состояние в каждой точке грунтового массива (в отличие от схемы Кулона, рассматривавшего тело обрушения, как твердый диск), В.Ренкин показал, используя условие прочности Мора - Кулона, что в массиве с наклонной свободной поверхностью могут возникать зоны предельного равновесия, заполненные прямыми линиями скольжения по двум направлениям, соответствующие активному и пассивному равновесию.

Остановимся на вопросе численных значений активного давления грунта [27]. Как при использовании теории линейно-деформируемой среды, так и теории предельного равновесия предполагается, что в случае однородной изотропной среды напряжения σ_y , по вертикальной оси y , направленной вниз, обусловлены только собственным весом среды γ и линейно возрастают с глубиной h :

$$\sigma_y = \gamma h. \quad (1.4.5)$$

Горизонтальное напряжение составляет:

$$\sigma_x = \xi \sigma_y, \quad (1.4.6)$$

где ξ - коэффициент бокового давления.

Таким образом, эпюры напряжения грунта в естественном состоянии для σ_x и σ_y имеют треугольный вид.

В случае линейно-деформируемой среды коэффициент бокового давления рассматривается как коэффициент давления в покое ξ_0 и может быть выражен через коэффициент Пуассона ν :

$$\xi_0 = v / (1 - v). \quad (1.4.7)$$

В случае предельного равновесия грунта коэффициент бокового давления ξ определяется кругом Мора при условии прочности грунта по Кулону. Поскольку наибольшее главное напряжение $\sigma_1 = \sigma_y$, а наименьшее $\sigma_2 = \sigma_x$, то:

$$\xi = \sigma_x / \sigma_y = \sigma_1 / \sigma_2 = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2). \quad (1.4.8)$$

Важный вопрос о справедливости предположения Ш. Кулона, касающегося треугольной эпюры активного давления грунта на подпорную стенку и соответствия метода и результатов расчета натурным явлениям, обсуждался многими исследователями. Испытания на крупномасштабных моделях, выполненные **К. Терцаги** и **Г.П. Чеботаревым**, показали *правомочность теории Ш. Кулона* при повороте жесткой стенки относительно её подошвы в сторону от массива. В то же время перемещения стенки параллельно самой себе, поворот относительно её верха или середины смешают точку приложения силы активного давления, и эпюра последнего приобретает вид близкий к параболе, а прямая линия скольжения трансформируется в кривую.

В таком случае, как показал К. Терцаги, значение силы давления численно совпадает с найденным по Кулону, но точка её приложения смещается с $1/3 H$ (считая от подошвы стенки) до середины стенки - на $1/2 H$.

Исследования с неплоской поверхностью скольжения тела обрушения начались с работ Ж.В. Буссинеска (1885г.), который разработал решение задачи Кулона при наличии трения грунта по задней грани подпорной стенки. Буссинеск доказал, что в такой постановке сползание тела обрушения происходит по криволинейной поверхности скольжения. Сетка линий скольжения при активном и пассивном давлении показана на рис. 1.4.6.

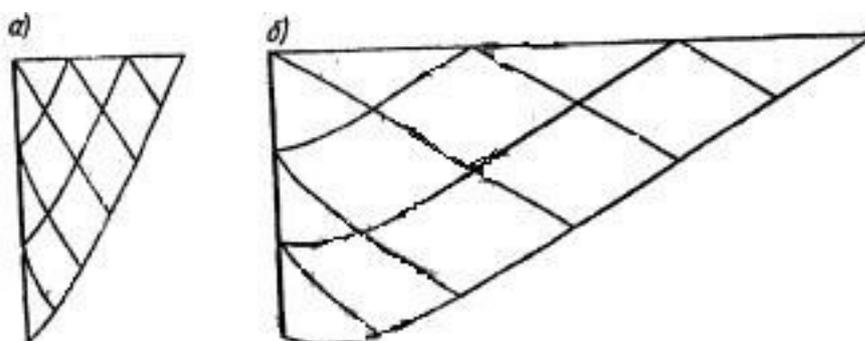


Рис. 1.4.6. Линии скольжения при равновесии по Буссинеску:
а – активное давление ($\delta + \varphi/2$); б – пассивное давление ($\delta - \varphi/2$).

1.4.3 Современные методы расчета устойчивости крепления котлованов

Метод Кранца

В последнее время получила признание схема потери устойчивости стенки котлована с анкерным креплением, предложенная Кранцем (см. [10]). В этом методе используется понятие «глубокой линии сдвига», идущей от низа стенки к воздушной поверхности грунтового массива и перерезывающей заделку грунтового анкера посередине (рис. 1.4.7).

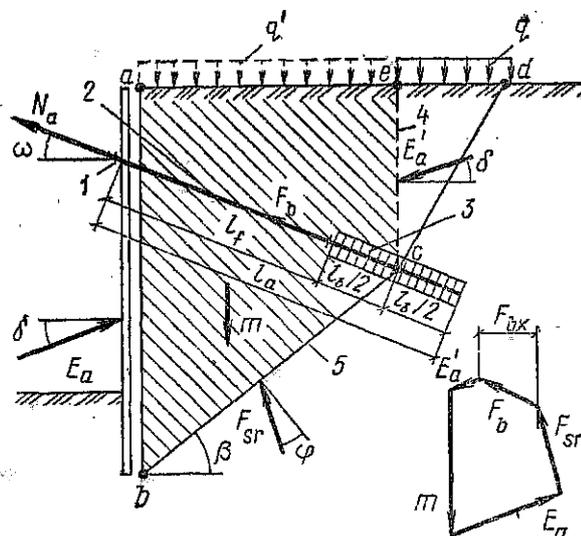


Рис. 1.4.7. Расчетная схема по Кранцу

Построенный из условия равновесия заштрихованной призмы силовой многоугольник $abce$ включает в себя вес грунта G , равнодействующую активного давления E_a на анкеруемое сооружение, силу реакции R_s , несущую способность анкера R_a и равнодействующую активного давления грунта E'_a на фиктивную анкерную стенку. Решение силового многоугольника позволяет определить горизонтальную проекцию R_{ax} несущей способности анкера, которая приводит заштрихованную призму в состояние предельной устойчивости.

Коэффициент устойчивости K_y системы "стена-грунт-анкер" на опрокидывание определяют из отношения:

$$K_y = R_{ax}/P_{wx} \geq \gamma_g \quad (1.4.9)$$

Метод круглоцилиндрической поверхности скольжения (КЦПС)

Данная методика состоит в предположении сдвига однородного массива грунта с прочностными характеристиками φ и c по круглоцилиндрической поверхности скольжения (см. [10]). Расчетная схема представлена на рис. 15. Неизвестными в данной схеме являются положение поверхности скольжения, суммарная сила трения R грунтового основания, распределение напряжений по дуге, описывающей поверхность скольжения. Проверка устойчивости выполняется сравнением моментов удерживающих и сдвигающих сил с учетом коэффициента запаса.

Положение поверхности скольжения предлагается определять используя график [26].

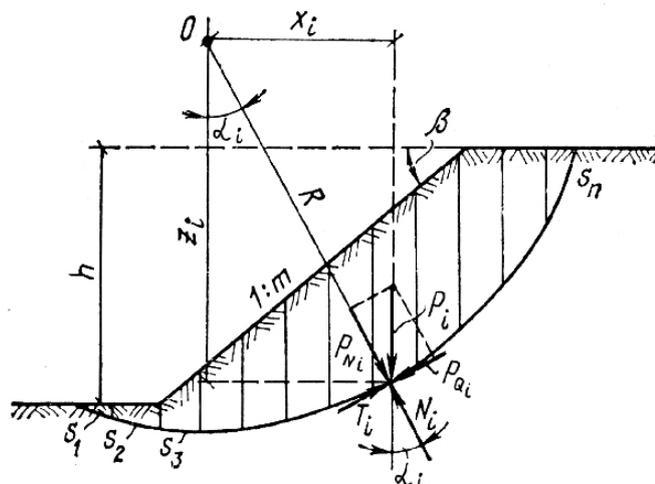


Рис. 1.4.8. Расчетная схема по КЦПС

Метод круглоцилиндрической поверхности скольжения целесообразно применять, когда откос сложен однородными грунтами. Метод предполагает, что сползание грунта может произойти лишь в результате вращения оползающего массива вокруг центра О (рис.1.4.8). Следовательно, поверхность скольжения ВВ в данном случае будет представлена дугой некоторого круга с радиусом R, очерченного из центра О. Оползающий массив рассматривается при этом как некоторый твердый блок, всеми своими точками участвующий в одном общем движении.

Степень устойчивости откоса оценивается различными методами («метод площадей», «метод круга трения» и т.д.). Принципиально наиболее простым из них и одновременно наиболее распространенным в нашей стране является так называемый метод моментов, сущность которого заключается в следующем.

Оползающий массив находится под воздействием двух моментов: момента $M_{вр}$, вращающего массив, и момента $M_{уд}$, удерживающего массив. Коэффициент устойчивости склона K_y определяется отношением этих моментов, т.е:

$$K_y = M_{уд}/M_{вр} \quad (1.4.10)$$

Теория предельного равновесия

Все ранее рассмотренные методы расчетов устойчивости подпорных стенок, ограждений котлованов с анкерами, откосов грунтовых массивов основывались на эмпирических или полуэмпирических приемах на использовании отдельных теоретических предпосылок.

Общая теория, охватывающая все основные случаи силового взаимодействия грунтов и инженерных сооружений и базирующаяся на основополагающих законах теории сплошной среды, строительной механики и механики грунтов, создана **В.В. Соколовским** (1942, 1954, 1960) [29].

По Соколовскому условие прочности, обеспечивающее отсутствие на любой площадке грунта соскальзывания, имеет вид:

$$|\tau_n| \leq (\sigma_n + H) \operatorname{tg} \varphi, \quad (1.4.11)$$

где $H=c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$ – предел прочности равномерному всестороннему сжатию.

На основе преобразованной системы уравнений равновесия грунтовой среды (1.4.12) и (1.4.13) Соколовский разработал общее численное приближенное решение по методу конечных разностей, составил рекуррентные формулы и указал пути решения основных краевых задач, охватывающих все многообразие проблемы сопротивляемости грунтов сдвигу при их взаимодействии с сооружениями:

- несущей способности и устойчивости оснований;
- несущей способности и устойчивости откосов;
- давления грунтов (активное и пассивное) на подпорные стенки;
- устойчивости подпорных стенок.

$$\begin{cases} dy = dx \cdot \operatorname{tg}(\beta - \mu) \\ dy = dx \cdot \operatorname{tg}(\beta + \mu) \end{cases} \quad (1.4.12)$$

$$\begin{cases} d\sigma - 2\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot d\beta = \gamma(dy - \operatorname{tg} dx) \\ d\sigma - 2\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot d\beta = \gamma(dy + \operatorname{tg} dx) \end{cases} \quad (1.4.13)$$

Во всех случаях форма граничной линии скольжения определяется без каких либо дополнительных условий, но расчеты разностным методом для приемлемой точности требуют достаточно густой сетки линий скольжения. Решения с таким объемом могут эффективно использоваться только с применением ЭВМ.

В то же время, решения Соколовского имеют ограничения: невозможно строго учесть действие сосредоточенных сил, ступенчатую нагрузку, сложный с переломами контур поверхности массива и поверхностей сооружений, сложное взаимодействие упругих и предельных зон и ряд других условий натуральных задач.

Итак, теория предельного равновесия создает основу для задач, требующих определения активного и пассивного давлений грунта на ограждение котлованов. Но существующие ограничения затрудняют ее применение в чистом виде без

дополнительных допущений, сводящих расчеты к приближенным методам, описанным выше.

Метод конечных элементов

В строительной механике, как науке о прочности и жесткости деформируемых твердых тел, данный метод прочно обосновался и в настоящее время занимает лидирующее положение среди численных методов анализа напряженно-деформированного состояния конструкций различного класса и назначения.

Основные идеи МКЭ были заложены еще в 50-е годы. С тех пор метод значительно изменился, получил солидное теоретическое обоснование и развитие. Одновременно с самим методом развивались и средства вычислений, а также и средства программного обеспечения, без которых невозможна реализация МКЭ.

Для МКЭ характерна четкая, физически наглядная интерпретация основных идей, многие из которых, в том или ином виде использовались ранее в инженерных задачах. По своей математической сущности МКЭ совпадает с широко известными вариационными методами решения задач механики деформируемых тел и его можно интерпретировать как своеобразную разновидность вариационно-разностных методов. Это создало основу для строгого математического обоснования МКЭ и решения таких вопросов, как сходимость и точность.

С применением *метода конечных элементов* возможно производить комплексные расчеты по 1-му и 2-му предельным состояниям. Однако в рассмотренных источниках отсутствует описание специфики моделирования ограждений котлованов и анкерного крепления при помощи МКЭ.

При создании расчетных моделей для решения геотехнических задач встает вопрос об использовании той или иной модели грунта.

Линейная упругая модель представляет закон Гука о изотропной линейной упругости. Модель включает два постоянных параметра жесткости: модуль Юнга и коэффициент Пуассона.

Упругопластичная модель Мора-Кулона требует задания пяти основных параметров, а именно: модуля Юнга, коэффициента Пуассона, сцепления, угла трения, и угла дилатансии. Дилатирующей средой является среда, в которой проявляются процессы дилатансии. Дилатансия - это изменение объема материала, вызванное деформациями сдвига. [36] В основу модели положен критерий прочности Мора-Кулона (1.4.1).

Существует, еще ряд более сложных моделей, описывающих физически нелинейную работу грунта, учитывающих дилатацию, уплотнение, различную сопротивляемость на растяжение и сжатие. Стандартные инженерно-геологические

изыскания не позволяют использовать данные модели, необходимо производить более сложные лабораторные испытания образцов. С математической точки зрения метод конечных элементов при решении нелинейных геотехнических задач изложен в трудах С.Ф. Клованича [30-35].

Геометрическая нелинейность, как правило, раскрывается шаговым или шагово-итеррационными методами расчета.

1.4.4 Выбор приближенного метода определения геометрических параметров анкерного крепления

Как правило, зная геологические, гидрогеологические и градостроительные условия опытный проектировщик может сразу назначить начальные геометрические параметры ограждения и анкерного крепления для расчетов в первом приближении. Основными принципами при задании этих параметров являются [37] (см. рис. 1.4.9):

- длина шпунта – $1,5h \div 2h$, где h – глубина котлована;
- при разработке котлована ниже подошв фундаментов окружающих зданий для предотвращения суффозии ограждение должно пересечь водонепроницаемые слои грунта и заглубиться в слой относительного водоупора не менее чем на 1 м;
- угол наклона грунтового анкера к горизонту- $20 \div 35^\circ$;
- угол наклона глубокой плоскости скольжения $\delta_k = \frac{2}{3}\varphi$ (около 20°);
- глубина залегания центра заделки анкера не менее 4м;
- центр заделки анкера должен лежать в глубокой плоскости скольжения;

После определения геометрических характеристик ограждения и анкерного крепления необходимо произвести приближенный расчет устойчивости графическим методом (Кранца или КЦПС). При положительном результате приближенного расчета можно переходить к линейному или нелинейному расчетам.

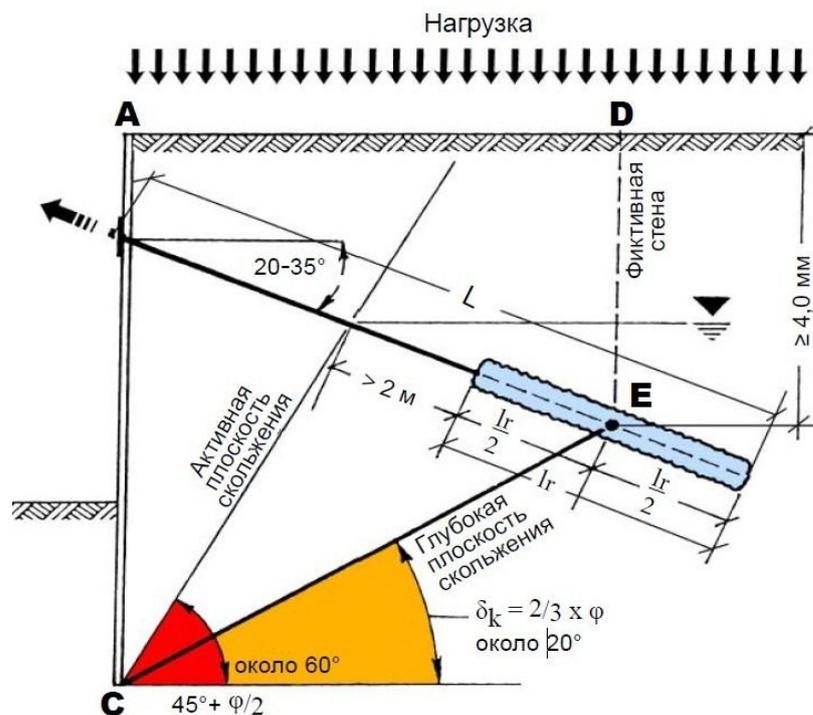


Рис. 1.4.9. Предельные геометрические параметры расположения грунтового анкера.

1.5 Выводы по главе. Постановка задачи исследования.

В результате анализа теоретических подходов к расчету анкерного крепления стен котлованов выявлена следующая последовательность оценки геометрических параметров анкерной крепи:

1. Изучение градостроительной обстановки. Выявление зданий, которые могут вызвать дополнительное давление на ограждение котлована. Обследование этих зданий, определение допустимых дополнительных осадок.
2. Изучение геологической и гидрогеологической ситуации площадки строительства. Определение возможных «несущих» слоев грунта, выявление водоупоров.
3. Определение начальных геометрических параметров ограждения и анкерного крепления
4. Расчет модели котлована по 1-му и 2-му предельному состояниям.
5. Сопоставление результатов с приближенными расчетами и нормативными значениями.

В рассмотренных источниках отсутствуют рекомендации по конечно-элементному моделированию анкерного крепления ограждений котлованов с учетом и без учета физической нелинейности грунта.

Из изложенного материала вытекают следующие задачи настоящей работы:

1. Оценка геометрических параметров грунтового анкера;

2. Создание конечно-элементной модели совместной работы грунта и шпунтового ограждения с анкерным креплением без учета геометрической нелинейности грунта;
3. Моделирование совместной работы грунта и шпунтового ограждения с анкерным креплением с учетом геометрической нелинейности грунта;
4. Проверка адекватности моделей в линейной и нелинейной постановках (по ВСН 506-88);
5. Оценка возможности применения линейного расчета для проектирования шпунтовых ограждений с анкерным креплением.

Глава II. Расчет анкерного крепления стен глубокого котлована современными методами

2.1. Описание объекта исследования. Геометрические и инженерно-геологические характеристики котлована.

Для приближения процесса расчета анкерного крепления шпунтового ограждения котлована к реальным условиям в качестве объекта исследования был выбран котлован для строительства 12-этажного жилого дома с подвалом и подземным паркингом по адресу: Санкт-Петербург, квартал 25 района Большой Охты, участок С-1.

Здание на участке С-1 представляет собой жилое четырехсекционное здание в железобетонном каркасе, 7-13-этажное, высотой до 39,2 м, со встроенной подземной автостоянкой.

Общие сведения

Пятно застройки расположено в глубине квартала по улице Абросимова, среди существующих зданий. Здание имеет Г-образную форму, глубина котлована относительно отметки планировки - 6,2 м, максимальная ширина - 19 м, максимальная длина - 98 м.

Относительная отметка 0.00 соответствует отн. отм. планировки (абс. отм. плюс 6,0 м). Минимальная отн. отм. дна котлована - минус 6.2 м (абс. отм. минус 0,2 м БС)

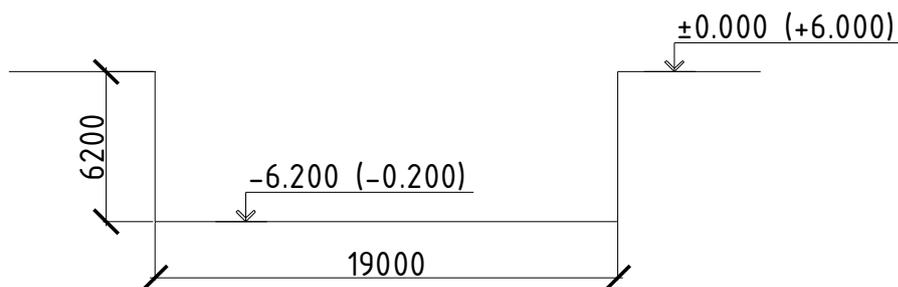


Рис.2.1.1. Схема профиля котлована

В зоне влияния вскрытия котлована на участке С-1 располагаются следующие здания: д.15/1 по Большеохтинскому проспекту, дома 3 и 5 по ул. Гусева.

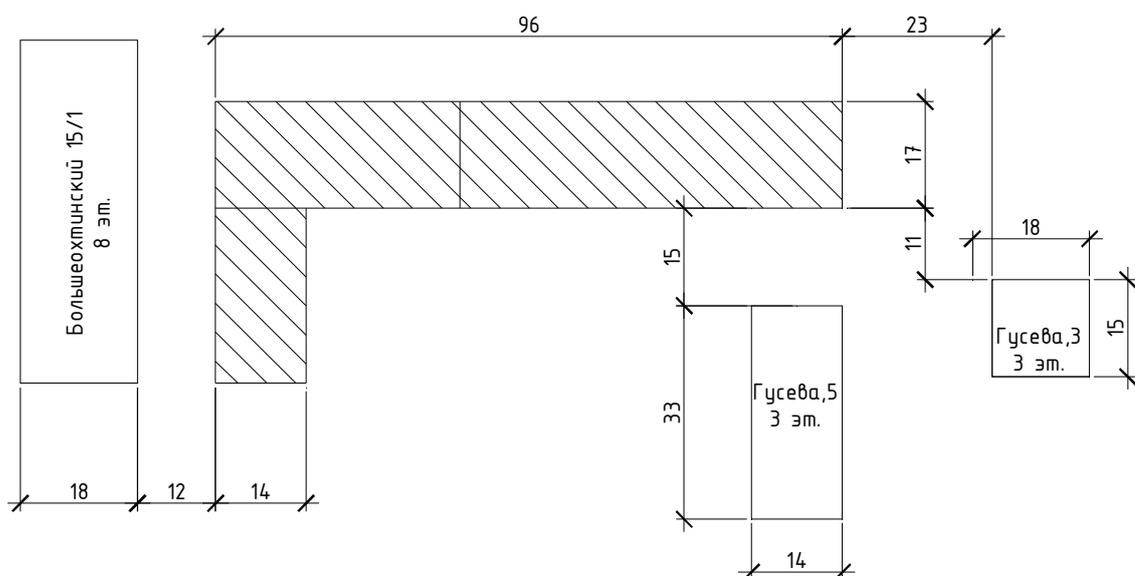


Рис.2.1.2. Схема расположения здания и окружающей застройки

Обследование д. 3 по ул. Гусева выполнялось ЗАО «Строй-Эксперт» в 2005 г. Здание жилое 3-этажное постройки 1950 г. Высота здания - 10,5 м. Размеры здания в плане 14,8x14,8 м. Конструктивная схема - с несущими стенами из кирпича. В здании имеется подвал. Фундаменты здания бутовые ленточные. При обследовании был вскрыт один шурф у торцевой стены. Фундамент ленточный бутовый из рваного постелистого известняка, глубина заложения фундамента - 1,336 м. В основании фундамента вскрыта супесь. Ближайшее расстояние от здания до корпуса С-1 по масштабу генплана - 23 м.

В соответствии с [38] здание по состоянию конструкций отнесено ко III категории технического состояния. Для данной категории зданий предельное ограничение дополнительной осадки - 2 см, дополнительного перекоса - 0,001 и дополнительного крена - 0,002. Согласно ВСН 490-87 и ТСН 50-302-2004 для зданий, отнесенных по техническому состоянию конструкций ко III категории, допустимое ускорение колебаний фундамента при выполнении строительных работ не должно превышать $0,15 \text{ м/с}^2$.

Обследование д. 5 по ул. Гусева выполнялось ООО «Жилкомэксперт» в 2007 г. Здание жилое 2-3-этажное постройки 1948 г, Размеры здания в плане около 14x33 м. Конструктивная схема - с несущими стенами из кирпича. В здании имеется подвал. Фундаменты здания бутовые ленточные. Обследования фундаментов не выполнялось. Ближайшее расстояние от здания до корпуса С-1 по масштабу генплана -15 м.

В соответствии с [38] здание по состоянию конструкций следует отнести к III категории технического состояния. Для данной категории зданий предельное ограничение дополнительной осадки - 2 см, дополнительного перекоса - 0,001 и дополнительного крена - 0,002. Согласно [38] для зданий, отнесенных по техническому состоянию конструкций ко III категории, допустимое ускорение

колебаний фундамента при выполнении строительных работ не должно превышать $0,15 \text{ м/с}^2$.

Обследование д. №15 корпус 1 по Большеохтинскому пр. выполнялось ЗАО «Строй-Эксперт» в 2005 г. Здание жилое 8-этажное постройки 1979 г. Высота здания - 24 м, Размеры здания в плане около 56x12 м. Конструктивная схема - с несущими стенами из кирпича. В здании имеется подвал. Фундаменты здания сборные железобетонные. При обследовании был вскрыт один шурф у продольной стены дворового фасада. Фундамент ленточный из сборного железобетона, глубина заложения фундамента - 2,082 м. В основании фундамента вскрыта супесь. Ближайшее расстояние от здания до корпуса С-1 по масштабу генплана – 12м.

В соответствии с [38] здание по состоянию конструкций следует отнести к II категории технического состояния. Для данной категории зданий предельное ограничение дополнительной осадки - 3 см, дополнительного перекоса - 0,0015 и дополнительного крена - 0,002. Согласно [38] для зданий, отнесенных по техническому состоянию конструкций к III категории, допустимое ускорение колебаний фундамента при выполнении строительных работ не должно превышать $0,2 \text{ м/с}^2$.

При оценке параметров ограждения будем ориентироваться на наихудшую категорию технического состояния зданий – третью – с предельно допустимой дополнительной осадкой – 2 см.

Геологические условия

Данные о геологических условиях приняты в соответствии с отчетом об инженерно-геологических изысканиях для разработки проекта жилых домов по адресу: СПб, Большая Охта, квартал 25, выполненных ГУП «Трест ГРИИ» в 2003 году.

Рассматриваемый участок строительства расположен в Красногвардейском районе, в кв. 25 Большой Охты. В геоморфологическом отношении территория входит в состав Приневской равнины. Рельеф поверхности на участке выдержан (абс. отм. 5.70-6.90 м БС).

В геологическом строении участка до глубины 51 м принимают участие современные морские и озерные (Im IV) отложения, верхнечетвертичные озерно-ледниковые (I_g III) и ледниковые (g III) отложения, среднечетвертичные озерно-ледниковые (I_g II) и флювиогляциальные отложения (д II), вендские отложения котлинского горизонта (V kt), перекрытые с поверхности насыпными грунтами (t IV).

Техногенные отложения представлены насыпными грунтами - песками супесями, суглинками с примесью органических веществ, гнездами

зоторфованности, включениями строительного мусора. Мощность техногенных отложений составляет 0,6...2,9 м, их подошва вскрыта на абс. отм. 3,0...5,0 м БС

Современные морские и озерные отложения представлены песками пылеватыми средней плотности с растительными остатками, супесями песчанистыми с растительными остатками текучими, суглинками песчанистыми с примесью органических веществ текучими, слабозоторфованными грунтами, песками пылеватыми плотными, супеши пылеватыми слоистыми текучими. Морские и озерные отложения залегают до глубины 16,5...21 м (до абс. отм. минус 10,2...минус 14,1 м БС). Мощность отложений составляет 14,8...18,2 м.

Озерно-ледниковые отложения Балтийского ледникового озера представлены суглинками пылеватыми ленточными текучими и суглинками пылеватыми слоистыми мягкопластичными. Подошва отложений вскрыта на глубине 25...28,2 м, на абс. отм. минус 18,4...минус 22,0 м, мощность отложений составляет 5,2... 10,9 м.

Ниже залегают лужские озерно-ледниковые отложения, представленные супесями песчанистыми с редким гравием, прослоями песков, пластичными и песками пылеватыми с прослоями супесей плотными. Подошва отложений находится на глубине 16...30,5 м, на абс. отм. минус 19,9...минус 24,2 м, их мощность составляет 1,0...3,3 м.

Ледниковые отложения лужской морены представлены супесями пылеватыми пластичными и супесями пылеватыми твердыми. Моренные отложения вскрыты до глубины 44,9...48,2 м, до абс. отм. минус 38,6...минус 41,1 м. Мощность отложений составила 15... 21,2 м.

Межледниковые отложения представлены суглинками пылеватыми с прослоями

песка, редким гравием, мягкопластичными мощностью 1,0...3,5 м. Подошва отложений вскрыта на глубине 47,8...50,2 м, на абс. отм. минус 41,4...минус 43,9 м БС.

Межледниковые отложения подстилаются флювиогляциальными отложениями, представленными песками гравелистыми плотными водонасыщенными с гнездами супесей. Мощность отложений составляет 0,5...0,6 м, подошва вскрыта на глубине 48,3...49,5 м, на абс. отм. минус 42,1...минус 42,6 м БС.

В основании вскрытой толщи залегают коренные отложения венда, представленные глинами пылеватыми твердыми.

Физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 2.1.

Гидрогеологические условия участка характеризуется наличием подземных вод, приуроченных к техногенным, современным морским и озерным, озерно-ледниковым отложениям. Зеркало грунтовых вод встречено на глубине 2,0...2,5 м, на абс. отм. плюс 3,7...плюс 4,9 м БС.

На абс. отм минус 0,1...плюс 0,7 м БС отмечены грунтовые воды с местным напором, приуроченные к морским и озерным пескам пылеватым плотным. Напорные воды встречены также на абс. отм. минус 41,4...минус 43,9 м, приуроченные к межледниковым пескам гравелистым. Величина напора составила 0,8...2,9 м.

В расчетах принято напластование грунтов по скважине №7978 с наиболее неблагоприятными физико-механическими характеристиками грунтов. Разрез по скважине представлен на рис. 2.1.3. Физико-механические характеристики грунтов см. таблицу 2.1. Уровень грунтовых вод принят на 0,9 м от поверхности.

Скважина №7978

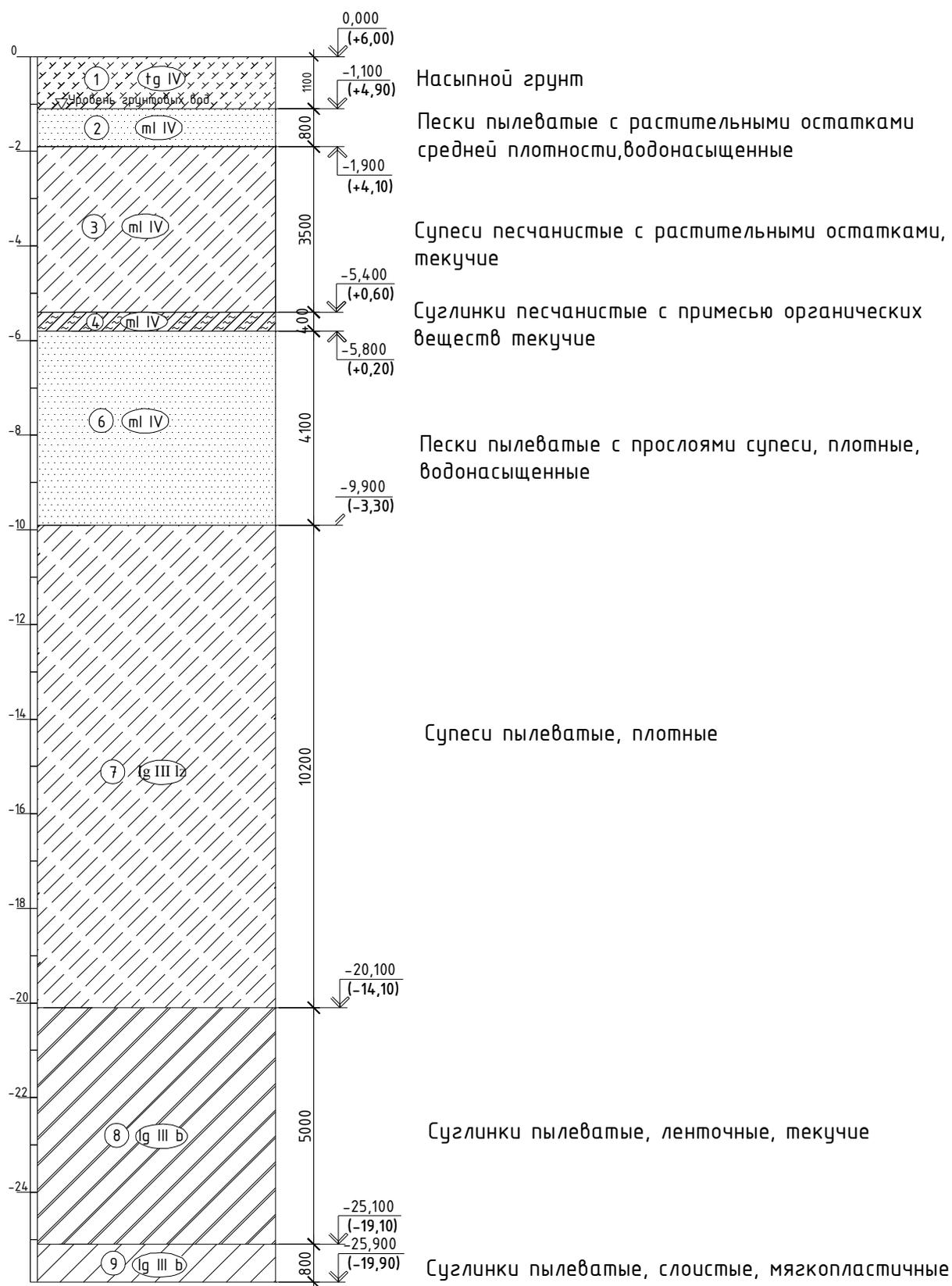


Рис.2.1.3. Принятое напластование грунтов для расчетов по скв. №7978

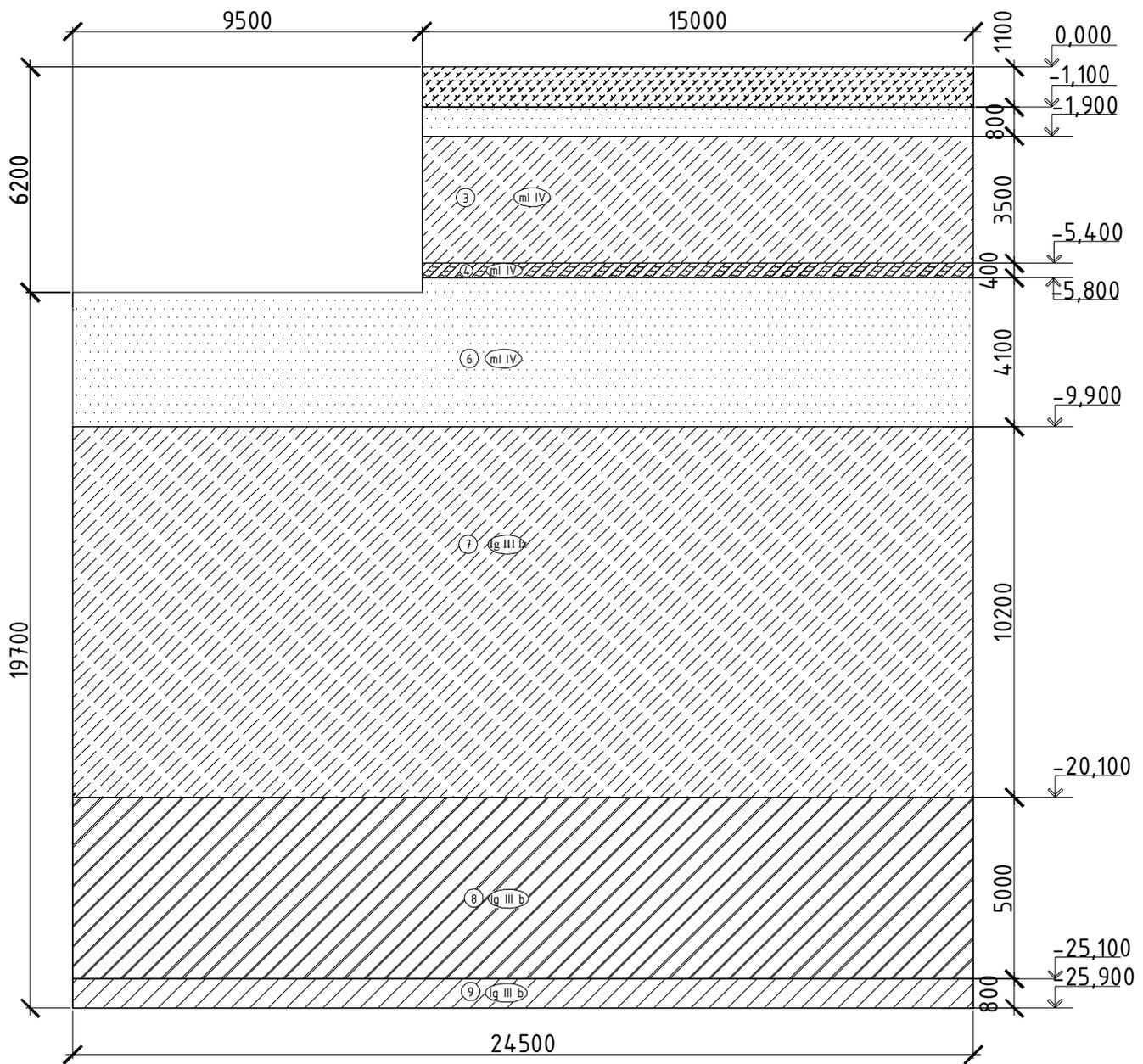


Рис.2.1.4. Разрез по котловану и крунтовой толще

Таблица 2.1

Физико-механические характеристики грунтов

№ ИГЭ	Наименование грунта	Геологический индекс	Объёмный вес γ , кН/м ³	Коэфф. пористости, e	Влажность W	Показатель текучести I_L	Угол вн. трения φ , °	Сцепление C , кПа	Модуль упругости E , кПа	Модуль деформации D
1	Насыпной грунт	tg IV	1,95						5000	6000
2	Пески пылеватые с растительными остатками средней плотности, водонасыщенные	mI IV	1,95	0,7			26	2	8333	10000
3	Супеси песчанистые с растительными остатками, текучие	mI IV	1,9	0,84	0,3	1,02	6	6	4166	5000
4	Суглинки песчанистые с примесью органических веществ, текучие	mI IV	1,56	1,589	0,57	1,36	5	8	3333	4000
6	Пески пылеватые с прослоями супеси, плотные, водонасыщенные	mI IV	2,07	0,55			30	4	15000	18000
7	Супеси пылеватые плотные	Ig III lz	2.11	0,5			31	5	17500	21000
8	Суглинки пылеватые, ленточные, текучие	Ig III b	1,87	1,01	0,37	1,2	7	7	5833	7000
9	Суглинки пылеватые, слоистые, мягкопластичные	Ig III b	1,93	0,87	0,31	0,73	15	8	7500	9000

2.2. Оценка геометрических параметров грунтового анкера. Расчет системы «ограждение-анкер-грунт» на устойчивость по методу Кранца.

Изучив геологические, гидрогеологические и градостроительные условия пятна застройки, определим геометрические параметры ограждения стен котлована и анкерного крепления.

Разработка котлована будет осуществляться до 5 м ниже отметки грунтовых вод. При осушении котлована необходимо исключить снижение уровня подземных вод ниже отметки подошвы существующих фундаментов, поскольку такое понижение приводит к дополнительному уплотнению песчаных грунтов за счет снятия взвешивающего действия воды и выносу частиц грунта из пылеватых песков (механическая суффозия). Для исключения этих негативных явлений по периметру котлована должно быть устроено ограждение, прорезающее водопроницаемые слои грунта и погружаемое в слой относительного водоупора на глубину не менее 1 м.

Кровля водоупоров (моренные отложения) находится на глубине порядка 30 м. На стадии производства работ нулевого цикла в качестве относительных водоупоров могут быть рассмотрены озерно-ледниковые пылевато-глинистые отложения с малым коэффициентом фильтрации (ИГЭ-7, 8). Ограждение должно прорезать толщу песчаных отложений ИГЭ-6. Таким образом, в качестве ограждающих конструкций целесообразно использовать шпунт, а глубина его погружения по гидрогеологическим условиям должна составлять не менее 10 м.

В качестве «несущего» слоя грунта рационально принять ИГЭ-6 (пески пылеватые с прослоями супеси, плотные, водонасыщенные) с модулем упругости большим в 3-4 раза, чем у вышележащих ИГЭ-3 и ИГЭ-4. Центр заделки анкера должен лежать на глубокой линии скольжения, проходящей через нижний конец шпунта под углом 20° к горизонту. Угол наклона анкера к горизонту примем 35° , для максимального погружения заделки в «несущий» слой грунта. В результате графических построений на пересечении оси анкера и линии глубокого скольжения определяем положение центра заделки. Длину заделки принимаем минимальной – 3м, получаем длину анкера – 13м. Таким образом глубина заложения заделки составила 8,9 м, что допустимо.

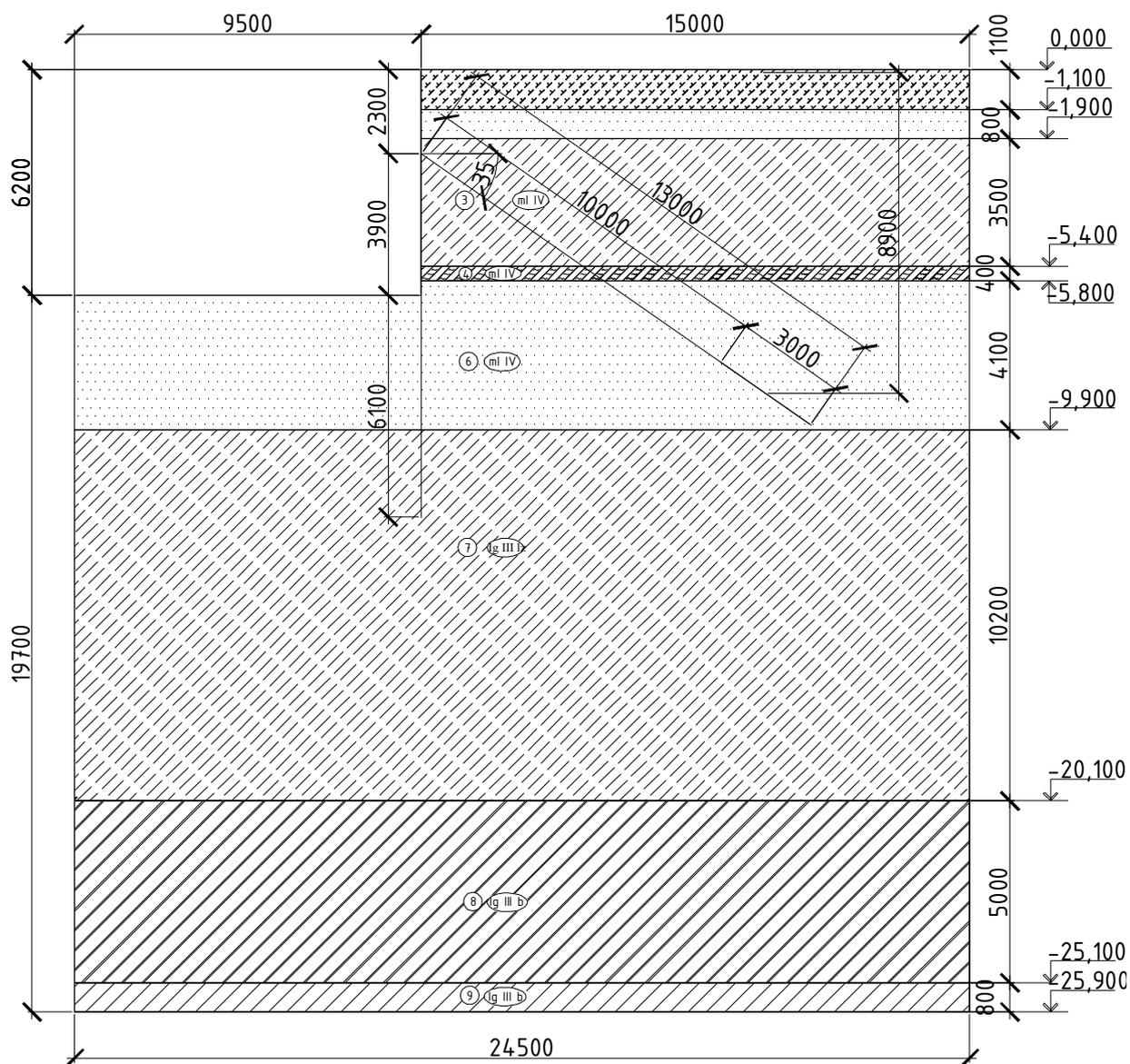


Рис. 2.2.1. Геометрические параметры расчетной схемы

Одним из наиболее распространенных приближенных методов расчета устойчивости системы «ограждение-анкер-грунт» является методика, описанная в [1], основанная на методе Кранца.

Оптимальное положение анкера в грунте подбирают в процессе расчета устойчивости системы «ограждение-анкер-грунт» на опрокидывание вокруг низа анкеруемой стенки исходя из условия, что *прочность грунтов на сдвиг преодолена и образуется глубокая линия скольжения*.

За «глубокую линию скольжения» принимают прямую между точкой поворота анкеруемой стенки и точкой *c*, расположенной посередине длины заделки анкера (рис. 2.2.2).

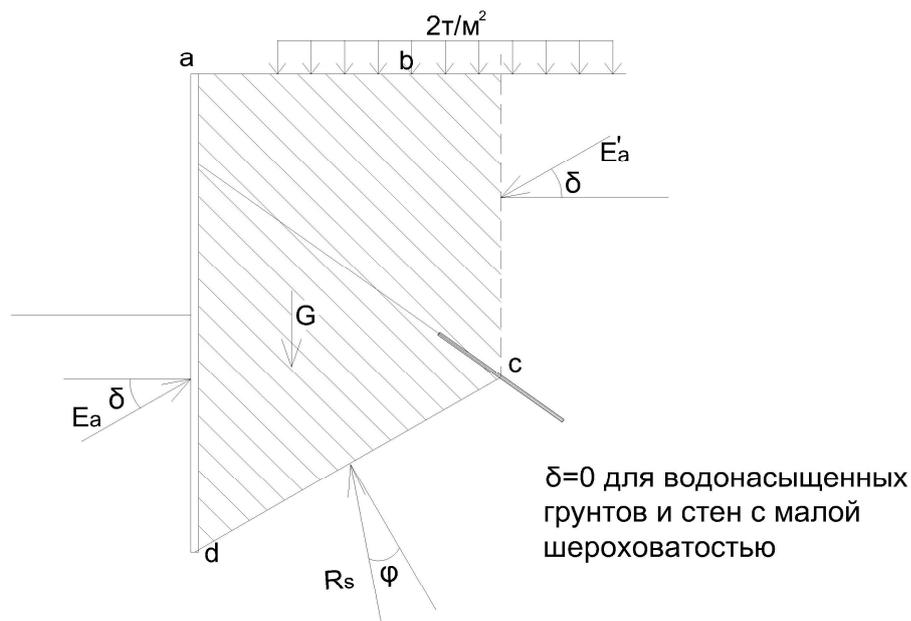


Рис. 2.2.2. Расчетная схема по методу Кранца

Построенный из условия равновесия заштрихованной призмы силовой многоугольник $abcde$ включает в себя вес грунта G над глубокой линией скольжения, равнодействующую активного давления E_a на анкеруемое сооружение, силу реакции R_s , несущую способность анкера P_a и равнодействующую активного давления грунта $E'a$ на фиктивную анкерную стенку. Решение силового многоугольника позволяет определить горизонтальную проекцию P_{ax} несущей способности анкера, которая приводит заштрихованную призму в состояние предельной устойчивости.

Коэффициент устойчивости K_y системы "стена-грунт-анкер" на опрокидывание определяют из отношения:

$$K_y = P_{ax}/P_{wx} \geq \gamma_g, \quad (2.2.1)$$

где P_a - расчетная предельная нагрузка на анкер, определяемая из расчета устойчивости системы "сооружение - анкер - грунт";

P_w - расчетная рабочая нагрузка на анкер - наиболее неблагоприятная комбинация внешних нагрузок на закрепляемую конструкцию с учетом преднапряжения анкера.

Вес грунта G вычислим по формуле:

$$G = \gamma_{cp} \cdot S \cdot T, \quad (2.2.2)$$

где S - площадь призмы обрушения;

T - толщина призмы обрушения, принимаемая равной 1 м;

γ_{cp} - усредненный объемный вес грунта.

Вычислим вес грунта:

$$G = 19 \cdot 98,3 \cdot 1 = 1867,7 \text{ кН} .$$

Для нахождения равнодействующей силы суммарного активного давления на анкеруемую стенку вычислим значения активного давления и построим эпюру.

Суммарное активное давление на глубине Z будем находить по формуле:

$$\sigma_{ha} = \sigma_a + \sigma_w + \sigma_q, \quad (2.2.3)$$

где σ_a - активное давление грунта;

σ_w - гидростатическое давление воды на шпунт;

σ_q - составляющая активного давления от нагрузки на попераности.

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \lambda_a - c(1 - \lambda_a) / \text{tg} \varphi, \quad (2.2.4)$$

где λ_a - коэффициент активного давления грунта, рассчитываемый по формуле:

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2) \quad (2.2.5)$$

$$\sigma_w = h \cdot \gamma_w, \quad (2.2.6)$$

где h – высота водяного столба;

γ_w - удельный вес воды.

$$\sigma_q = q \cdot \lambda_a, \quad (2.2.7)$$

где q принимаем равным $2,0 \text{ т/м}^2$.

Расчет суммарного активного давления на анкеруемую стенку выполним в табличной форме.

Таблица 2.2.1

Расчет суммарного активного давления на анкеруемую стенку

$z, \text{ м}$	$\gamma, \text{ кН/м}^3$	$\varphi, ^\circ$	$c, \text{ кПа}$	λ_a	$\sigma_a, \text{ кПа}$	$h, \text{ м}$	$\sigma_w, \text{ кПа}$	$\sigma_q, \text{ кПа}$	$\sigma_{ha}, \text{ кПа}$
1,90	19,50	26	2	0,39	13,25	0,80	8,00	7,81	29,06
5,40	19,30	6	6	0,81	83,36	4,30	43,00	16,21	142,57
5,80	19,00	5	8	0,84	91,25	4,70	47,00	16,79	155,04
9,90	20,10	30	4	0,33	63,66	8,80	88,00	6,67	158,33
12,30	21,10	31	5	0,32	79,68	11,20	112,00	6,40	198,08

Построим эпюру активного давления и получим равнодействующую (рис.2.2.3).

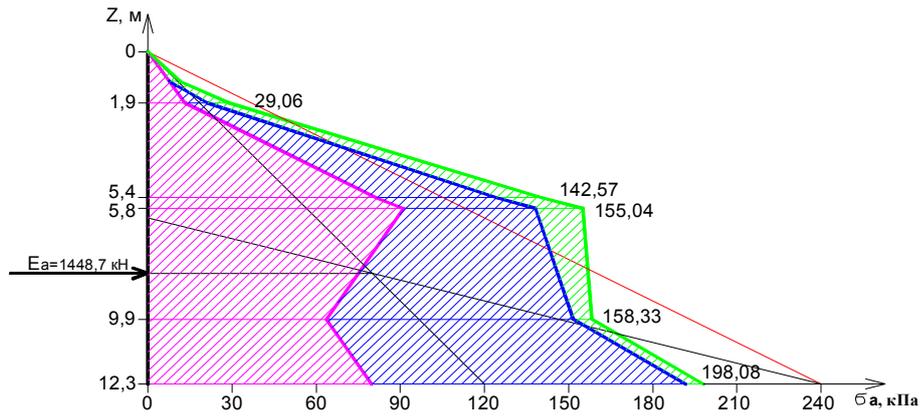


Рис.2.2.3. Эпюра активного давления на анкеруемую стенку

Расчет активного давления на фиктивную анкерную стенку также выполним при помощи таблицы (табл. 3.2.2) и графических построений (рис. 2.2.4).

Таблица 2.2.2

Расчет суммарного активного давления на фиктивную анкерную стенку

$z, \text{ м}$	$\gamma, \text{ кН/м}^3$	$\varphi, ^\circ$	$c, \text{ кПа}$	λ_a	σ_a	$h, \text{ м}$	σ_w	σ_q	σ_{ha}
1,90	19,50	26	2	0,39	13,25	0,80	8,00	7,81	29,06
5,40	19,30	6	6	0,81	83,36	4,30	43,00	16,21	142,57
5,80	19,00	5	8	0,84	91,25	4,70	47,00	16,79	155,04

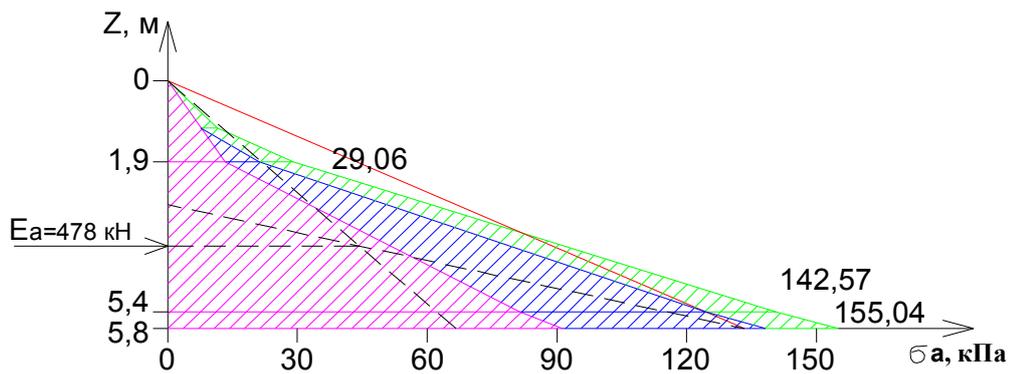


Рис.2.2.4. Эпюра активного давления на фиктивную анкерную стенку

Силу реакции массы грунта R_s над глубокой линией скольжения вычислим по формуле:

$$R_s = G / \cos \varphi \quad (2.2.8)$$

$$R_s = 1867 / \cos 10^\circ = 1896 \text{ кН}$$

В результате построения силового многоугольника (рис. 2.2.5) находим горизонтальную составляющую усилия в анкерной тяге, которая приводит заштрихованную призму в состояние предельной устойчивости.

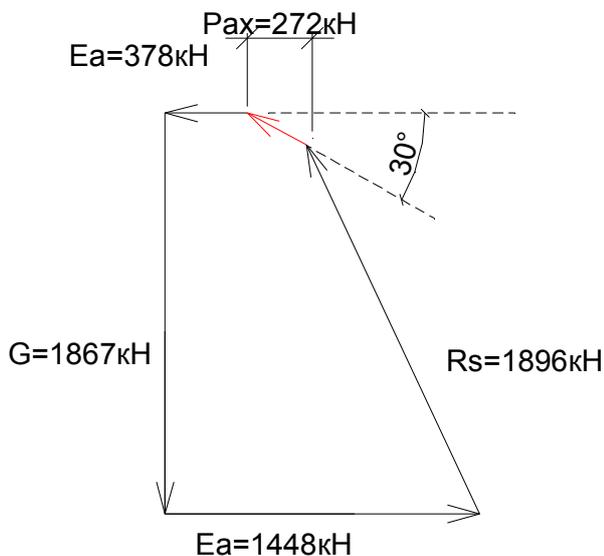


Рис.2.2.5. Построение силового многоугольника.

Находим значение горизонтальной составляющей усилия в анкерной тяге, которая приводит заштрихованную призму в состояние предельной устойчивости с учетом шага анкеров $d=3,6$ м:

$$P_{ax} = 272 \cdot 3,6 = 980 \text{ кН}$$

Задаем коэффициент запаса устойчивости, для временных анкеров $\gamma_g = 2$, и вычисляем горизонтальную составляющую расчетной рабочей нагрузки на анкер (с учетом шага анкеров 3,6 м):

$$P_{wx} = P_{ax} / K_y = 980 / 2 = 485 \text{ кН} \approx 490 \text{ кН} \quad (2.2.9)$$

Результаты рсчета:

1. горизонтальная составляющая расчетной предельной нагрузки на анкер, определяемой из расчета устойчивости системы "сооружение - анкер - грунт" с учетом шага анкеров 3,6 м - $P_{ax} = 980 \text{ кН}$;
2. рекомендуемый угол наклона анкера к горизонту - 30° ;
3. расчетная рабочая нагрузка на анкер (при изначально принятом угле наклона 35° по геологической обстановке) $P_w = 490 / \cos 35^\circ = 600 \text{ кН}$.

2.3. Расчет несущей способности элементов анкерного крепления по действующим нормативным документам

2.3.1. Расчет несущей способности по грунту

Расчет ведется в соответствии с ВСН 506-88 «Проектирование и устройство грунтовых анкеров».

Расчетная нагрузка на анкер по несущей способности основания должна устанавливаться из условия:

$$P_d \geq P_w * \gamma_n \quad (2.3.1)$$

где, P_d – расчетная нагрузка на анкер по несущей способности;

$P_w = 60 \text{ т} = 600 \text{ кН}$ – рабочая нагрузка анкера;

γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным:

$\gamma_n = 1,4$ – для постоянных анкеров;

$\gamma_n = 1,2$ – для временных анкеров;

Так как рассчитываемый анкер должен обеспечить несущую способность ограждения котлована только на время нулевого цикла строительства здания, считаем его временным и принимаем $\gamma_n = 1,2$.

Расчетная нагрузка определяется по следующей формуле:

$$P_d = \pi * D_k * \ell_k * (1 + \sin \varphi) (\sigma_{од} * \operatorname{tg} \varphi + c_1) * K_p * \gamma_c \quad (2.3.2)$$

где, $D_k = 350 \text{ мм} = 0,35 \text{ м}$ – диаметр заделки (корня) анкера;

$\ell_k = 3,0 \text{ м}$ – длина заделки (корня) анкера;

$\varphi = 30^\circ$ – расчетное средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунта по длине заделки анкера;

$C_1 = 4 \text{ кПа}$ – расчетное средневзвешенное значение удельного сцепления грунта по длине заделки анкера;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от грунта;

$\gamma_c = 0,72$ – для песчаных грунтов;

$\gamma_c = 0,64$ – для пылеватых (по п.3.2.7 ВСН 506-88);

Заделка анкера лежит в слое пылеватых песков с прослоями супеси. Принимаем значение коэффициента $\gamma_c = 0,72$.

$\sigma_{од}$ – усредненное по боковой поверхности анкера природное напряжение грунта, определяется по следующей формуле:

$$\sigma_{од} = 0,5 * (\gamma_l * h_k + g) (\xi_0 + \sqrt{\operatorname{Cos}^2 \alpha + \xi_0^2 * \operatorname{Sin}^2 \alpha}) \quad (2.3.3)$$

где, γ_l – средневзвешенное значение по глубине h_k удельного веса грунта с учетом взвешивающего действия воды;

По высоте h_k находится 5 слоев грунта: ИГЭ1 – насыпной грунт ($\gamma_1=1,95$ кН/м³), ИГЭ2 - песок пылеватый с растительными остатками средней плотности ($\gamma_1=1,95$ кН/м³), ИГЭ3 - супеси песчанистые с растительными остатками ($\gamma_1=1,9$ кН/м³), ИГЭ4 - суглинки песчанистые с примесью органических веществ ($\gamma_1=1,56$ кН/м³), ИГЭ6 - пески пылеватые с прослоями супеси ($\gamma_1=2,07$ кН/м³).

Средневзвешенное значение:

$$\gamma_I = (19,5*1,1 + 19,5*0,8 + 19*3,5 + 15,6*0,4 + 20,7*3,1) / (1,1 + 0,8 + 3,5 + 0,4 + 3,1) = 19,54 \text{ кН/м}^3$$

$h_k=8,9$ м – глубина заложения центра заделки анкера от поверхности грунта;

ξ_0 - коэффициент бокового давления грунта в природном состоянии:

$\xi_0=0,43$ – для песка и супеси;

$\xi_0=0,55$ – для суглинка;

$\xi_0=0,72$ – для глины (по п.3.2.8 ВСН 506-88);

Значение коэффициента $\xi_0=0,43$.

$g=2$ т/м² = 20 кН/м² - приведенная к равномерно-распределенной в уровне центра заделки нагрузка на поверхности и от соседних фундаментов зданий;

$\alpha=35^\circ$ – угол наклона анкера к горизонтали.

K_p – коэффициент, зависящий от отношения диаметра скважины к диаметру заделки, природного напряжения, прочностных и деформационных характеристик грунта, находящегося в зоне заделки. Определяется по формуле:

$$K_p = \left\{ [1,01 - (D_c / D_k)^2] / [1,01 - A_1^2 / (1 + A_1^2)] \right\}^\theta \quad (2.3.4)$$

где

$$A_1 = E_0 / (1 + \nu_0) (\sigma_{од} + c_1 * ctg\varphi) * Sin\varphi; \quad (2.3.5)$$

$$\theta = \frac{Sin\varphi}{1 + Sin\varphi}; \quad (2.3.6)$$

E_0 – средневзвешенное значение модуля деформации грунта по длине заделки;

$E_0 = 18000$ кПа;

$\nu_0=0,3$ - средневзвешенное значение коэффициента Пуассона;

$D_c = 150$ мм = 0,15 м – диаметр скважины.

Ход расчета:

Напряжение грунта $\sigma_{од}$:

$$\sigma_{од} = 0,5 * (\gamma_I * h_k + g) (\xi_0 + \sqrt{Cos^2\alpha + \xi_0^2 * Sin^2\alpha}) = 0,5 * (19,54 * 8,9 + 20) * (0,43 + \sqrt{Cos^2 35 + 0,43^2 * Sin^2 35}) = 86,32 \text{ кПа} \quad (2.3.7)$$

Коэффициент A_1 :

$$A_1 = E_0 / (1 + \nu_0) (\sigma_{од} + c_1 * ctg\varphi) * Sin\varphi = 18000 / (1 + 0,3) * (86,32 + 4 * ctg30) * sin 30 = 297 \quad (2.3.8)$$

Значение θ :

$$\theta = \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{\sin 30}{1 + \sin 30} = 0,333 \quad (2.3.9)$$

Коэффициент K_p :

$$\begin{aligned} K_p &= \left\{ \frac{[1,01 - (D_c / D_k)^2]}{[1,01 - A_1^2 / (1 + A_1^2)]} \right\}^\theta = \\ &= \left\{ \frac{[1,01 - (0,15 / 0,35)^2]}{[1,01 - 297^2 / (1 + 297^2)]} \right\}^{0,281} = 4,35 \end{aligned} \quad (2.3.10)$$

Расчетная нагрузка P_d :

$$\begin{aligned} P_d &= \pi * D_k * \ell_k * (1 + \sin \varphi) (\sigma_{од} * tg \varphi + c_1) * K_p * \gamma_c = \\ &= 3,14 * 0,35 * 3 * (1 + \sin 30) (86,32 * tg 30 + 4) * 4,35 * 0,72 = 834,7 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2.3.11)$$

Проверка условия устойчивости:

$$\begin{aligned} P_d &\geq P_w * \gamma_n \\ 834,7 &\geq 600 * 1,2 = 720 \end{aligned} \quad (2.3.12)$$

Условие устойчивости выполняется.

2.3.2. Расчет несущей способности по материалу тяги

Тяга анкера изготавливается из стали 35ГС с нарезной резьбой.

Площадь сечения тяги анкера должна удовлетворять условию:

$$F_a \geq 1,3 P_w / \sigma_T \quad (2.3.13)$$

где, F_a – площадь поперечного сечения анкера;

$P_w = 600$ кН – рабочая нагрузка анкера;

$\sigma_T = 785$ МПа – предел текучести стали 35ГС.

$$F_a \geq 1,3 * 600 * 10^3 / 785 * 10^6 = 9,9 * 10^{-4} \text{ м}^2 = 9,9 \text{ см}^2 \quad (2.3.12)$$

Принимаем тягу из арматурной стали 35ГС диаметром $d=40$ мм ($F_a=12$ см²).

Глава III. Расчет анкерного крепления стен глубокого котлована с применением метода конечно-элементного анализа.

3.1 Расчет без учета физической нелинейности грунта

Под физической нелинейностью грунта понимается нелинейная зависимость деформаций от нагружения. В главе 2 было рассмотрено три состояния грунта в зависимости от его нагружения вплоть до предельной нагрузки: линейно-упругого; упруго-пластического и упруго-пластического с локализацией деформаций (рис. 4.1.1)

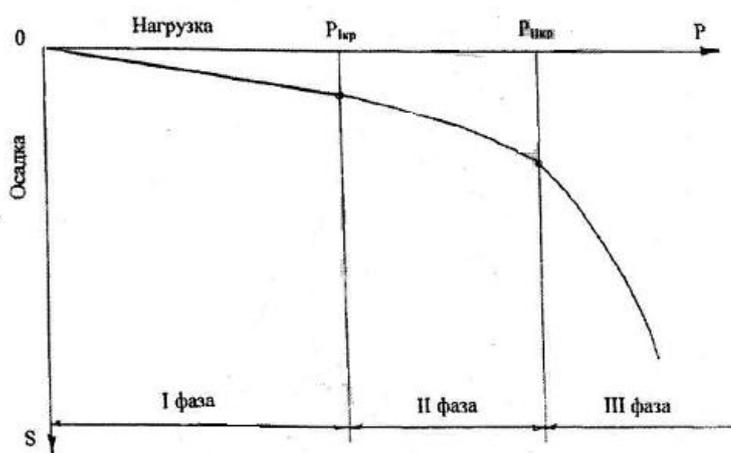


Рис.3.1.1. Три фазы нагрузки и деформации грунтов:
I фаза – уплотнение грунтов; II фаза – развитие начальных сдвигов;
III фаза – потеря общей устойчивости (выпирание грунтов)

Для моделирования котлована использовался программный комплекс SCAD. В основу расчета положен метод конечных элементов с использованием в качестве основных неизвестных перемещений и поворотов узлов расчетной схемы. В связи с этим идеализация конструкции выполнена в форме, приспособленной к использованию этого метода, а именно: система представлена в виде набора тел стандартного типа (стержней, пластин, оболочек и т.д.), называемых конечными элементами и присоединенных к узлам.

Расчет в ПК SCAD ведется без учета физической нелинейности грунтов. Грунт моделируется объемными элементами с заданной жесткостью. Предполагается, что напряжения и деформации развиваются по закону Гука, то есть нагрузка и деформации лежат в зоне «I фазы», сдвиговые деформации отсутствуют, грунт сохраняет устойчивость.

3.1.1 Принятые допущения

1. Исследуется окончательная конструкция котлована, (постадийное возведение не учитывается)
2. Рассматривается сегмент котлована, толщина которого равна шагу грунтовых анкеров, таким образом задача сводится к «плоской».
3. Ниже моделируемых слоев грунта вертикальные деформации отсутствуют.
4. За пределами рассматриваемой области грунтов в плане вертикальные деформации перестают развиваться, а горизонтальные – отсутствуют.
5. Расчет в ПК SCAD ведется без учета физической нелинейности грунтов. Грунт моделируется объемными элементами с заданной жесткостью. Предполагается, что напряжения и деформации развиваются по закону Гука, то есть нагрузка и деформации лежат в зоне «I фазы», сдвиговые деформации отсутствуют, грунт сохраняет устойчивость.

3.1.2 Оценка геометрических параметров расчетной схемы

Изучив геологические, гидрогеологические и градостроительные условия пятна застройки, определим геометрические параметры ограждения стен котлована и анкерного крепления.

Разработка котлована будет осуществляться до 5 м ниже отметки грунтовых вод. При осушении котлована необходимо исключить снижение уровня подземных вод ниже отметки подошвы существующих фундаментов, поскольку такое понижение приводит к дополнительному уплотнению песчаных грунтов за счет снятия взвешивающего действия воды и выносу частиц грунта из пылеватых песков (механическая суффозия). Для исключения этих негативных явлений по периметру котлована должно быть устроено ограждение, прорезающее водопроницаемые слои грунта и погружаемое в слой относительного водоупора на глубину не менее 1 м.

Кровля водоупоров (моренные отложения) находится на глубине порядка 30 м. На стадии производства работ нулевого цикла в качестве относительных водоупоров могут быть рассмотрены озерно-ледниковые пылевато-глинистые отложения с малым коэффициентом фильтрации (ИГЭ-7, 8). Ограждение должно прорезать толщу песчаных отложений ИГЭ-6. Таким образом, в качестве ограждающих конструкций целесообразно использовать шпунт, а глубина его погружения по гидрогеологическим условиям должна составлять не менее 10 м.

В качестве «несущего» слоя грунта рационально принять ИГЭ-6 (пески пылеватые с прослоями супеси, плотные, водонасыщенные) с модулем упругости большим в 3-4 раза, чем у вышележащих ИГЭ-3 и ИГЭ-4. Центр заделки анкера должен лежать на глубокой линии скольжения, проходящей через нижний конец шпунта под углом 20° к горизонту. Угол наклона анкера к горизонту примем 35° , для максимального погружения заделки в «несущий» слой грунта. В результате

графических построений на пересечении оси анкера и линии глубокого скольжения определяем положение центра заделки. Длину заделки принимаем минимальной – 3м, получаем длину анкера – 13м. Таким образом глубина заложения заделки составила 8,9 м, что допустимо.

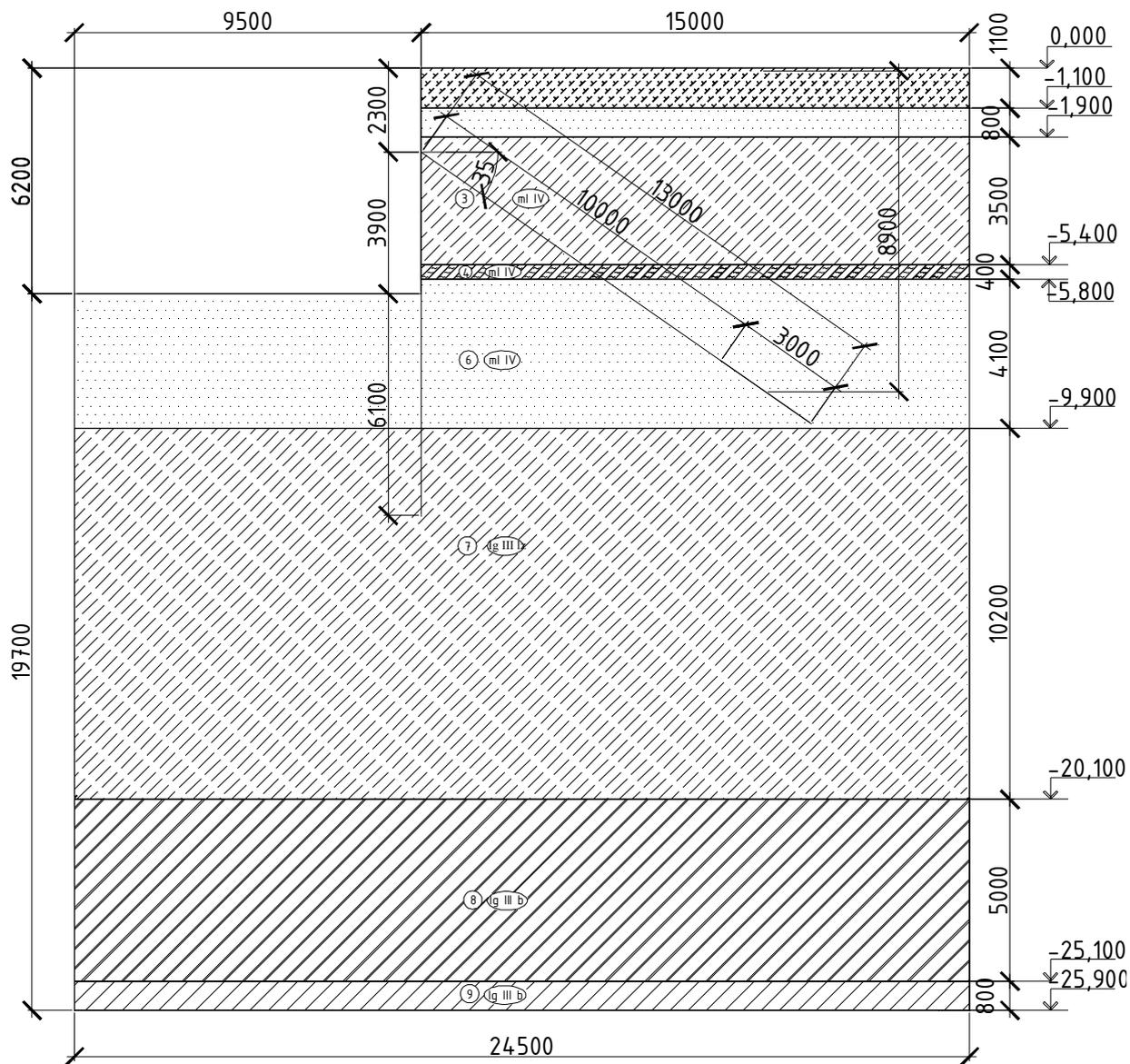


Рис. 3.2.1. Геометрические параметры расчетной схемы

3.1.3 Моделирование грунта

Грунт моделируется двумерными (плоско-напряженное состояние) 8-ми узловыми объемными элементами без промежуточных узлов.

Для описания жесткостных характеристик объемных элементов заданы следующие значения, принятые в соответствии с геологическими изысканиями:

- модуль упругости E (кПа), полученный из модуля деформации D по формуле:

$$E = D / 0,12 ; \quad (3.1.1)$$

- коэффициент Пуассона $\nu=0,3$;
- объемный вес γ (т/м³).

Размеры объемных элементов принимались порядка 1/50 от габаритов рассматриваемой области, т. е. 0,5 м. Высота элементов варьируется в зависимости от мощностей слоев грунтов, к которым они принадлежат, но отличаются не более чем на 25%.

Количество объемных элементов для моделирования грунта – 14000.

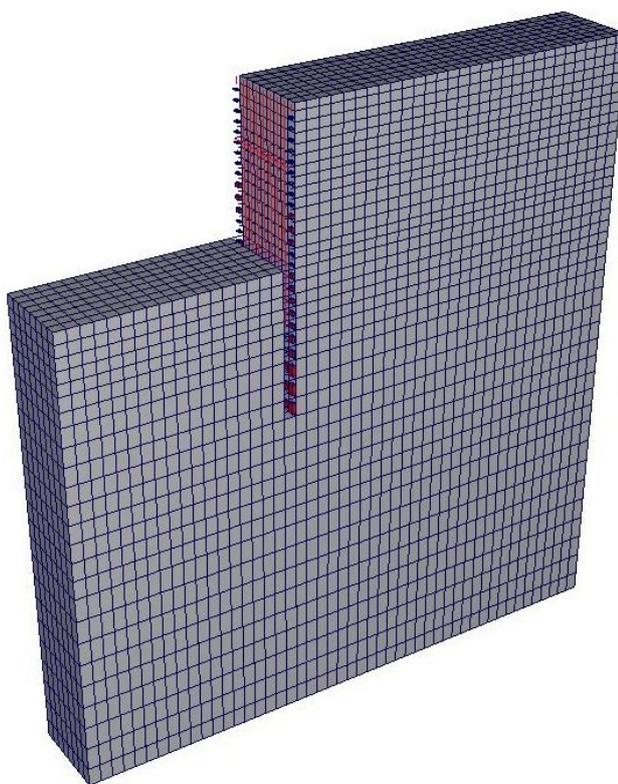


Рис. 3.1.3. Расчетная модель грунта с использованием объемных элементов

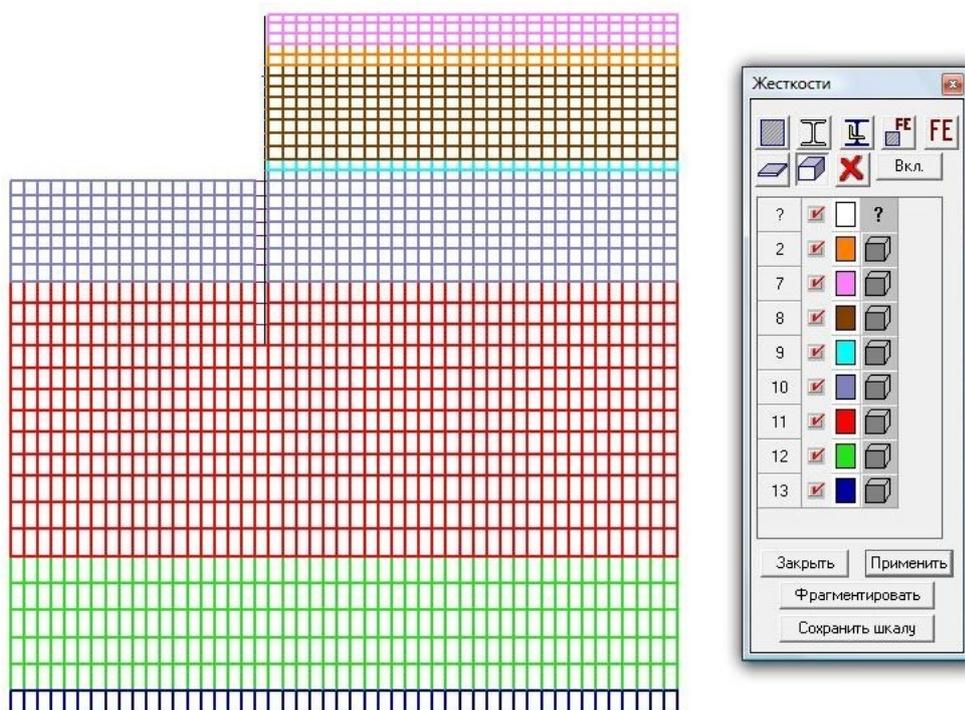


Рис. 3.1.3.2. Жесткостные характеристики грунтов

3.1.4 Моделирование шпунта

Для расчета в первом приближении принимаем стальной шпунт «Ларсен IV» по ТУ 14-1-4-71. Характеристики шпунта представлены в таблице 4.1.4.

Таблица 3.1.4

Геометрические характеристики шпунта Ларсен IV

Момент сопротивления, W_x (см ³)		Площадь сечения профиля, A (см ²)	Масса 1 м.п. шпунт. сваи, m (кг)	Толщина стенки профиля, t (мм)	
Отдельной шпунт. сваи	1 м.п. шпунт. стенки			Номинальный размер	Отклонение
405	2200	94,26	74	14,8	±2

Для разделения тяги анкера и его заделки между узлами оси вводится еще один, на заданном расстоянии от 2-го, равном длине заделки. Теперь ось анкера разделена на две части – заделку и тягу.

Для предотвращения возникновения изгибающих моментов в стержне тяги в узле, примыкающий к обвязочной балке задан шарнир, разрешающий угловые перемещения UY. После этого задаем сечение тяги:

- круглое сечение, $D=40$ мм;
- модуль упругости $E = 2,1 \cdot 10^7$ кПа;
- коэффициент Пуассона $\nu=0,3$;
- объемный вес стали $\gamma = 7,85$ т/м³.

Для моделирования заделки анкера прилегающие к ней объемные элементы разбиваются на аналогичные с гранями в 2 раза меньше. Сцепление заделки с грунтом моделируется тремя жесткими дисками: в начале, середине и конце заделки (рис. 3.1.5.1).

Жесткие диски сцепления представляют собой абсолютно жесткие тела, состоящие из 8-ми 3-узловых пластин. Пластины, из которых состоят диски сцепления, объединяют узлы заделки и ближайшие узлы объемных элементов. Габариты жестких дисков сопоставимы с диаметром корня анкера.

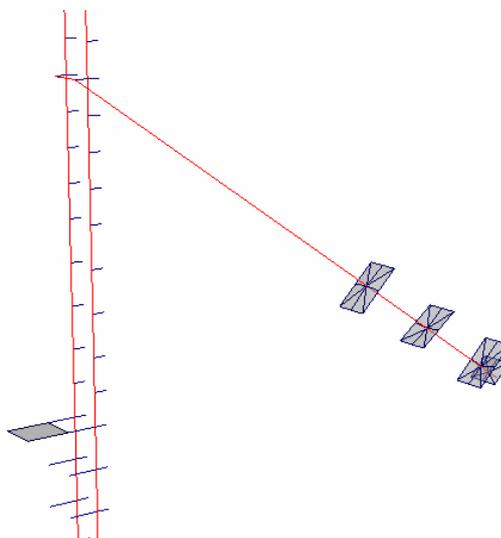


Рис. 3.1.5.1 Модель грунтового анкера с элементами заделки

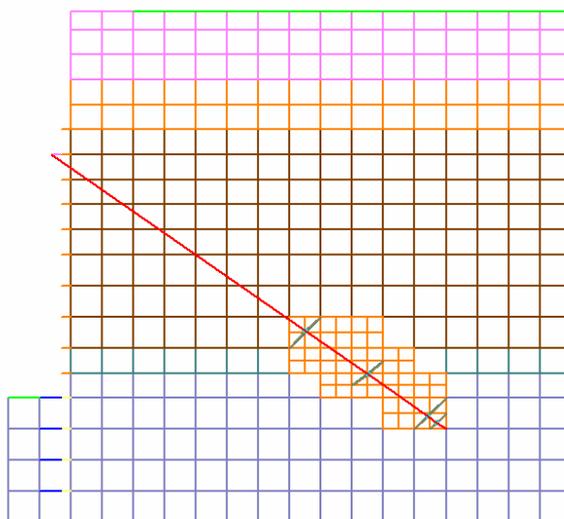


Рис. 3.1.5.2 Модель грунтового анкера с цветовым отображением жесткостей

3.1.6 Граничные условия

Исходя из принятых допущений на объемные элементы, моделирующие грунт, наложены следующие связи:

- по направлениям X , Y , Z , UX , UY , UZ - для нижних узлов нижнего ряда, используя допущение о том, что ниже моделируемых слоев грунта вертикальные деформации отсутствуют;
- по направлениям X , Y , UX , UY , UZ - для узлов, лежащих на продольной оси котлована и на границе моделируемого объема грунта, принимая во внимание допущение о том, что за пределами рассматриваемой области грунтов в плане вертикальные деформации перестают развиваться, а горизонтальные – отсутствуют;
- по направлению Y – для узлов, ограничивающих сегмент котлована, для сведения задачи к «плоской».

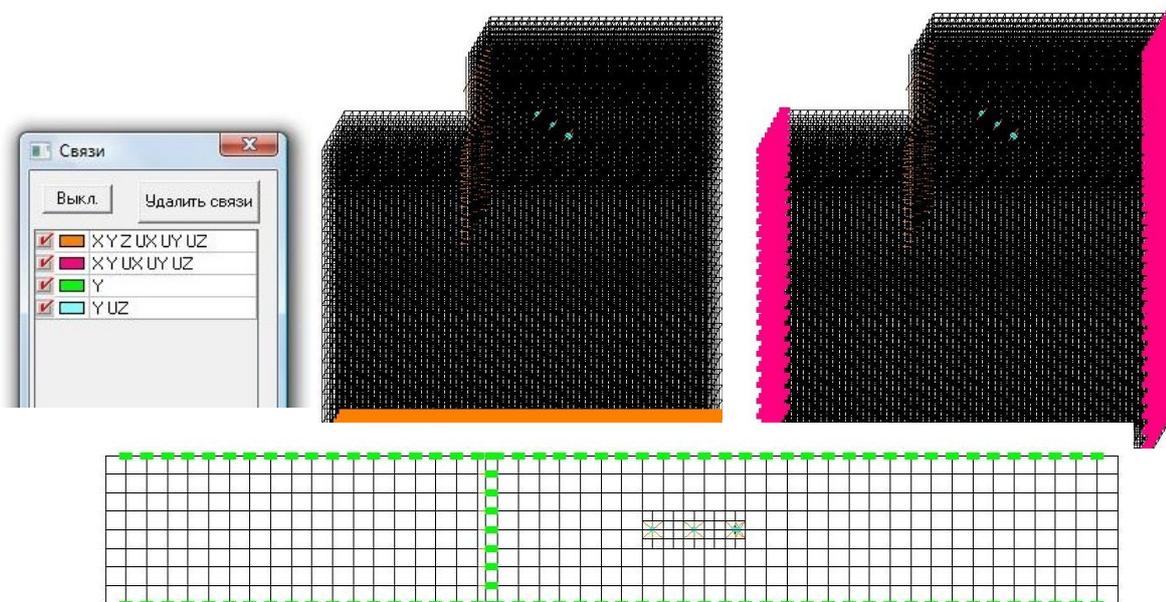


Рис. 3.1.6. Граничные условия для объемных элементов.

Граничные условия, на стержни, моделирующие грунт, заданы следующим образом: объемные элементы, примыкающие к стержням удалены и заменены упругими связями (элемент типа 55), жесткость которых задана в зависимости от модуля упругости удаленных объемных элементов. На узлы упругих связей наложены связи по направлению Z для предотвращения смещения штержней шпунта по данному направлению и сохранения условий плоской задачи.

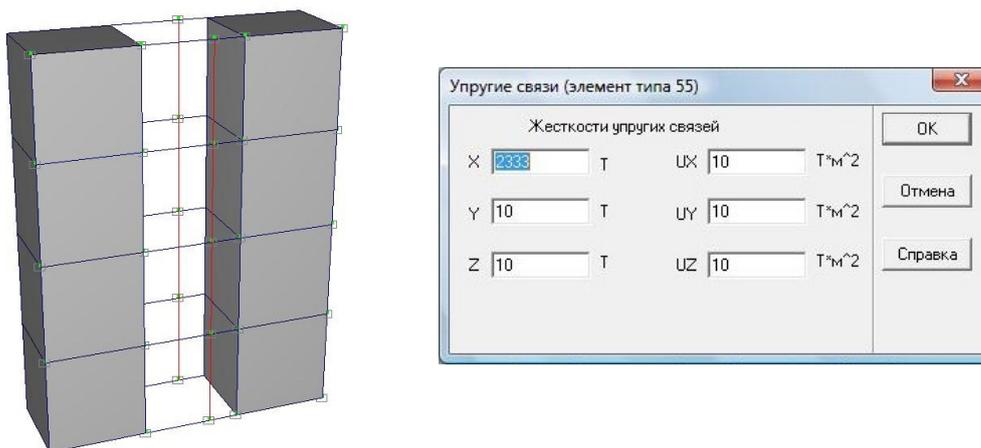


Рис. 3.1.6.2. Граничные условия для стержней шпунта.

Закрепление обвязочной балки, через которую усилие от шпунта передается на анкер выполнено упругими связями (элемент типа 55) большой жесткости (10000т по каждому направлению) для моделирования жесткого сопряжения балки и элементов шпунтовой стенки. Для обеспечения условий плоской задачи и корректного распределения усилий в элементах на крайние узлы обвязочной балки наложены связи по направлениям Y и UZ .

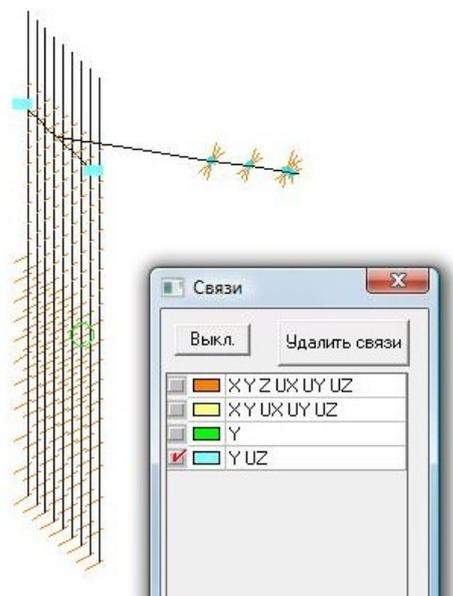


Рис. 3.1.6.3. Закрепление обвязочной балки.

3.1.7 Нагрузки

Нагрузки, прикладываемые к расчетной схеме представлены в таблице 3.1.5.

Таблица 3.1.5

Нагрузки на расчетную схему

Тип нагрузки	P_n	γ_f	P	K_1	K_2	K_3
Постоянные:						
Собственный вес грунта и конструкций	SCAD	1,15	SCAD	1	0,87	0,87
Гидростатическое давление грунтовых вод на шпунт	1 т/мп	1,1	$0 \div 2,3$ т/м ² (1,1*Z)	1	0,91	0,91
Временные длительного действия						
С.в. строит. машин и оборудования	1,65 т/мп	1,2	2,0 т/м ²	0,95	0,79	0,79
Преднапряжение	60т	1,2	72т	0,95	-	0,79

Задание собственного веса производится автоматически, с указанием коэффициента надежности по нагрузке (для грунта 1,1).

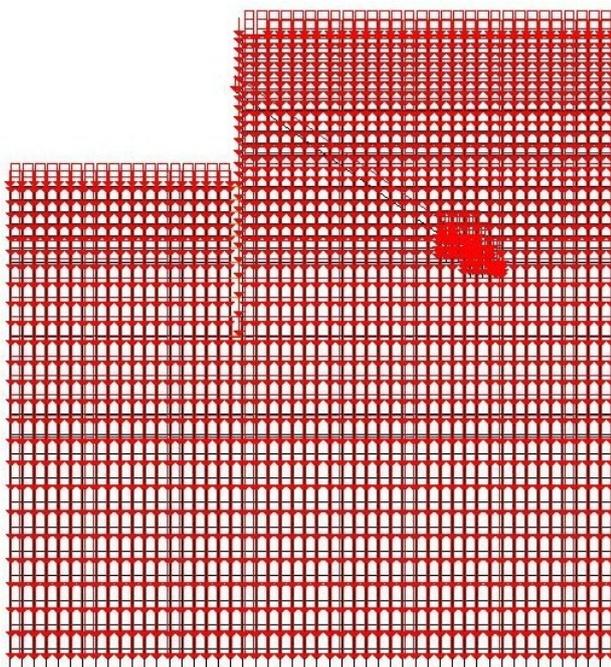


Рис. 3.1.7.1 Схема приложения нагрузки от собственного веса

Гидростатическое давление воды моделируется распределенной нагрузкой на группу стержневых элементов, моделирующих шпунтовую стенку. Значения нагрузки заданы в соответствии с уровнем грунтов и гидростатическому закону. Считается, что грунтовые воды из котлована откачиваются и давление на уровне дна равно нулю.

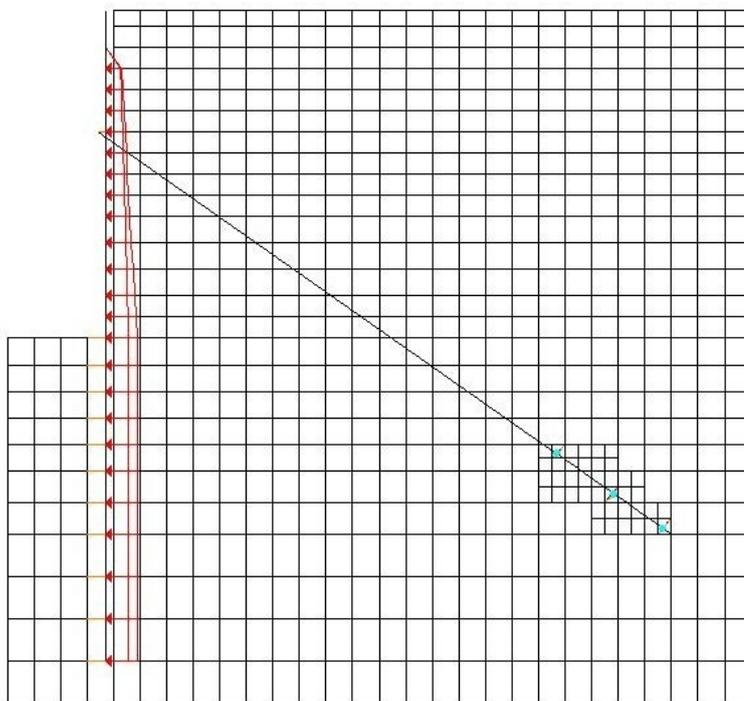


Рис. 3.1.7.2 Схема приложения нагрузки от давления воды

Полезная нагрузка на бровке позникает в результате временного складирования строительных материалов вблизи котлована и передвижения строительной техники. Приложение распределенной нагрузки к объемным элементам выполнено через пластину малой жесткости.

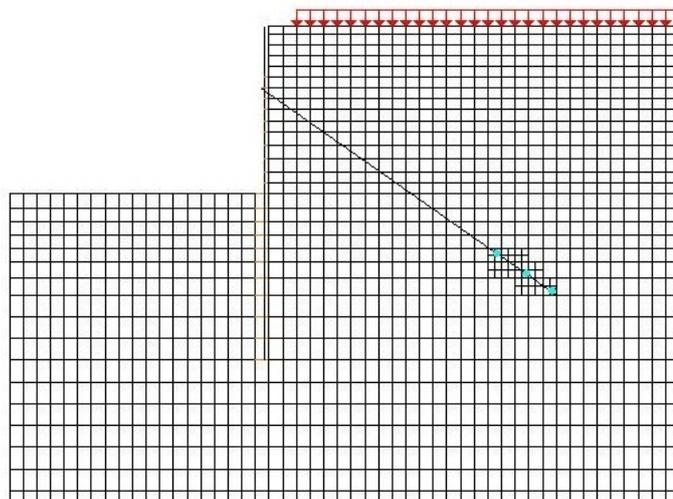


Рис. 3.1.7.3 Схема приложения полезной нагрузки на бровке

Преднапряжение стержня анкерной тяги моделируется узловыми нагрузками, разложенными на силы по направлениям X и Y. Прикладываются данные нагрузки к узлам стержня, моделирующего анкерную тягу, таким образом, чтобы обеспечивалось сжатие стержня 60 т.

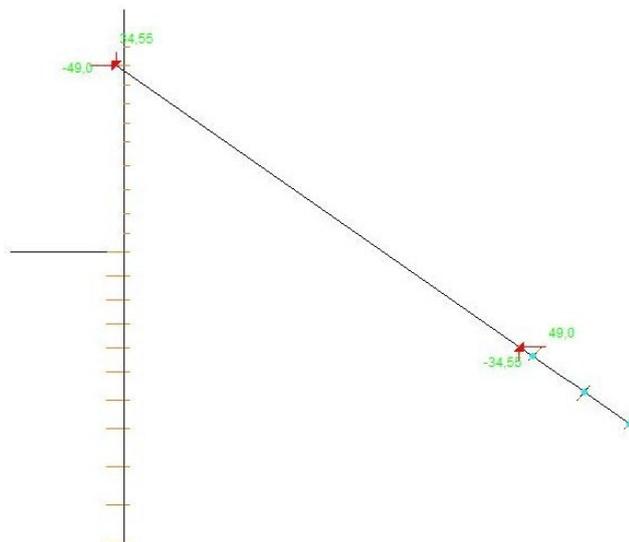


Рис. 3.1.7.4 Схема приложения нагрузки для моделирования преднапряжения анкера

3.1.8 Анализ результатов расчета

Анализ ведется по двум комбинациям нагрузок (к.з.), с выявлением максимальных значений неизвестных.

Суммарные перемещения. В результате расчета была получена деформированная расчетная схема. Деформированная схема имеет ожидаемую форму с уплотнением грунта около бровки котлована и смещением в сторону шпунта. Максимальные суммарные перемещения наблюдаются в области прогнозируемой призмы обрушения и достигают максимума (7,86 мм при 2 к.з.) в шпунтовой стенке между узлом крепления анкерной тяги и дном котлована. В зоне заделки анкера есть небольшое увеличение деформаций, носящее незначительный характер, по сравнению со значениями в прилегающей области.

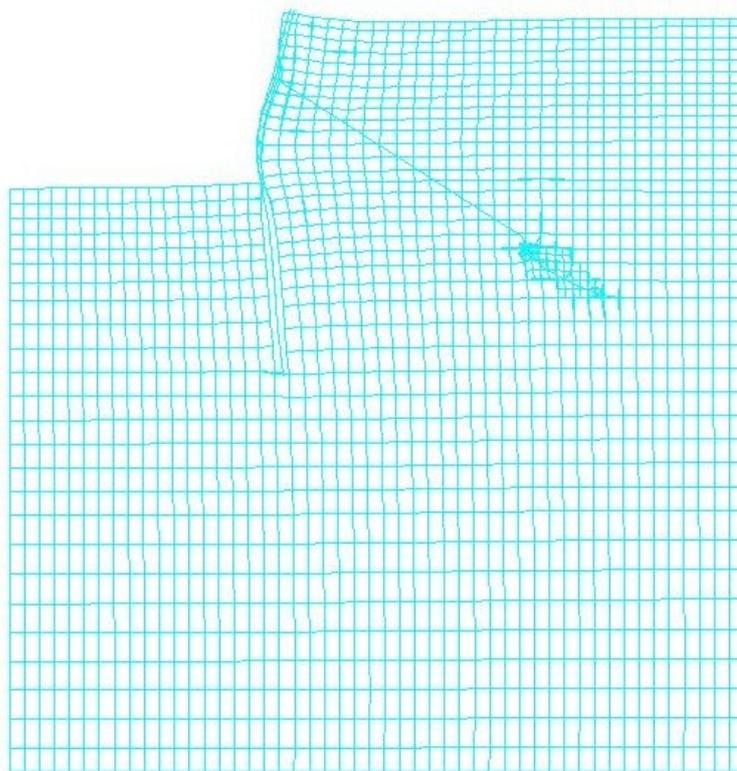


Рис. 3.1.8.1. Деформированная расчетная схема.

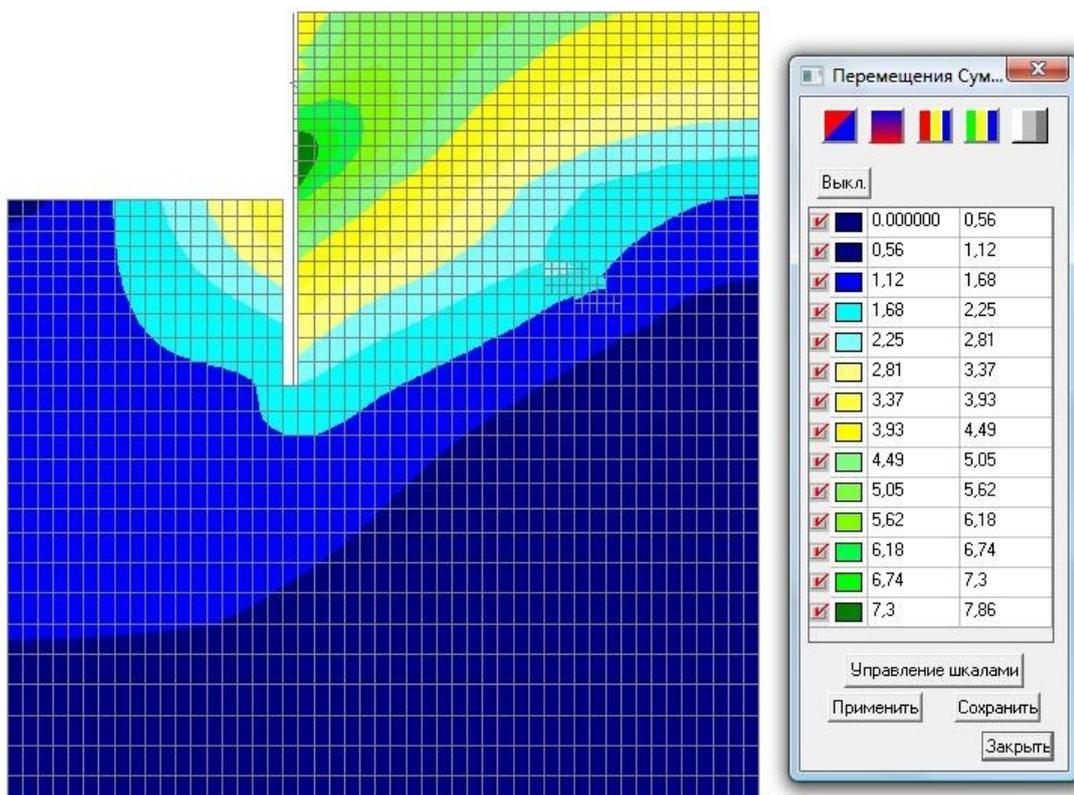


Рис. 3.1.8.2. Изополя суммарных перемещений

Горизонтальные перемещения. Максимальные горизонтальные перемещения наблюдаются в области прогнозируемой призмы обрушения и достигают максимума (-7,08мм при 2 к.з.) в шпунтовой стенке между узлом крепления анкерной тяги и дном котлована. Горизонтальные перемещения в области заделки анкера не превышают 2 мм.

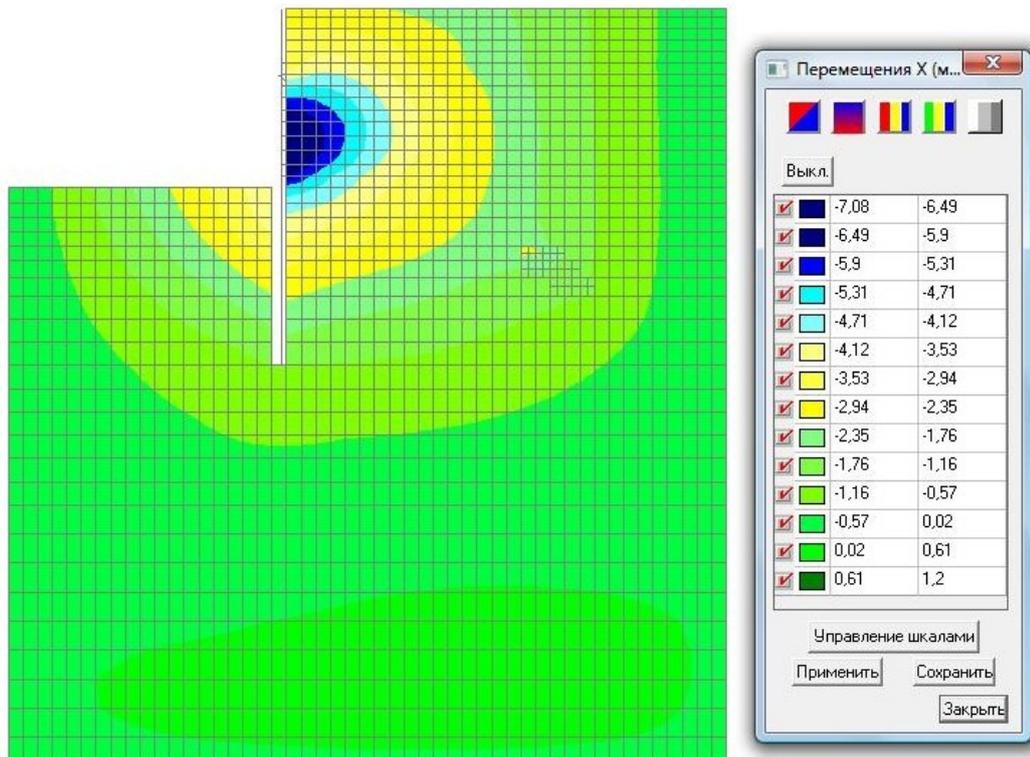


Рис. 3.1.8.3. Изополя горизонтальных перемещений

Вертикальные перемещения. При анализе вертикальных перемещений также прослеживается прогнозируемая призма обрушения. При 2-й комбинации загружений проседание грунта достигает максимума на расстоянии 3 м от бровки котлована и составляет 5,1 мм. На дне котлована наблюдается выпор грунта, что является последствием снятия напряжений от собственного веса извлеченного грунта и пластических деформаций грунта вокруг дна котлована. Максимальный выпор грунта составил 1,55 мм.

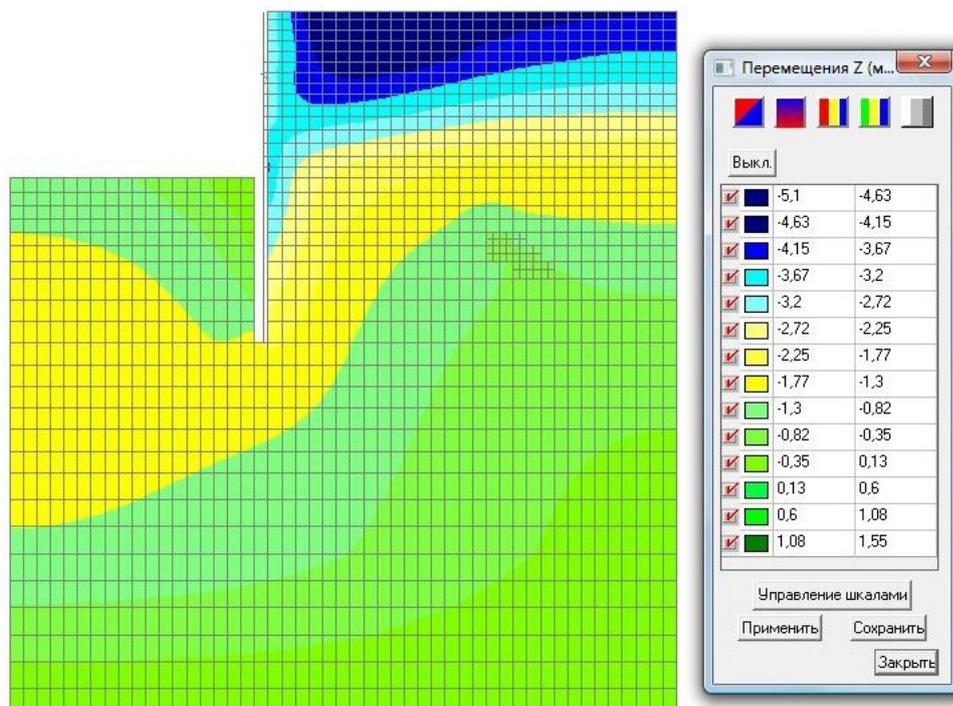


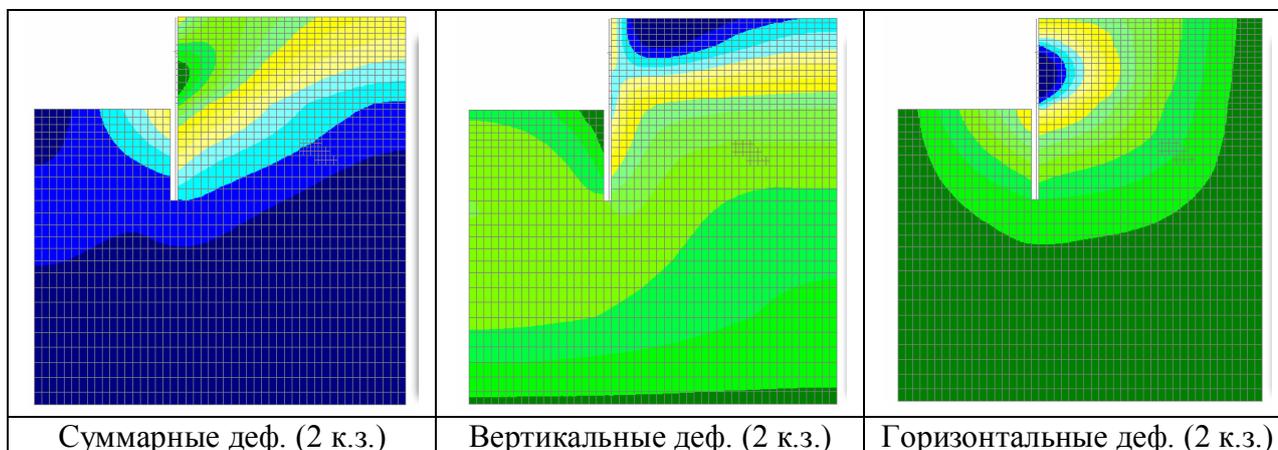
Рис. 3.1.8.5. Изополя вертикальных перемещений для 2 к.з.

Влияние преднапряжения анкера на деформации. При сравнении изополей перемещений вычисленных по 1-й и 2-й комбинациям наблюдается уменьшение деформаций (табл. 3.1.8). Тем самым наглядно демонстрируется эффективность применения преднапряжения для снижения деформаций грунта, что особенно важно при наличии существующей застройки.

Таблица 3.1.8

Влияние преднапряжения анкера на деформации

Комбинация загрузений	Максимальные перемещения, мм		
	Суммарные	Вертикальные	Горизонтальные
Без преднапряжения	9,07	-5,8	8,28
С преднапряжением	7,86	-5,1	7,08



Суммарные деф. (2 к.з.)

Вертикальные деф. (2 к.з.)

Горизонтальные деф. (2 к.з.)

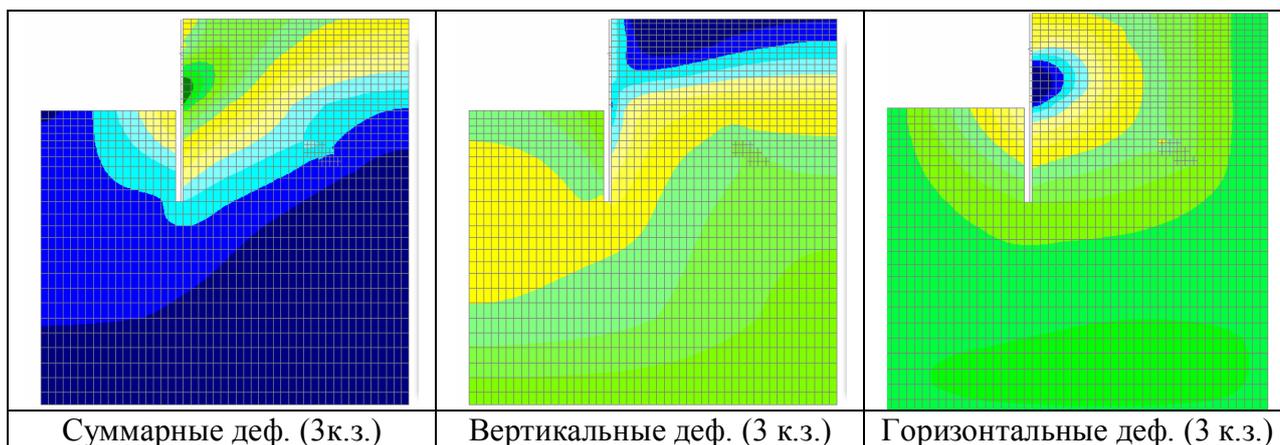


Рис. 3.1.8.6. Изополя перемещений с преднапряжением и без преднапряжения

В результате анализа деформированной расчетной модели можно сделать вывод о том, что перемещения лежат в допустимых пределах и потенциальная призма обрушения грунта находится в равновесии.

После анализа деформированной схемы рассмотрим эпюры продольной силы в анкере, перерезывающей силы и изгибающего момента в шпунте.

Усилия в анкерной тяге. Максимальное усилие в анкерной тяге достигается при 2-й комбинации загрузжений и составляет 2,8 т (растяжение), что указывает на то, что заданное преднапряжение чуть меньше нагрузки, передаваемой на анкер. Таким образом, результат почти совпал с ручным расчетом по методу Кранца. Разница составила 5%

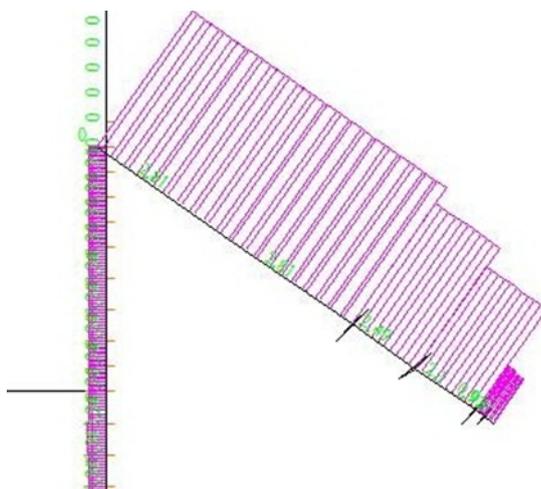


Рис. 3.1.8.7. Нормальные усилия в анкере.

Изгибающие моменты в шпунте. На эпюре изгибающих моментов наблюдается три экстремума – острый перелом в месте крепления обвязочной балки к шпунту и два плавных экстремума выше и ниже дна котлована от комбинаций загрузжений. Изгибающий момент достигает максимума в районе наибольших горизонтальных перемещений и составляет 3,24 т*м. В результате

подбора сечения и сравнения его геометрических характеристик с характеристиками шпунта «Ларсен IV» выявлен запас 40 %. Требуемый момент сопротивления сечения составляет 3400 см³.

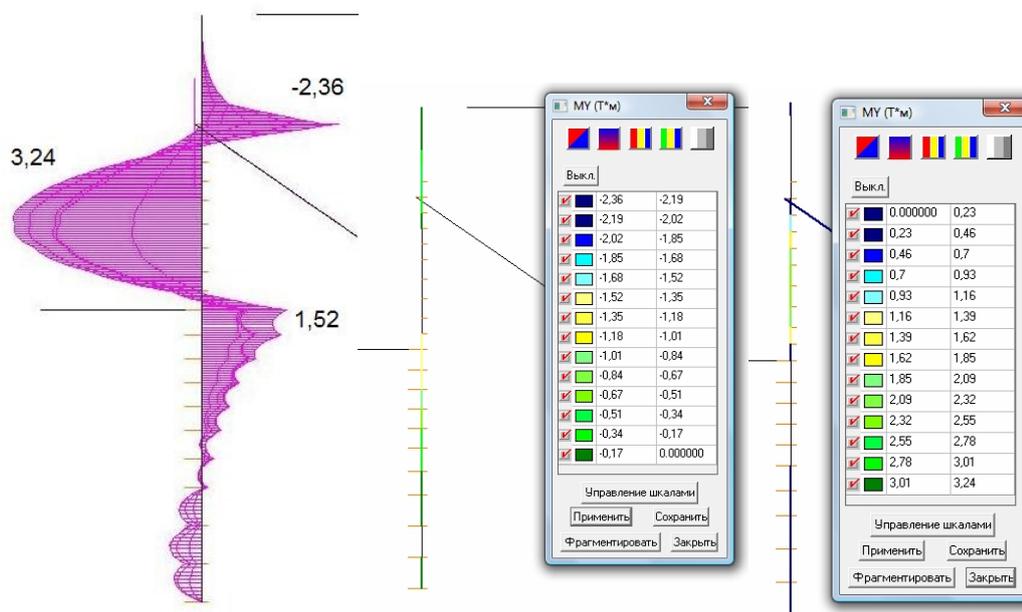


Рис. 3.1.8.7. Эпюры изгибающего момента MУ (тс*м).

При удалении анкера из схемы происходит значительное увеличение горизонтальных деформаций (до 256 мм) и моментов в шпунте (до 30 т*м), что, несомненно, приведет к обрушению грунта в сторону котлована. Данный расчет наглядно демонстрирует необходимость дополнительного усиления шпунтовой стенки раскосами, подкосами, грунтовыми анкерами или другими конструкциями.

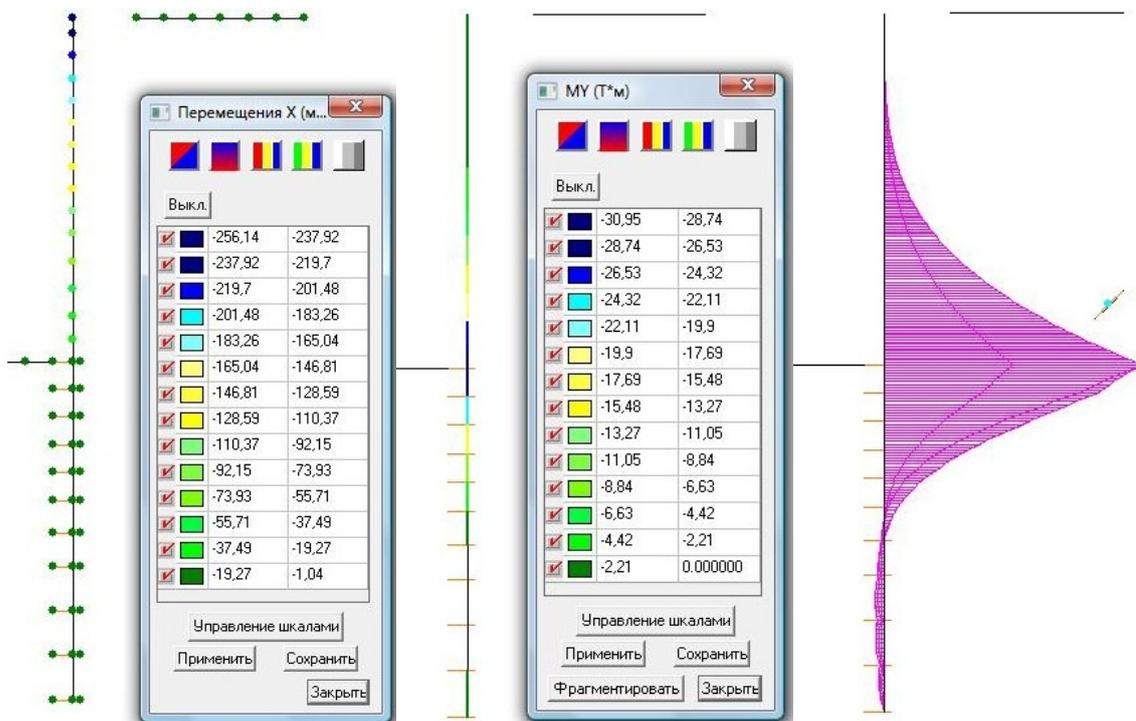


Рис. 3.1.8.8. Перемещения в узлах шпунта и эпюра моментов без крепления анкером

Перерезывающая сила. На эпюре перерезывающей силы QX наблюдается скачок в месте примыкания грунтового анкера через обвязочную балку к шпунтовой стенке. Перепад значений в этом месте составляет 10,17 т. Максимальное значение перерезывающей силы составляет -5,74 т.

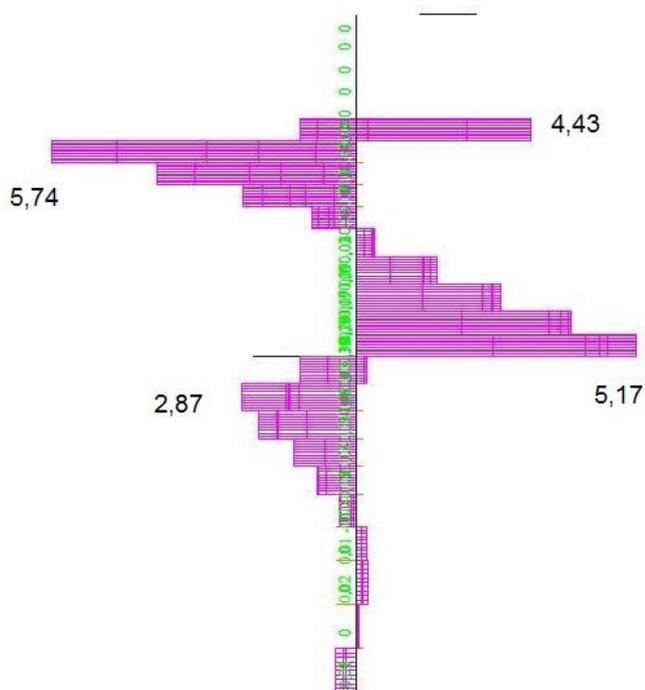


Рис. 3.1.8.8. Эпюра перерезывающей силы Qz (тс).

Так как во время нулевого цикла строительства на дно котлована будут действовать различные нагрузки, включающие вес строительной техники, конструкций и строительных материалов, для анализа влияния таких воздействий на эпюру изгибающих моментов шпунта была задана еще одна нагрузка – 3,0 т/м² на дно котловна.

При дополнительном приложении данной нагрузки к основным комбинациям увеличение максимальных значений перерезывающей силы и изгибающего момента лежит в пределах 1-2%.

В результате анализа эпюр перерезывающей силы и изгибающего момента можно сделать вывод о том, что несущая способность шпунта обеспечена для всех комбинаций загружений.

3.2 Расчет с учетом физической нелинейности грунта

Для расчета с учетом физической нелинейности используется программа «PLAXIS 2D». В основе алгоритма Plaxis лежит метод конечных элементов.

Для созданной геометрической модели автоматически генерируется конечно-элементная сетка с возможностью глобального и локального измельчения в задаваемых зонах. Основными конечными элементами являются 6-ти узловые треугольные элементы второго порядка и 15-ти узловыми треугольными элементами четвертого порядка.

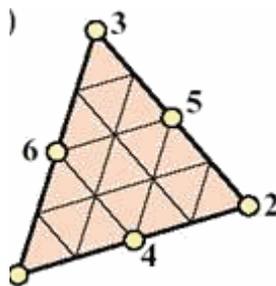


Рис. 3.2.1. 6-ти узловой треугольный элемент второго порядка

В качестве специальных конечных элементов используются:

- Плитные элементы используются для моделирования работы подпорных стен, обделок туннелей и других гибких конструкций. Поведение этих элементов определяется изгибной жесткостью, продольной жесткостью и предельным изгибающим моментом, при достижении которого в упругопластических плитах возникает пластический шарнир;
- Шарниры и поворотные пружины представляют собой соединительные элементы, учитывающие поворот в стыковочном узле. Шарниры используются для создания соединений, в которых концы плит могут свободно поворачиваться, а поворотные пружины - для соединений, которые занимают промежуточное положение по жесткости между шарнирами и закреплениями;
- Интерфейсы (контактные элементы) используются для моделирования взаимодействия грунта и строительной конструкции в пределах тонкой зоны в местах контакта. Задаваемые значения угла трения и адгезии грунта в интерфейсе могут отличаться от значений угла внутреннего трения и сцепления окружающего грунта;
- Пружинные элементы используются для моделирования работы анкеров, стоек, распорок, раскосов. Поведение этих элементов определяется продольной жесткостью и максимальным усилием. Доступна специальная опция для задания предварительно напряженных грунтовых анкеров и распорок в котлованах;

- Геосетки моделируют работу корней грунтовых анкеров, георешеток, геотекстиля, используемых для укрепления дорожных насыпей, подпорных сооружений.

Для моделирования поведения грунта под нагрузкой имеется возможность использовать несколько моделей грунта:

- **Модель линейной упругости.** В основу этой модели положен закон Гука об изотропном линейно упругом поведении материала под нагрузкой. Модель имеет ограниченное применение для грунтов и в основном используется для материалов, проявляющих такие свойства (бетон, железобетон, металл, скальные породы).
- **Модель Кулона-Мора.** Эта наиболее простая нелинейная упругопластическая модель основана на параметрах грунта, которые хорошо известны в инженерной практике. Модель Кулона-Мора рекомендуется использовать при больших ожидаемых деформациях грунта, при определении предельных нагрузок, при расчете устойчивости геотехнического объекта.
- **Усовершенствованные модели грунтов.** Помимо модели Кулона-Мора имеется ряд усовершенствованных моделей грунта, которые учитывают нелинейное поведение грунта в допредельном напряженном состоянии. В качестве основной модели второго уровня предлагается упругопластическая модель упрочняющегося грунта. Для моделирования поведения слабых грунтов во времени имеется реологическая модель, а для трещиноватых скальных пород - модель анизотропного массива.

В данной работе целесообразно использовать упругопластическую модель Мора-Кулона, учитывающую физическую нелинейность грунта и требующую задания основных физико-механических характеристик грунтов.

3.2.1 Параметры расчетной модели

При построении расчетной модели будем ориентироваться на геометрические параметры, определенные в результате оценки геологической, гидрогеологической и градостроительной обстановки п. 2.2.

Для создания плоской модели массива грунта были заданы границы рассматриваемой области – 24,5 м по горизонтали и 25,9 м по вертикали. Затем исследуемая область была разделена на пласты, соответствующие мощностям слоев грунта, принятым по инженерно-геологическим изысканиям (см. п. 2.1).

После ввода геометрических параметров слоев им были назначены **физико-механические характеристики грунтов** согласно геологическим условиям (рис. 3.2.1).

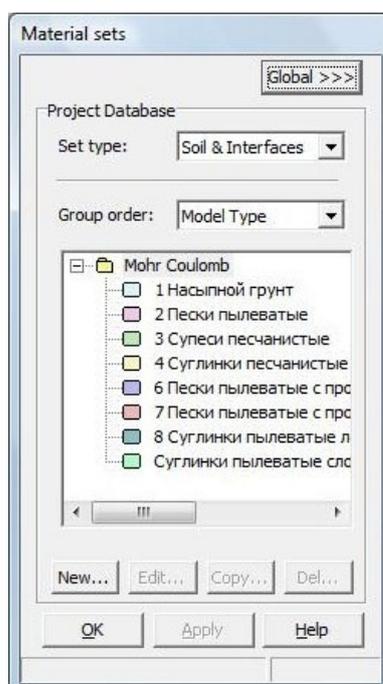


Рис. 3.2.1. Набор заданных ИГЭ.

Затем при помощи элемента «plate» было смоделировано шпунтовое ограждение. Глубина погружения шпунта задана аналогично модели в SCAD.

Таблица 3.2.1

Имеющиеся геометрические характеристики шпунта Ларсен IV

Момент сопротивления, W_x (см ³)		Площадь сечения профиля, A (см ²)	Масса 1 м.п. шпунт. сваи, m (кг)	Толщина стенки профиля, t (мм)	
Отдельной шпунт. сваи	1 м.п. шпунт. стенки			Номинальный размер	Отклонение
405	2200	94,26	74,	14,8	±2

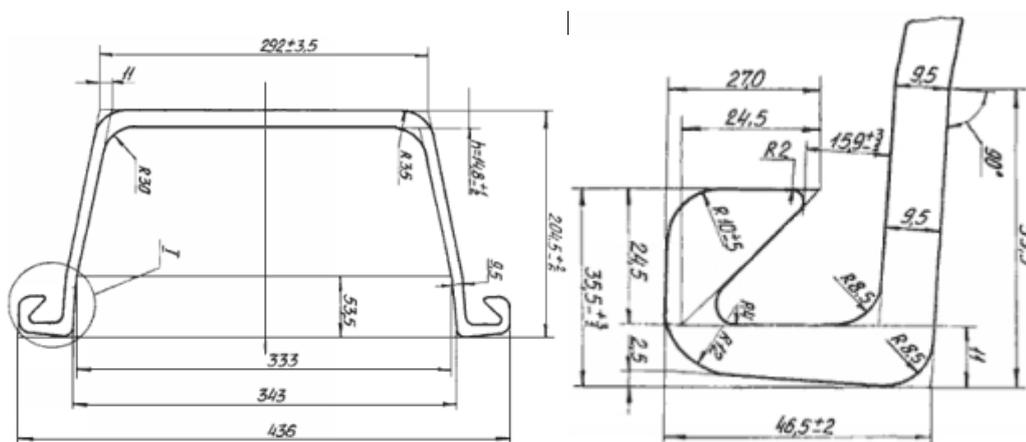


Рис. 3.2.2. Сечение шпунта Ларсен IV

Для задания жесткости требуются следующие характеристики сечения:

- нормальная жесткость, EA (кН/м);
- изгибная жесткость, EI (кН/м²/м);
- вес погонного метра шпунтового ограждения, W (кН);
- коэффициент Пуассона, $\nu=0,3$;

неизвестные характеристики вычислим по следующим формулам:

$$EA = E \cdot h \cdot d, \text{ где} \quad (3.2.1)$$

E – модуль упругости, h – эквивалентная толщина ограждения, d – ширина рассматриваемого массива (1 м);

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot W_x}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2200}{100}} = 11,5 \text{ см} = 0,115 \text{ м} \quad (3.2.2)$$

$$EA = 21 \cdot 10^6 \cdot 0,115 = 24 \cdot 10^5 \text{ кН / м}; \quad (3.2.3)$$

$$EI = E \cdot \frac{d \cdot h^3}{12} = 21 \cdot 10^6 \cdot \frac{1 \cdot 0,115^3}{12} = 2660 \text{ кН / м}^2 \text{ м} \quad (3.2.4)$$

$$W = p / m = 0,74 / 0,393 = 1,88 \text{ кН / м}, \text{ где} \quad (3.2.5)$$

p – вес одного погонного метра шпунтовой сваи, m – шаг свай.

Таблица 3.2.2.

Принятые жесткостные характеристики шпунта

Параметр	Наименование	Значение	Ед. изм.
Нормальная жесткость	EA	$2,4 \cdot 10^6$	кН/м
Изгибная жесткость	EI	2660	кНм ² /м
Эквивалентная толщина	d	0,115	м
Вес	w	1,88	кН/м/м
Коэффициент Пуассона	ν	0,3	-

Модель **грунтового анкера** состоит из двух частей: тяги и заделки. Анкерная тяга моделируется при помощи элемента «междузловой анкер», а заделка – элементом «геосетка». Анкерная тяга выполняется из арматурной стали СТ35, диаметром 40 мм.

Таблица 3.2.3.

Характеристики анкерной тяги

Параметр	Наименование	Значение	Ед. изм.
Нормальная жесткость	EA	$2,68 \cdot 10^5$	кН

Шаг анкеров	Ls	3.6	м
Максимальное усилие	Fmax,comp	1·10 ¹⁵	кН
	Fmax,tens	1·10 ¹⁵	кН

Таблица 3.2.4.

Свойства области цементного раствора

Параметр	Наименование	Значение	Ед. изм.
Нормальная жесткость	EA	1·10 ⁵	кН/м

Далее подготовленная расчетная модель в автоматическом режиме была разбита на **конечные элементы**. Грунт разбит на 6-узловые треугольные элементы второго порядка, анкер и шпунт – на 2-узловые стержни. В ожидаемых местах концентрации напряжений и деформаций (в зоне заделки анкера и нижней части шпунта) выполнено сгущение сетки. Расчетная схема состоит из 681 элемента и 5687 узлов.

На моделируемый массив грунта были заданы следующие граничные условия: в основании модели - полное закрепление (заделка), а на вертикальных границах (UX=0; UY=свободное) - скользящая заделка.

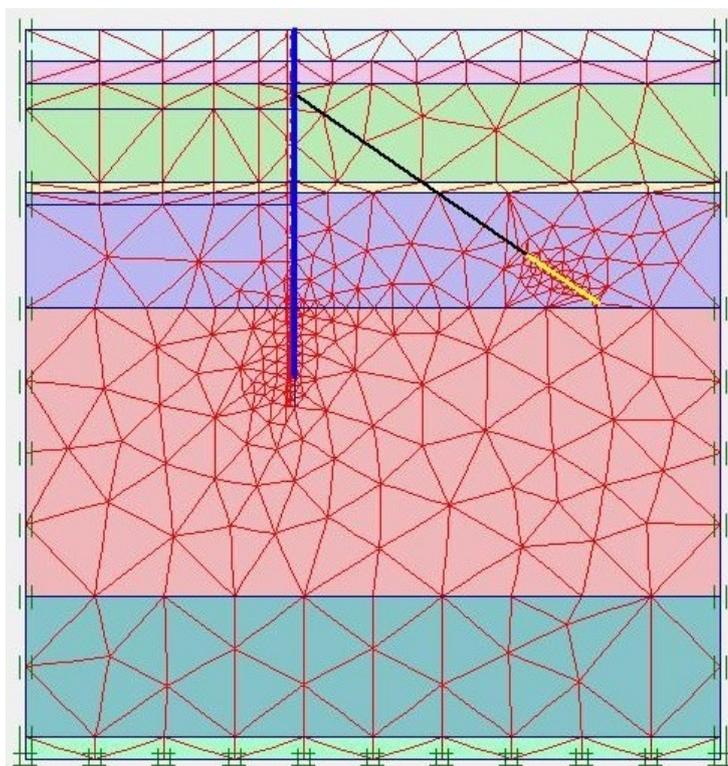


Рис. 3.2.3. Конечно-элементная расчетная схема

В соответствии с гидрогеологическими условиями уровень грунтовых вод принят на 0,9 м от поверхности.

Помимо автоматически прикладываемыхся **нагрузок** от собственного веса грунта и гидростатического давления воды к схеме приложена нагрузка на бровке котлована, моделирующая воздействие находящейся рядом с котлованом строительной техники и складированных материалов – 2 т/м^2 .

Так как ПК «PLAXIS» позволяет вести поэтапный расчет, было задано две стадии устройства котлована:

1 стадия. Шпунт погружен до проектной отметки. Грунт извлечен до места установки обвязочной балки, объединяющей оголовки грунтовых анкеров. На бровку приложена нагрузка 2 т/м^2 .

2 стадия. Шпунт погружен до проектной отметки. Грунтовый анкер установлен с преднапряжением 60 т . Грунт извлечен до проектной отметки дна котлована. На бровку приложена нагрузка 2 т/м^2 .

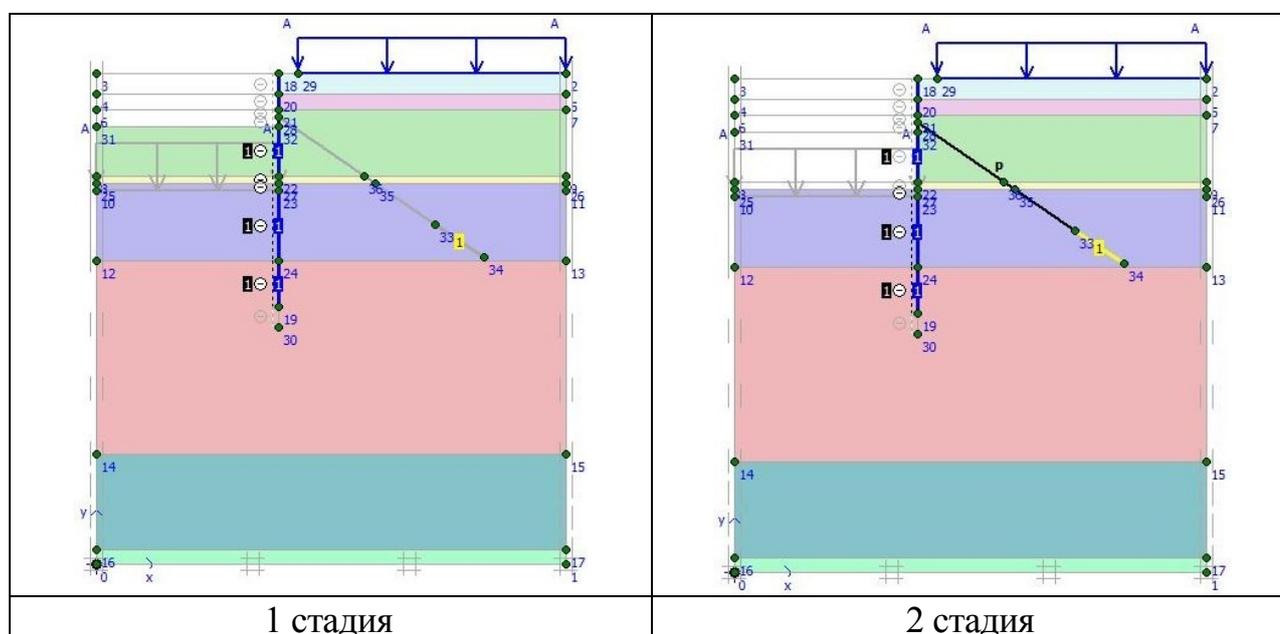


Рис. 3.2.4. Расчетные схемы 1 и 2 стадий.

3.2.2 Анализ результатов расчета

1 стадия расчета необходима для отслеживания напряженно-деформирования состояния грунта во время экскавации до установки грунтовых анкеров.

В данном случае максимальные суммарные деформации составили $6,23 \text{ мм}$, максимальные горизонтальные деформации – $6,19 \text{ мм}$, максимальный изгибающий момент в шпунте – $6,84 \text{ кН}\cdot\text{м}$, перерезывающая сила в шпунте достигла $48,21 \text{ кН}$.

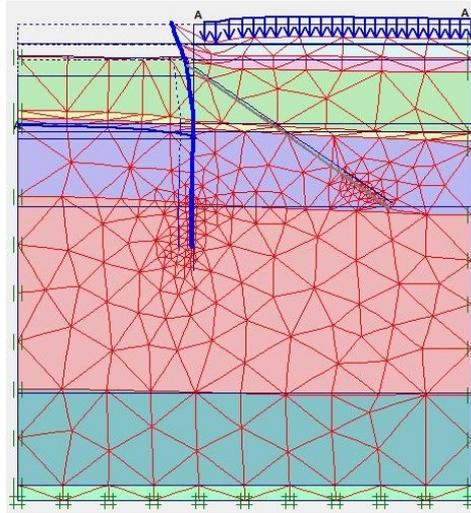


Рис. 3.2.5. Деформированная схема 1-й стадии.

Подробнее остановимся на 2-й стадии, оказывающей наиболее неблагоприятное воздействие на схему.

Деформации. В результате расчета получена деформированная схема, имеющая ожидаемую форму с уплотнением грунта около бровки котлована и смещением в сторону шпунта. Максимальные суммарные перемещения наблюдаются в области прогнозируемой призмы обрушения и достигают максимума (20,4мм) в шпунтовой стенке между узлом крепления анкерной тяги и дном котлована. В зоне заделки анкера есть небольшое увеличение деформаций, носящее незначительный характер, по сравнению с окружающим грунтом.

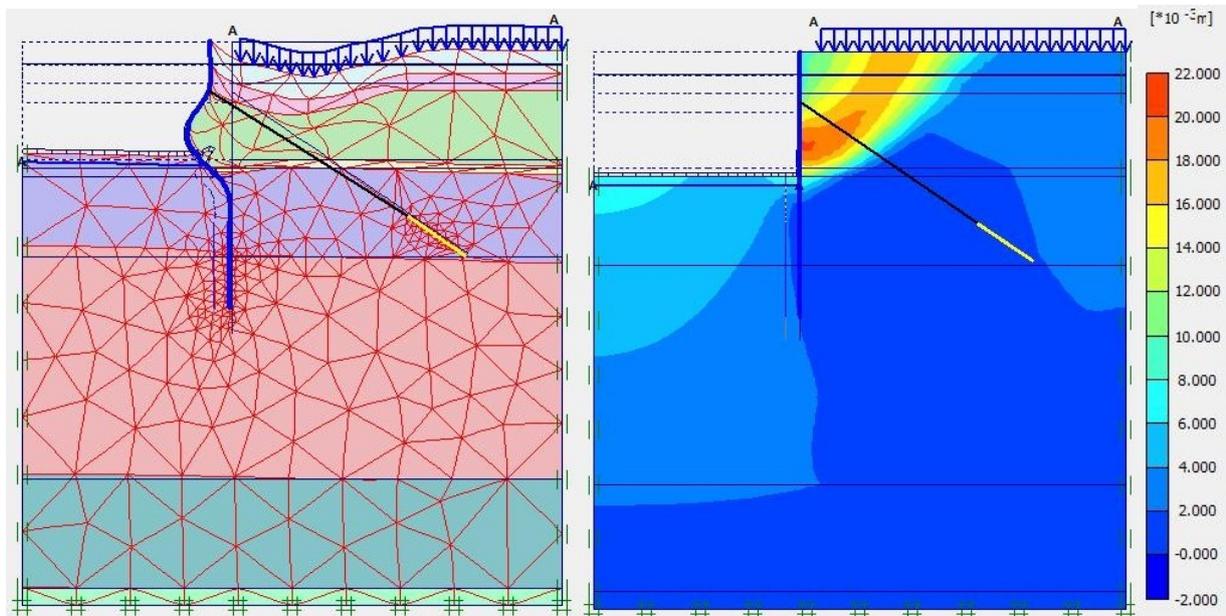


Рис. 3.2.6. Деформированная сетка конечных элементов.
Изополя суммарных перемещений.

Максимальные горизонтальные перемещения наблюдаются в области прогнозируемой призмы обрушения и достигают максимума (-20,2 мм) в шпунтовой стенке между узлом крепления анкерной тяги и дном котлована. Горизонтальные перемещения в области заделки шпунта не превышают 2 мм.

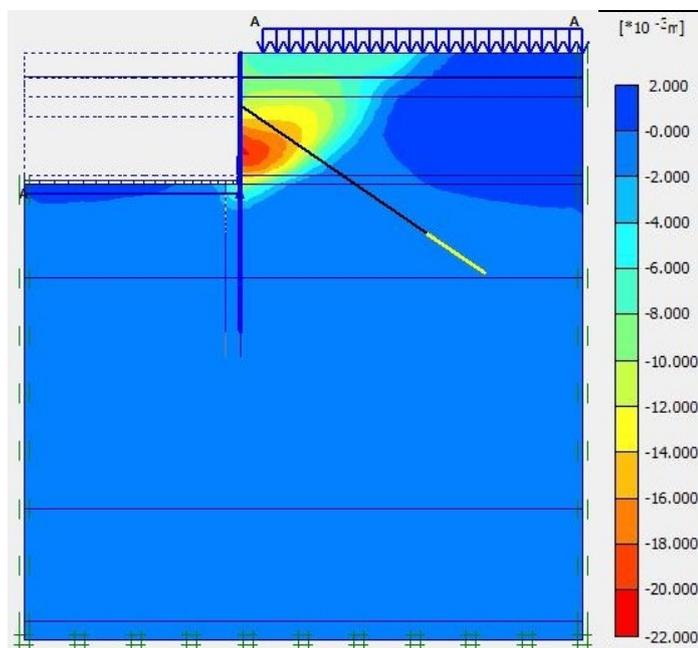


Рис. 3.2.7. Изополюс горизонтальных перемещений

При анализе вертикальных перемещений также прослеживается прогнозируемая призма обрушения. Максимальные вертикальные перемещения наблюдаются на расстоянии 3 м от бровки котлована и достигают -16,2 мм.

В зоне заделки анкера вертикальные перемещения не превышают 2 мм.

На дне котлована наблюдается выпор грунта, что является последствием снятия напряжений от собственного веса извлеченного грунта и пластических деформаций грунта вокруг дна котлована. Максимальный выпор грунта составил 6,5 мм.

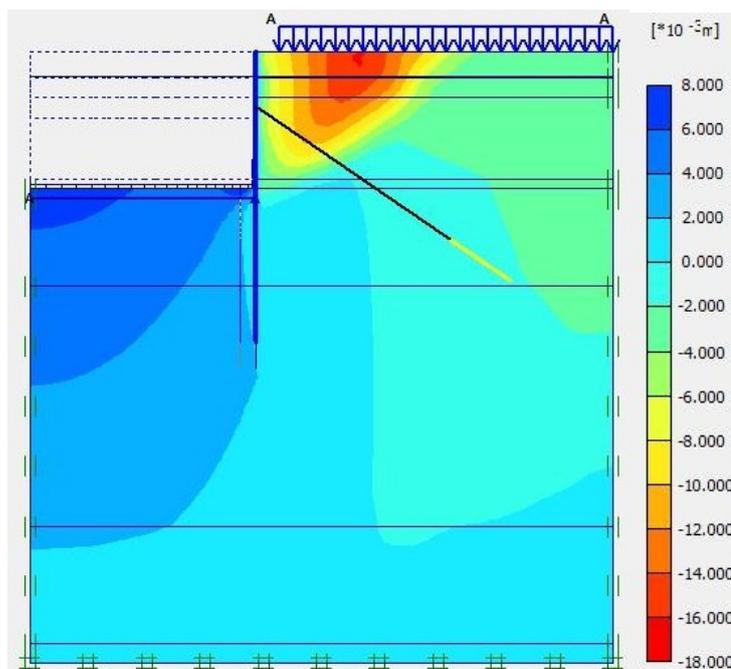


Рис. 3.2.8. Изополя вертикальных перемещений

После анализа деформированной схемы рассмотрим сдвиговые усилия и изгибающие моменты в шпунтовой стенке.

Изгибающий момент. На эпюре изгибающих моментов наблюдается три экстремума – от усилия в анкерной тяге, от активного давления грунта и от пассивного давления грунта. Изгибающий момент достигает максимума в районе наибольших горизонтальных перемещений и составляет $-31,3$ кН*м.



Рис. 3.2.9. Эпюра изгибающих моментов U_Y , кН*м.

На эпюре **перерезывающей силы QX** наблюдается скачок в месте примыкания грунтового анкера к шпунтовой стенке. Перепад значений в этой точке составляет 103,2 кН. Максимальное значение перерезывающей силы составляет -58,1 кН.

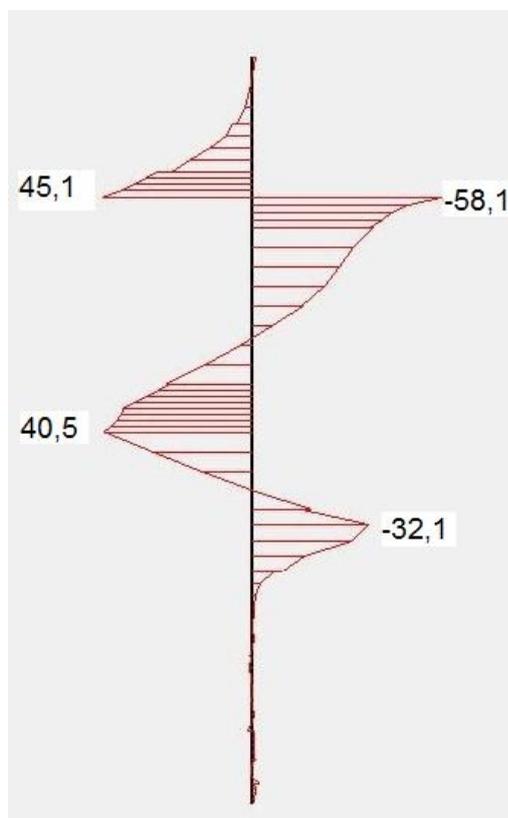


Рис. 3.2.10. Эпюра перерезывающей силы QX, кН.

Анкерное усилие, полученное в конце завершающего этапа расчета по умолчанию точно соответствует силе предварительного напряжения, составляет 60т и может изменяться при последующих этапах расчета при изменении окружающих напряжений и сил.

3.3 Сравнение результатов расчетов с учетом и без учета физической нелинейности.

Деформации. Деформированные схемы, полученные в результате линейного и нелинейного расчетов имеют похожую форму. Максимальные деформации наблюдаются в шпунте между обвязочной балкой и дном котлована. Также отмечено проседание грунта вблизи бровки котлована.

Таблица 3.3.1

Максимальные деформации			
Максимальные деформации	Линейный расчет (SCAD)	Нелинейный расчет (PLAXIS)	Разница значений, %

Суммарные, мм	7,86	20,4	259
Горизонтальные, мм	-7,08	20,2	285
Вертикальные, мм	-5,1 +1,55	-16,2 +6,5	331 419

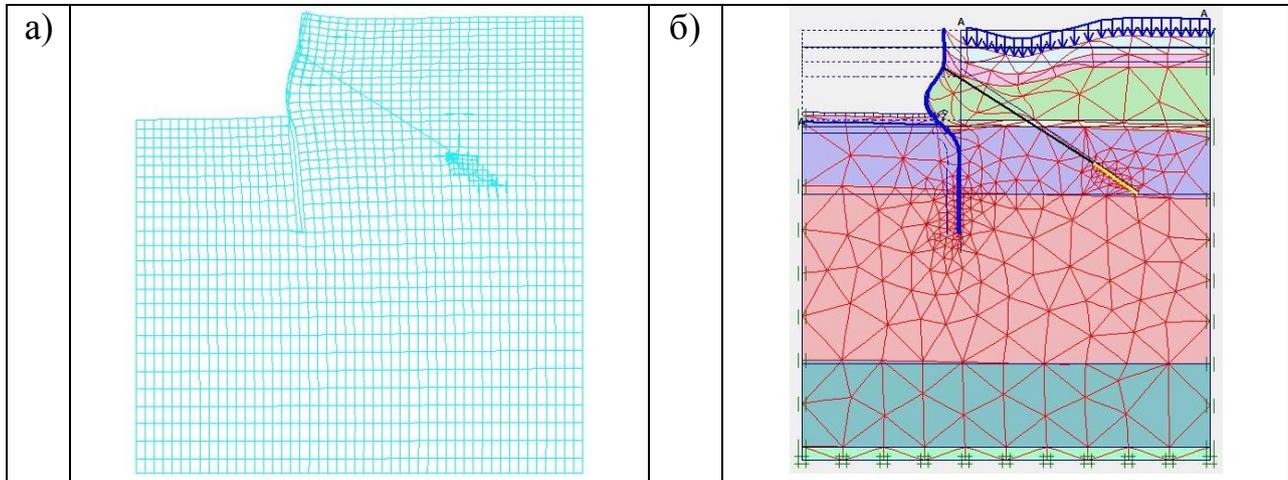


Рис. 3.3.1. Деформированные схемы:
а) линейный расчет; б) нелинейный расчет

Изгибающий момент в шпунте. Эпюры моментов имеют схожую форму с тремя ярко выраженными экстремумами. Значения момента в экстремумах отличаются на 4-40%, максимальное значение момента отличается на 4%.

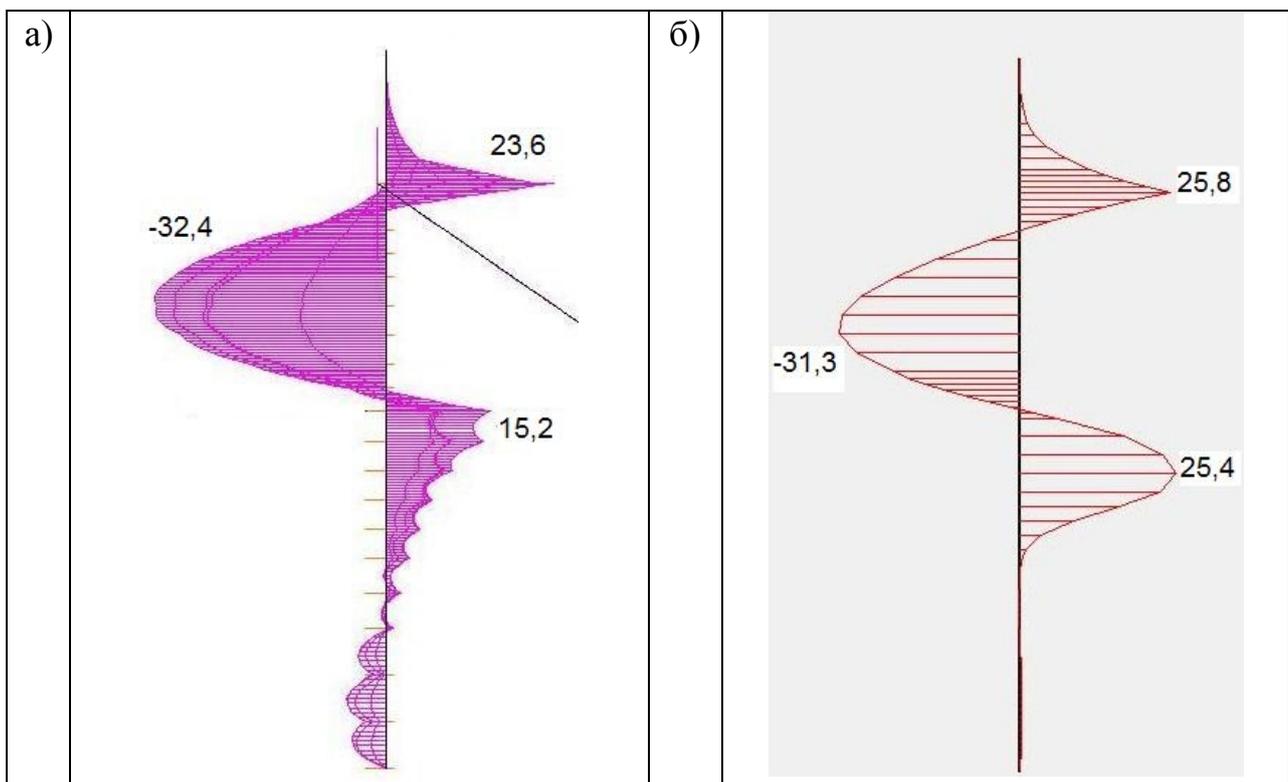


Рис. 3.3.2. Эпюры изгибающего момента:
а) линейный расчет; б) нелинейный расчет

Перерезывающая сила в шпунте. Эпюры перерезывающей силы имеют схожую форму с тремя ярко выраженными экстремумами. Значения момента в экстремумах отличаются на 1,3-25%, максимальные значения отличаются на 1,3%.

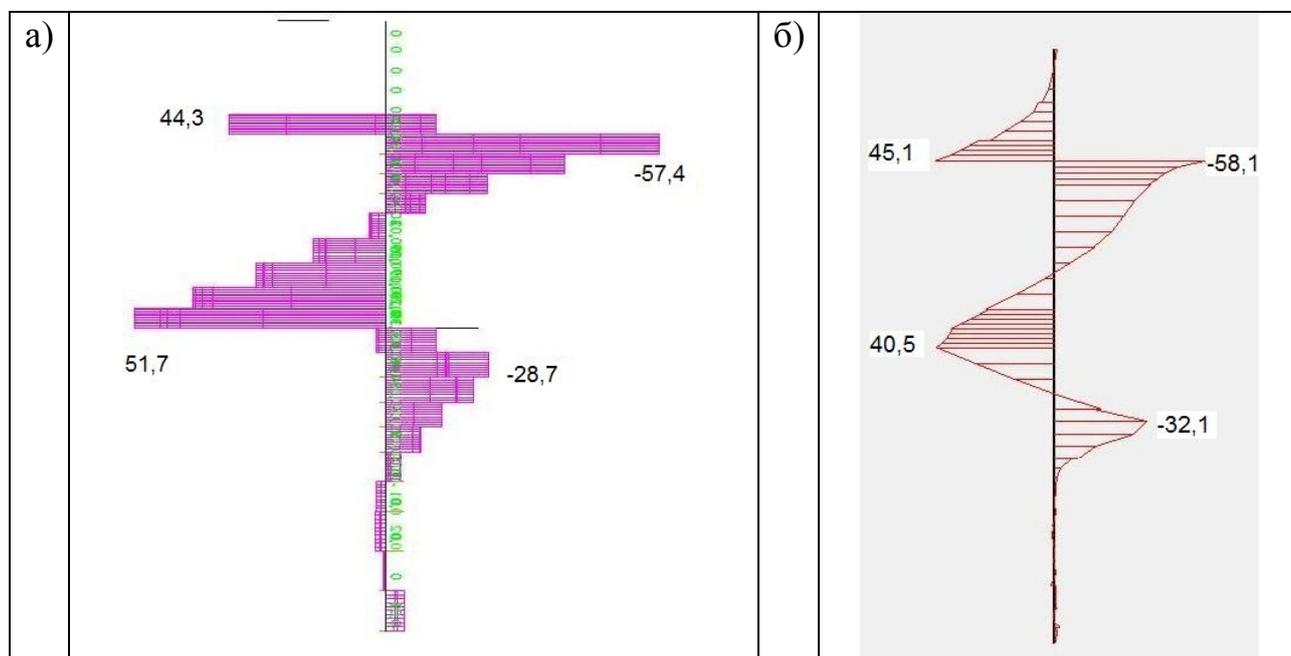


Рис. 3.3.3. Эпюры перерезывающей силы:
а) линейный расчет; б) нелинейный расчет

Усилие в анкере. Величина преднапряжения грунтового анкера была задана равной предполагаемому усилию в анкере из расчета устойчивости по методу Кранца и составила 60 тс для приведения результирующего усилия к нулевому. Результирующее усилие в заделке анкера на последней стадии возведения котлована составляет по линейному расчету 2,81 тс, что составляет 4,6% от преднапряжения и является разницей между усилием в анкере, полученным по методу Кранца и линейным (SCAD) расчетом. В «PLAXIS» усилие в анкере точно соответствует силе предварительного напряжения и составляет 60 тс.

Несущая способность по грунту в ПК «SCAD» не может быть оценена по косвенным признакам, так как не учитывается нелинейная работа грунта, в «PLAXIS» же при недостаточной несущей способности заделки происходит обрушение грунта.

Несущая способность по сечению тяги. В «PLAXIS» реализована также как и с грунтом, в ПК «SCAD» же можно создать дополнительное нагружение для подбора сечения. Но в данных процедурах нет необходимости, так как

преднапрягаемых анкерах наибольшее усилие – это величина преднапряжения и сечение элементарно подбирается вручную (см. п. 2.3.2).

3.4 Выводы по главе

В III главе предложена последовательность оценки геометрических параметров грунтового анкера, предложена методика конечно-элементного моделирования котлована со шпунтовым ограждением и анкерным креплением.

Исследованы две расчетные модели котлована - в ПК «SCAD» и «PLAXIS», проведено сравнение результатов линейного и нелинейного расчетов, вследствие чего сделаны следующие выводы:

- формы деформированных схем совпадают, но величины деформаций по нелинейному расчету в несколько раз больше, что является следствием учета физической нелинейности грунта;
- формы эпюр изгибающих моментов и перерезывающей силы в шпунте совпадают, разница максимальных значений лежит в пределах 4%;
- ПК «SCAD» можно применять только для оценки усилий в шпунте в первом приближении, возможность учета физической нелинейности материалов значительно расширит границы применимости программы в области геотехнических задач;
- учет физической нелинейности грунта является принципиальным при решении геотехнических задач. В наиболее ответственных случаях рекомендуется пользоваться расчетом с учетом физической нелинейности и ПК PLAXIS в качестве инструмента для его реализации.

Глава IV. Экономическая оценка применения грунтовых анкеров

Для оценки экономической эффективности применения грунтовых анкеров в качестве конструкций усиления шпунтового ограждения котлована рассмотрим следующие варианты креплений, рассчитанные в [43]:

- шпунтовое ограждение «Ларсен IV» длиной 13м с креплением грунтовыми анкерами длиной 13м;
- шпунтовое ограждение «Ларсен IV» длиной 13м с креплением подкосами длиной 6,2 м из труб круглого сечения 219х8 мм по ГОСТ 8732-78;
- шпунтовое ограждение «Ларсен IV» длиной 13м с креплением 2-уровневыми раскосами с опорой на дно в центре котлована из труб квадратного сечения 250х6 мм по ГОСТ 30245-2003;
- стена в грунте толщиной 0,6 м, глубиной 13м.

Шаг всех систем креплений согласно расчетам [43] принят равным 3,6 м.

В результате сметных расчетов (см. приложение 1) вчислены следующие сметные стоимости устройства ограждения котлована:

- Е
- Е
- Е
- Е.

В результате анализа сметных расчетов можно сделать следующие выводы:

- Е
- Е
- Е
- е

Заключение

Инновации обуславливают прогрессивные изменения, обеспечивают динамическое развитие строительной отрасли, в первую очередь, за счёт снижения стоимости и сроков строительства, повышения качества возводимых объектов, комфортности проживания и эксплуатации.

Выполненная работа посвящена современным конструкциям крепления стен глубоких котлованов, имеющим огромный потенциал в сочетании с современными тенденциями строительства. Применение рассмотренных конструкций направлено на повышение безопасности строительных процессов, сокращение сроков и капитальных затрат строительства.

В работе рассмотрены классические методики по проектированию грунтовых анкеров, произведен обзор современных конструкций и технологий по их устройству. С целью оценки возможности применения линейного расчета для шпунтовых ограждений произведено моделирование глубокого котлована в программных комплексах SCAD и PLAXIS.

Результатами работы являются следующие выводы:

1. предложена последовательность оценки геометрических параметров инъекционного грунтового анкера и шпунтового ограждения с учетом геологических, гидрогеологических, градостроительных условий площадки строительства;
2. предложена методика конечно-элементного моделирования котлована с шпунтовым ограждением и анкерным креплением в ПК SCAD;
3. выявлена возможность применения линейного расчета для оценки усилий в шпунтовом ограждении и анкерном креплении в первом приближении;
4. на примере рассматриваемого котлована произведено экономическое сравнение систем крепления стен. Выявлено увеличение капитальных затрат при использовании анкерной крепи, по сравнению с классическими методами крепления, но сокращение расходов в процессе строительства и сокращение сроков строительства.

Задачей дальнейших исследований является моделирование котлованов с применением более сложных нелинейных моделей грунта и проверка результатов натурными испытаниями.

Диссертационная работа имеет ряд публикаций в печатных изданиях и сборниках тезисов:

1. Шерстяных К.Э., Гаркавко А.А., Кузнецов В.Д., Применение разрядно-импульсной технологии при устройстве глубоких котлованов// XXXVIII Неделя науки СПбГПУ; материалы междунаучной научно-практической конференции. Ч.1. - СПб. Издательство Политехн. ун-та, 2009. – с. 288-289.
2. Петрова А.Е., Шерстяных К.Э., Оценка эффективности ограждений котлованов// XXXVIII Неделя науки СПбГПУ; ; материалы междунаучной научно-практической конференции. Ч.1. - СПб. Издательство Политехн. ун-та, 2010. – с. 254-255.
3. Шерстяных К.Э., Кузнецов В.Д., Применение разрядно-импульсной технологии при устройстве глубоких котлованов// XXXIV Неделя науки СПбГПУ. ; материалы междунаучной научно-практической конференции. Ч.1. - СПб. Издательство Политехн. ун-та, 2010. – с. 279-280.

а также была представлена на семинарах и конференциях:

1. XXXVIII Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2009 г.
2. XXXIV Неделе науки СПбГПУ: Всероссийской межвузовской научно-технической конференции студентов и аспирантов в качестве устного доклада в декабре 2010 г.

Список использованных источников

1. ВСН 506-88/Минмонтажспецстроя СССР. Проектирование и устройство грунтовых анкеров. – М., 1989.
2. СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты.
3. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.
4. МДС 12-23.2006 Временные рекомендации по технологии и организации строительства многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в Москве.
5. МДС 50-1.2007 Проектирование и устройство оснований, фундаментов и подземных частей многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов.
6. МГСН 2.07-01 Основания, фундаменты и подземные сооружения.
7. Руководство по проектированию и технологии устройства анкерного крепления в транспортном строительстве. Минтрансстрой. М., 1987.
8. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83)/ НИИОСП им. Н.М.Герсеванова. – М.: Строиздат, 1986.
9. <http://www.rita.com.ru>, проектно-строительное предприятие “Разрядно-импульсные технологии и аппараты”.
10. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М.: Стройиздат, 1985.
11. Сайт ООО "БАУЭР Технологии» www.rusbauer.ru;
12. «Метод расчета устойчивости борта котлована, укрепленного гибкой подпорной стеной и анкерами» А.Г. Малинин, П.А. Малинин, С.А.Чернопазов.
13. Сайт ООО «ВИЗБАС-М» <http://www.vizbas.by/>
14. «Оценка влияния конструктивно-технологических параметров на прочность и устойчивость ограждения котлованов с анкерным креплением» канд. дисс, Москва, 2003г, Жукова Л.В.
15. Кулинич Константин Валерьевич «Исследование и проектирование оптимальных параметров анкер-инъекторных конструкций в подземных сооружениях», дис.канд. техн. наук : Новочеркасск, 2003
16. Чухлатый Максим Сергеевич «Численное исследование напряженно-деформированного состояния системы "здание-фундамент-грунт"», дис. канд. техн. наук : 05.13.18, 01.02.04 Тюмень, 2004
17. Галузин, В. М. Возведение сооружений способом "стена в грунте" : Учеб. пособие .— СПб. : Изд-во СПбГТУ, 1997 .— 36 с. — Библиогр.: с.34.
18. Гуринский, М. А. Работа грунтовых анкеров в глинистых основаниях : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / М. А. Гуринский ; ВНИИ гидромеханизации, санитарно-технических и специальных строительных работ; науч. рук. Е.М. Перлей .— Л., 1986 .— 251с. : ил .— Защищена при ЛПИ. — Библиогр.: с. 201-217.

19. Мишаков, В. А. Разработка конструкций и методики расчета инъекционных грунтовых анкеров, устраиваемых в песчаных грунтах : дис. ... канд. техн. наук / В. А. Мишаков ; Всесоюзный научно-исследовательский институт гидромеханизации, санитарно-технических и специальных строительных работ; науч. рук.: В. С. Христафоров .— Л., 1984 .— 195 с. : ил .— Защищена при ЛПИ. — Библиогр.: с. 151-162.
20. Опыт применения специальных технологий производства работ по устройству ограждающих конструкций котлованов / С. С. Зуев [и др.] // Промышленное и гражданское строительство (ПГС) : Ежемесячный научно-технический и производственный журнал / Российское общество инженеров строительства; Российская инженерная академия .— М., 2009 .— №3 .— С. 49-50 .— (Организация строительного производства) .— ISSN 0869-7019.
21. Астраханов, Б. Н. Тенденции развития технологий устройства ограждений котлованов в условиях плотной городской застройки / Б. Н. Астраханов // Основания, фундаменты и механика грунтов : Науч.-техн. журн. Гос. ком. СМ СССР по делам стр-ва .— Москва., 2002 .— №4 .— С.4-8 : ил .— (Герсевановские чтения) .— ISSN 0030-6223.
22. Количко, А.В. Исследование особенностей формирования устойчивых откосов котлованов и подземных выработок на моделях из эквивалентных материалов / А.В. Количко // Гидротехническое строительство: Орган М-ва электростанций .— Москва., 2005 .— №3 .— С. 32-34: ил. — (Расчеты, исследования, эксперименты) .— ISSN 0016-9714 .— Библиогр.: с.34.
23. Соколов Александр Дмитриевич «Анкерно-контрфорсные конструкции подпорных стен и устоев мостов и новые методы их расчета», дис. канд. техн. наук : 05.23.15 М., 2000
24. Власов С.Н., Маковский Л.В., Меркин В.Б. Аварийные ситуации при строительстве и эксплуатации транспортных туннелей и метрополитенов. — М.: ТИМР, 1997-184с.
25. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов. — М.: Высшая школа, 1982.-511с.
26. Терцаги. Строительная механика грунтов. — М.:1933.-321с.
27. Косте Ж., Сангlera Г. Механика грунтов.-М.:Стройиздат, 1981.-455с.
28. Цытович Н.А. Механика грунтов — М.: Госстройиздат, 1951.-528с.
29. Соколовский ВВ. Статика сыпучей среды — М.:Наука, 1990.-272с.
30. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. — М.: Мир, 1975.-541с.
31. Клованич С.Ф. Модель деформирования неупругих материалов и ее применение к расчету грунтовых оснований.// Вестник ОНМУ: Сб.научн.тр. Вып.7, 2002.- С.131-139.
32. Клованич С.Ф. Программа «CONCORD» для решения геотехнических задач методом конечных элементов.// Вестник ОНМУ: Сб.научн.тр. Вып.10, 2003.- С.39-46.

33. Клованич С.Ф. Модель прочности и деформаций бетона и грунта при сложном напряженном состоянии.// Строительные конструкции: Меж.вед. н.-т. сб.-Киев, НИИСК, Вып.59, 2003.- С.163-170.
34. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейной механике грунтов и бетонов.// Строительные конструкции: Меж.вед. н.-т. сб.-Киев, НИИСК, Вып.61, 2004.- С.103-108.
35. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики. –ООО «ИПО Запорожье», 2009. -400с.
36. Ревуженко А. Ф.Механика упруго-пластичных сред и нестандартный анализ // новосибирск: изд-во Новосиб. ун-та, 2000. С. 24-43.
37. Научный отчет Т 1548 Несущая способность закрепленных анкерными сваями опорных стенок IV / 1-5-358/82 DIBt, Проф., к.т.н. E.Franke, TU Darmstadt.
38. ТСН 50-302-2004 «Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге».
39. ГОСТ 5781-828 «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций».
40. Емельянов Л.М. Расчет подпорных сооружений. Справочное пособие. – М.: Стройиздат, 1987.
41. Малый И.М. Современные методы крепления котлованов. //Труды юбилейной науч.-практ. конф. –М.: ТИМР, 2000.
42. СНиП «Нагрузки и воздействия». –м. Стройиздат, 1986.
43. Петрова А.Е., Шерстяных К.Э., Оценка эффективности ограждений котлованов// XXXVIII Неделя науки СПбГПУ; ; материалы междун. Научно-практической конференции. Ч.1. - СПб. Издательство Политехн. ун-та, 2010. – с. 254-255.
44. THOMAS TELFORD «The quay to success: Single bore multiple anchors wall», Journal «GROUND ENGINEERING», 2007, VOL 40; NUMB 3, pages 34-35
45. Cassandra Rutherford «Design manual for excavation support using diip mixing technology», Texas University, 2005
46. McGinn, A.J. and O'Rourke, T.D. (2000). “Case Study of Excavation Base Stability in Deep Marine Clay.” ASCE, Geotechnical Special Publication No. 94, 480–495.
47. Mueller, C.G., Long, L.H., Weatherby, D.E., Cording, E.J., Powers III, W.F., and Briaud, J.–L. (1998). Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Report No. FHWA–RD–98–067, Federal Highway Administration, McLean, VA.
48. Pearlman, S.L. and Himick, D.E (1993). “Anchored Excavation Support Using SMW.” Deep Foundation Institute, 18th Annual Conference, Pittsburgh, PA, 101-120.
49. Sabatini, P.J., Pass, D.G., and Bachus, R.C. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems. FHWA–IF–99–015, Federal Highway Administration, Washington, DC.