

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Тольяттинский государственный университет»

Архитектурно-строительный институт
Кафедра «Городское строительство и хозяйство»

08.04.01 «Строительство»
направленность (профиль) «Техническая эксплуатация и реконструкция
зданий и сооружений»

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

на тему Исследование устойчивости грунтов в основаниях фундаментов
зданий плотной городской застройки

Студент(ка)

А. П. Клешнин

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Научный

Л. М. Борозенец

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

руководитель

Консультанты

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Руководитель программы

д.т.н., проф., В. А. Ерышев

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« ____ » _____ 20 ____ г.

Допустить к защите

Заведующий кафедрой

к.т.н., доц., Д. С. Тошин

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« ____ » _____ 20 ____ г.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР ИЗВЕСТНЫХ РЕШЕНИЙ ПО СТАБИЛИЗАЦИИ ОСНОВАНИЙ ПРИ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ.....	7
1.1 Общий обзор конструктивных решений по уменьшению взаимного влияния на основания от зданий и сооружений	7
1.1.1 Строительство общественного здания с подземными этажами в стесненных условиях городской застройки	7
1.1.2 Применение технологии усиления фундаментов методом статического вдавливания свай в условиях плотной городской застройки	9
1.1.3 Использование разделительной стенки из буронабивных свай для уменьшения осадки существующего корпуса	12
1.1.4 Патентный поиск	15
1.2 Теоретические исследования по основаниям фундаментов плотной застройки.....	16
1.2.1 Оценка взаимного влияния зданий и подземных сооружений	16
1.2.2 Методика расчета и способы обеспечения устойчивости оснований фундаментов	18
1.2.3 Нелинейная механика, модель механического поведения и метод механики дисперсных грунтов	20
1.2.4 Основные положения модели теории нелинейного деформационного вытеснения предельно-напряженного дисперсного грунта	22
1.2.5 Краткий обзор результатов исследования формирования упругого ядра с помощью штампов	24
1.3 Вывод по главе 1	30
ГЛАВА 2 НАТУРНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ ЗДАНИЙ ПО АДРЕСУ: УЛ. ВОРОШИЛОВА 55 И УЛ. 40 ЛЕТ. ПОБЕДЫ 104А	31
2.1 Характеристика района работ.....	33
2.2 Геологическое строение и гидрогеологические условия участка.....	34
2.3 Исследование конструктивных элементов и проведенных мероприятий по стабилизации оснований.....	35
2.4 Геодезические наблюдения, анализ и заключение	41

2.5 Вывод по главе 2.....	46
ГЛАВА 3 РАСЧЕТ ПРЕДЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ И НЕЛИНЕЙНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ПАНЕЛЬНОГО ДОМА ПО АДРЕСУ: УЛ. ВОРОШИЛОВА 55 И КИРПИЧНОГО ДОМА-ВСТАВКИ ПО АДРЕСУ УЛ. 40 ЛЕТ. ПОБЕДЫ 104А	
3.1 Применение метода нелинейной механики вытеснения грунтов к расчету напряженно-деформированных состояний панельного дома по адресу: ул. Ворошилова 55.....	47
3.1.1 Определение нелинейных общих, упругих, пластических и вязких деформаций грунтов дома по адресу: ул. Ворошилова 55 под нагрузкой	51
3.2 Определение нелинейных общих, упругих, пластических и вязких деформаций грунтов дома по адресу: ул. 40 лет победы 104а под нагрузкой	57
3.2.1 Определение нелинейных общих, упругих, пластических и вязких деформаций грунтов дома ул. 40 лет победы 104а под нагрузкой.....	61
3.3 Расчет буронабивной сваи дома-вставки по адресу: ул. 40 лет победы 104а.....	65
3.3.1 Определение нелинейных общих деформаций грунтов буронабивной сваи дома-вставки по адресу: ул. 40 лет победы 104а под нагрузкой	68
3.4 Устройство блока уплотненного грунта для компенсации зон напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов 9-ти этажного панельного дома по адресу: ул. Ворошилова 55 и кирпичного 15-ти этажного дома-вставки по адресу ул. 40 лет. Победы 104а.....	71
3.5 Вывод по главе 3.....	77
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	78
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ	80
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	88

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертации. Главной проблемой при строительстве вблизи существующих зданий плотной городской и исторической застройки является отсутствие должного научного и практического опыта по выявлению объективных причин поведения напряженно-деформированных оснований фундаментов как существующих, так и проектируемых примыкающих зданий. По всей России выявлены сотни случаев строительства новых зданий вблизи ранее возведенных с негативными последствиями, свидетельствующие о несоответствующем подходе к выполнению изыскательских работ, ошибках при проектировании, применении неправильных технологий строительно-монтажных работ, ввиду отсутствия объективного научного обоснования и сопровождения техники процессов проектирования, строительства и эксплуатации рассматриваемых объектов. Только в г. Тольятти за последние 20 лет известно не менее 30 зданий, получивших повреждения и деформации [22], приведших порой к аварийным ситуациям с последующим расселением жильцов. Под аварийное расселение попали и жители торцевого подъезда 9-ти этажного жилого дома по адресу ул. Ворошилова 55. В настоящее время актуальность нового строительства вблизи существующих зданий неоспорима, поэтому исследование устойчивости грунтов и экспериментально-теоретическое обоснование стабилизации оснований будет актуально.

Цель диссертационной работы - разработка методов по повышению устойчивости грунтов в основаниях зданий плотной городской застройки при негативном влиянии нового строительства.

Для достижения поставленной цели решены следующие задачи:

1. Исследованы натурные объекты по адресам ул. Ворошилова 55 и ул. 40 лет Победы 104а;
2. Определены причины негативного влияния построенного здания на основание уже существующего;

3. Разработана методика назначения мероприятий по снижению негативного влияния возводимого здания на основание существующего.

Достоверность результатов исследования основаны на экспериментальных наблюдениях нелинейной механики вытеснения дисперсных грунтов, проведенные в натурно полевых условиях. Теоретические исследования базируются на положениях аналитической нелинейной механики грунтов [16].

Объект и предмет исследований. Объектом исследования является взаимное влияние 9-ти этажного панельного дома по адресу ул. Ворошилова 55 и 15-ти этажного кирпичного дома-вставки по адресу ул. 40 лет Победы 104а. Предметом исследования является стабилизация негативного влияние вновь построенного дома-вставки на основания существующего панельного дома.

Сведения о теоретической и методической основах диссертационного исследования. Основой диссертационной работы является теория нелинейной механики вытеснения дисперсных грунтов в основаниях фундаментов разработанная Л. М. Борозенцом.

Научная новизна диссертационной работы заключается в разработке метода научного обоснования уменьшения влияний от возводимого здания на основания существующей застройки.

Практическое значение и внедрение результатов работы:

1. Разработана методика расчетных исследований основания возводимого здания на окружающую застройку;
2. Предложено и осуществлено проектное решение мероприятий по стабилизации деформированных оснований.

На защиту выносятся:

1. Результаты натурно экспериментальных исследований взаимного влияния зданий по адресу: ул. Ворошилова 55 и 40 лет Победы 104а;
2. Методика расчетного исследования по увеличению стабилизации напряженно-деформированного основания зданий.

Апробация результатов исследования. Основные положения диссертационной работы изложены в 2-х научных статьях в рецензируемых научных изданиях.

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, трех глав, общих выводов, списка используемых источников и пяти приложений. Общий объем работы - 112 страниц машинописного текста.

ГЛАВА 1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР ИЗВЕСТНЫХ РЕШЕНИЙ ПО СТАБИЛИЗАЦИИ ОСНОВАНИЙ ПРИ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКЕ

1.1 Общий обзор конструктивных решений по уменьшению взаимного влияния на основания от зданий и сооружений

1.1.1 Строительство общественного здания с подземными этажами в стесненных условиях городской застройки

Рассматривается опыт проектирования и строительства ограждающей части подземного пространства для торгового комплекса, расположенного в стесненных условиях центра города Оренбурга [21].

Проект предусматривает строительство заглубленного сооружения по методу «снизу-вверх». В этой связи конструкция ограждающей стены принята из стальных труб $\text{ду}273/8$ мм, установленных в предварительно пробуренные скважины и заполненных бетоном, с креплением грунтовыми анкерами. Глубина установки труб на блоках «А» «Б» соответственно 10,5 и 12,5 м. с заглублением на 1,5 м ниже подошвы фундаментной плиты (рисунок №1). Шаг трубчатых свай 1,2 м. с устройством между ними забирки из досок.

Грунтовые анкера конструкции фирмы «Каскташ», устанавливаются в 3-4 ряда по высоте с шагом от 1,8 до 2,5 м. допускается нагрузка на анкер по расчету 250-340 кН. Общий объем буровых работ составил 420 м^3 , установлено труб – 307 т. Этими же установками выполнялось бурение скважин под грунтовые анкера, кол-во которых на объекте составило 781 шт., а их общая длина 9442 м.

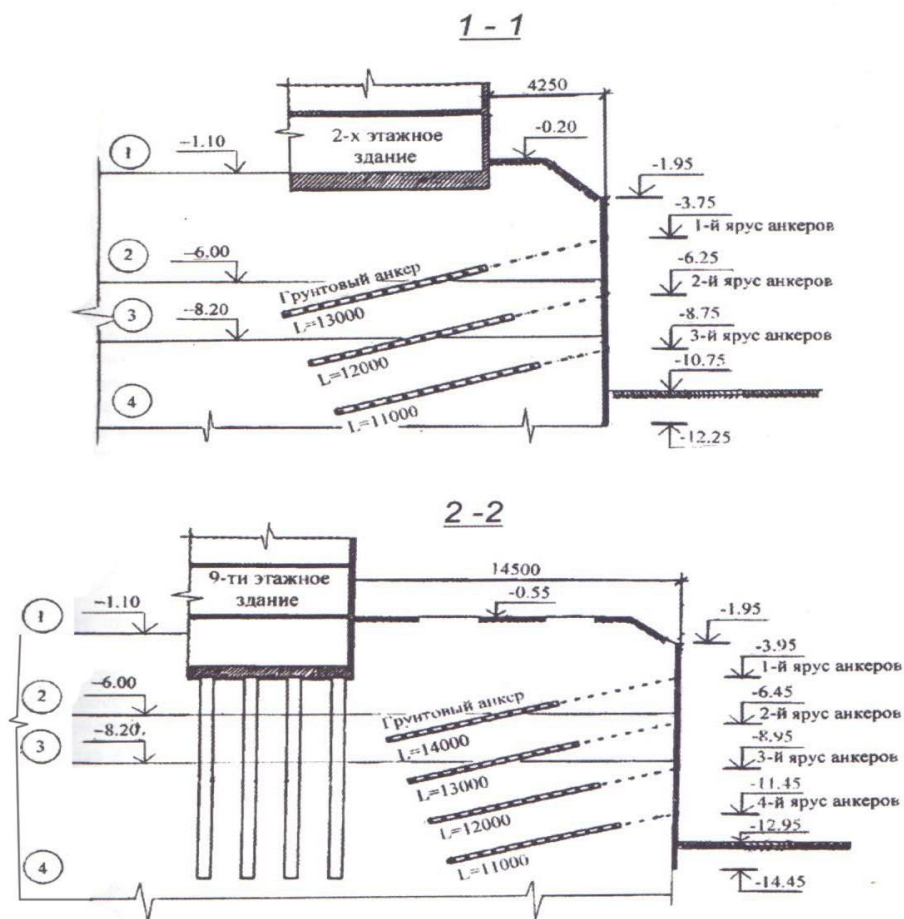


Рисунок 1 - Поперечные разрезы 1-1 и 2-2 подземного пространства

До начала производства работ разработана и реализуется определенная система мониторинга для наблюдения за состоянием окружающей застройки. Недостатками данного способа являются большой объем работ по устройству анкеров, большие финансовые затраты по реализации данного проекта. К тому же реализация, требует применение редкого и специфического оборудования.

1.1.2 Применение технологии усиления фундаментов методом статического вдавливания свай в условиях плотной городской застройки

Данная технология позволяет производить работы в стесненных условиях, в том числе и внутри здания. Задавливание свай без предварительной выемки грунта и полное отсутствие динамического воздействия дает возможность не только возводить монолитные железобетонные конструкции нулевого цикла, но и усиливать фундаменты старых построек, а также устраивать новые подземные помещения под существующими зданиями [32].

Описание технологии и оборудования

Разработанное и изготовленное оборудование обладает высокой производительностью, малым весом и габаритами и позволяет, в том числе осуществлять задавливание свай на глубину необходимую, для обеспечения требуемой несущей способности.

Основными преимуществами данного метода являются:

- отсутствие динамических воздействий на грунт и здание;
- устройство свай без выемки грунта;
- контроль усилия нагружения каждой сваи;
- экологически чистый, бесшумный метод;

Оборудование и технология позволяют:

- производить устройство набивных железобетонных свай диаметром 80-200 мм., с несущей способностью до 300 кН;
- устраивать трубобетонные сваи;

При реконструкции фундаментов отсутствует возможность разработки типовых схем усиления. Схемы усиления должны приниматься в каждом конкретном случае в зависимости от нагрузок на фундаменты, наличия подвала и других подземных сооружений, инженерно-геологических и

гидрологических условий и др., однако на практике наибольшее распространение получили две технологические схемы:

Технологическая схема усиления фундаментов с использованием пристенных монолитных ж/б ростверков. (Рисунок №2)

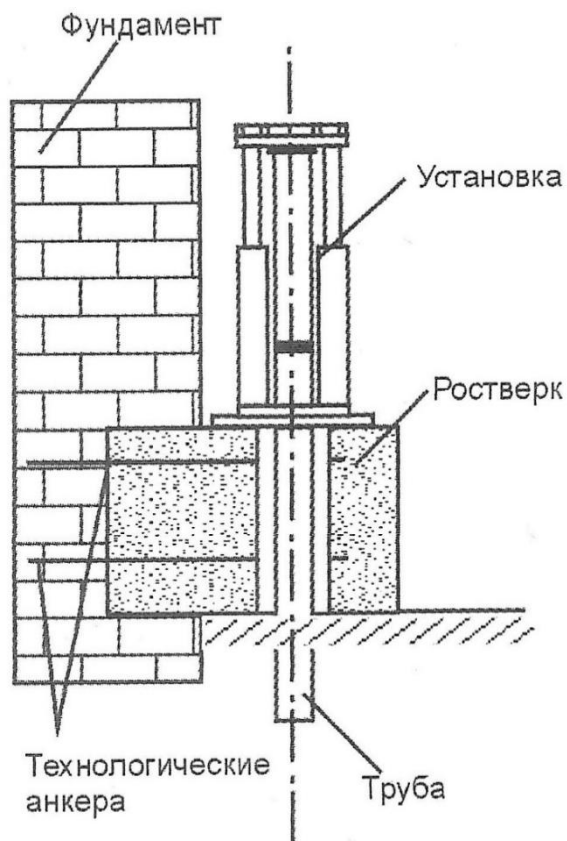


Рисунок 2 - Усиление фундаментов с использованием пристенных монолитных ж/б ростверков

Технологическая схема усиления фундаментов из-под подошвы здания (сооружения) (Рисунок №3).

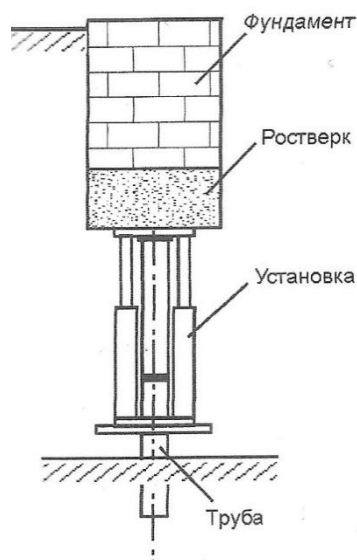


Рисунок 3 - Усиление фундаментов из-под подошвы здания

Последовательность проведения работ выглядит следующим образом. В местах расположения свай в ростверке и замоноличиваются анкерные болты, к которым, после набора бетоном прочности, крепится установка для задавливания обсадной трубы. Погружается в грунт секциями длиной 1 м, которые соединяются между собой при помощи сварки. Первая секция снабжена конусообразным наконечником, предназначенным для снижения усилия, необходимого для проникновения сваи в толщу грунта и предотвращения попадания последнего в полость трубы. Задавливание секции производится до момента фиксации на манометре установки давления, превышающего в 1,2 раза расчетную несущую способность сваи. После достижения расчетной глубины погружения полость трубы армируется одиночным стержнем или пространственным каркасом (в зависимости от проекта), и начинается процесс бетонирования [4]. Хотя у данного метода есть ряд значительных плюсов, но есть и несколько минусов. Это большой цикл подготовительных работ для установки оборудования и высокий уровень затрат ручного труда. Данные недостатки затрудняют применение при сжатых сроках строительства.

1.1.3 Использование разделительной стенки из буронабивных свай для уменьшения осадки существующего корпуса

При строительстве жилого комплекса на проспекте в г. Санкт-Петербурге возникла сложная геотехническая ситуация, связанная с устройством нового 12-ти этажного корпуса к 12-ти этажному существующему [35]. Жилой комплекс запроектирован в составе трех корпусов, один из которых уже введен в эксплуатацию, два находятся в стадии строительства. Фундаменты существующего корпуса - ленточные сборные железобетонные. Глубина заложения фундаментов составляет 2,15 м. Основанием служат крупные пески средней плотности. Строительство нового корпуса ведется на монолитной железобетонной плите, устроенной на естественном основании:

- насыпной слой грунта мощностью от 0,4 до 0,6 м;
- разрушенный фундамент- кирпичная кладка и ' плиты известняка мощностью около 2,2 м;
- песок крупный с прослойками гравелистого, средней плотности мощностью 0,4-0,7 м;
- песок средний плотный мощностью песок пылеватый плотный, мощность слоя 4,2-4,3 м;
- супесь пластичная мощностью 1,2- 1,3м;
- суглинок твердый разведанный на глубину 8,5 м.

Уровень грунтовых вод отмечен на глубине 3,3-3,7 м от поверхности. При подготовке основания фундамента нового корпуса было допущено ряд ошибок, которые негативно отразились на состоянии конструкций существующего корпуса.

Для снижения величин дополнительных деформаций при возведении нового корпуса и исключения выпора грунта из-под подошвы фундаментов существующего корпуса при отрывке котлована под плиту было предложено выполнить разделительную стенку из буронабивных свай (рисунок №4).

Расположение свай осуществлялось в шахматном порядке таким образом, чтобы они образовывали в плане замковое сопряжение, а- длина разделительной стенки превышала размер торцевой стены существующего корпуса.

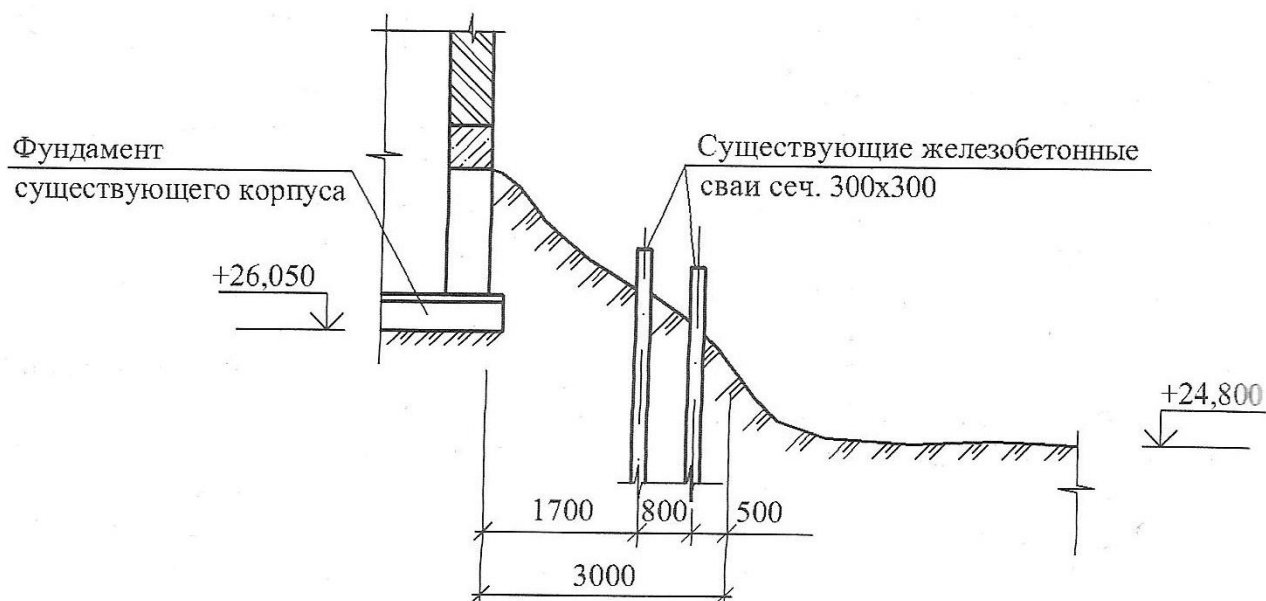


Рисунок 4 - Разрез участка примыкания существующего корпуса к строительной площадке на момент проведения технического обследования

Устройство разделительной стенки происходило в следующей последовательности:

1. Площадка строительства в зоне примыкания отсыпалась крупным песком с послойным уплотнением до отметки, превышающей на 0,65 м отметку низа фундамента существующего здания;
2. На расстоянии 1,1 м от торца существующего здания бурились скважины диаметром 0,3 м на глубину 6,0 м;
3. После погружения обсадной трубы на проектную отметку, в слой плотного пылеватого песка, производилось ее заполнение твердеющим составом от забоя к устью (снизу-вверх);
4. Затем осуществляется установка проектного каркаса свай;
5. Оголовки выполненных свай после монтажа арматуры ростверка омоналичивались;

Один из преимуществ устройства разделительной стенки из буронабивных свай, по сравнению со шпунтовым ограждением, является исключение динамического воздействия на грунт основания [3]. Кроме этого, при производстве работ не требовалось специального оборудования. Выполненные геодезические наблюдения позволяют сделать вывод о целесообразности принятого решения по устройству разделительной стенки из соприкасающихся буронабивных свай [2]. К недостатку же можно отнести большую материалоемкость для производства работ.

1.1.4 Патентный поиск

Перечень найденных источников, близких по технической сущности к теме магистерской диссертации «Исследование устойчивости грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной застройки», приведен в приложении 2 «Отчёт о поиске».

Поиск проводился на срок исследований глубиной не менее 30 лет (усредненный срок обновления объектов техники и технологии 15 лет). При проведении исследования были выявлены ряд имеющихся документов в исследуемой области. В результате исследований выявлено 17 патентных документов. Регламент поиска приводится в приложении А, отчет о поиске в приложении Б.

1.2 Теоретические исследования по основаниям фундаментов плотной застройки

1.2.1 Оценка взаимного влияния зданий и подземных сооружений

Даны методологические основы оценки взаимного влияния городской застройки и подземных сооружений [37]. Приводятся результаты численных расчетов по оценке влияния проектируемого здания на комплекс сооружений метрополитена глубокого заложения, а также по оценке влияния проектируемого здания на подземные сооружения, попадающие в сжимаемую толщу, и взаимного влияния проектируемого здания и подземного сооружения. Показана эффективность комплексной системы геотехнического прогноза, являющейся основой проектных решений по реконструкции зданий в условиях плотной городской застройки, насыщенной подземными сооружениями.

Оценка влияния нового строительства и мероприятия по защите существующих зданий и сооружений

В данной статье проводятся причины деформации зданий в черте города. Приводится пример моделирования влияния строительства на окружающую застройку с применением программы Plaxis, описываются расчетные алгоритмы программы. Описывается метод численного моделирования устройства «стены в грунте» (рисунок №5)

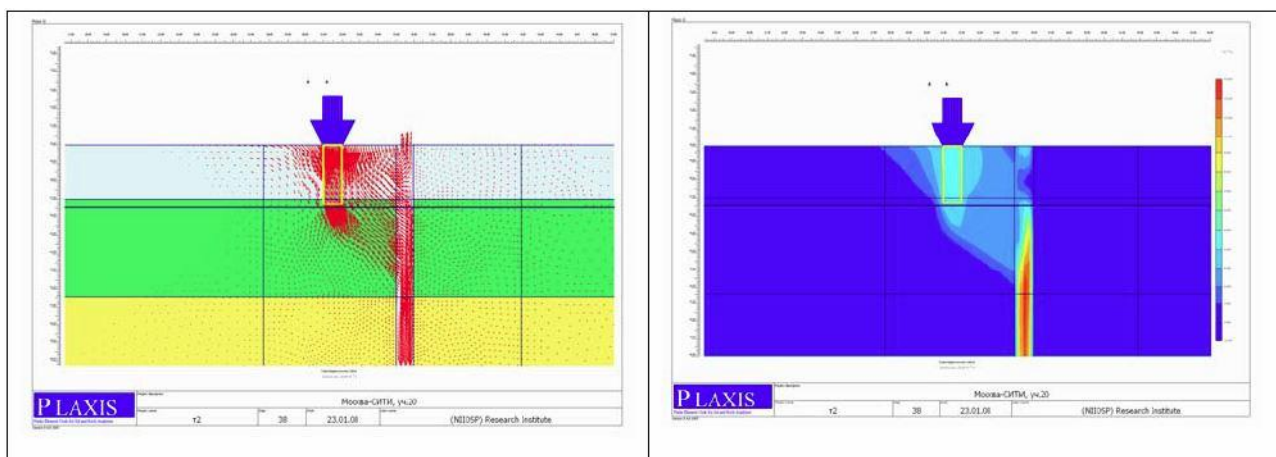


Рисунок 5 - Потеря устойчивости грунта основания фундамента при устройстве «стены в грунте»

Представлены мероприятия по защите существующих зданий и сооружений:

1. Различные способы химического закрепления грунтов основания: силикатизация (однорастворная и двухрастворная), смолизация и цементация грунтов, закрепление материалами типа "Микродур";
2. Усиление фундаментов путем устройства буровых свай (микросвай);
3. Усиление фундаментов методом задавливания свай;
4. Усиление фундаментов и оснований с использованием струйной технологии по классической технологии и технологии типа Mini-jet или Mono-jet;
5. Способы устройства отсечных экранов или геобарьеров;
6. Армирование оснований;
7. Различные способы компенсационного нагнетания;
8. Увеличение опорной площади фундаментов, подведение железобетонных плит;
9. Изменение конструктивной схемы здания, устройство металлических поясов и тяжей;
10. Изменение конструктивных решений подземной части возводимых зданий или способа проведения работ по экскавации устраиваемого котлована на участке примыкания к существующему зданию;

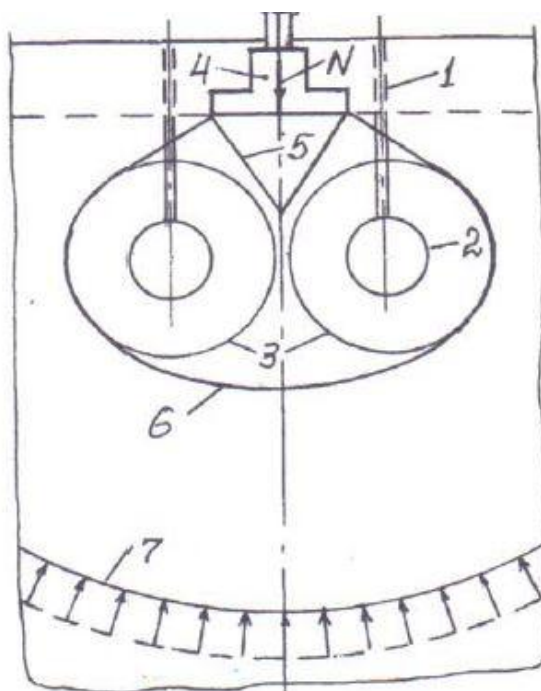
Описывается метод закрепления грунтов с использованием технологии jet-grouting, компенсационного нагнетания

Для расчётов напряжено-деформированного состояния грунта, можно использовать программу Plaxis. К плюсам относится то, что данное программное обеспечение умеет не только производить расчет, но и вывод на экран деформационно-сжатую зону грунта. К минусам же можно отнести интерфейс программы на английском языке и высокую стоимость программы. Технология jet-grouting имеет большие затраты цементно-песчаного раствора. Хотя и широко применяется при усилении грунтов, за счет простоты применения.

1.2.2 Методика расчета и способы обеспечения устойчивости оснований фундаментов

Предложена методология аналитического прогноза и технологического обеспечения устойчивости оснований фундаментов как нового строительства, так и существующих строений при увеличении нагрузок на фундаменты реконструкцией и при уменьшении несущей способности оснований фундаментов существующих строений за счет частичного отсечения объемов зон упруго напряженного состояния грунтов, путем экранизации примыкающим новым строительством [17]. Положения методологии базируются на разработанной модели расчета механики вытеснения грунтов в линейно-нелинейной постановке и сводятся к определению формы и размеров зон упруго напряженного состояния грунтовых массивов в основаниях фундаментов [10] (рисунок №6). Снижение податливости фунтов в основаниях фундаментов достигается технологическими приемами, обеспечивающими создание в грунтах оснований фундаментов проектных зон упруго напряженного состояния, реактивно уравнивающих дополнительные напряжения в фундаментах от

нагрузок. [14] Способ повышения несущей способности оснований фундаментов нового строительства

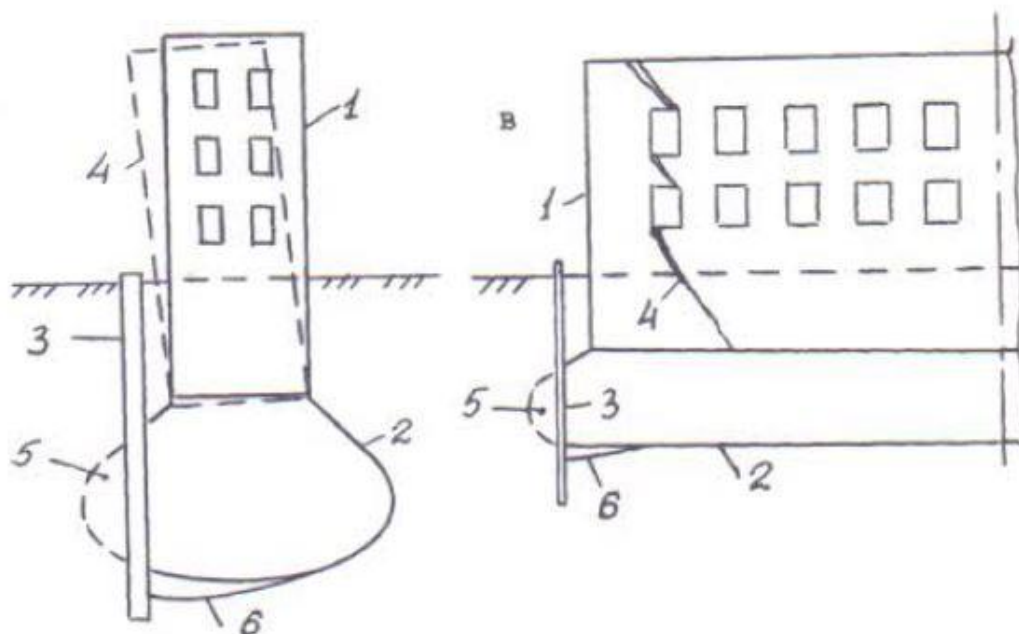


1 – скважина, 2 – уширение, 3- границы зон пластично-сдвиговой деформации грунта, 4 – фундамент, 5 - грунтовый конус, 6 - граница зоны пластично-сдвиговой деформации грунта от фундамента, 7 - граница зоны упругости.

Рисунок 6 - Схема расположения зон состояния грунта

Способ обеспечения устойчивости оснований фундаментов существующих строений в местах нового пристроя.

Способ повышения несущей способности оснований фундаментов. Отличается технической сложностью реализации. Устройство траншейной стены необходимо выполнять до начала нового строительства, для обеспечения правильного распределения напряженно-деформационной зоны грунта основания. (рисунок №7)



1 – здание, 2 – область упругого напряженно-деформированного состояния в основании; зданий, 3 – траншейные стены, 4 – соответственно крен здания и трещины в стенах, 5 – отсеченный объем зоны упруго напряженного грунта, 6 – граница восстановления отсеченного объема зоны упруго напряженного грунта

Рисунок 6 - Крен здания и образование трещин в стенах

1.2.3 Нелинейная механика, модель механического поведения и метод механики дисперсных грунтов

Общая задача механики грунтов заключается во всестороннем изучении, математическом выражении и количественном описании физико-механических процессов, протекающих в грунтах под нагрузкой; расчёта их напряжённо-деформированного состояния, прочности и устойчивости оснований. [19] Разработка теории предназначена для создания методологий расчёта напряжённо-деформированных состояний и оценки прочности грунтов оснований и грунтовых сооружений, когда связь между напряжениями и деформациями упругости и пластичности является

абсолютно нелинейной.

В качестве модели механического поведения дисперсных грунтов под нагрузкой выбрана дискретная среда или в более широком понятии «пористодисперснофазовая» среда, для расчётной модели которой физические особенности представляются в виде следующего комплекса: пор; совокупности отдельных разноразмерных элементарных твердых частиц; твердой, жидкой и газообразной фаз и органики.

Методом механики дисперсных грунтов в предложенной теории избрано: решение уравнений равновесия краевых и промежуточных предельных состояний; определение геометрических соотношений зон напряжённо-деформированных состояний по предельным равновесиям; выбор физических уравнений состояния при полученных краевых и промежуточных условиях.

Углы внутренней связности покоя и трения скольжения при сдвиге дисперсных грунтов

В дисперсных грунтах трение скольжения рассматривается по микроплощадкам в контактах, нормально сжимаемых и касательно сдвигаемых элементарных твердых частиц, как твердых микротел. Под действием постоянной нормальной сжимающей силы N и сдвигающей касательной силы T в микроконтактах между сжимаемыми и сдвигаемыми твердыми элементарными частицами возникает напряжение упругости σ_e и сопротивление дополнительного удельного сцепления физико-химической природы c_w , под влиянием которого упругий материал контактов в точках соприкосновения переходит в пластическое состояние. Переход материалов контактов в пластическое состояние продолжается до развития его зоны с наклоном площадки скольжения до угла, что знаменует собой наступление первого состояния предельного равновесия [40].

1.2.4 Основные положения модели теории нелинейного деформационного вытеснения предельно-напряженного дисперсного грунта

В основу разработки положена истина о том, что реальные особенности напряжения и деформирования грунтов в основаниях фундаментов объективно выявляются только в результате полевых натурных экспериментов, что при этом в общем случае грунтам свойственна нелинейная напряжённость и деформируемость [16].

Для решения общей задачи механики вытеснения нескальных грунтов, заключающейся в расчётах предельного напряжённо-деформированного состояния грунтов, взаимодействующих с фундаментами, оценки их прочности и устойчивости использована модель дискретной среды, которая учитывает основные особенности его нелинейного напряжения и деформирования, и предложенный аппарат анализа, который позволяет прогнозировать происходящие в грунтах основания процессы.

В качестве метода решения общей задачи механики вытеснения нескальных грунтов разработано решение предельных задач – это совместное решение уравнений равновесия, геометрических соотношений и получаемых из них физических уравнений или уравнений состояния при определении начальных, промежуточных и конечных упруго-пластически-вязкостных предельных напряжений и деформаций.

В качестве метода решения общей задачи механики вытеснения нескальных грунтов разработано решение предельных задач – это совместное решение уравнений равновесия, геометрических соотношений и получаемых из них физических уравнений или уравнений состояния при определении начальных, промежуточных и конечных упруго-пластически-вязкостных предельных напряжений и деформаций. Выбор вида уравнений состояния проводился по результатам экспериментальных исследований, выявляющих особенности предельного напряжения и деформирования грунтов под

нагрузкой, а в соответствии с разработанной расчётной моделью грунта дано математическое описание результатов.

Установлено, что нелинейность напряжений определяет нелинейный характер деформирования оснований фундаментов [13], что напряжения и деформации возникают в массиве грунта от действия внешних нагрузок, с одной стороны, и внутренних сил: удельного веса скелета грунта, сил сцепляемости и упругости, с другой стороны, и генерируемые ими силы связности физической и физико-химической природы [Сергеев Е.М., 1983].

При разработке единой модели грунта и соответствующих ей уравнений состояния учитывалось то, что они должны отображать адекватно все процессы, протекающие в основании фундамента при его. Выяснено, что по причине дискретного строения грунта действительный характер его деформирования протекает по следующей схеме: развитие объёмного упругого деформирования происходит сразу после приложения нагрузки в ограниченном полупространстве, а развитие пластического деформирования начинается с разрушения структурных связей в массиве грунта естественного сложения; первоначально развивается полупространство пластически-вязкостного напряжения и деформирования в фазе положительной дилатансии уменьшения объёма и изменения формы грунта в процессе контракции при активном давлении упругости грунта основания на боковую поверхность сначала упругого, затем уплотнённого ядра в виде «пирамидального тангенсоида» при сопротивлении и с последовательно от начального до конечного предельных состояний; затем, в фазе положительной и слабо интенсивной отрицательной дилатансии уменьшения объёма и изменения формы в процессе общей дилатансии при пассивном давлении на грунт основания от боковой поверхности уплотнённого ядра через механизм слабого распора частиц в зоне его разуплотнения; далее, в фазе положительной, слабо и сильно интенсивной отрицательной дилатансии уменьшения объёма и изменения формы в процессе полной дилатансии при пассивном давлении на грунт основания от боковой поверхности

уплотнённого ядра через механизм предельного распора частиц в зоне его разуплотнения.

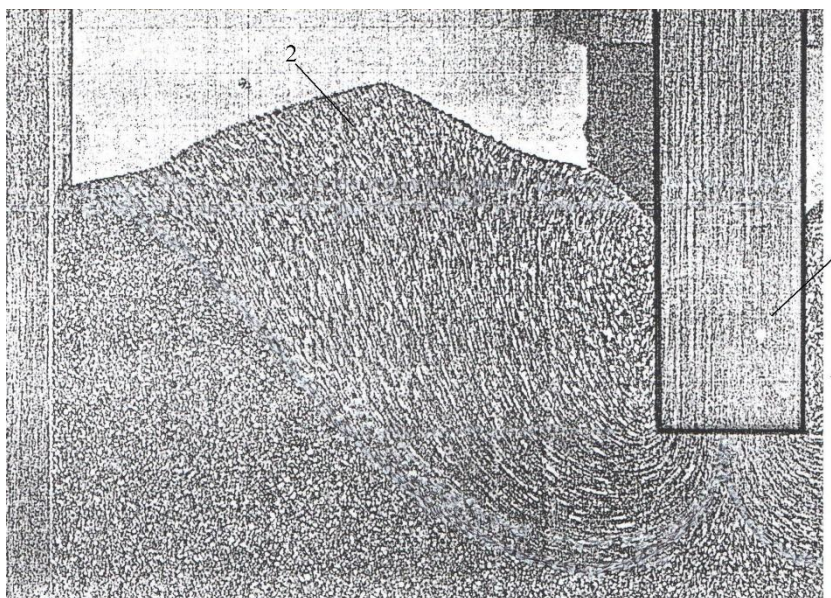
Сделан вывод о том, что разрушение грунта происходит при действии предельного сдвигающего касательного напряжения – равного по величине предельному сжимающему нормальному давлению, генерируемых связностью как суммарной силой всех возможных видов взаимодействия физической и физико-химической природы и сцепляемости сдвигаемого грунта.

Контактные напряжения рассматриваются, с одной стороны, как удельное равномерно распределённое давление по подошве фундамента от нагрузки на него, используемого только для определения среднего значения напряжения грунта в объёме уплотнённого ядра, и, с другой стороны, как реактивное удельное неравномерно распределённое давление грунта на подошву фундамента, используемого только для расчёта конструкции фундамента. Для определения контактных напряжений выбрана расчётная модель основания – это модель объёмного пластическиупругого полупространства, ограниченной мощностью сжимаемой толщи, заключённого между начальным предельным напряжением упругости и конечным предельным напряжением пластичности под подошвой фундамента. Предложен метод решения контактной задачи.

1.2.5 Краткий обзор результатов исследования формирования упругого ядра с помощью штампов

Работа русского инженера, профессора В.И. Курдюмова относится к историческому развитию вопроса об определении несущей способности оснований и устойчивости возводимых на них сооружений. Исходя из работ Паукера, Янковского, Буссинеска, Шеффлера, Мора, Винклера и Ренкина, он искал вероятный вид кривой скольжения в момент разрушения грунта под влиянием местной нагрузки на фундамент. С этой целью им разработана

новая теория сыпучего грунта, с рассмотрением эллипсов главных напряжений в разных точках грунта. Он показал, что эллипсы напряжений в точках вдоль кривой скольжения изменяют наклон, или напряжение максимальных главных нормальных напряжений изменяется вдоль кривой скольжения. Однако ему, как и другим ученым того времени, не удалось найти аналитическое выражение этих линий скольжения. Поэтому в феврале 1889 г. В.И. Курдюмов провел первое в мире экспериментальное исследование разрушения песчаного грунта под фундаментом с помощью непосредственного фотографирования призм выпирания грунта [33]. На рисунке 8 показана фотография Курдюмова №2.



1 – фундамент, 2 – призма выпора грунта

Рисунок 7 - Картина двухстороннего выпирания разрушенного грунта под фундаментом

Экспериментально полученные фактические материалы представляют собой единственные документы, дающие возможность представления о том, какие процессы протекают под влиянием местной нагрузки грунта.

В Германии в 1938 г. была опубликована фотография движения песчаных частиц под нагрузкой, сделанной до начала процесса разрушения грунта в

упругой части кривой «нагрузка-осадка» А. Шайдигом, и показано на рисунке 9

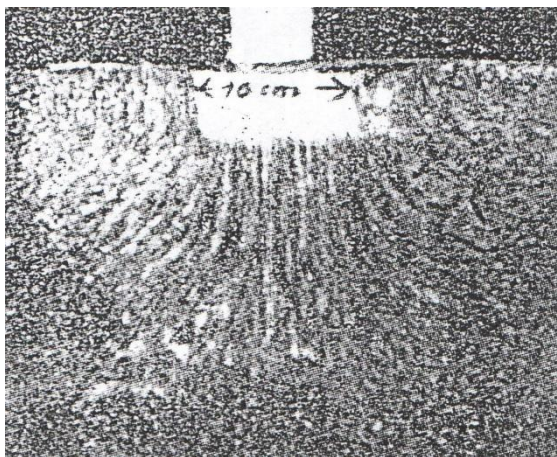


Рисунок 8 - Фотография движения песчаных частиц под нагрузкой до начала процесса разрушения

В последующие годы экспериментальные лабораторные исследования характера деформации оснований фундаментов проводились в основном на песчаных грунтах [34 Малышев М.В., 1971]; [9 Березанцев В.Г. и др., 1958]; [35 Минцковский М.Ш., 1957]; [27 Горбунов-Посадов М.И., 1982] и другие.

В.Г. Березанцев для приближенного решения в условиях плоской задачи предположил, что уплотненное ядро в песчаном грунте имеет вид равнобедренного прямоугольного треугольника с гипотенузой равной ширине фундамента [9].

В пылевато-глинистых грунтах подобные исследования проводились [П.Д. Евдокимовым 1952], [В.К. Ремизниковым 1948], [Кагановской С.Е., 1973] и др. Исследование устойчивости этих грунтов проводилось с помощью съемных парафинированных экранов [7].

С помощью экранов, С.Е. Кагановская экспериментально определила размеры и форму упругого и уплотненного ядер, возникающих в основании из связного грунта при действии на жесткий шероховатый штамп центральной вертикальной нагрузки [31]. Она установила последовательность развития деформаций и влияние степени их развития на достижение основанием предельного по устойчивости состояния. На первых

ступенях нагрузки частицы грунта движутся в основном вниз с очень незначительным отклонением, что свидетельствует о развитии в основании процесса уплотнения. При нагрузке 30...40 % от критической по устойчивости интенсивность осадки увеличивается, более заметным становится отклонение частиц в стороны, процесс уплотнения завершается (рисунок 10)

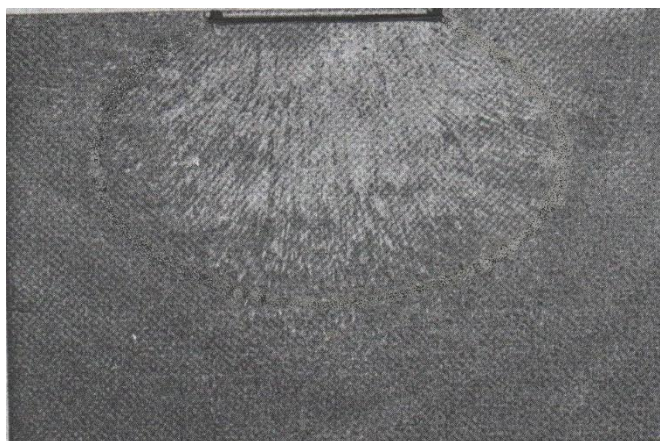


Рисунок 9 - Фотография смещения глинистых частиц в конце процесса уплотнения под нагрузкой

С дальнейшим увеличением нагрузки траектории перемещений частиц приобретают криволинейный характер, интенсивность осадки возрастает, линии скольжения выходят на поверхность грунта, сдвигаемая толща развивается до размеров $3,5 b$ от оси вправо и влево в плоскости подошвы штампа, где b – ширина штампа, см. рисунок №11. При достижении основанием предельного по устойчивости состояния на поверхности грунта наблюдается растрескивание и волна выпирания.

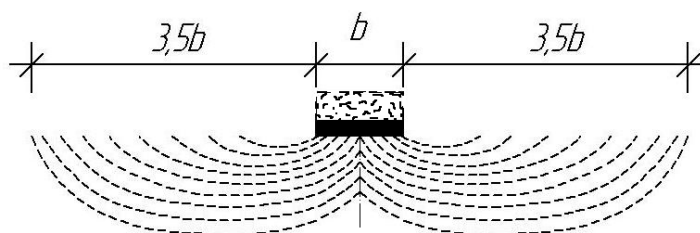


Рисунок 10 - Линии движения частиц грунта при нагрузке близкой к предельной по устойчивости

Опытами установлено наличие уплотненного ядра и упругой его части – упругого ядра, причем при нагрузке меньше критической по устойчивости четко выделяется упругая часть уплотненного ядра, а при критической предельно уплотнённое ядро, присоединенное к подошве штампа как жесткое тело. Упругая часть ядра формируется уже при нагрузке, составляющей 30...40 % от критической; она прилегает непосредственно к подошве штампа, близка по форме к равнобедренному криволинейному треугольнику высотой $0,45...0,55 b$, (рисунок №12)



Рисунок 11 - Вид упругого ядра в конце процесса уплотнения грунта под нагрузкой

Формирование уплотненного ядра в целом завершается при достижении нагрузкой значения, близкого к критическому при резком возрастании интенсивности осадки штампа, при этом уплотненное ядро имеет высоту $0,9...1,0 b$, (рисунок №13)

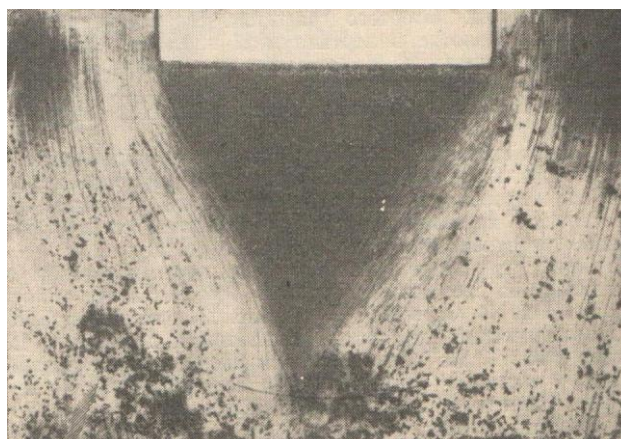


Рисунок 12 - Вид уплотненного ядра грунта при критической нагрузке по устойчивости основания

Таким образом экспериментально получены форма и размеры уплотненного ядра, которые могут использоваться для разработки модели расчета его конфигурации и размеров в зависимости от грунтовых условий и размеров.

В процессе разработки теории предельного равновесия немецкий ученый Прандтль (1921) показал в расчетной схеме (рисунок №14), что при частично загруженной с поверхности среды в ней образуется симметрично оси ординат зона в виде клина, образуемого грунтом, уплотняемым под нагрузкой. Этот клин, тесно связанный с плитой сооружения и перемещающийся вниз вместе с ней как присоединенное твердое тело, расширяет в стороны и вниз окружающий его грунт. Так возникает вытеснение грунта в граничной с клином зоне.

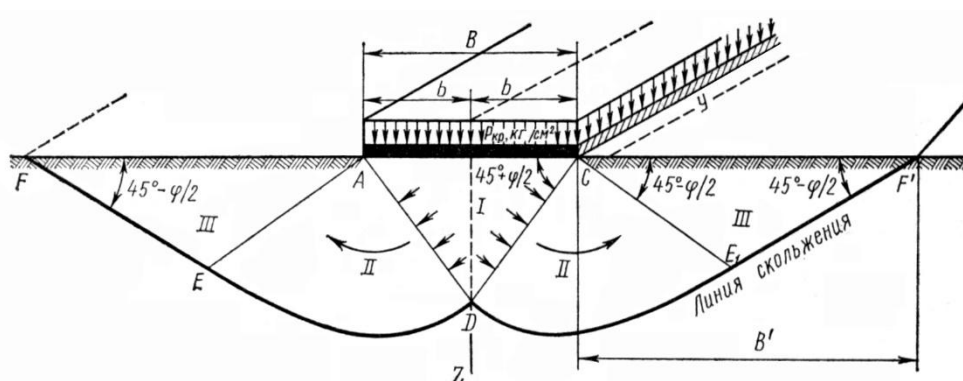


Рисунок 13 - Расчетная схема по Л. Прандтлю к определению критической нагрузки $p_{кр}$ для грунтов типа $\varphi \neq 0$

Проведенные различные исследования показали, что в процессе заглубления фундаментов и штампов линия скольжения при вытеснении грунтов в натуре имеют сложный характер из-за образования под загруженной плитой условно треугольного ядра или того же клина из уплотненного грунта, так как на самом деле форма ядра в различных грунтах и при различных формах фундаментов имеют различную конфигурацию и носит переменный характер. Именно это ядро оказывает расклинивающее

воздействие на окружающий его грунт и при определенной критической нагрузке приводит к полной потере основанием устойчивости в условиях вытеснения и выпора грунта из-под штампа или фундамента, или плиты сооружения. [5-6]

Точное решение таких задач весьма затрудняется из-за недостаточной изученности формы ядра в разных грунтовых условиях и необходимости учета собственного веса грунта как некоторой объемной силы [12].

1.3 Вывод по главе 1

Проведены полноценные исследования большинства доступных источников данной области. На данный момент существует масса конструктивных решений по стабилизации оснований, но также необходимо отметить, что большинство из них имеет ряд существенных недостатков. Разработано недостаточное количество методик по стабилизации оснований фундаментов. Тема исследования является достаточно новой и имеет небольшую экспериментально - теоретическую базу. Однако стоит отметить теорию нелинейной механики грунтов, состоятельность которой подтверждена множественными натурными экспериментами.

ГЛАВА 2 НАТУРНЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЗАИМНОГО ВЛИЯНИЯ ЗДАНИЙ ПО АДРЕСУ: УЛ. ВОРОШИЛОВА 55 И УЛ. 40 ЛЕТ. ПОБЕДЫ 104А

Освоение новых территорий для застройки несет ряд недостатков, таких как: создание инженерных коммуникаций, использование плодородных земель, необходимость создания инфраструктур новых городских районов. Такая политика требует больших капиталовложений, однако она оправдана необходимостью строительства крупных промышленных предприятий, которые обычно возводятся за существующей городской чертой. При жилом строительстве рыночные отношения накладывают свою специфику при выборе территории для застройки. Развитая инфраструктура и выгодное положение центральных кварталов города привлекают инвестиции в капитальное строительство. Поэтому в настоящее время сложилась тенденция к реконструкции экономически наиболее перспективных кварталов города. В таких условиях необходимо дальнейшее развитие методик по уменьшения влияния нового строительства на уже существующее здание. В данной работе разрабатывается методика по стабилизации оснований фундаментов реального натурального объекта, включающего существующий 9-ти этажный панельный дом по адресу ул. Ворошилова 55 и кирпичный дом-вставку по адресу ул. 40 лет Победы 104а. (рисунк. №15) [18]. Панельный дом выполнен на ленточном фундаменте с уплотнением тяжелыми трамбовками грунтового основания, расположенный по линии застройки на расстоянии в осях 62,3 м. Отметка низа подошвы фундамента - 2.950 мм. 15-ти этажное здание-вставка по адресу ул. 40 лет Победы, 104а выполнено на железобетонной фундаментной плите, расположенной на отметке -4.600 мм. По торцевым пролетам дома-вставки расположены сквозные проезды. Торцевые стены тринадцатипятиэтажного торцевого пролёта оперты на поперечные железобетонные балки, которые в свою очередь

передают нагрузку на свайный фундамент по торцевой оси линии примыкания. (рисунок №16). Глубина заложения буронабивной сваи - 21.665м. В 2004 году застройщик начал возведение дома-вставки с проектом, не прошедшем экспертизу, работы начаты без разрешения на строительство.

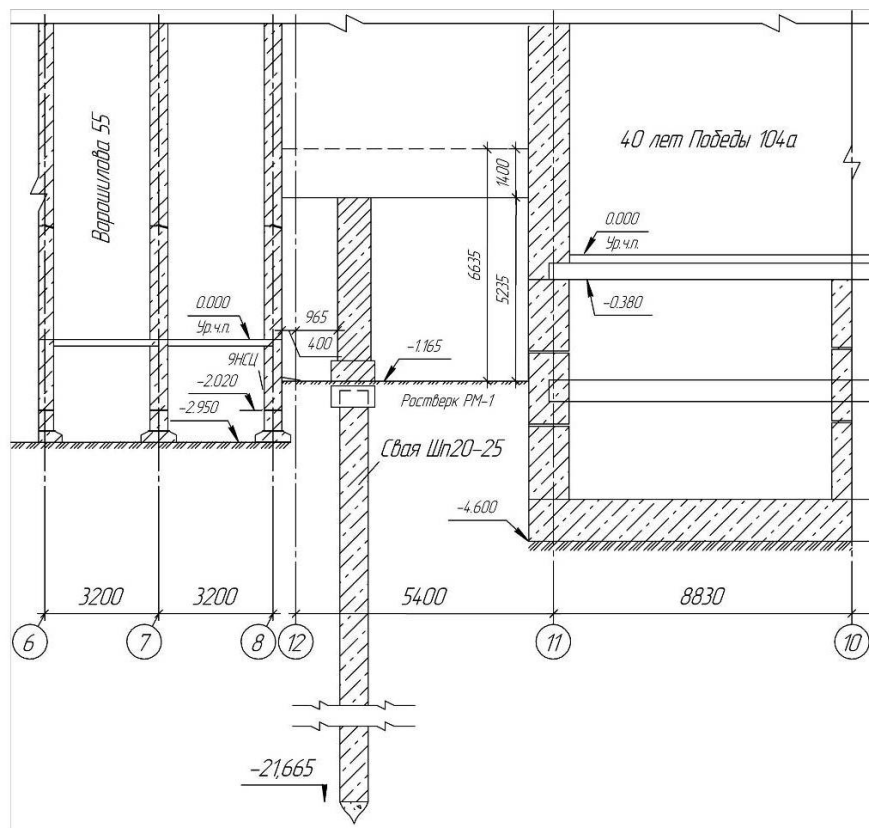


Рисунок 14 - Схема устройства фундаментов панельного дома и дома-вставки

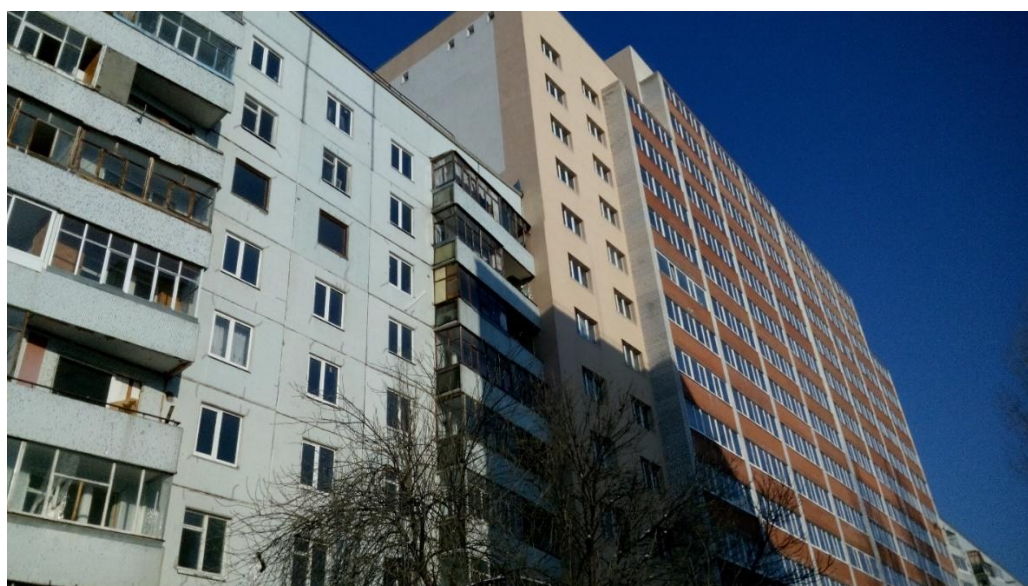


Рисунок 15 – панельный дом, по адресу ул. Ворошилова, 55 и кирпичная дом-вставка по адресу ул. 40 лет Победы, 104а

2.1 Характеристика района работ

Тольятти расположен в среднем течении реки Волги на её левом берегу в 70 км вверх по течению от Самары. Город располагается в пределах степного плато, на левом берегу Куйбышевского водохранилища к северу от Самарской Луки на территории с координатами $53^{\circ}28'$ (полуостров Копылова)— $53^{\circ}35'$ (промзона Автозаводского района) северной широты (около 17,5 км) и $49^{\circ} 12'$ (промзона Автозаводского района) — $49^{\circ}54'$ (микрорайон Поволжский) восточной долготы (около 39 км). Общая протяжённость границ города— 149 км, на которых он граничит с Ставропольским районом Самарской области и городом Жигулёвском.

В Тольятти континентальный климат с жарким летом и холодной зимой. Однако он заметно смягчается Куйбышевским водохранилищем, непосредственно влияющим на территории на расстоянии 1-3 км (Комсомольский и Автозаводский районы города, Центральный район только в районе Портпосёлка). Значительно влияют на климат особенности планировки города, состоящего из обособленных районов, разделённых лесными массивами. Влияние рельефа на микроклимат незначительное из-за его слабой выраженности.

Средняя температура января $-10,6^{\circ}\text{C}$, средняя температура июля $+20,9^{\circ}\text{C}$. Абсолютный максимум температуры зафиксирован 2 августа 2010 г. и равнялся $+40,5^{\circ}\text{C}$. Абсолютный минимум $-43,4^{\circ}\text{C}$ (1 января 1979 г.). Среднегодовая температура— $+5,1^{\circ}\text{C}$. Разница между температурой в городе и на прилегающих территориях в среднем составляет $1,2^{\circ}\text{C}$ и $4,5^{\circ}\text{C}$ зимой.

В гидрогеологическом отношении город характеризуется наличием основного водоносного горизонта, сложенного водонасыщенными глинисто-песчаными породами, который пополняется за счёт фильтрации с поверхности, а также обратной фильтрации из водохранилища. Глубина

залегания грунтовых вод в Автозаводском районе составляет 15-35 м, в черте города, на северо-западе Центрального района, находится небольшое озеро, где в месте естественного понижения рельефа на поверхность пробиваются грунтовые воды.

Из поверхностных водных ресурсов на жизнь города оказывают влияние Куйбышевское и Саратовское водохранилища. В северо-восточной части Комсомольского района находятся Васильевские озёра, являющие старицей Волги.

Участок работ (строящийся дом-вставка и прилегающие к нему жилые дома) в геоморфологическом отношении расположен в IV надпойменной террасе левого берега р. Волга. Поверхность площадки имеет абсолютные отметки ~ 89,30-89,70 м. Опасных физико-геологических процессов на площадке и прилегающей территории не имеется.

2.2 Геологическое строение и гидрогеологические условия участка

Геологический разрез участка работ сложен мощной толщей отложений среднечетвертичного возраста (QII), которые до глубины 23,0 м от поверхности земли сложены следующими литологическими разностями грунтов:

1-й слой – супесь твердой консистенции, макропористая, мощность слоя от дневной поверхности 5,7 м: $\rho=1,7 \text{ т/м}^3$; $\sigma = 25 \sigma$; $c = 6 \text{ кПа}$; $E=20 \text{ мПа}$.

2-й слой – песок мелкий, средней плотности, маловлажный, мощность слоя 3,4 м: $\rho=1,74 \text{ т/м}^3$; $\sigma = 29 \sigma$; $c = 4 \text{ кПа}$; $E=28 \text{ мПа}$.

3-й слой – суглинок твердой консистенции, непросадочный, мощность слоя 11,8 м: $\rho=1,81 \text{ т/м}^3$; $\sigma = 21 \sigma$; $c = 14 \text{ кПа}$; $E=24 \text{ мПа}$.

Подземные воды на территории квартала №13 до глубины 30 м от поверхности земли не вскрыты.

2.3 Исследование конструктивных элементов и проведенных мероприятий по стабилизации оснований

Существующее 9-ти этажное здание «посажено» на фундамент в вытрамбованный котлован, основанием которого служит несущий слой макропористой супеси 1-го типа просадочности. Просадочность грунта устранена уплотнением супеси при вытрамбовывании котлована тяжелыми трамбовками [2].

Дом-вставка состоит из 3-х секций разной этажности. Высота центральной секции доходит до отметки 48.23 м. (15 этажей), крайние секции - до отметки 42.23 м. (13 этажей), Крайние пролеты расположены на буронабивных сваях. Фундамент состоит из монолитной железобетонной плиты бетона класса В25 толщиной 1.2 м. на глубине 4.6 м. Основанием железобетонной плиты является бетонная подготовка В7.5 - 100 мм. На отметке 3.4 м. установлены сборные железобетонные фундаментные блоки. (Рисунок №17)

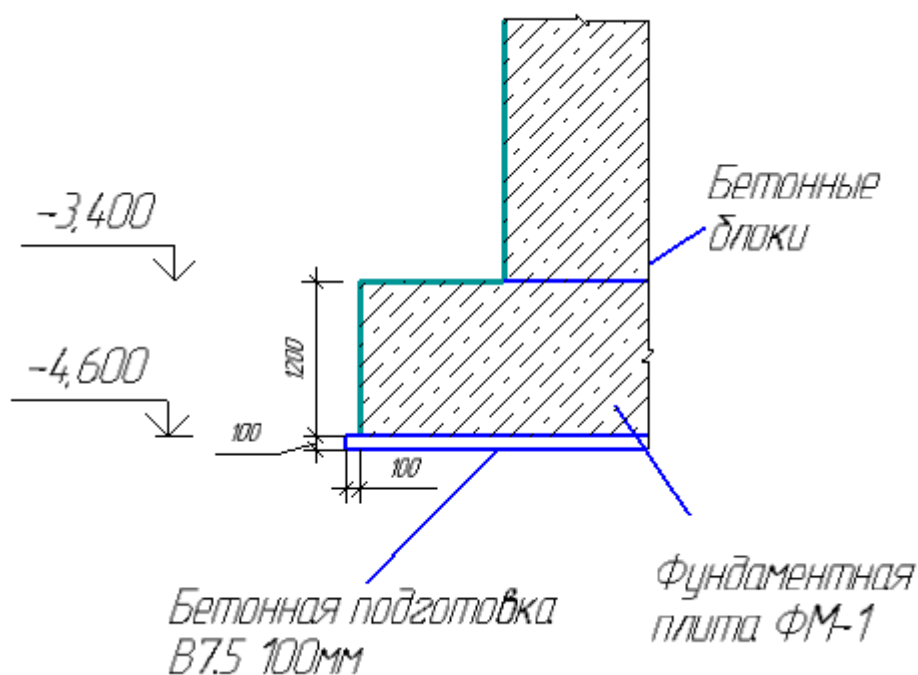


Рисунок 16– Конструктивная схема фундамента дома-вставки

По торцам дома-вставки расположены сквозные проезды. (рисунок №18) Тринадцатиэтажные торцевые пролёты оперты на поперечные железобетонные балки. Участок здания над проездом расположен на железобетонных сваях.



Рисунок 17 - Сквозной проезд под торцевыми секциями дома-вставки

Во время подготовительного периода строительства при осуществлении нулевого цикла работ были зафиксированы просадки торца существующего девятиэтажного здания по линии примыкания, увеличивающиеся по мере возведения нового дома. Крен торца здания продолжался в сторону дома-вставки до соприкосновения со стеной по линии примыкания. Образовался слепой осадочный шов, и наклоненный торец 9-ти этажного здания за счет силы трения стал передавать на дом-вставку дополнительную нагрузку от собственной просадки (рисунок №19). Вследствие чего было принято решения усилить поперечную балку ж/б стойками (рисунки №20).



Рисунок 18 – Примыкание дома-вставки к существующему панельному дому по оси 12



Рисунок 19 - Ж/б стойки усиления под поперечными балками дома-вставки

В качестве мероприятий по уменьшению взаимного влияния дома-вставки на существующее 9-ти этажное здание был разработан и осуществлен проект организации ПКФ ООО «Простор», г. Самара.

В соответствии с проектом реконструкции было предусмотрено выполнение следующих мероприятий поэтапно:

- первый этап – устройство шпунтового ограждения из буровых свай, отделяющего новый дом-вставку от существующего панельного дома;
- второй этап – устройство шпунтового ограждения со стороны дома по ул. 40 лет Победы;

- третий этап – усиление фундаментов существующего панельного дома по ул. Ворошилова вдавливаемыми составными сваями;
- четвертый этап – восстановление стеновых панелей методом инъецирования;
- пятый этап – усиление панелей перекрытия и стеновых панелей стальными рамами;
- шестой этап – устройство деформационного шва между панельным домом по ул. Ворошилова и новым домом-вставкой.

Шпунтовое ограждение выполнено в проездах дома-вставки в осях «1»-«2» вдоль торцевой стены панельного дома и по ул. Ворошилова 55 в осях «11»-«12» вдоль стены панельного дома по ул. 40 лет Победы. (рисунок №22)

Бурение свай Ø400 шпунтового ограждения велось с шагом 900 мм. Всего в двух проездах выполнено 168 свай. Усиление конструкции ленточных фундаментов предусмотрено в осях «8»-«10» по адресу: ул. Ворошилова 55 и ул. 40 лет Победы 104а вдавливанием составных свай.

Заключение геодезической комиссии после принятия мер по стабилизации оснований фундаментов: после устранения замачивания грунтов под фундаментами дома вставки, установки защитных свай на участках примыкания дома-вставки к жилым домам осадочный процесс замедлился, но не прекратился; необходимы дальнейшие геодезические наблюдения.

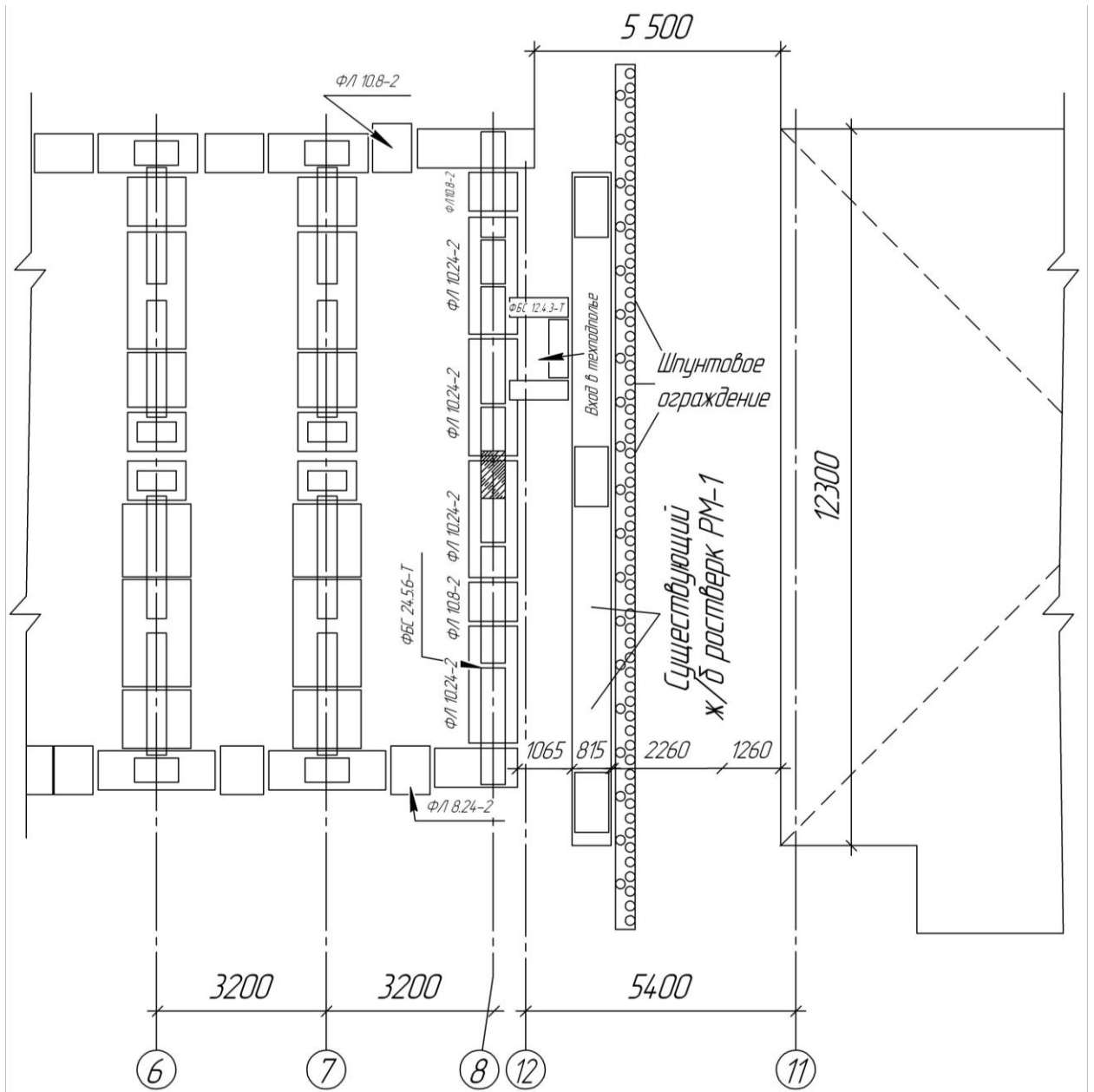


Рисунок 20— Шпунтовая стенка панельный дом - дом-вставка

2.4 Геодезические наблюдения, анализ и заключение

Результаты инструментальных геодезических наблюдений с декабря 2010 года по март 2014: за период наблюдения зафиксированы осадки марок по величине от -11 до -33 мм.

Для более полного исследования состояния фундаментов всего дома № 55 по ул. Ворошилова заложены дополнительные марки по всему периметру дома в количестве 18 штук. За период наблюдения 07.04.2012 г. - 08.03.2014 г. 6 марок зафиксировали осадку -1 мм., 11 марок осадку не зафиксировали, 1 марка зафиксировала положительное вертикальное перемещение +1 мм. Таким образом можно отметить, что указанные деформации находятся в пределах точности измерений и свидетельствуют об отсутствии осадочных процессов в фундаментах дома со второго до пятого подъезда.

Наблюдения по прилегающему к дому-вставке жилому дому № 104 по ул. 40 лет Победы до 07.04.2012 г. осуществлялись по 5-ти стенным маркам. За период наблюдений с 29.12.2010 г. по 08.03.2014 г. зафиксированы осадки марок по величине от -3 мм. до -22 мм. Максимальная осадка – -22 мм., минимальная – -3 мм. Деформации характеризуются как отрицательными, так и положительными вертикальными перемещениями.

В строящемся доме-вставке с 29.12.2010 г. по 07.04.2012 г. измерения проводились по 13 стенным деформационным маркам, заложенным в цоколе здания. За период наблюдений с 29.12.2010 г. по 08.03.2014 г. (3 года и 2 месяца) зафиксированы суммарные осадки марок в пределах от -21 мм. до -56 мм. Максимально допустимая осадка для данного здания составляет 150 мм.

12.05.2012 г. Установлены еще 3 стенных марки в несущих конструкциях (колоннах) – оси 1В, 12А, 12В. За период наблюдений с 27.05.2012 г. по 08.03.2014 г. марки зафиксировали осадки -7, -9 и -15 мм. соответственно.

Марки с южной стороны имеют меньшую величину осадки, чем марки с северной (фасадной) стороны. Кроме того, марки в восточной части дома-

вставки (№ 4,5,6,21) также имеют меньшую величину осадки, чем марки в западной части дома- вставки (№ 9,10,11,12,18,17,20).

Таким образом, наглядно видно, что процесс деформаций имеет неравномерный характер. Угол наклона линий характеризует величину осадки марок во времени. Чем больше угол наклона линий, тем больше величина осадки и активнее процесс деформаций. Чем меньше угол наклона линий, тем меньше величина осадки и менее активный процесс деформаций. Соответственно, изменение углов наклона линий свидетельствует о динамике вертикальных перемещений деформационных марок. Обе группы линий имеют три синхронные точки перелома. Точки перелома позволяют выделить четыре фазы в деформационном процессе (рисунок №23).

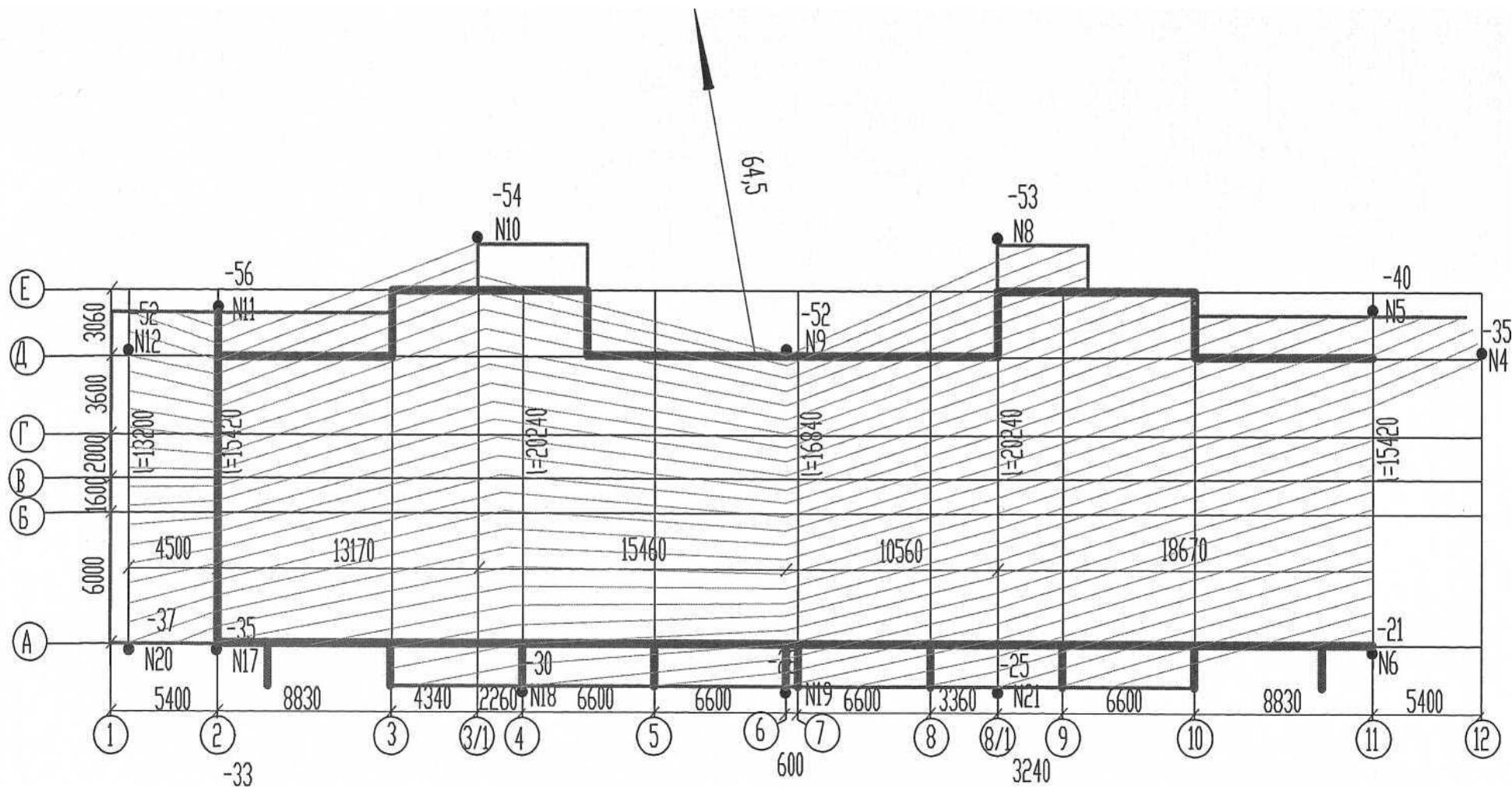


Рисунок 21 – Схема определения вектора крена здания за период с 29.12.2010 г. по 08.03.2014 г.

В первой фазе деформационного процесса (29.12.2010 г. -27.05.2012 г.) линии всех марок имеют значительный угол наклона. Процесс деформаций носит активный характер. Скорость осадки марок с южной стороны дома-вставки составляет от 0 до -3 мм/мес, с северной (фасадной) - от +1 мм/мес до -3,5 мм/мес. Средняя скорость осадки марок по всему дому-вставке составляет -1,8 мм/мес.

Во второй фазе деформационного процесса (27.05.2012 г. - 26.01.2013 г.) угол наклона линий обеих групп становится меньшим. Процесс деформаций менее активный. Скорость осадки марок с южной стороны дома-вставки составляет от 0 мм/мес до -2 мм/мес, с северной (фасадной) - от -1 мм/мес. до -2 мм/мес. Средняя скорость осадки марок по всему дому-вставке составляет -1,5 мм/мес.

В третьей фазе деформационного процесса (26.01.2013 г. - 06.01.2014 г.) линии незначительно выполаживаются. Скорость осадки марок с южной стороны дома-вставки составляет от 0 мм/мес до -2 мм/мес, с северной (фасадной) - от -0 мм/мес до -2 мм/мес Средняя скорость осадки марок по всему дому-вставке составляет -0,7 мм/мес.

В этой фазе, в период с июля 2014 по сентябрь 2014 года, осуществляются мероприятия по защите от деформаций фундаментов дома-вставки и прилегающих к нему жилых домов №55 по ул. Ворошилова и №104 по ул.40 лет Победы, а именно:

устранение замачивания грунтов под фундаментами дома-вставки и установление защитных свай на участках примыкания дома-вставки к жилым домам.

Четвертая фаза деформационного процесса отмечается с 06.01.2014 г. Углы наклона линий обеих групп уменьшаются. Скорость осадки марок с южной стороны дома-вставки составляет от 0 мм/мес до -1 мм/мес, с северной (фасадной) - от -1мм/мес до -2 мм/мес. Средняя скорость осадки марок по всему дому-вставке составляет -0,5 мм/мес.

С большой вероятностью можно констатировать, что замедление осадочного процесса явилось результатом проведенных защитных мероприятий. Плановое распределение осадок (см. схему определения вектора крена) (Рисунок №22) сигнализирует о том, что величины деформаций и их скорость с южной стороны здания (марки № 6,17,18,19,20,21) меньше аналогичных параметров с северной (фасадной) стороны здания (марки № 4,5,8,9,10,11,12). Таким образом, деформации фундаментов имеют неравномерный характер, что приводит к образованию крена.

Заключение после проведения инструментальных геодезических измерений: после устранения замачивания грунтов под фундаментами дома вставки, установления защитных свай на участках примыкания дома-вставки к жилым домам, осадочный процесс замедлился, но не прекратился; необходимы дальнейшие геодезические наблюдения.

Неравномерность осадки фундаментов дома-вставки привела к образованию крена здания. Относительное значение крена не превышает допустимого.

По жилому дому №55 по ул. Ворошилова: осадочный процесс фундаментов 1-го подъезда, примыкающего к дому-вставке, продолжается. Относительная разность осадок фундаментов 1-го подъезда с северной (фасадной) стороны дома достигла предельного значения. Поэтому для оценки опасности деформаций необходимо продолжение инструментальных геодезических наблюдений за осадкой фундаментов этого участка дома.

Основные тезисы данного исследования были изложены в рецензируемом журнале «Вестник магистратуры» приложение Д.

2.5 Вывод по главе 2

Проведены экспериментальные исследование натуральных объектов. Подтверждено негативное воздействие построенного кирпичного дома-вставки на уже существующий панельный дом с фотофиксацией всех признаков воздействия и повреждений. Исследованы геодезические наблюдения с 2010 по 2014 год, зафиксировавшие крен дома-вставки и осадку панельного дома от воздействия нового строительства. Исследован проект по стабилизации оснований фундаментов зданий, разработанный ПКФ ООО «Простор», не остановивший осадку. Необходимы дальнейшие мероприятия по стабилизации оснований фундаментов.

ГЛАВА 3 РАСЧЕТ ПРЕДЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ И НЕЛИНЕЙНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ ПАНЕЛЬНОГО ДОМА ПО АДРЕСУ: УЛ. ВОРОШИЛОВА 55 И КИРПИЧНОГО ДОМА-ВСТАВКИ ПО АДРЕСУ УЛ. 40 ЛЕТ. ПОБЕДЫ 104А

3.1 Применение метода нелинейной механики вытеснения грунтов к расчету напряженно-деформированных состояний панельного дома по адресу: ул. Ворошилова 55

Расчет предельных напряжений и нелинейных деформаций базируется на исходных данных, полученных при геологическом исследовании грунта с места расположения натурального эксперимента - дома-вставки по адресу: ул. 40 лет победы 104а и панельного дома по адресу: ул. Ворошилова 55.

Геологический разрез участка работ сложен мощной толщей отложений средне четвертичного возраста (QII), которые до глубины 23,0 м от поверхности земли сложены следующими литологическими разностями грунтов:

- 1-й слой – супесь твердой консистенции, макропористая, мощность слоя от дневной поверхности 5,7 м;
- 2-й слой – песок мелкий, средней плотности, мощность слоя 3,4 м;
- 3-й слой – суглинок твердой консистенции, непросадочный, мощность слоя 11,8 м.

Подземные воды на территории квартала №13 до глубины 30 м от поверхности земли не вскрыты. Физико-механические характеристики грунтов указаны в таблице 1.

Таблица 1 - Физико-механические характеристики пылевато-глинистых грунтов основания

Название грунта	Толщина слоя грунта h , м	Удельный вес грунта γ , кН/м ³	Удельный вес скелета грунта γ_d , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Угол внутреннего трения φ , град.	Удельное сцепление c , кПа	Модуль деформации E , МПа
5,7	5,7	17,0	15,6	0,83	25	6	20
9,1	9,1	17,4	15,8	0,95	29	4	28
20,9	20,9	18,1	16,2	0,78	21	14	24

К расчету принят фундамент квадратной формы на естественном основании с размерами 1,0 x 1,0 м. Расчеты производятся с использованием средневзвешенных значений физико-механических характеристик грунтов:

- удельного веса скелета грунта

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{d1}\Delta h_1 + \gamma_{d2}\Delta h_2 + \gamma_{d3}\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{15,6 \cdot 5,7 + 15,8 \cdot 3,4 + 16,8 \cdot 11,8}{20,9} = 15,97 \text{ кН/м}^3; \quad (1)$$

- угол внутреннего трения грунтов

$$\varphi = \frac{\varphi_1\Delta h_1 + \varphi_2\Delta h_2 + \varphi_3\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{25 \cdot 5,7 + 29 \cdot 3,4 + 21 \cdot 11,8}{20,9} = 23,39^\circ; \quad (2)$$

- удельное сцепление грунтов

$$c = \frac{c_1\Delta h_1 + c_2\Delta h_2 + c_3\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{6 \cdot 5,7 + 4 \cdot 3,4 + 14 \cdot 11,8}{20,9} = 10,19 \text{ кПа}; \quad (3)$$

- модуль деформации

$$E = \frac{E_1\Delta h_1 + E_2\Delta h_2 + E_3\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{20 \cdot 5,7 + 28 \cdot 3,4 + 24 \cdot 11,8}{20,9} = 23,55 \text{ МПа}; \quad (4)$$

Значения углов внутренней связности и трения грунтов

$$\theta_1 = \varphi = 23,39^\circ; \theta_2 = 22,5^\circ + \varphi/2 = 22,5^\circ + 23,39^\circ/2 = 34,19^\circ; \theta_3 = 45^\circ; \quad (5)$$

$$\theta_4 = 67,5^\circ - \varphi/2 = 67,5^\circ - 23,39^\circ/2 = 55,8^\circ; \theta_5 = 90^\circ - \varphi = 90^\circ - 23,39^\circ = 66,6^\circ$$

Значения коэффициентов внутренней связности грунтов

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\theta_1 = \operatorname{tg}23,39^\circ = 0,4326; \operatorname{tg}\theta_2 = \operatorname{tg}34,19^\circ = 0,6796; \operatorname{tg}\theta_3 = \operatorname{tg}45^\circ = 1; \\ \operatorname{tg}\theta_4 = \operatorname{tg}55,8^\circ = 1,4715; \operatorname{tg}\theta_5 = \operatorname{tg}66,6^\circ = 2,3109 \end{aligned} \quad (6)$$

Сжимающие нормальные и сдвигающие касательные напряжения по состояниям предельных равновесий по формулам:

$$\sigma_1 = \tau_1 = (\sigma_d + c)\operatorname{tg}\theta_1 k = (15,97 + 10,19) \cdot 0,4326 \cdot 1,3148 = 14,88 \text{ кПа}; \quad (7)$$

$$k = \sin \varphi + \cos \varphi = \sin 16,8^\circ + \cos 16,8^\circ = 0,397 + 0,9178 = 1,3148; \quad (8)$$

$$\sigma_2 = \tau_2 = (\sigma_d + c)\operatorname{tg}\theta_2 k = (15,97 + 10,19) \cdot 0,6796 \cdot 1,3148 = 23,37 \text{ кПа}; \quad (9)$$

$$\sigma_3 = \tau_3 = (\sigma_d + c)\operatorname{tg}\theta_3 k = (15,97 + 10,19) \cdot 1 \cdot 1,3148 = 34,39 \text{ кПа}; \quad (10)$$

$$\sigma_4 = \tau_4 = (\sigma_d + c)\operatorname{tg}\theta_4 k = (15,97 + 10,19) \cdot 1,4715 \cdot 1,3148 = 50,61 \text{ кПа}; \quad (11)$$

$$\sigma_5 = \tau_5 = (\sigma_d + c)\operatorname{tg}\theta_5 k = (15,97 + 10,19) \cdot 2,3109 \cdot 1,3148 = 79,49 \text{ кПа}.$$

Суммарные значения напряжений:

$$\Sigma\sigma_1 = \Sigma\tau_1 = 14,88 \text{ кПа}; \Sigma\sigma_{1-2} = \Sigma\tau_{1-2} = 38,25 \text{ кПа}; \Sigma\sigma_{1-3} = \Sigma\tau_{1-3} = 72,65 \text{ кПа};$$

$$\Sigma\sigma_{1-4} = \Sigma\tau_{1-4} = 123,27 \text{ кПа}; \Sigma\sigma_{1-5} = \Sigma\tau_{1-5} = 202,76 \text{ кПа}.$$

В дальнейшем расчете будут условно применяться обозначения напряжений либо σ – нормальных, либо τ – касательных, ввиду равенства их значений.

Предельная нагрузка на фундамент $l=1$ м.:

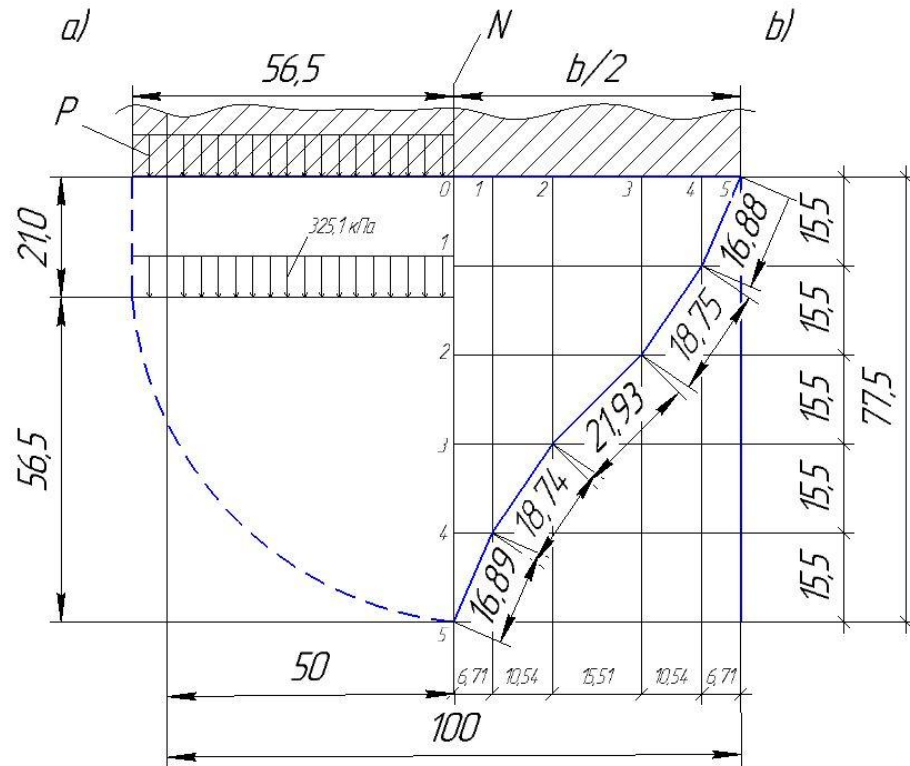
$$N_q = P_g A = 370,4 \cdot 1,0 = 370,4 \text{ кПа}, \quad (12)$$

Сбор нагрузок произведен по сборнику «Таблицы нагрузок для расчета фундаментов» А. В. Масловский, в соответствии с СП 20.13330.2011 [1] «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.

Вес дома с учетом нагрузок (снеговая + эксплуатационная): 20688 т.

Опорная площадь ленточного фундамента: 560 м²

Расчет и построение уплотненного ядра грунта в форме пирамидального тангенсоида (рисунок 24)



а – нормальных сжимающих σ_i под подошвой фундамента по высоте уплотненного ядра напряжений; схема а показана для фундамента с подошвой в форме круга; б – формы ядра уплотненного грунта в виде пирамидального тангенсоида

Рисунок 22 - Расчетные схемы

Сумма коэффициентов:

$$\begin{aligned} \Sigma \operatorname{tg} \theta_{1-3} &= \operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2 + 0,5 \operatorname{tg} \theta_3 = \operatorname{tg} 16,8^\circ + \operatorname{tg} 30,9^\circ + 0,5 \operatorname{tg} 45^\circ = \\ &= 0,4326 + 0,6796 + 0,5 \cdot 1 = 1,6122 \end{aligned} \quad (13)$$

Размеры отрезков по подошве фундамента:

$$b_{0-1} = 0,25 b \operatorname{tg} \theta_1 / \Sigma \operatorname{tg} \theta_{1-3} = 0,25 \cdot 1000 \cdot 0,4326 / 1,6122 = 67,08 \text{ мм}; \quad (14)$$

$$b_{1-2} = 0,25 b \operatorname{tg} \theta_2 / \Sigma \operatorname{tg} \theta_{1-3} = 0,25 \cdot 1000 \cdot 0,6796 / 1,6122 = 105,38 \text{ мм}; \quad (15)$$

$$b_{2-3} = 0,25 b \operatorname{tg} \theta_3 / \Sigma \operatorname{tg} \theta_{1-3} = 0,25 \cdot 1000 \cdot 1,0 / 1,6122 = 155,06 \text{ мм}. \quad (16)$$

Катеты треугольников:

$$K_{0-1} = b_{0-1} \operatorname{tg} \theta_5 = 67,08 \cdot 2,3109 = 155,02 \text{ мм}; \quad (17)$$

$$K_{0-1} = K_{1-2} = K_{2-3} = K_{3-4} = K_{4-5} = 155 \text{ мм}. \quad (18)$$

Площадь боковой поверхности пирамидального тангенсоида:

$$A_{б.н.} = 4 \cdot 0,5 \cdot bS = 4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,93 = 1,86 \text{ м}^2, \quad (19)$$

где, высота треугольника боковой поверхности:

$$S = 2 \cdot K_{0-1} + 2K_{1-2} + K_{2-3} = 2 \cdot 16,88 + 2 \cdot 18,75 + 21,93 = 0,93 \text{ м}. \quad (20)$$

Касательные напряжения по боковой поверхности тангенсоида:

$$\tau_q = N_q / A_{б.н.} = 0,3704 / 1,86 = 0,199 \text{ МПа} < 0,202 \text{ МПа} \quad (21)$$

- условие удовлетворяется

3.1.1 Определение нелинейных общих, упругих, пластических и вязких деформаций грунтов дома по адресу: ул. Ворошилова 55 под нагрузкой

Рассматривается квадратный жесткий железобетонный фундамент площадью $A = 10000 \text{ см}^2$ с размерами сторон 100 x 100 см. Для упрощения расчетной схемы квадратная форма подошвы фундамента заменяется на круглую см. рисунок №24а. Диаметр круга, равновеликого по площади квадратному фундаменту:

$$d = \sqrt{(4A) / \pi} = \sqrt{(4 \cdot 10000) / 3,14} = 112,9 \text{ см} = 1129 \text{ мм}. \quad (22)$$

Радиус круга $R_5 = 564,5 \text{ мм}$.

Радиусы зон состояний предельных равновесий:

$$\Delta h_p = 0,21 \text{ м}; \quad \Delta h_5 = R_5 = 0,565 \text{ м}; \quad (23)$$

$$R_4 = R_5 \sigma_5 / \sigma_4 = 0,565 \cdot 202,7 / 123,2 = 0,929 \text{ м}; \quad (24)$$

$$R_3 = R_5 \sigma_5 / \sigma_3 = 0,565 \cdot 202,7 / 72,65 = 1,576 \text{ м}; \quad (25)$$

$$R_2 = R_5 \sigma_5 / \sigma_2 = 0,565 \cdot 202,7 / 38,25 = 2,994 \text{ м}; \quad (26)$$

$$R_1 = R_5 \sigma_5 / \sigma_1 = 0,565 \cdot 202,7 / 14,88 = 7,69 \text{ м}; \quad (27)$$

$$R_{str} = R_5 \sigma_5 / \sigma_{str} = 0,565 \cdot 202,7 / 14,65 = 7,817 \text{ м}, \quad (28)$$

где структурная прочность грунта:

$$\sigma_{str} = \gamma_d \cos \varphi = 15,97 \cdot 0,9178 = 14,65 \text{ кПа}; \quad (29)$$

$$R_0 = R_5 \sigma_5 / \sigma_0 = 0,565 \cdot 202,7 / 3,96 = 28,92 \text{ м}, \quad (30)$$

где начальное напряжение упругости $\sigma_0 = 3,96 \text{ кПа}$.

Напряжение в точке 0 на глубине $\Delta h_p = 210 \text{ мм}$ от подошвы фундамента

$$\sigma_p = P_8 - n \cdot \Delta \sigma_p = 370,4 - 1,35 \cdot 33,54 = 325,13 \text{ кПа}; \quad (31)$$

где $\Delta \sigma_p = (P_8 - \sigma_5) / n = (370,4 - 202,7) / 5 = 33,54 \text{ кПа}$;

$$n = \Delta h_p / h_1 = 210 / 155 = 1,35.$$

Мощность сжимаемой толщи каждого слоя грунта

$$\Delta h_4 = R_4 - R_5 = 0,929 - 0,565 = 0,364 \text{ м}; \quad (32)$$

$$\Delta h_3 = R_3 - R_4 = 1,576 - 0,929 = 0,647 \text{ м}; \quad (33)$$

$$\Delta h_2 = R_2 - R_3 = 2,994 - 1,576 = 1,418 \text{ м}; \quad (34)$$

$$\Delta h_{str} = R_{str} - R_2 = 7,696 - 2,994 = 4,702 \text{ м}; \quad (35)$$

$$\Delta h_0 = R_0 - R_{str} = 28,92 - 7,817 = 21,103 \text{ м}. \quad (36)$$

Экспериментальная система координат при восьми ступенях нагрузки преобразуется в матричную при девяти ступенях нагрузки для использования матричных коэффициентов пропорциональности поступенчатых нелинейных общих деформаций [15]

Таблица 2 – преобразование ступеней нагрузки

№ СН	1	2	3	4	5	6	7	8	9
k_n^0	1,48	1,39	2,00	1,72	1,59	1,67	1,36	1,18	0,82

Предельная краевая нелинейная общая, упругая, пластическая и вязкая осадка на девятой последней ступени нагрузки

Сжимаемость первого слоя грунта непосредственно под подошвой фундамента

$$S_{9-0} = \frac{0,5(P_9 + \sigma_p) \Delta h_p}{E_9^0} = \frac{0,5(0,370 + 0,325) \cdot 0,210}{19,17} = 0,0038 \text{ м} = 3,8 \text{ мм}, \quad (37)$$

где $E_9^0 = k_9^0 E = 0,82 \cdot 23,55 = 19,17$ МПа;

$$S_{0-5} = \frac{0,5(\sigma_p + \sigma_5)\Delta h_5}{E_9^0} = \frac{0,5(0,325 + 0,202) \cdot 0,565}{19,17} = 0,0077 \quad m = 7,7 \text{ мм}; \quad (38)$$

$$S_{5-4} = \frac{0,5(\sigma_5 + \sigma_4)\Delta h_4}{E_9^0} = \frac{0,5(0,202 + 0,123) \cdot 0,364}{19,17} = 0,0030 \quad m = 3,0 \text{ мм}; \quad (39)$$

$$S_{4-3} = \frac{0,5(\sigma_4 + \sigma_3)\Delta h_3}{E_9^0} = \frac{0,5(0,123 + 0,07265) \cdot 0,647}{19,17} = 0,0033 \quad m = 3,3 \text{ мм}; \quad (40)$$

$$S_{2-} = \frac{0,5(\sigma_3 + \sigma_2)\Delta h_2}{E_9^0} = \frac{0,5(0,07265 + 0,03825) \cdot 1,418}{19,17} = 0,0041 \quad m = 4,1 \text{ мм}; \quad (41)$$

$$S_{2-str} = \frac{0,5(\sigma_2 + \sigma_{str})\Delta h_{str}}{E_9^0} = \frac{0,5(0,03825 + 0,0087) \cdot 4,702}{19,17} = 0,0057 \quad m = 5,7 \text{ мм}; \quad (42)$$

$$S_{str-0} = \frac{0,5(\sigma_{str} + \sigma_0)\Delta h_0}{E_9^0} = \frac{0,5(0,0087 + 0,00396) \cdot 21,224}{19,17} = 0,0070 \quad m = 7,0 \text{ мм}. \quad (43)$$

Суммарная нелинейная общая осадка

$$\begin{aligned} S_9 &= S_{9-0} + S_{0-5} + S_{5-4} + S_{4-3} + S_{3-2} + S_{2-str} + S_{str-0} = \\ &= 3,8 + 7,7 + 3,0 + 3,3 + 4,1 + 5,7 + 7,0 = 34,6 \text{ мм}. \end{aligned} \quad (44)$$

Общая деформация упругой зоны сжимаемости на девятой ступени

$$S_{str-0} = 33,41 \text{ мм}. \quad (45)$$

Упругая объемная сжимаемость

$$S_{str-0}^e = \frac{0,5(\sigma_{str} + \sigma_0)\Delta h_0}{E} = \frac{0,5(0,0087 + 0,00396) \cdot 21,224}{23,55} = 0,0057 \quad m = 5,7 \text{ мм}; \quad (46)$$

где модуль нелинейной упругой объемной деформации

$$E_9^e = k_9^e E = 1,0 \cdot 23,55 = 23,55 \text{ МПа}. \quad (47)$$

Коэффициенты пропорциональности поступенчатых модулей нелинейных упругих деформаций

Таблица 3 – преобразование ступеней нагрузки

№ СН	1	2	3	4	5	6	7	8	9
k_n^e	2,19	2,18	2,35	2,73	2,94	2,50	1,95	1,65	1

Модуль упругой деформации минеральных элементов структуры грунта $E_s^e = 131,3 \text{ МПа}$ – по расчету.

Упругая сжимаемость минеральных частиц по состояниям предельных равновесий

$$S_{e_{9,0}} = \frac{0,5(P_9 + \sigma_p)\Delta h_p}{E_9^0} = \frac{0,5(0,370 + 0,325) \cdot 0,210}{131,3} = 0,0005 \text{ м} = 0,5 \text{ мм}, \quad (48)$$

$$S_{e_{9,5}} = \frac{0,5(\sigma_p + \sigma_5)\Delta h_5}{E_9^0} = \frac{0,5(0,325 + 0,202) \cdot 0,565}{131,3} = 0,0011 \text{ м} = 1,1 \text{ мм}; \quad (49)$$

$$S_{e_{9,4}} = \frac{0,5(\sigma_5 + \sigma_4)\Delta h_4}{E_9^0} = \frac{0,5(0,202 + 0,123) \cdot 0,364}{131,3} = 0,0004 \text{ м} = 0,4 \text{ мм}; \quad (50)$$

$$S_{e_{9,3}} = \frac{0,5(\sigma_4 + \sigma_3)\Delta h_3}{E_9^0} = \frac{0,5(0,123 + 0,07265) \cdot 0,647}{131,3} = 0,0004 \text{ м} = 0,4 \text{ мм}; \quad (51)$$

$$S_{e_{9,2}} = \frac{0,5(\sigma_3 + \sigma_2)\Delta h_2}{E_9^0} = \frac{0,5(0,07265 + 0,03825) \cdot 1,418}{131,3} = 0,0005 \text{ м} = 0,5 \text{ мм}; \quad (52)$$

$$S_{e_{9,стр}} = \frac{0,5(\sigma_2 + \sigma_{стр})\Delta h_{стр}}{E_9^0} = \frac{0,5(0,03825 + 0,0087) \cdot 4,702}{131,3} = 0,0008 \text{ м} = 0,8 \text{ мм}; \quad (53)$$

Суммарная упругая сжимаемость минеральных частиц

$$\begin{aligned} S_{S,9}^e &= S_{S,9,0}^e + S_{S,9,5}^e + S_{S,9,4}^e + S_{S,9,3}^e + S_{S,9,2}^e + S_{S,9,стр}^e = \\ &= 0,5 + 1,1 + 0,4 + 0,4 + 0,5 + 0,8 = 3,7 \text{ мм}. \end{aligned} \quad (54)$$

Сжимаемость минеральных частиц в упругой зоне деформации

$$S_{S,9,0}^e = S_{стр-0}^0 - S_{стр-0}^e = 7,0 - 5,7 = 1,3 \text{ мм}. \quad (55)$$

Полная упругая сжимаемость грунтов

$$S_9^e = S_{S,9,0}^e + S_{S,9}^e + S_{стр,0}^e = 1,3 + 3,7 + 5,7 = 10,7 \text{ мм}. \quad (56)$$

Предельная пластически-вязкая сжимаемость на девятой ступени нагрузки

$$S_9^{\gamma,c} = S_9^0 - S_9^e = 34,6 - 10,7 = 23,9 \text{ мм} \quad (57)$$

Для распределения значения сжимаемости между пластической и вязкой вводятся коэффициенты пропорциональности:

- пластической сжимаемости

$$K_0 = \frac{\gamma_{dsb}}{\gamma_{dsb} + c_{cb}} = \frac{9,55}{9,55 + 16,14} = 0,3717 ; \quad (58)$$

$$c_{sb} = [(\gamma_d + c)\tau_q] / \tau_s - \gamma_{dsb} = [(15,97 + 10,19) \cdot 199,14] / 202,76 - 9,55 = 16,14 \text{ кПа} . \quad (59)$$

- вязкой сжимаемости

$$K_s = \frac{c_{sb}}{\gamma_{dsb} + c_{cb}} = \frac{16,14}{9,55 + 16,14} = 0,6282 . \quad (60)$$

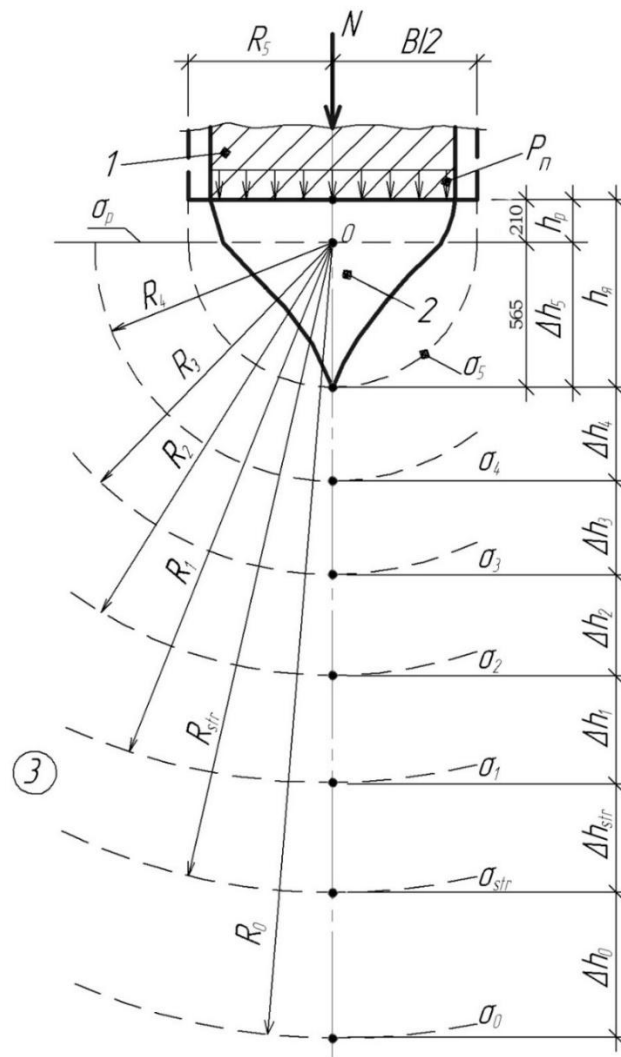
Пластическая сжимаемость

$$S_9^\gamma = S_9^{\gamma,c} K_0 = 23,9 \cdot 0,3717 = 8,88 \text{ мм} . \quad (61)$$

Вязкая сжимаемость

$$S_9^c = S_9^{\gamma,c} K_s = 23,9 \cdot 0,6282 = 15,01 \text{ мм} . \quad (62)$$

Схема развития зон предельных напряженно-деформированных состояний грунта в основании показана на рисунке 25



1 под фундаментом 2 от уплотненного ядра 3 в напряженной зоне
 Рисунок 23 - Схема развития зон предельных напряженно-деформированных состояний грунта в основании

Для перехода к полупространству определяется диаметр равновеликого круга по площади подошвы ленточного фундамента принятый равным 1000 мм, который, показанный пунктиром, совмещается на схеме с квадратным. Контур полусферы круглого фундамента радиусом R_5 совмещается с вершиной уплотненного ядра в точке с предельным напряжением $\sigma_5 = 236$ кПа. Центр полусферы при этом привязывается к подошве фундамента на 210 мм ниже при радиусе $R_5 = 565$ мм.

3.2 Определение нелинейных общих, упругих, пластических и вязких деформаций грунтов дома по адресу: ул. 40 лет победы 104а под нагрузкой

К расчету принят фундамент квадратной формы на естественном основании с размерами 13,2 х 13,2 м. Расчеты производятся с использованием средневзвешенных значений физико-механических характеристик грунтов:

- удельного веса скелета грунта

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{d1}\Delta h_1 + \gamma_{d2}\Delta h_2 + \gamma_{d3}\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{15,6 \cdot 5,7 + 15,8 \cdot 3,4 + 16,8 \cdot 11,8}{20,9} = 15,97 \text{ кН/м}^3; \quad (63)$$

- угол внутреннего трения грунтов

$$\varphi = \frac{\varphi_1\Delta h_1 + \varphi_2\Delta h_2 + \varphi_3\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{25 \cdot 5,7 + 29 \cdot 3,4 + 21 \cdot 11,8}{20,9} = 23,39^\circ; \quad (64)$$

- удельное сцепление грунтов

$$c = \frac{c_1\Delta h_1 + c_2\Delta h_2 + c_3\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{6 \cdot 5,7 + 4 \cdot 3,4 + 14 \cdot 11,8}{20,9} = 10,19 \text{ кПа}; \quad (65)$$

- модуль деформации

$$E = \frac{E_1\Delta h_1 + E_2\Delta h_2 + E_3\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{20 \cdot 5,7 + 28 \cdot 3,4 + 24 \cdot 11,8}{20,9} = 23,55 \text{ МПа}; \quad (66)$$

Значения углов внутренней связности и трения грунтов

$$\theta_1 = \varphi = 23,39^\circ; \theta_2 = 22,5^\circ + \varphi/2 = 22,5^\circ + 23,39^\circ/2 = 34,19^\circ; \theta_3 = 45^\circ; \quad (67)$$
$$\theta_4 = 67,5^\circ - \varphi/2 = 67,5^\circ - 23,39^\circ/2 = 55,8^\circ; \theta_5 = 90^\circ - \varphi = 90^\circ - 23,39^\circ = 66,6^\circ.$$

Значения коэффициентов внутренней связности грунтов

$$\text{tg}\theta_1 = \text{tg}23,39^\circ = 0,4326; \text{tg}\theta_2 = \text{tg}34,19^\circ = 0,6796; \text{tg}\theta_3 = \text{tg}45^\circ = 1; \quad (68)$$
$$\text{tg}\theta_4 = \text{tg}55,8^\circ = 1,4715; \text{tg}\theta_5 = \text{tg}66,6^\circ = 2,3109.$$

Сжимающие нормальные и сдвигающие касательные напряжения по состояниям предельных равновесий по формулам:

$$\sigma_1 = \tau_1 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_1 k = (15,97 + 10,19) \cdot 0,4326 \cdot 1,3148 = 14,88 \text{ кПа} ; \quad (69)$$

$$k = \sin \varphi + \cos \varphi = \sin 16,8^\circ + \cos 16,8^\circ = 0,397 + 0,9178 = 1,3148 ; \quad (70)$$

$$\sigma_2 = \tau_2 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_2 k = (15,97 + 10,19) \cdot 0,6796 \cdot 1,3148 = 23,37 \text{ кПа} ; \quad (71)$$

$$\sigma_3 = \tau_3 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_3 k = (15,97 + 10,19) \cdot 1 \cdot 1,3148 = 34,39 \text{ кПа} ; \quad (72)$$

$$\sigma_4 = \tau_4 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_4 k = (15,97 + 10,19) \cdot 1,4715 \cdot 1,3148 = 50,61 \text{ кПа} ; \quad (73)$$

$$\sigma_5 = \tau_5 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_5 k = (15,97 + 10,19) \cdot 2,3109 \cdot 1,3148 = 79,49 \text{ кПа} . \quad (74)$$

Суммарные значения напряжений

$$\Sigma \sigma_1 = \Sigma \tau_1 = 14,88 \text{ кПа} ; \Sigma \sigma_{1-2} = \Sigma \tau_{1-2} = 38,25 \text{ кПа} ; \Sigma \sigma_{1-3} = \Sigma \tau_{1-3} = 72,65 \text{ кПа} ; \quad (75)$$

$$\Sigma \sigma_{1-4} = \Sigma \tau_{1-4} = 123,27 \text{ кПа} ; \Sigma \sigma_{1-5} = \Sigma \tau_{1-5} = 202,76 \text{ кПа} .$$

В дальнейшем расчете будут условно применяться обозначения напряжений либо σ – нормальных, либо τ – касательных, ввиду равенства их значений.

Предельная нагрузка на фундамент $l=1$ м.

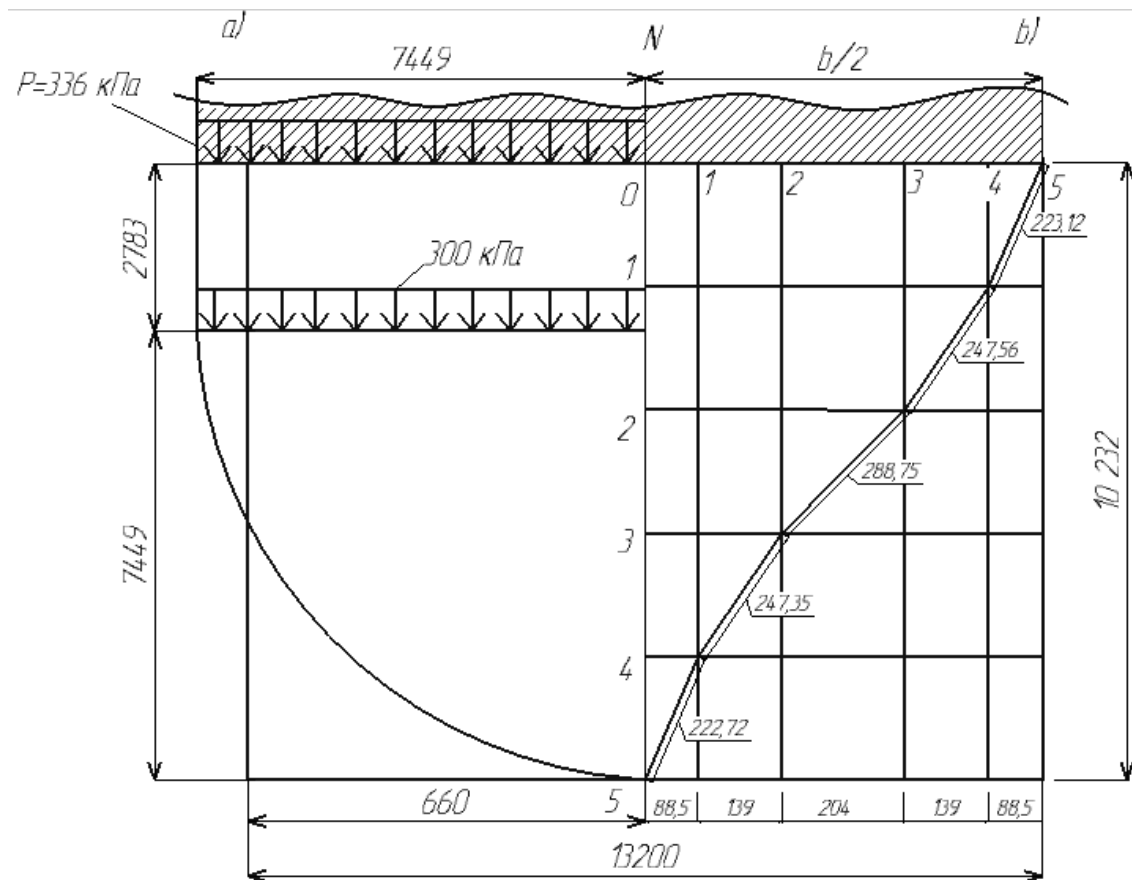
$$N_q = P_8 A = 336 \cdot 13,2 = 4435,2 \text{ кПа} , \quad (76)$$

Сбор нагрузок произведен по сборнику «Таблицы нагрузок для расчета фундаментов» А. В. Масловский, в соответствии с СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.

Вес дома с учетом нагрузок (снеговая + эксплуатационная): 28090 т.

Опорная площадь ленточного фундамента: 837 м²

Расчет и построение уплотненного ядра грунта в форме пирамидального тангенсоида, см. рис. 26



а – нормальных сжимающих σ_i под подошвой фундамента по высоте уплотненного ядра напряжений; схема а показана для фундамента с подошвой в форме круга; б – формы ядра уплотненного грунта в виде пирамидального тангенсоида

Рисунок 24 – Расчетные схемы

Сумма коэффициентов

$$\begin{aligned} \Sigma tg \theta_{1-3} &= tg \theta_1 + tg \theta_2 + 0,5tg \theta_3 = tg 16,8^\circ + tg 30,9^\circ + 0,5tg 45^\circ = \\ &= 0,4326 + 0,6796 + 0,5 \cdot 1 = 1,6122 \end{aligned} \quad (77)$$

Размеры отрезков по подошве фундамента

$$b_{0-1} = 0,25btg \theta_1 / \Sigma tg \theta_{1-3} = 0,25 \cdot 13200 \cdot 0,4326 / 1,6122 = 885,48 \text{ мм}; \quad (78)$$

$$b_{1-2} = 0,25btg \theta_2 / \Sigma tg \theta_{1-3} = 0,25 \cdot 13200 \cdot 0,6796 / 1,6122 = 1391,06 \text{ мм}; \quad (79)$$

$$b_{2-3} = 0,25btg \theta_3 / \Sigma tg \theta_{1-3} = 0,25 \cdot 13200 \cdot 1,0 / 1,6122 = 2046,89 \text{ мм}. \quad (80)$$

Катеты треугольников

$$K_{0-1} = b_{0-1} \operatorname{tg} \theta_5 = 885,48 \cdot 2,3109 = 2046,42 \text{ мм}; \quad (81)$$

$$K_{0-1} = K_{1-2} = K_{2-3} = K_{3-4} = K_{4-5} = 2046,42 \text{ мм}. \quad (82)$$

Площадь боковой поверхности пирамидального тангенсоида

$$A_{\text{б.н.}} = 4 \cdot 0,5 \cdot bS = 4 \cdot 0,5 \cdot 13,2 \cdot 0,93 = 24,55 \text{ м}^2, \quad (83)$$

где высота треугольника боковой поверхности

$$S = 2 \cdot K_{0-1} + 2K_{1-2} + K_{2-3} = 2 \cdot 222,72 + 2 \cdot 247,35 + 288,75 = 1228,89 \text{ м}. \quad (84)$$

Касательные напряжения по боковой поверхности тангенсоида

$$\tau_q = N_q / A_{\text{б.н.}} = 0,336 / 1,86 = 0,180 \text{ МПа} < 0,202 \text{ МПа} \quad (85)$$

- условие удовлетворяется

3.2.1 Определение нелинейных общих, упругих, пластических и вязких деформаций грунтов дома ул. 40 лет победы 104а под нагрузкой

Рассматривается квадратный жесткий железобетонный фундамент площадью $A = 1\,742\,400 \text{ см}^2$ с размерами сторон $1320 \times 1320 \text{ см}$. Для упрощения расчетной схемы квадратная форма подошвы фундамента заменяется на круглую см. рисунок 26а. Диаметр круга, равновеликого по площади квадратному фундаменту,

$$d = \sqrt{(4A)/\pi} = \sqrt{(4 \cdot 1742400)/3,14} = 1489,8 \text{ см} = 14898 \text{ мм}. \quad (86)$$

Радиус круга $R_5 = 7449 \text{ мм}$.

Радиусы зон состояний предельных равновесий

$$\Delta h_p = 2,783 \text{ м}; \Delta h_5 = R_5 = 7,449 \text{ м}; \quad (87)$$

$$R_4 = R_5 \sigma_5 / \sigma_4 = 7,449 \cdot 202,7 / 123,2 = 12,255 \text{ м}; \quad (88)$$

$$R_3 = R_5 \sigma_5 / \sigma_3 = 7,449 \cdot 202,7 / 72,65 = 20,783 \text{ м}; \quad (89)$$

$$R_2 = R_5 \sigma_5 / \sigma_2 = 7,449 \cdot 202,7 / 38,25 = 39,474 \text{ м}; \quad (90)$$

$$R_1 = R_5 \sigma_5 / \sigma_1 = 7,449 \cdot 202,7 / 14,88 = 101,472 \text{ м}; \quad (91)$$

$$R_{str} = R_5 \sigma_5 / \sigma_{str} = 7,449 \cdot 202,7 / 14,65 = 103,065 \text{ м}, \quad (92)$$

где структурная прочность грунта

$$\sigma_{str} = \gamma_d \cos \varphi = 15,97 \cdot 0,9178 = 14,65 \text{ кПа}; \quad (93)$$

$$R_0 = R_5 \sigma_5 / \sigma_0 = 7,449 \cdot 202,7 / 3,96 = 381,290 \text{ м}, \quad (94)$$

где начальное напряжение упругости $\sigma_0 = 3,96 \text{ кПа}$.

Напряжение в точке 0 на глубине $\Delta h_p = 2783 \text{ мм}$ от подошвы фундамента

$$\sigma_p = P_8 - n \cdot \Delta \sigma_p = 336 - 1,35 \cdot 26,66 = 300 \text{ кПа}; \quad (95)$$

$$\text{где } \Delta \sigma_p = (P_8 - \sigma_5) / n = (336 - 202,7) / 5 = 26,66 \text{ кПа}; \quad (96)$$

$$n = \Delta h_p / h1 = 2783 / 2046 = 1,36. \quad (97)$$

Мощность сжимаемой толщи каждого слоя грунта

$$\Delta h_4 = R_4 - R_5 = 12,255 - 7,449 = 4,806 \text{ м}; \quad (98)$$

$$\Delta h_3 = R_3 - R_4 = 20,783 - 12,255 = 8,528 \text{ м}; \quad (99)$$

$$\Delta h_2 = R_2 - R_3 = 39,474 - 20,783 = 18,691 \text{ м}; \quad (100)$$

$$\Delta h_{str} = R_{str} - R_2 = 101,472 - 39,474 = 61,998 \text{ м}; \quad (101)$$

$$\Delta h_0 = R_0 - R_{str} = 381,290 - 103,065 = 278,225 \text{ м}. \quad (102)$$

$$\Delta h_4 = R_4 - R_5 = 12,255 - 7,449 = 4,806 \text{ м}; \quad (103)$$

Экспериментальная система координат при восьми ступенях нагрузки преобразуется в матричную при девяти ступенях нагрузки для использования матричных коэффициентов пропорциональности поступенчатых нелинейных общих деформаций

№	-	1	2	3	4	5	6	7	8	9
СН	-	1,48	1,39	2,00	1,72	1,59	1,67	1,36	1,18	0,82
k_n^0	-	1,48	1,39	2,00	1,72	1,59	1,67	1,36	1,18	0,82

Предельная краевая нелинейная общая, упругая, пластическая и вязкая осадка на девятой последней ступени нагрузки

Сжимаемость первого слоя грунта непосредственно под подошвой фундамента

$$S_{9-0} = \frac{0,5(P_9 + \sigma_p)\Delta h_p}{E_9^0} = \frac{0,5(0,336 + 0,300) \cdot 2,046}{19,17} = 0,033 \text{ м} = 33,9 \text{ мм}, \quad (104)$$

где $E_9^0 = k_9^0 E = 0,82 \cdot 23,55 = 19,17 \text{ МПа}$;

$$S_{0-5} = \frac{0,5(\sigma_p + \sigma_5)\Delta h_5}{E_9^0} = \frac{0,5(0,300 + 0,202) \cdot 7,449}{19,17} = 0,0975 \text{ м} = 97,53 \text{ мм}; \quad (105)$$

$$S_{5-4} = \frac{0,5(\sigma_5 + \sigma_4)\Delta h_4}{E_9^0} = \frac{0,5(0,202 + 0,123) \cdot 4,806}{19,17} = 0,0407 \text{ м} = 40,73 \text{ мм}; \quad (106)$$

$$S_{4-3} = \frac{0,5(\sigma_4 + \sigma_3)\Delta h_3}{E_9^0} = \frac{0,5(0,123 + 0,07265) \cdot 8,528}{19,17} = 0,0435 \text{ м} = 43,51 \text{ мм}; \quad (107)$$

$$S_{2-} = \frac{0,5(\sigma_3 + \sigma_2)\Delta h_2}{E_9^0} = \frac{0,5(0,07265 + 0,03825) \cdot 18,691}{19,17} = 0,0540 \text{ м} = 54,06 \text{ мм}; \quad (108)$$

$$S_{2-str} = \frac{0,5(\sigma_2 + \sigma_{str})\Delta h_{str}}{E_9^0} = \frac{0,5(0,03825 + 0,0087) \cdot 61,998}{19,17} = 0,0759 \text{ м} = 75,92 \text{ мм}; \quad (109)$$

$$S_{str-0} = \frac{0,5(\sigma_{str} + \sigma_0)\Delta h_0}{E_9^0} = \frac{0,5(0,0087 + 0,00396) \cdot 278,225}{19,17} = 0,0918 \text{ м} = 91,87 \text{ мм} \quad (110)$$

Суммарная нелинейная общая осадка

$$S_9 = S_{9-0} + S_{0-5} + S_{5-4} + S_{4-3} + S_{3-2} + S_{2-str} + S_{sre-0} =$$

$$= 33,9 + 97,53 + 40,73 + 43,51 + 54,06 + 75,92 + 91,87 = 437,52 \text{ мм.} \quad (111)$$

Общая деформация упругой зоны сжимаемости на девятой ступени

$$S_{str-0} = 91,87 \text{ мм.} \quad (112)$$

Фактическая мощность сжимаемой толщи от приложенной нагрузки

$$R_{fi} = \frac{\Delta h_0 \cdot Sf}{S_{str-0}} = \frac{278,225 \cdot 12,0}{91,8} = 36,37 \text{ м} \quad (113)$$

Упругая объемная сжимаемость

$$S_{str-0}^e \frac{0,5(\sigma_{str} + \sigma_0)\Delta h_0}{E} = \frac{0,5(0,0087 + 0,00396) \cdot 36,37}{23,55} = 0,0097 \text{ м} = 9,77 \text{ мм}; \quad (114)$$

где модуль нелинейной упругой объемной деформации

$$E_9^e = k_9^e E = 1,0 \cdot 23,55 = 23,55 \text{ МПа.} \quad (115)$$

Коэффициенты пропорциональности поступенчатых модулей нелинейных упругих деформаций.

Таблица 4 – преобразование ступеней нагрузки

№ СН	1	2	3	4	5	6	7	8	9
k_n^e	2,19	2,18	2,35	2,73	2,94	2,50	1,95	1,65	1

Модуль упругой деформации минеральных элементов структуры грунта $E_s^e = 131,3 \text{ МПа}$ – по расчету.

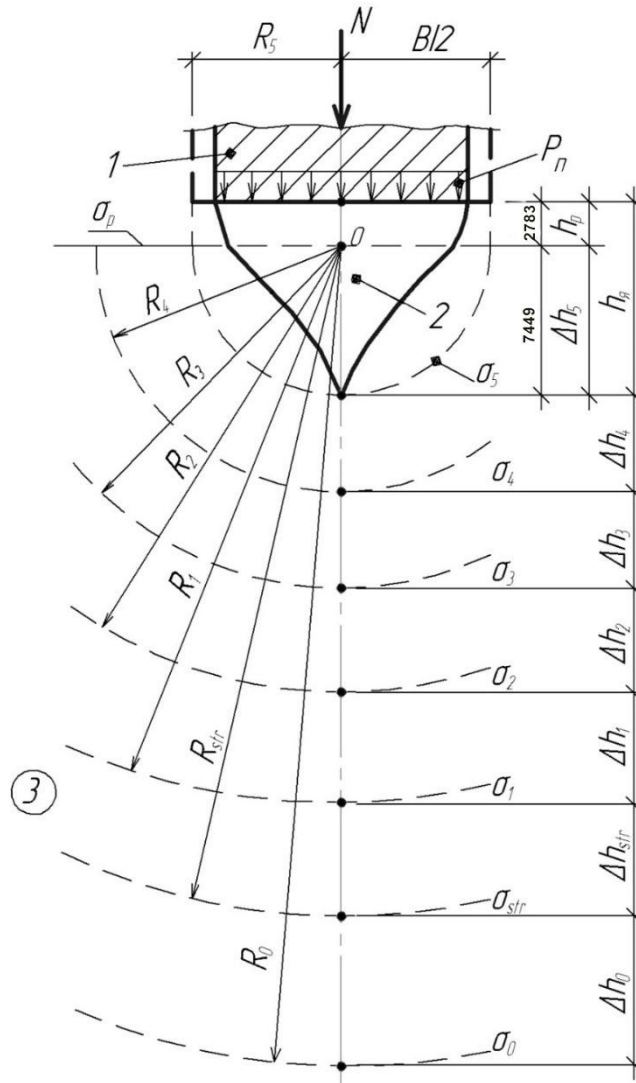
Упругая сжимаемость минеральных частиц по состоянию предельного равновесия

$$Se_{9.str} = \frac{0,5(\sigma_2 + \sigma_{str})\Delta h_{str}}{E_9^0} = \frac{0,5(0,03825 + 0,0087) \cdot 61,998}{131,3} = 0,0110 \text{ м} = 11,0 \text{ мм}; \quad (116)$$

Полная упругая сжимаемость грунтов под основанием фундамента

$$S_9^e = S_{str-0}^e + S_{s,9}^e = 9,77 + 11,0 = 20,77 \text{ м.м.} \quad (117)$$

Схема развития зон предельных напряженно-деформированных состояний грунта в основании показана на рисунке 27



1 - под фундаментом 2 - от уплотненного ядра 3 - в напряженной зоне

Рисунок 25 - Схема развития зон предельных напряженно-деформированных состояний грунта в основании

Для перехода к полупространству определяется диаметр равновеликого круга по площади подошвы ленточного фундамента принятый равным 13200 мм, который, показанный пунктиром, совмещается на схеме с квадратным. Контур полусферы круглого фундамента радиусом R_5 совмещается с вершиной уплотненного ядра в точке с предельным напряжением $\sigma_5 = 79,49$ кПа. Центр полусферы при этом привязывается к подошве фундамента на

2783 мм ниже при радиусе $R_5 = 7449$ мм.

3.3 Расчет буронабивной сваи дома-вставки по адресу: ул. 40 лет победы 104а

К расчету принята буронабивная свая на естественном основании с размерами $h=20,5$ м. $\varnothing 800$ мм. Расчеты производятся с использованием средневзвешенных значений физико-механических характеристик грунтов:

- удельного веса скелета грунта

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{d1}\Delta h_1 + \gamma_{d2}\Delta h_2 + \gamma_{d3}\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{15,6 \cdot 5,7 + 15,8 \cdot 3,4 + 16,8 \cdot 11,8}{20,9} = 15,97 \text{ кН/м}^3; \quad (118)$$

- угол внутреннего трения грунтов

$$\varphi = \frac{\varphi_1\Delta h_1 + \varphi_2\Delta h_2 + \varphi_3\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{25 \cdot 5,7 + 29 \cdot 3,4 + 21 \cdot 11,8}{20,9} = 23,39^\circ; \quad (119)$$

- удельное сцепление грунтов

$$c = \frac{c_1\Delta h_1 + c_2\Delta h_2 + c_3\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{6 \cdot 5,7 + 4 \cdot 3,4 + 14 \cdot 11,8}{20,9} = 10,19 \text{ кПа}; \quad (120)$$

- модуль деформации

$$E = \frac{E_1\Delta h_1 + E_2\Delta h_2 + E_3\Delta h_3}{\Sigma \Delta h_i} = \frac{20 \cdot 5,7 + 28 \cdot 3,4 + 24 \cdot 11,8}{20,9} = 23,55 \text{ МПа}; \quad (121)$$

Значения углов внутренней связности и трения грунтов

$$\theta_1 = \varphi = 23,39^\circ; \theta_2 = 22,5^\circ + \varphi/2 = 22,5^\circ + 23,39^\circ/2 = 34,19^\circ; \theta_3 = 45^\circ; \quad (122)$$
$$\theta_4 = 67,5^\circ - \varphi/2 = 67,5^\circ - 23,39^\circ/2 = 55,8^\circ; \theta_5 = 90^\circ - \varphi = 90^\circ - 23,39^\circ = 66,6^\circ.$$

Значения коэффициентов внутренней связности грунтов

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \theta_1 &= \operatorname{tg} 23,39^\circ = 0,4326; \operatorname{tg} \theta_2 = \operatorname{tg} 34,19^\circ = 0,6796; \operatorname{tg} \theta_3 = \operatorname{tg} 45^\circ = 1; \\ \operatorname{tg} \theta_4 &= \operatorname{tg} 55,8^\circ = 1,4715; \operatorname{tg} \theta_5 = \operatorname{tg} 66,6^\circ = 2,3109. \end{aligned} \quad (123)$$

Сжимающие нормальные и сдвигающие касательные напряжения по состояниям предельных равновесий по формулам:

$$\sigma_1 = \tau_1 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_1 k = (15,97 + 10,19) \cdot 0,4326 \cdot 1,3148 = 14,88 \text{ кПа} ; \quad (124)$$

$$k = \sin \varphi + \cos \varphi = \sin 16,8^\circ + \cos 16,8^\circ = 0,397 + 0,9178 = 1,3148 ; \quad (125)$$

$$\sigma_2 = \tau_2 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_2 k = (15,97 + 10,19) \cdot 0,6796 \cdot 1,3148 = 23,37 \text{ кПа} ; \quad (126)$$

$$\sigma_3 = \tau_3 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_3 k = (15,97 + 10,19) \cdot 1 \cdot 1,3148 = 34,39 \text{ кПа} ; \quad (127)$$

$$\sigma_4 = \tau_4 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_4 k = (15,97 + 10,19) \cdot 1,4715 \cdot 1,3148 = 50,61 \text{ кПа} ; \quad (128)$$

$$\sigma_5 = \tau_5 = (\sigma_d + c) \operatorname{tg} \theta_5 k = (15,97 + 10,19) \cdot 2,3109 \cdot 1,3148 = 79,49 \text{ кПа} . \quad (129)$$

Суммарные значения напряжений

$$\Sigma \sigma_1 = \Sigma \tau_1 = 14,88 \text{ кПа} ; \quad \Sigma \sigma_{1-2} = \Sigma \tau_{1-2} = 38,25 \text{ кПа} ; \quad \Sigma \sigma_{1-3} = \Sigma \tau_{1-3} = 72,65 \text{ кПа} ; \quad (130)$$

$$\Sigma \sigma_{1-4} = \Sigma \tau_{1-4} = 123,27 \text{ кПа} ; \quad \Sigma \sigma_{1-5} = \Sigma \tau_{1-5} = 202,76 \text{ кПа} .$$

В дальнейшем расчете будут условно применяться обозначения напряжений либо σ – нормальных, либо τ – касательных, ввиду равенства их значений.

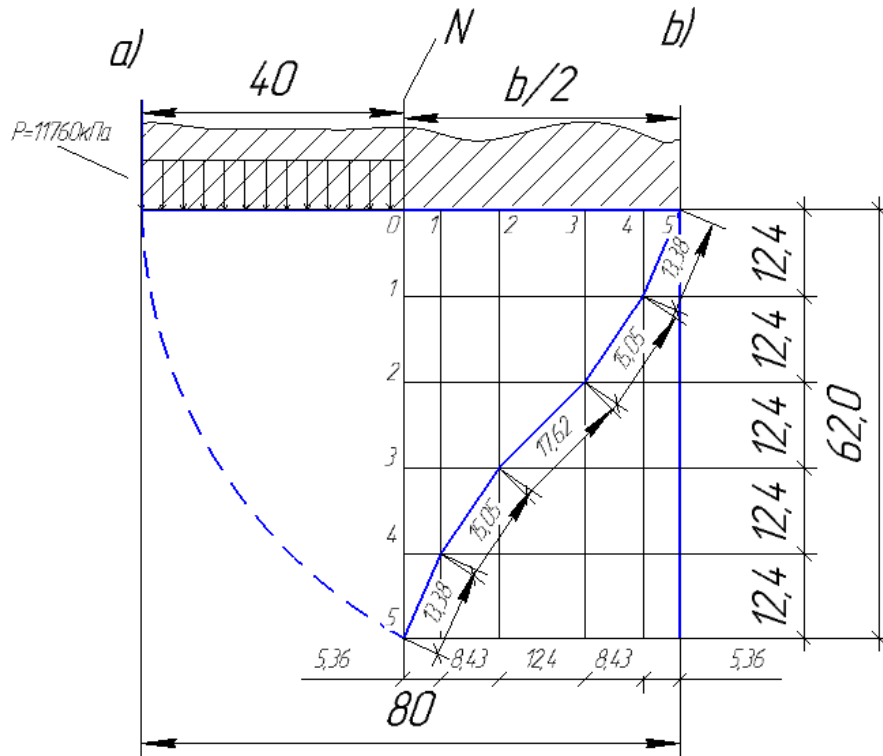
Предельная нагрузка на сваю

$$N_q = P_8 A = 11760 \cdot 0,5 = 5880 \text{ кПа} , \quad (131)$$

Сбор нагрузок произведен по сборнику «Таблицы нагрузок для расчета фундаментов» А. В. Масловский, в соответствии с СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.

Вес пролета над проездом с учетом нагрузок (снеговая + эксплуатационная): 1608 т. Суммарная опорная площадь свай: 1,5 м²

Расчет и построение уплотненного ядра грунта в форме пирамидального тангенсоида (рисунок 28).



а – нормальных сжимающих σ_1 под подошвой фундамента по высоте уплотненного ядра напряжений; схема а показана для фундамента с подошвой в форме круга; б – формы ядра уплотненного грунта в виде пирамидального тангенсоида

Рисунок 26 – Расчетные схемы

Сумма коэффициентов

$$\begin{aligned} \Sigma \operatorname{tg} \theta_{1-3} &= \operatorname{tg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2 + 0,5 \operatorname{tg} \theta_3 = \operatorname{tg} 16,8^\circ + \operatorname{tg} 30,9^\circ + 0,5 \operatorname{tg} 45^\circ = \\ &= 0,4326 + 0,6796 + 0,5 \cdot 1 = 1,6122 \end{aligned} \quad (132)$$

Размеры отрезков по подошве фундамента

$$b_{0-1} = 0,25 b \operatorname{tg} \theta_1 / \Sigma \operatorname{tg} \theta_{1-3} = 0,25 \cdot 800 \cdot 0,4326 / 1,6122 = 53,66 \text{ мм}; \quad (133)$$

$$b_{1-2} = 0,25 b \operatorname{tg} \theta_2 / \Sigma \operatorname{tg} \theta_{1-3} = 0,25 \cdot 800 \cdot 0,6796 / 1,6122 = 84,30 \text{ мм}; \quad (134)$$

$$b_{2-3} = 0,25 b \operatorname{tg} \theta_3 / \Sigma \operatorname{tg} \theta_{1-3} = 0,25 \cdot 800 \cdot 1,0 / 1,6122 = 124,05 \text{ мм}. \quad (135)$$

Катеты треугольников

$$K_{0-1} = b_{0-1} \operatorname{tg} \theta_5 = 53,66 \cdot 2,3109 = 124,0 \text{ мм}; \quad (136)$$

$$K_{0-1} = K_{1-2} = K_{2-3} = K_{3-4} = K_{4-5} = 124,0 \text{ мм.} \quad (137)$$

Площадь боковой поверхности пирамидального тангенсоида

$$A_{\text{б.п.}} = 4 \cdot 0,5 \cdot bS = 4 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,74 = 1,18 \text{ м}^2, \quad (138)$$

где высота треугольника боковой поверхности

$$S = 2 \cdot K_{0-1} + 2K_{1-2} + K_{2-3} = 2 \cdot 13,38 + 2 \cdot 15,05 + 17,05 = 73,91 \text{ см.} \quad (139)$$

3.3.1 Определение нелинейных общих деформаций грунтов буронабивной сваи дома-вставки по адресу: ул. 40 лет победы 104а под нагрузкой

Рассматривается буронабивная свая площадью $A = 64 \text{ см}^2$ с размерами сторон $80 \times 80 \text{ см}$. Радиус круга $R_5 = 400 \text{ мм}$.

Радиусы зон состояний предельных равновесий

$$\Delta h_5 = R_5 = 0,4 \text{ м}; \quad (140)$$

$$R_4 = R_5 \sigma_5 / \sigma_4 = 0,4 \cdot 202,7 / 123,2 = 0,658 \text{ м}; \quad (141)$$

$$R_3 = R_5 \sigma_5 / \sigma_3 = 0,4 \cdot 202,7 / 72,65 = 1,116 \text{ м}; \quad (142)$$

$$R_2 = R_5 \sigma_5 / \sigma_2 = 0,4 \cdot 202,7 / 38,25 = 2,119 \text{ м}; \quad (143)$$

$$R_1 = R_5 \sigma_5 / \sigma_1 = 0,4 \cdot 202,7 / 14,88 = 5,448 \text{ м}; \quad (144)$$

где структурная прочность грунта

$$\sigma_{str} = \gamma_d \cos \varphi = 15,97 \cdot 0,9178 = 14,65 \text{ кПа}; \quad (145)$$

$$R_0 = R_5 \sigma_5 / \sigma_0 = 0,4 \cdot 202,7 / 3,96 = 20,474 \text{ м}, \quad (146)$$

где начальное напряжение упругости $\sigma_0 = 3,96 \text{ кПа}$.

Мощность сжимаемой толщи каждого слоя грунта

$$\Delta h_4 = R_4 - R_5 = 0,658 - 0,4 = 0,256 \text{ м}; \quad (147)$$

$$\Delta h_3 = R_3 - R_4 = 1,116 - 0,658 = 0,458 \text{ м}; \quad (148)$$

$$\Delta h_2 = R_2 - R_3 = 2,119 - 1,116 = 1,003 \text{ м}; \quad (149)$$

$$\Delta h_{str} = R_{str} - R_2 = 5,534 - 2,119 = 3,415 \text{ м}; \quad (150)$$

$$\Delta h_0 = R_0 - R_{str} = 20,474 - 5,534 = 14,94 \text{ м}. \quad (151)$$

Фактическая мощность сжимаемой толщи от приложенной нагрузки

$$R_{fi} = \frac{\Delta h_0 \cdot Sf}{S_{str-0}} = \frac{14,94 \cdot 45,0}{91,8} = 7,32 \text{ м} \quad (152)$$

Упругая объемная сжимаемость

$$S_{str-0}^e \frac{0,5(\sigma_{str} + \sigma_0)\Delta h_0}{E} = \frac{0,5(0,0087 + 0,00396) \cdot 7,32}{23,55} = 0,0019 \text{ м} = 1,90 \text{ мм}; \quad (153)$$

где модуль нелинейной упругой объемной деформации

$$E_9^e = k_9^e E = 1,0 \cdot 23,55 = 23,55 \text{ МПа}. \quad (154)$$

После определения всех напряженно деформированных зон, вычерчиваем их с соблюдением масштаба в программном комплексе Компас-3D для определения размеров и геометрической формы уплотненного блока грунта (рисунки 29,30)

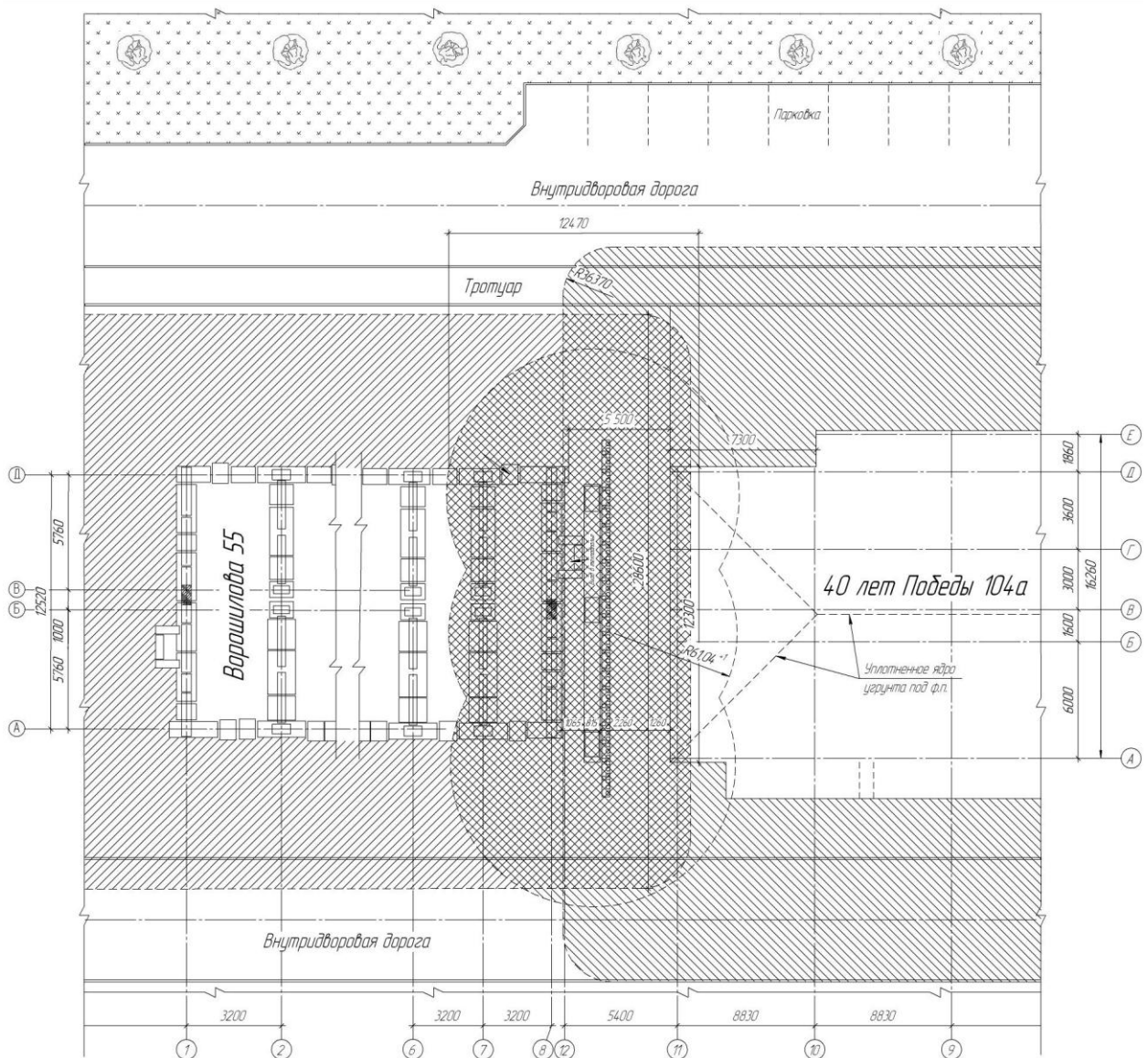
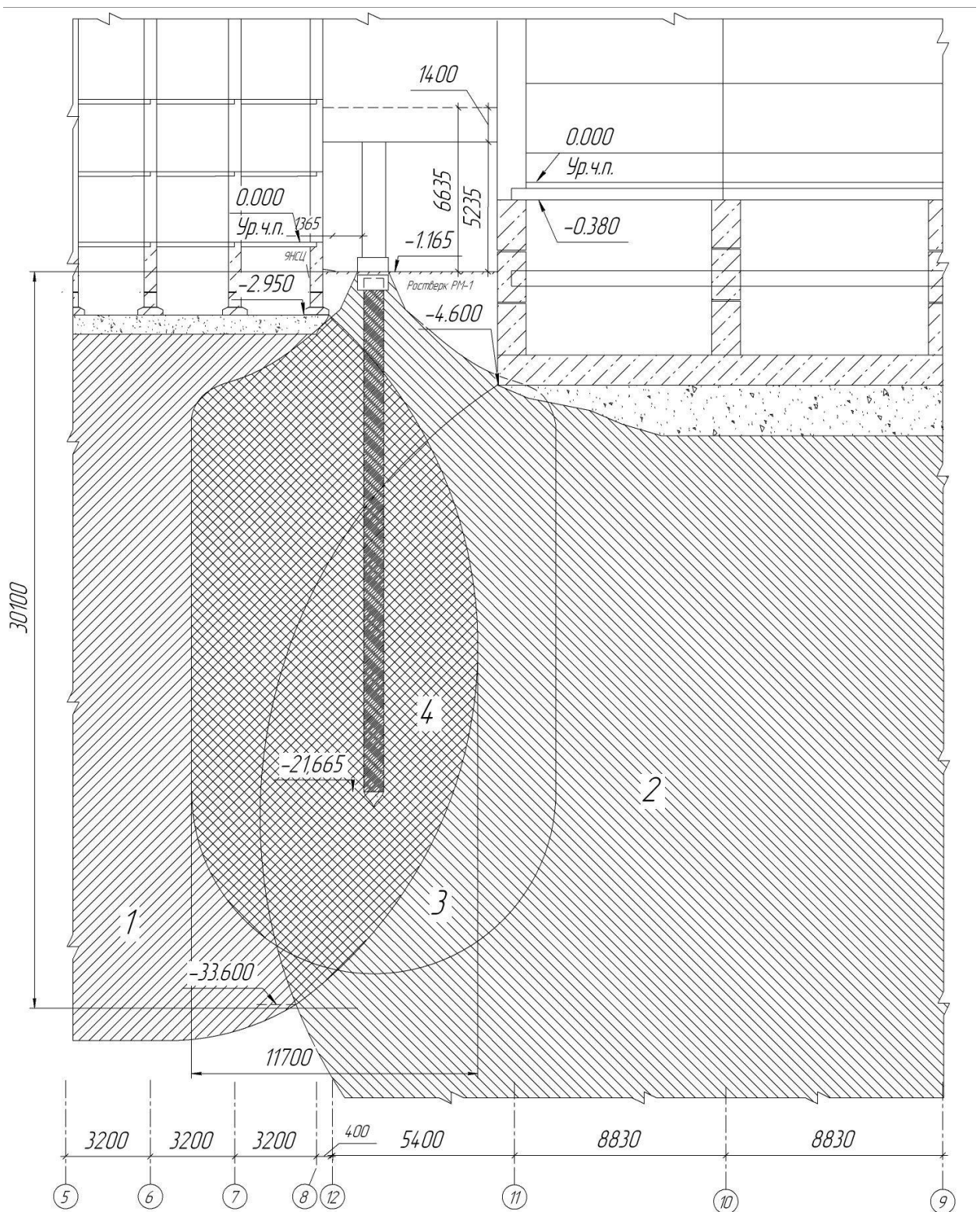


Рисунок 27 – Зоны напряженно-деформированного состояния зданий в плане



1 – зона панельного дома $R=28,92$ м, 2 – зона дома-вставки $R=36,37$ м.
 3 – зона буронабивной сваи дома-вставки $R=7,32$ м, 4 – область наложения
 напряженно-деформированных зон

Рисунок 28 – Зоны напряженно-деформированного состояния зданий
 в разрезе

3.4 Устройство блока уплотненного грунта для компенсации зон напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов 9-ти этажного панельного дома по адресу: ул. Ворошилова 55 и кирпичного 15-ти этажного дома-вставки по адресу ул. 40 лет. Победы 104а

Под основаниями фундаментов развивается уплотненное ядро грунта и напряженно-деформированные зоны, участвующие в стабилизации основания [23]. Напряженно-деформированные зоны соседствующих фундаментов дома-вставки и панельного дома, оказывают взаимное влияние друг на друга, а область соприкосновения грунтовых масс выключается из работы [25-26]. Напряжения в грунте развиваются ниже области соприкосновения, вследствие чего происходит осадка фундамента [28].

Шпунтовая стенка из буровых свай, используемая ПКФ ООО «Простор» для стабилизации осадок, отсекает часть массива грунта и разделяет напряженно-деформированные зоны дома-вставки и панельного дома. Однако данные мероприятия в свою очередь не в полной мере стабилизируют основания фундаментов. При разделении зон отсекается часть грунта, участвующего в работе, и нагрузка, передаваемая на этот массив, ложится на грунт ниже, вдоль тела буровой сваи [20]. Не происходит компенсации напряжений, нет увеличения напряжённой зоны в грунте, которая могла бы стабилизировать основания. Для уменьшения осадок фундаментов зданий необходимо увеличение объёма напряженно-деформированного грунта, участвующего в стабилизации и поддержании фундамента. Для этого необходимо увеличить компенсирующую опорную площадь боковой поверхности отсеченного грунта. Отсеченная площадь боковой поверхности деформированной зоны была рассчитана методом компьютерного моделирования с использованием программного комплекса AutoCAD 2016 и подключенного objectARX-плагина «GeomProps» см. приложение Г

$$A_{fp} = 6021,57 \text{ m}^2$$

Самый эффективный способ для увеличения компенсационной опорной площади – это установка «свайного поля». То есть размещение равномерно распределенных и равноудаленных друг от друга свай, для охвата большей площади. Наиболее подходящий вариант - установка свай в шахматном порядке. При разработке технологической карты необходимо придерживаться следующих критериев:

- 1) Устройство свай желательно производить из глинистопесчаного раствора с последующим уплотнением
- 2) Монтаж свай необходимо проводить после проходки рабочего органа грунтовытесненной лидерной скважиной
- 3) Диаметр грунтовых свай должен составлять 300 мм.

Произведем расчет количества свай исходя из условий стесненности и определим общую площадь боковой поверхности для стабилизации напряжений в грунте с пластической структурой.

Площадь боковой поверхности компенсирующих свай:

$$A_{f1} = 2\pi r_c^2 + 2\pi r_c \cdot l_{св} = \quad (155)$$

$$= 2 \cdot 3.14 \cdot 1,78^2 + 2 \cdot 3.14 \cdot 1,78 \cdot 33,6 = 395,48 \text{ м}^2$$

где, $l_{св}$ – глубина заложения сваи

r_c – радиус напряженно-деформированной зоны сваи

Суммарная площадь свай

$$A_{s1} = A_f \cdot n = 395,48 \cdot 4 = 1581,93 \text{ м}^2 \quad (156)$$

где, r_c – радиус напряженно-деформированной зоны развитой от воздействия тела сваи;

$r_{п}$ – радиус напряженно-деформированной зоны развитой от воздействия пяты сваи;

l_{cb} - длина тела сваи.

Далее рассчитываем зоны свай по порядку

$$\begin{aligned} A_{f2} &= 2\pi r_c^2 + 2\pi r_c \cdot l_{cb} = & (157) \\ &= 2 \cdot 3.14 \cdot 0,9732^2 + 2 \cdot 3.14 \cdot 0,973 \cdot 33,6 = 211,25 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s2} = A_f \cdot n = 211,25 \cdot 1 = 211,25 \text{ м}^2 \quad (158)$$

$$\begin{aligned} A_{f3} &= 2\pi r_c^2 + 2\pi r_c \cdot l_{cb} = & (159) \\ &= 2 \cdot 3.14 \cdot 0,837^2 + 2 \cdot 3.14 \cdot 0,837 \cdot 33,6 = 181,01 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s3} = A_f \cdot n = 181,01 \cdot 10 = 1810,12 \text{ м}^2 \quad (160)$$

$$\begin{aligned} A_{f4} &= 2\pi r_c^2 + 2\pi r_c \cdot l_{cb} = 2 \cdot 3.14 \cdot 0,766^2 + & (161) \\ &+ 2 \cdot 3.14 \cdot 0,766 \cdot 33,6 = 165,31 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s4} = A_f \cdot n = 165,31 \cdot 9 = 1487,80 \text{ м}^2 \quad (162)$$

$$\begin{aligned} A_{f5} &= 2\pi r_c^2 + 2\pi r_c \cdot l_{cb} = & (163) \\ &= 2 \cdot 3.14 \cdot 0,558^2 + 2 \cdot 3.14 \cdot 0,558 \cdot 33,6 = 119,69 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s5} = A_f \cdot n = 119,69 \cdot 11 = 1316,67 \text{ м}^2 \quad (164)$$

Рассчитываем общую площадь компенсирующих свай

$$\begin{aligned} A_f &= A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + A_{s4} + A_{s5} = & (165) \\ &= 1581,93 + 211,21 + 1810,12 + 1487,80 + 1316,67 = 6407,73 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

$$A = A_f < A_{fp} = 6021,57 < 6407,73 \text{ м}^2$$

- условие удовлетворяется

Общая площадь боковой поверхности свай превышает площадь боковой поверхности блока уплотненного грунта.

После устройства свай, в блоке уплотненного грунта (рисунок 31) создаются дополнительное (компенсирующие) напряжения. Грунт за счет реологии перемещается в зоны с меньшим напряжением - подошву и торцевые стороны. Процесс происходит путем ползучести с уменьшением напряжений в теле блока, за счет релаксации, до момента пока напряжения в теле блока не будут равно напряжениям зоны упругого отпора грунта

Данные мероприятия позволят полностью стабилизировать напряженно-деформированные состояния в грунте основания и остановят осадки зданий. Результаты методики расчетов были изложены в рецензируемом журнале «Вестник магистратуры» приложение Е.

Сметная стоимость установки свайного поля для стабилизации оснований, приводится в положение В и составляет 1154,69 тыс. руб. Средства на оплату труда 170,71 тыс. руб. Расчет произведен по майским ценам 2016 г., по самарской области.

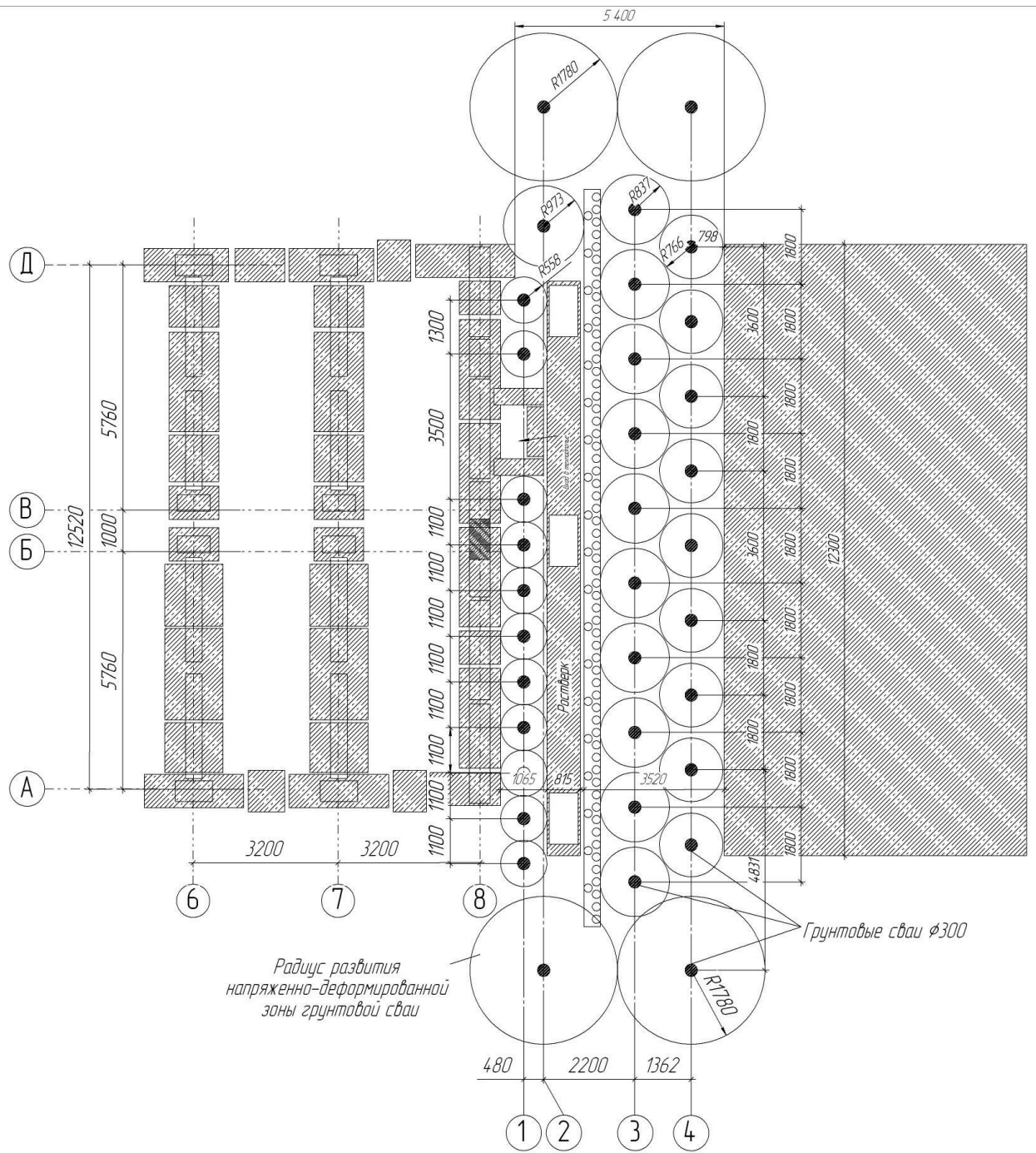


Рисунок 29 – Устройство свайного поля

3.5 Вывод по главе 3

Метод нелинейной механики вытеснения дисперсных грунтов позволил определить зоны напряженно-деформационного состояния грунтов оснований исследуемых объектов по адресу: ул. Ворошилова 55 и ул. 40 лет Победы 104а. Рассчитав зоны под каждым зданием, удалось найти зону перенапряжения грунта. Определив площадь боковой поверхности данной зоны было определено количество компенсирующих свай для полной стабилизации осадочных процессов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Цель и задачи, поставленные в работе, выполнены. В частности, разработана методика по повышению устойчивости грунтов в основаниях зданий плотной городской застройки при негативном влиянии нового строительства на уже существующее здание или сооружение.

Общие выводы:

1. Проведены экспериментальные исследования натуральных объектов. Подтверждено негативное воздействие построенного кирпичного дома-вставки на уже существующей панельный дом с фотофиксацией всех признаков воздействия и повреждений. Исследованы геодезические наблюдения с 2010 по 2014 год, зафиксировавшие крен дома-вставки и осадку панельного дома от воздействия нового строительства. Исследован проект по стабилизации оснований фундаментов зданий, разработанный ПКФ ООО «Простор», не остановивший осадку.
2. Выбрано наиболее достоверное теоретическое обоснование для проведения расчётов – теория нелинейной механики вытеснения дисперсных грунтов, подтвержденная множественными натурными экспериментами.
3. Рассчитано уплотненное ядро грунта под фундаментами исследуемых объектов в виде пирамидального тангенсоида. Определены зоны напряженно-деформированного состояния под ленточным фундаментом панельного дома по ул. Ворошилова 55, под фундаментной плитой кирпичного дома-вставки по ул. 40 лет Победы 104а и определено развитие зон от буронабивных свай дома-вставки.
4. Определена площадь боковой поверхности блока уплотненного грунта, совмещающая напряжения от ленточного фундамента панельного жилого дома, буронабивных свай дома-вставки и фундаментной плиты дома-вставки.
5. Определены и рассчитаны мероприятия по стабилизации оснований фундаментов исследуемых объектов, созданием в блоке уплотненного грунта компенсирующих напряжений. Грунт за счет реологии перемещается в зоны

с меньшим напряжением - подошву и торцевые стороны. Происходит релаксация напряжения за счет ползучести грунта в пластической стадии, до момента пока напряжения в теле блока не будут равно напряжениям зоны упругого отпора грунта.

б. Рассчитана сметная стоимость выполнения работ по восстановлению устойчивости грунтов основания фундаментов зданий по ул. Ворошилова 55 и ул. 40 лет Победы 104а.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия»
2. Бартоломей А.А. Расчёт осадок ленточных свайных фундаментов / А.А. Бартоломей. – М., : Стройиздат, 1972. – 127 с.
3. Бартоломей А.А. Экспериментальные и теоретические основы прогноза осадок ленточных свайных фундаментов и их практические приложения : автореф. дисс. док. техн. наук : 05.23.02 / А.А. Бартоломей. – М., : МИСИ, 1976. – 36 с.
4. Бартоломей А.А. Основы расчёта ленточных свайных фундаментов по предельным допустимым осадкам / А.А. Бартоломей. – М., : Стройиздат, 1982. – 223 с.
5. Бартоломей А.А. Напряжённо-деформированное состояние оснований фундаментов из пирамидальных свай / А.А. Бартоломей, А.В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. № 3. – М., : Стройиздат, 1988. – С. 28-30.
6. Бартоломей А.А. Экспериментальные исследования напряжённо-деформированного состояния активной зоны полой конической сваи / А.А. Бартоломей, Б.С. Юшков, А.Б. Пономарёв // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала : Межвуз. сб. науч. тр. – Пермь, : ППИ, 1990. – С. 60-66.
7. Бартоломей А.А. Научный мониторинг в геотехническом строительстве / А.А. Бартоломей, Л.М. Борозенец // Межвузовский сборник научных трудов. 4.1. Наука, техника, образование г. Тольятти и Волжского региона. – Тольятти, : ТолПИ, 1999. – С. 96-101.
8. Бахолдин Б.В. Исследование напряжённого состояния глинистых грунтов при погружении свай / Б.В. Бахолдин, Н.М. Большаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – М., 1973. № 5. – С. 7-9.

9. Березанцев В.Г. Механика грунтов, основания и фундаменты / В.Г. Березанцев, А.И. Ксенофонтов, Е.В. Платонов и др. – М., : Трансжелдориздат, 1961. – 340 с.
10. Борозенец Л.М. Способ определения прочностных характеристик грунта / Л.М. Борозенец // Инф. листок ЦНТИ. – Владимир, 1987. – НТД № 400-87. – 4 с.
11. Борозенец Л.М. Способ расчёта зоны уплотнения грунта под штампом / Л.М. Борозенец // Инф. листок ЦНТИ. – Владимир, 1988. – НТД № 88-20. – 4 с.
12. Борозенец Л.М. Способ определения осадки основания под штампом / Л.М. Борозенец // Инф. листок ЦНТИ. – Владимир, 1988. – НТД № 88-21. – 4 с.
13. Борозенец Л.М. Физическая сущность прочностных сдвиговых характеристик грунтов / Л.М. Борозенец // Механика грунтов и фундаментостроение: тр. Российской конф. Т.1. – С-Пб. : СПбГАСУ, 1995. – С. 141-146.
14. Борозенец Л.М. Коэффициенты напряжений по стадиям состояния при нагружении грунтов в основаниях фундаментов / Л.М. Борозенец // Современные технологии в пром., строит. и высшем образ. (инновации, опыт, проблемы, перспективы): тез. докл. Межвузовской научно-метод. конф. – Камышин, : КВВКИСУ, 1996. – С. 25-27.
15. Борозенец Л.М. Стадии, этапы и коэффициенты сопротивления грунтов вытеснению / Л.М. Борозенец // Механика грунтов и фундаментостроение: тр. II Украинской научно-техн. конф. Т. III. – Полтава, : ПТУ, 1996. – С. 20-23.
16. Борозенец Л.М. Развитие универсальной модели линейно-нелинейной механики грунтов / Л.М. Борозенец // Геотехнические проблемы строительства, архитектуры и геоэкологии на рубеже XXI века: тр. I-го Центрально-Азиатского геотехнического симпозиума. Т. I. – Астана /Казахстан/, : ЕАУ им. Л.Гумилёва, 2000. – С. 142-145.

- 17.Борозенец Л.М. Методика расчёта и способы обеспечения устойчивости оснований перспективных и ретроспективных строений / Л.М. Борозенец // Реконструкция исторических городов и геотехническое строительство: тр. Междунар. конф. по геотехнике, посвящ. 300-летию Санкт-Петербурга. – С-Пб, : АСВ С-Пб – М., 2003. – С. 299-304.
- 18.Борозенец Л. М. Геотехника фундаментостроения и грунтоустойчивости монография : монография / Л. М. Борозенец. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2015. –285 с.
- 19.Борозенец Л.М. Модель теории нелинейного упругого и пластического деформирования дисперсных грунтов в основаниях фундаментов / Л.М. Борозенец // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: сб. мат. Всероссийской науч.-техн. конф. – Новочеркасск, : ЮРГТУ (НПИ), 2012. – С. 102-109.
- 20.Борозенец Л.М. Аналитический метод исследования напряженно-деформированного состояния водонасыщенного пылевато-глинистого основания фундамента мелкого заложения: нелинейных деформаций / Л.М. Борозенец // Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: сб. тр. Междунар. науч.-техн. конф. – СПб, : СПбГАСУ, 2014. – С. 483-490.
- 21.Быков В.И, Никишов А.П, Чернявый А.И. Строительство общественного здания с подземными этажами в стесненных условиях городской застройки // Техносфера. 2010. №348. стр. 176-188.
- 22.ВСН № 53-86(р) Госкомархитектуры. Правила оценки физического износа жилых зданий. - М. Стройиздат. 1988.
- 23.Вялов С.С. О физической сущности процессов деформирования и разрушения глинистых грунтов / С.С. Вялов, Н.К. Пекарская, Р.В. Максимьяк // Основания, фундаменты и механика грунтов. №1. – М., : Стройиздат, 1970. – С. 7-9.

24. Герсеванов Н.М. Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение / Н.М. Герсеванов, Д.Е. Польшин. – М., : Стройиздат, 1948. – 247 с.
25. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. – М., : Стройиздат, 1979. – 304 с.
26. Гольдштейн М.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты / М.Н. Гольдштейн А.А. Царьков И.И. Черкасов. – М., : Транспорт, 1981. – 320 с.
27. Горбунов-Посадов М.И. О вытеснении и уплотнении грунтов забивной сваей / М.И. Горбунов-Посадов // Основания, фундаменты и механика грунтов. №5. – М., : Госстройиздат, 1968. – С. 2-5.
28. Зарецкий Ю.К. Орехов В.В., Эстрин И.Ю. Прогноз осадок и кренов сооружений с учетом пластического деформирования и консолидации грунтов основания // Балтийская конференция по механике грунтов и фундаментостроению: Тез. докл. Т.2. - Таллин, 1988. С. 28-35.
29. Далматов, Б.И. Механика грунтов и фундаменты / Б.И. Далматов. – М., : Стройиздат, 1981. – 319 с.
30. Далматов, Б.И. Определение осадок фундаментов с учётом изменения модуля деформации глинистого грунта в зависимости от напряжённого состояния / Б.И. Далматов, В.М. Чикишев // Основания, фундаменты и механика грунтов. №1. – М., : Стройиздат, 1984. – С. 24-26.
31. Кагановская, С.Е. Исследование устойчивости глинистого основания с помощью экранов / С.Е. Кагановская // Основания, фундаменты и механика грунтов. №3. – М., : Стройиздат, 1973. – С. 29-31.
32. Краснов А.А., Четвериков А.Л., Шейна С.Г., Шумеев В.Г. Оценка влияния возводимого многоэтажного здания на техническое состояние близлежащих строений. // Проблемы строительства, инженерного обеспечения и экологии города. Сборник материалов III Всероссийской научной конференции. Пенза. Приволжский дом знаний, 2001 г. - с. 3-5.

- 33.Конаш В.М., Франкевич О.Г, Слабодин А.Г. Применение технологии усиления фундаментов методом статического вдавливания свай в условиях плотной городской застройки // СтройИнформ. 2011. №17/11.
- 34.Курдюмов В.И. К вопросу о сопротивлении естественных оснований / В.И. Курдюмов // Вторая публичная лекция. СПб, : Тип. Эрлих., 1891. – С. 31-35.
- 35.Малышев М.В. О линиях скольжения и траекториях перемещения частиц в сыпучей среде / М.В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. № 6. – М., : Стройиздат, 1971. – С. 1-5.
- 36.Минцовский М.Ш. Об упругом ядре в песчаном основании под предельно нагруженным штампом / М.Ш. Минцовский // Научн.-технич. бюлл. «Основания и фундаменты». – М., 1957, № 18 и 19.
- 37.Логутин В.В., Панасюк Л.Н., Таржиманов Э.А., Четвериков А.Л.. Прогноз кренов и их ликвидация путем устройства щели. // Усиление оснований и фундаментов аварийных зданий и сооружений. Сборник материалов Международной научно-практической конференции. Пенза. Приволжский дом знаний, 2000 г. - с. 124-126.
- 38.Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии/ Н.Н. Маслов. – М., : Автотрансиздат, 1961. – 707 с.
- 39.Мангушев Р.А, Городнова Е.В. Использование разделительной стенки из буронабивных свай для уменьшения осадки существующего корпуса. // Вестник. 2009. №13/09.
- 40.Пилягин А.В. Расчёт оснований по деформациям с использованием линейных и нелинейных методов / А.В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов № 1. – М., : Стройиздат, 1996. – С. 10
- 41.Улицкий В. М, Шашкин А. Г, Шашкин К. Г, Васенин В. А. Оценка взаимного влияния зданий и подземных сооружений // Геореконструкция. 2012. №231.
- 42.Шашкин А.Г. Геотехнические критерии при проектировании сложной реконструкции и нового строительства в условиях городской застройки

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Регламент патентного поиска

РЕГЛАМЕНТ ПОИСКА № 1

1 октября 2014 г.

Наименование работы (темы):

«Исследование устойчивости грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной застройки».

Цель поиска информации: Определения уровня развития методов и технологий по уменьшению взаимного влияния.

Обоснование регламента поиска: Патентные исследования в странах Россия, СНГ

Начало поиска: 1 октября 2014 г.

Окончание поиска: 25 декабря 2014 г.

Таблица А.1

Предмет поиска		Источники информации, по которым будет производиться поиск	
Объект исследования	Страна поиска	Наименование	Классификац. рубрики МПК
Исследование устойчивости грунтов в основаниях фундаментов	Россия СНГ СССР	Электронная база данных ФГУ ФИПС, электронная библиотека e-library, библиотека findpatent	E02D

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Отчет о патентном поиске

ОТЧЁТ О ПОИСКЕ

Поиск проведен в соответствии с Регламентом поиска № 1 от 1 октября 2014 г.

Начало поиска: 1 октября 2014 г.

Окончание поиска: 25 декабря 2014 г.

Сведения о выполнении регламента поиска: Регламент выполнен в полном объеме.

Предложения по дальнейшему проведению исследований: Планируется периодически отслеживать тенденции развития в данной области с целью прогнозирования дальнейших направлений научных разработок в области улучшения устойчивости грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной застройки

Материалы, отобранные для последующего анализа, занесены в таблицу 1.

Таблица Б.1 - Материалы, отобранные для последующего анализа

Предмет поиска:	Страна выдачи, вид и номер докум., классификационный индекс МПК	Заявитель, страна. Номер заявки, дата подачи заявки	Название изобретения, полезной модели, статей
1	2	3	4
Устойчивость грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной застройки	Патент RU 2291253 10.01.2007 E02D31/08 (2006.01) E02D35/00 (2006.01)	Петрухин Валерий Петрович (RU), Исаев Олег Николаевич (RU) 2005120349/03, 30.06.2005	Способ защиты существующих зданий, сооружений и подземных коммуникаций в зоне влияния строительства Способ защиты существующих зданий, сооружений и подземных коммуникаций в зоне влияния строительства включает устройство в грунте геотехнического экрана из погружаемых в грунт, между фундаментами существующих и возводимых зданий, сооружений и подземных коммуникаций, инъекторов с последующей инъекцией закрепляющего раствора в грунт под давлением. Геотехнический экран устраивают комбинированным - из двух рядов инъекторов, пассивного, со стороны возводимого объекта, и активного, со стороны существующего объекта

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
	<p>Патент RU 2482243, 20.05.2013, E02D5/20 (2006.01)</p>	<p>Мангушев Рашид Абдуллоевич (RU), Сапин Дмитрий Александрович (RU), 2011144046/03, 31.10.2011</p>	<p>Несъемная опалубка для возведения стен в грунте Возведении стен в грунте, ограждение котлованов, противооползневых заграждений и т.п. Несъемная опалубка для возведения стен в грунте в подготовленной траншее состоит из сваи, используемой как трубопровод для подачи бетонной смеси в основание сваи для фиксации сваи на дне траншеи. трубы, выполненные из упругодеформируемого материала. Высота блоков опалубки равна высоте или несколько больше возводимой стены, расстояние между вертикальными стенками определяется шириной траншеи, между собой вертикальные стенки дополнительно соединены гибкими связями, которые распределены с определенным шагом по всей поверхности опалубки, так что, когда наполнитель заполняет под определенным давлением отсеки стыков опалубки, размер опалубки в поперечном направлении увеличивается и боковые стенки опалубки оказывают активное давление на стенки траншеи, обеспечивая устойчивость не только стенок траншеи, но и устойчивость грунтового основания и фундаментов существующих зданий и сооружений, расположенных в непосредственной близости. Технический результат состоит в повышении надежности как самой конструкции, так и грунтового основания, в котором возводится стена, повышении устойчивости фундаментов и оснований расположенных в непосредственной близости зданий и сооружений.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
<p>Устойчивость грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной застройки</p>	<p>Патент RU 2392382 19.08.2008 E02D3/12 (2006.01)</p>	<p>Исаев Борис Никитович (RU), Бадеев Сергей Юрьевич (RU), Цапкова Надежда Николаевна (RU), Бадеев Владимир Сергеевич (RU), Кузнецов Максим Викторович (RU) 2008134096/03, 19.08.2008</p>	<p>Способ усиления водонасыщенных грунтов Изобретение относится к области строительства, в частности к технологиям и оборудованию для усиления слабых водонасыщенных и структурно-неустойчивых грунтов в основании зданий и сооружений. Задачей изобретения является исключение оплывания стенки скважины и обеспечение возможности нарезки концентратора напряжений, а техническим результатом - снижение стоимости, энергоемкости и повышение качества работ. Технический результат достигается тем, что в способе, включающем образование скважины, выполнение на ее стенке продольного концентратора напряжений, запираение верхней части скважины с отсечением зоны нагнетания и введение под давлением в грунт крепящего раствора с образованием в грунте плоскости разрыва, бурение скважины и выполнение продольного концентратора напряжений в пределах зоны нагнетания производят под давлением крепящего раствора с плотностью, исключающей оплывание стенки скважины и обеспечивающей устойчивость и форму концентратора напряжения. Нарезку концентратора осуществляют в скважине, заполненной вышеуказанным раствором, путем продольного поступательного перемещения устройства, содержащего трубу, наконечник и вращающийся резец.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
	<p>Патент RU 2275456 05.02.2003 E02B3/06 (2006.01)</p>	<p>Коровина Наталья Николаевна (RU), Шкилев Александр Иванович (RU) 2003103452/03, 05.02.2003</p>	<p style="text-align: center;">Шпунтовая стенка</p> <p>Шпунтовая стенка включает забитые в ряд сваи, соединенные между собой посредством замков, анкерные тяги, металлический распределительный пояс для их крепления к стенке и анкерную грунтозащитную плиту. Анкерный узел смонтирован в каждой свае и выполнен в виде жестко соединенного с ней трубчатого металлического каркаса и сборной закладной опоры, закрепленной на каркасе и свае. Закладная опора может быть установлена в лицевой части сваи (со стороны акватории) или в тыльной части сваи (со стороны берега). При установке закладной опоры в лицевой части сваи она выполнена в виде поперечины и двух направляющих металлических балок, образующих в плане Т-образную фигуру. При установке закладной опоры в тыльной части сваи она выполнена в виде фигурного Т-образного в плане коробчатого кронштейна. Свая с помещенным внутри нее анкерным узлом забетонирована полностью или частично. Повышается прочность и устойчивость шпунтовой стенки, обеспечивается защита арматурных элементов крепления от коррозии и механических повреждений.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
<p>Устойчивость грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной застройки</p>	<p>Патент RU 2410494 02.09.2009 E02D29/00 (2006.01)</p>	<p>Мангушев Рашид Абдулович (RU), Ошурков Николай Васильевич (RU), Гутовский Валерий Эдуардович (RU) 2009133064/03, 02.09.2009</p>	<p>Подземные сооружения, устраиваемые в сложных инженерно-геологических условиях</p> <p>Изобретение относится к области строительства, а точнее к конструкциям подземных сооружений в условиях существующей застройки и в «слабых» и водонасыщенных грунтах. Техническим результатом изобретения является повышение надежности конструкций подземных помещений, сооружаемых в сложных инженерно-геологических условиях. Для этого конструкция подземного сооружения представляет собой систему связанных между собой секций вертикальных оболочек Гауссовой кривизны. Основание помещения выполнено из оболочки двойкой кривизны. Устойчивость конструкции в целом обеспечивается системой перекрытий, распорок и диафрагм</p>
	<p>Патент RU 95105027 27.01.1997 E02D17/04, E02D5/20</p>	<p>Филатов А.В.[KZ]</p>	<p>Защитная стена</p> <p>Конструкция используется при строительстве заглубленных подземных сооружений в местах плотной городской и промышленной застройки без остановки действующих предприятий и нарушений поверхностных условий. Цель изобретения - снижение материальных затрат, упрощение технологии, обеспечение полной сохранности близлежащих зданий и инженерных коммуникаций. Поставленная цель достигается отделкой открытых поверхностей грунта и обеспечением устойчивости защитной стенки распорками в одном уровне и заделкой нижних концов стоек в грунт.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
	<p>Патент RU 2391464 10.06.2010 E02D5/34 (2006.01)</p>	<p>Петрухин Валерий Петрович (RU), Шулятьев Олег Александрович (RU), Мозгачева Ольга Анатольевна (RU)</p>	<p>Способ возведения зданий комплексной застройки</p> <p>Изобретение относится к строительству зданий и сооружений на плитном фундаменте на естественном основании в условиях плотной городской застройки. Способ возведения зданий комплексной застройки включает устройство фундаментной плиты на естественном основании с образованием в ней технологических сквозных каналов при бетонировании захваток и последующее поэтапное возведение отдельных секций зданий с одновременным закачиванием цементного раствора через технологические сквозные каналы в грунт. Технологические сквозные каналы образуют в фундаментной плите на границе между секциями зданий и устанавливают в них иньектора. Нагнетание цементного раствора в грунт производят через иньектора при возникновении осадки существующего здания до начала и/или в процессе возведения секции здания путем многократной иньекции под давлением, превышающим давление гидравлического разрыва грунта до расчетной компенсации возникшей осадки.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
<p>Устойчивость грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной застройки</p>	<p>Патент RU 2405890 10.12.2010 E02D17/00 (2006.01)</p>	<p>Бахолдин Борис Васильевич (RU), Бобков Сергей Владимирович (RU), Еремин Валерий Яковлевич (RU), Еремин Алексей Валерьевич (RU), Раянов Сергей Фадусович (RU), Сарафанов Николай Викторович (RU), Сигута Юрий Васильевич (RU), 2009116389/03, 30.04.2009</p>	<p>Способ глубинного компенсационного уплотнения грунта Изобретение относится к области строительства, а именно к технологии закрепления грунта в зоне существующих зданий и сооружений при ведении подземных работ в условиях плотной городской застройки. Технической задачей настоящего изобретения является повышение надежности, качества и технологичности создания противодеформационного барьера, при минимальном расходе ресурсов и максимально возможном использовании свойств массива грунта. Поставленную задачу решает способ глубинного компенсационного уплотнения грунта при строительстве подземного объекта путем компенсационного уплотнения грунта со стороны охраняемого сооружения, отличающийся тем, что у строящегося подземного объекта со стороны охраняемого сооружения по глубине массива грунта выявляют зоны легкоуплотняемого грунта до распространения разуплотнения в сторону охраняемого сооружения на критическое для охраняемого сооружения расстояние, в обнаруженные зоны легкоуплотняемого грунта подают твердеющий материал под гидростатическим давлением и последовательно (поочередно) в каждой выявленной зоне легкоуплотняемого грунта по глубине массива осуществляют глубинное компенсационное уплотнение грунта в упомянутых зонах дискретными динамическими импульсами до достижения отказа уплотнения грунта, добавляя по мере необходимости твердеющий материал.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
	<p>Патент RU 2493328 20.09.2013 E02D29/055 (2006.01)</p>	<p>Скальный Владимир Степанович (RU) 2012114180/03, 10.04.2012</p>	<p>Способ в.с. скального возведения наружных и внутренних стен подземных помещений в грунте Изобретение может быть использовано для возведения в грунте наружных и внутренних стен подземных помещений. Способ возведения наружных и внутренних стен подземных помещений в грунте заключается в том, что по оси подземной стены формируют отдельно стоящие буронабивные сваи, которые объединяют связующей стенкой из бетона.</p>
<p>Устойчивость грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной застройки</p>	<p>Патент RU 79302 27.12.2008 E02D31/10 (2006.01)</p>	<p>Петрухин Валерий Петрович (RU), Шулятьев Олег Александрович (RU), Мозгачева Ольга Анатольевна (RU) 2008132935/22, 12.08.2008</p>	<p>Устройство подземного сооружения для возведения зданий плотной городской застройки Устройство подземного сооружения для возведения зданий в зоне плотной городской застройки, включающее ограждение котлована и расположенный между фундаментом существующего здания и ограждением котлована геотехнический барьер с возможностью подачи под давлением рабочего раствора в грунт до восстановления напряженно-деформированного состояния грунта в зоне существующего здания, отличающееся тем, что геотехнический барьер выполнен в виде шпунтовой стенки из вертикально установленных на глубину не менее глубины котлована металлических труб диаметром 200-400 мм с шагом, равным 1,5-2,0 диаметра трубы, трубы выполнены с отверстиями по длине и снабжены обратными клапанами для подачи рабочего раствора в грунт через отверстия труб под давлением, превышающим давление гидравлического разрыва грунта.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
	<p>Патент RU 79301 27.12.2008 E02D31/10 (2006.01)</p>	<p>Петрухин Валерий Петрович (RU), Шулятьев Олег Александрович (RU), Мозгачева Ольга Анатольевна (RU) 2008132934/22, 12.08.2008</p>	<p>Устройство подземного сооружения для возведения зданий плотной городской застройки</p> <p>Устройство подземного сооружения для возведения зданий в зоне плотной городской застройки, включающее ограждение котлована и расположенный между фундаментом существующего здания и ограждением котлована геотехнический барьер для восстановления напряженно-деформированного состояния грунта в зоне существующего здания, отличающееся тем, что геотехнический барьер выполнен в виде шпунтовой стенки из установленных под углом 30-45° от вертикальной оси ряда металлических труб, выполненных с отверстиями по длине и снабженных обратными клапанами для многократной подачи твердеющего раствора через отверстия в грунт под давлением, превышающим давление гидравлического разрыва грунта, с шагом, равным 1,5-2,0 диаметра трубы, с возможностью подачи рабочего раствора под фундамент существующего здания.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
<p>Устойчивость грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной застройки</p>	<p>Патент RU 79300 27.12.2008 E02D31/10 (2006.01)</p>	<p>Петрухин Валерий Петрович (RU), Шулятьев Олег Александрович (RU), Мозгачева Ольга Анатольевна (RU) 2008132933/22, 12.08.2008</p>	<p>Устройство подземного сооружения для возведения зданий плотной городской застройки Устройство подземного сооружения для возведения зданий в зоне плотной городской застройки, включающее ограждение котлована и расположенный между фундаментом существующего здания и ограждением котлована геотехнический барьер в виде ряда инъекторов диаметром 50-70 мм, установленных с возможностью подачи под давлением рабочего раствора в грунт до восстановления напряженно-деформированного состояния грунта в зоне существующего здания, отличающееся тем, что оно дополнительно снабжено расположенной между фундаментом существующего здания и ограждением котлована шпунтовой стенкой, выполненной из вертикально установленных на глубину не менее глубины котлована металлических труб диаметром 200- 400 мм с шагом, равным 1,5-2,0 диаметра трубы, а инъекторы геотехнического барьера размещены вертикально или наклонно в сторону здания между трубами шпунтовой стенки соосно им или со смещением в сторону фундамента существующего здания.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
	<p>Патент RU 79299 27.12.2008 E02D31/10 (2006.01)</p>	<p>Петрухин Валерий Петрович (RU), Шулятьев Олег Александрович (RU), Мозгачева Ольга Анатольевна (RU) 2008132936/22, 12.08.2008</p>	<p>Устройство подземного сооружения для возведения зданий плотной городской застройки</p> <p>1. Устройство подземного сооружения для возведения зданий в зоне плотной городской застройки, включающее ограждение котлована и расположенный между фундаментом существующего здания и ограждением котлована геотехнический барьер в виде ряда инъекторов диаметром 50-70 мм, вертикально установленных с возможностью подачи под давлением рабочего раствора в грунт до восстановления исходного напряженно-деформированного состояния грунта в зоне существующего здания, отличающееся тем, что устройство снабжено расположенной между фундаментом существующего здания и геотехническим барьером шпунтовой стенкой, выполненной из вертикально установленных длиной не менее глубины котлована металлических труб или буронабивных свай диаметром 200-400 мм с шагом, равным 1,5-2,0 диаметра трубы или свай, или профильных двутавровых элементов с шагом, равным 1,5-2,0 высотам двутавра.</p> <p>2. Устройство по п.1, отличающееся тем, что между шпунтовой стенкой и фундаментом здания дополнительно смонтирован геотехнический барьер из ряда инъекторов, установленных с возможностью подачи под давлением рабочего раствора в грунт до восстановления его исходного напряженно-деформированного состояния в процессе устройства шпунтовой стенки в зоне ограждения котлована.</p>

--	--	--	--

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
<p>Буронабивные сваи</p>	<p>Патент RU 2509842 20.03.2014 E02D27/12 (2006.01)</p>	<p>Нежданов Кирилл Константинович (RU), Туманов Вячеслав Александрович (RU), Туманов Антон Вячеславович (RU) 2012116809/03, 24.04.2012</p>	<p>Способ повышения несущей способности буронабивной сваи Изобретение относится к строительству, в частности к устройству свайных фундаментов зданий и сооружений, возводимых в стесненных условиях. Способ повышения несущей способности буронабивных свай заключается в том, что каждую буронабивную сваю выполняют из двух элементов: нижнюю часть - из сыпучего рабочего тела (щебня, шлака и тому подобного материала), взаимодействующего с грунтовым основанием, причем подошва рабочего тела залегает глубже глубины промерзания грунта, верхнюю часть сваи сооружают монолитной, железобетонной с крестообразным оголовком. Возводят монолитный, железобетонный ростверк и частично возводят все сооружение. Монтируют на крестообразные оголовки свай пары домкратов-пульсаторов двойного возвратно-поступательного действия, упирают их плунжеры в ростверк сооружения. Пары домкратов-пульсаторов соединяют маслопроводами с пульсирующей насосной станцией.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
			<p>С пульта включают домкраты-пульсаторы и импульсами впрессовывают верхнюю монолитную часть сваи вглубь, впрессовывают подошвой монолитной сваи рабочее тело в рыхлое грунтовое основание, трансформируют форму поверхности контакта рабочего тела с грунтовым основанием в каплевидную, грушевидную форму, обжимают поверхностью контакта рабочего тела слабого грунтового основания под ним и вокруг него, предварительно напрягают, уплотняют и упрочняют этим слабые рыхлые зоны грунтового основания до проектного значения силы. По манометрам контролируют развиваемое парой домкратов-пульсаторов давление, в несколько раз увеличивают несущую способность каждой из свай. Выравнивают прочность и деформативность зоны контакта грунтового основания с рабочим телом. Выравнивают несущую способность свай по отношению друг к другу и предотвращают появление неравномерных осадок, и исключают крен сооружения. Технический результат состоит в повышении несущей способности буронабивных свай в период строительства, обеспечении исключения неравномерных осадок отдельных свай и всего сооружения</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
<p>Буронабивные сваи</p>	<p>Патент RU 2352719 20.04.2009 E02D3/12 (2006.01)</p>	<p>Лазарев Александр Николаевич (RU), Савчук Александр Дмитриевич (RU), Власов Владимир Николаевич (RU) 2007138088/03, 16.10.2007</p>	<p>Способ сооружения пакета буронабивных свай Под пакетом буронабивных свай здесь и далее понимается расположенная в заданном проектом геометрическом очертании последовательность, из контактирующих между собой свай, образующих определенное проектом сооружение. Поставленная задача достигается тем, что в способе сооружения пакета буронабивных свай путем бурения скважин для каждой из них, размещения в них арматурных каркасов, внешние диаметры которых на 10-15% меньше диаметра скважины для сваи, и бетонирования свай, - скважины подбуронабивные сваи выполняют вплотную с примыканием друг к другу или с перекрытием не более чем на 5% диаметра скважины, а после размещения в них каркасов, бетонирования и набора бетоном, по крайней мере, 30% марочной прочности, у каждых соседних буронабивных свай вплотную к ним производят бурение дополнительных скважин меньшего диаметра, которые заполняют бетонной смесью, и предпочтительно армируют, причем бурение дополнительных скважин производят с обсадной трубой, в которую, по мере ее погружения, дополнительно удаляют грунт из пространства, ограниченного поверхностями пары соседних буронабивных свай от линии их контакта между собой и обращенной к ним внешней поверхностью погружаемой обсадной трубы.</p>

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
	<p>Патент RU 114970 U1 19.07.2011 E02D5/02 (2006.01)</p>	<p>Гришин Виктор Владимирович (RU) 2011130109/03, 19.07.2011</p>	<p style="text-align: center;">Шпунтовая свая</p> <p>1. Элемент шпунтовой стены, включающий по крайней мере одну шпунтовую сваю с полками и стенкой, а также с замковыми устройствами, отличающийся тем, что шпунтовая свая включает две полки, расположенные симметрично относительно прямой горизонтальной оси шпунтовой стены, которые соединены с помощью неразъемного соединения через стенку, которая размещена не по центру полок, при этом шпунтовая свая имеет четыре замковых устройства, присоединенных к шпунту с помощью неразъемного соединения, которые размещены в крайних областях шпунтовой сваи: сверху с левой и с правой стороны, снизу с левой и с правой стороны.</p> <p>2. Элемент шпунтовой стены по п.1, отличающийся тем, что состоит из пакета, состоящего из более двух шпунтовых свай, соединенных с помощью замковых устройств.</p> <p>3. Элемент шпунтовой стены по п.1, отличающийся тем, что состоит из пакета, состоящего из более двух шпунтовых свай, соединенных неразъемными соединениями без замковых устройств в соединениях между шпунтовыми сваями пакета.</p> <p>4. Элемент шпунтовой стены по п.1, отличающийся тем, что состоит из пакета, состоящего из более двух шпунтовых свай, имеющих общую полку из одного листа без замковых устройств в соединениях между шпунтовыми сваями пакета.</p>

--	--	--	--

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4
	<p>Патент RU 106661 U1 08.02.2011 F02B3/06 (2006.01)</p>	<p>Калинин Алексей Леонидович (RU), Калинина Анна Васильевна (RU) 2011104163/21, 08.02.2011</p>	<p>Заанкерованная шпунтовая стенка с повышенной несущей нагрузкой</p> <p>1. Заанкерованная шпунтовая стенка, содержащая ограждающие панели со шпунтовыми замками, анкерную тягу и анкерные сваи, отличающаяся тем, что в качестве анкерной сваи используется металлическая труба, к каждой из которых приварен по всей ее длине фасонный элемент со шпунтовым замком, служащий анкерной тягой и выполненный с возможностью соединения с замковым соединением аналогичного типа, приваренным к середине плоскости ограждающей панели.</p> <p>2. Заанкерованная шпунтовая стенка, содержащая ограждающие панели со шпунтовыми замками, анкерную тягу и анкерные сваи, отличающаяся тем, что в качестве анкерной сваи используется Т-образный шпунт, выполненный на конце со шпунтовым замком, который выполнен с возможностью соединения с замковым соединением аналогичного типа, приваренным к середине плоскости ограждающей панели.</p> <p>3. Заанкерованная шпунтовая стенка, содержащая ограждающие панели со шпунтовыми замками, анкерную тягу и анкерные сваи, отличающаяся тем, что анкерная свая и анкерная тяга выполнены в едином цельном корпусе в виде I-образного шпунта, приваренного одной из коротких плоскостей профиля к середине</p>

			плоскости ограждающей панели.
--	--	--	-------------------------------

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Локальный ресурсный сметный расчёт

Устройство свайного поля для компенсации напряженно-деформированных зон оснований фундаментов.

наименование (объекта) стройки

ЛОКАЛЬНЫЙ РЕСУРСНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЁТ № РС-1*

(локальная ресурсная смета)

Исследование устойчивости грунтов в основаниях фундаментов зданий плотной городской застройки, ул. Ворошилова 55 - ул. 40 лет Победы 104а

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание : Расчетная часть

Сметная стоимость 1154,69 тыс. руб.

Средства на оплату труда 170,71 тыс. руб.

Составлен(а) в текущих (прогнозных) ценах по состоянию на Май 2016 г. ТСНБ-2001 (редакция 2014 г.)

№ п.п.	Шифр, номера нормативов и коды ресурсов	Наименование работ и затрат, характеристика оборудования и его масса, расход ресурсов на единицу измерения	Ед. изм.	Количество единиц по проектным данным	Сметная стоимость, руб.	
					на единицу измерения	общая
1	2	3	4	5	6	7
Демонтажные работы						
1	23-01-001-04	Демонтаж бетонного основания	10 м3 основания	0,3	6 339,88	1 901,97
		Примененные коэффициенты: к ОТ = 0,8 к ЭМ = 0,8 к ЗТ = 0,8 к ЗТМ = 0,8				
	1	Оплата труда рабочих	чел.-ч	4,8024	169,19	812,52
	1-1025	Рабочий строитель среднего разряда 2,5				
	2	Оплата труда машинистов	чел.-ч	1,9044	212,65	404,97
	021141	Краны на автомобильном ходу при работе на других видах строительства 10 т	маш.-ч	0,67896	979,23	664,86
	040102	Электростанции передвижные 4 кВт	маш.-ч	1,22544	316,08	387,34
	111301	Вибратор поверхностный	маш.-ч	2,44812	2,01	4,92
	400001	Автомобили бортовые, грузоподъемность до 5 т	маш.-ч	0,0414	781,00	32,33
2	27-07-003-01	Демонтаж бетонных плитных тротуаров	100 м2 тротуара	0,55	10 881,05	5 984,56
		Примененные коэффициенты: к ОТ = 0,8 к ЭМ = 0,8 к ЗТ = 0,8 к ЗТМ = 0,8				
	1	Оплата труда рабочих	чел.-ч	25,2595	169,19	4 273,65
	1-1025	Рабочий строитель среднего разряда 2,5				
	2	Оплата труда машинистов	чел.-ч	0,2075	212,65	44,12
	021141	Краны на автомобильном ходу при работе на других видах строительства 10 т	маш.-ч	0,20746	979,23	203,15
	122801	Виброплита с двигателем внутреннего сгорания	маш.-ч	3,10178	414,75	1 286,46
	400001	Автомобили бортовые, грузоподъемность до 5 т	маш.-ч	0,28336	781,00	221,30

3	01-01-01-041	Погрузочные работы при автомобильных перевозках: мусора строительного с погрузкой вручную	1 т груза	21,25	449,10	9 543,38
4	03-21-01-010	Перевозка грузов автомобилями-самосвалами грузоподъемностью 10 т работающих вне карьера на расстояние: до 10 км, I класс груза	1 т груза	21,25	102,32	2 174,30
5	01-02-119-03	Расчистка площадей от кустарника и мелколесья вручную при густой поросли	100 м2	0,2	1 762,79	352,56
1	1-1030	Оплата труда рабочих Рабочий строитель среднего разряда 3	чел.-ч	2,0838	169,19	352,56
ИТОГИ ПО РАЗДЕЛУ						
МДС 81-35.2004 прил.1 табл.2 п.4 к ОТ = 1,15 к ЭМ = 1,15 к ЗТ = 1,15 к ЗТМ = 1,15						
Оплата труда рабочих			чел.-ч	32,1457		5 438,73
Оплата труда машинистов			чел.-ч	2,1119		449,09
Фонд оплаты труда			чел.-ч	34,2576		5 887,82
Стоимость эксплуатации машин						2 800,36
Стоимость материалов, не учтенных в расценках						11 717,68
Стоимость материалов						11 717,68
Итого прямые затраты по разделу						19 956,77
Накладные расходы						6 815,65
в том числе:						
80%×0,85=68% от ФОТ текущего						239,74
352,56						
130%×0,85=111% от ФОТ текущего						1 351,41
1217,49						
142%×0,85=121% от ФОТ текущего						5 224,50
4317,77						
Сметная прибыль						4 272,85
в том числе:						
45%×0,8=36% от ФОТ текущего						126,92
352,56						
89%×0,8=71% от ФОТ текущего						864,42
1217,49						
95%×0,8=76% от ФОТ текущего						3 281,51
4317,77						
Итого по разделу с накладными расходами и сметной прибылью						31 045,27
Земляные работы						
6	01-02-058-02	Копание ям вручную без креплений для стоек и столбов без откосов глубиной до 0,7 м, группа грунтов 2	100 м3 грунта	0,2	54 479,18	10 895,84
1	1-1020	Оплата труда рабочих Рабочий строитель среднего разряда 2	чел.-ч	64,4	169,19	10 895,84
7	01-01-01-039	Погрузочные работы при автомобильных перевозках: грунта	1 т груза	35	40,93	1 432,55
8	03-21-01-010	Перевозка грузов автомобилями-самосвалами грузоподъемностью 10 т работающих вне карьера на расстояние: до 10 км, I класс груза	1 т груза	35	102,32	3 581,20
ИТОГИ ПО РАЗДЕЛУ						
МДС 81-35.2004 прил.1 табл.1 п.4 к ОТ = 1,15 к ЭМ = 1,15 к ЗТ = 1,15 к ЗТМ = 1,15						
Оплата труда рабочих			чел.-ч	64,4		10 895,84
Фонд оплаты труда			чел.-ч	64,4		10 895,84
Стоимость материалов, не учтенных в расценках						5 013,75

Стоимость материалов	5 013,75
Итого прямые затраты по разделу	15 909,59
Накладные расходы	
Накладные расходы 80%×0,85=68% от ФОТ текущего 10895,84	7 409,17
Сметная прибыль	
Сметная прибыль 45%×0,8=36% от ФОТ текущего 10895,84	3 922,50
Итого по разделу с накладными расходами и сметной прибылью	27 241,26
Монтажные работы	

9	05-01-029-04	Устройство грунтопесчанной свай с бурением скважин вращательным (шнековым) способом в грунтах 2 группы диаметром 300 мм, длина свай до 24 м (прим)	1 м3 конструктивного объема свай	73,625	4 272,41	314 556,05
1	1-1041	Оплата труда рабочих Рабочий строитель среднего разряда 4,1	чел.-ч	397,0965	169,19	67 184,76
2	021243	Оплата труда машинистов Краны на гусеничном ходу при работе на других видах строительства до 16 т	чел.-ч маш.-ч	132,0833 66,041625	212,65 676,73	28 087,51 44 692,35
	040202	Агрегаты сварочные передвижные с номинальным сварочным током 250-400 А с дизельным двигателем	маш.-ч	27,940688	97,67	2 728,97
	060338	Экскаваторы одноковшовые дизельные на пневмоколесном ходу при работе на других видах строительства 0,4 м3	маш.-ч	4,233438	646,14	2 735,39
	111100	Вибратор глубинный	маш.-ч	89,748875	11,04	990,83
	140604	Установки буровые для бурения скважин под сваи шнекового бурения, глубиной до 30 м, диаметром до 600 мм	маш.-ч	61,808188	1 144,04	70 711,04
	400001	Автомобили бортовые, грузоподъемность до 5 т	маш.-ч	19,473812	781,00	15 209,05
	101-1513	Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,01178	80 181,10	944,53
	101-1305	Портландцемент общестроительного назначения бездобавочный, марки 400	т	10,3075	4 748,92	48 949,49
	101-0797	Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,009571	11 784,91	112,79
	103-0537	Трубы бесшовные обсадные из стали группы Д и Б с короткой треугольной резьбой, наружным диаметром 219 мм, толщина стенки 8,9 мм	м	3,018625	2 706,73	8 170,60
	105-0118	Шпалы пропитанные для железных дорог широкой колеи, обрезные и необрезные лиственничные, тип 2	шт.	8,835	831,28	7 344,36
	201-0798	Кондуктор инвентарный металлический	шт.	0,095713	1 309,53	125,34
	203-0511	Щиты из досок толщиной 25 мм	м2	11,78	339,88	4 003,79
	407-0005	Глина бентонитовая	т	4,638375	8 764,44	40 652,76
10	29-02-026-02	Засыпка пространства каналов свай после шнековой разработки	100 м3 материала для засыпки	0,4612	21 600,53	9 962,16
1	1-1038	Оплата труда рабочих Рабочий строитель среднего разряда 3,8	чел.-ч	1,7343	169,19	293,43
2	031811	Оплата труда машинистов Погрузчики одноковшовые универсальные фронтальные	чел.-ч маш.-ч	6,9374 1,670697	212,65 533,65	1 475,24 891,57

пневмоколесные 2 т

120910	Катки на пневмоколесном ходу 16 т	маш.-ч	1,74495	1 852,94	3 233,29	
121601	Машины поливомоечные 6000 л	маш.-ч	1,74495	1 146,91	2 001,30	
141000	Грейфер широкозахватный на базе экскаватора для проходки траншей противофильтрационных завес	маш.-ч	1,776773	1 936,72	3 441,11	
411-0001	Вода	м3	4,612	22,00	101,46	
11	407-0024	Грунт песчаный, супесчаный	м3	95,7	362,69	34 709,43
12	05-01-002-08	Погружение дизель-молотом копровой установки для уплотнения грунтопесчаных свай длиной до 24 м в грунты группы 2	1 м3 свай	46,12	5 189,43	239 337,22
1	Оплата труда рабочих	чел.-ч	177,6773	169,19	30 061,22	
1-1039	Рабочий строитель среднего разряда 3,9					
2	Оплата труда машинистов	чел.-ч	85,9216	212,65	18 271,23	
021243	Краны на гусеничном ходу при работе на других видах строительства до 16 т	маш.-ч	1,06076	676,73	717,85	
140103	Агрегаты копровые без дизель-молота на базе экскаватора 1,25 м3	маш.-ч	74,2532	1 561,49	115 945,63	
140505	Дизель-молоты 3,5 т	маш.-ч	74,2532	552,50	41 024,89	
150704	Трубоукладчики для труб диаметром 1200 мм грузоподъемностью 50 т	маш.-ч	10,6076	4 572,79	48 506,33	
400101	Тягачи седельные, грузоподъемность 12 т	маш.-ч	1,59114	1 035,50	1 647,63	
400111	Полуприцепы общего назначения, грузоподъемность 12 т	маш.-ч	1,59114	58,61	93,26	
101-1805	Гвозди строительные	т	0,00369	48 377,09	178,51	
101-0388	Краски масляные земляные марки МА-0115 мумия, сурик железный	т	0,000922	48 353,63	44,58	
102-8009	Доски дубовые II сорта	м3	0,18448	4 165,68	768,48	
201-0774	Конструктивные элементы вспомогательного назначения массой не более 50 кг с преобладанием толстолистовой стали собираемые из двух и более деталей, с отверстиями и без отверстий, соединяемые на сварке	т	0,005534	63 034,90	348,84	
403-9132	Сваи железобетонные	м3	47,0424			
13	06-01-001-01	Устройство бетонной подготовки	100 м3 бетона, бутобетона и железобетона в деле	0,08	323 406,77	25 872,55
1	Оплата труда рабочих	чел.-ч	16,56	169,19	2 801,79	
1-1020	Рабочий строитель среднего разряда 2					
2	Оплата труда машинистов	чел.-ч	1,656	212,65	352,15	
020129	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	маш.-ч	1,656	1 423,53	2 357,37	
111301	Вибратор поверхностный	маш.-ч	4,416	2,01	8,88	
400001	Автомобили бортовые, грузоподъемность до 5 т	маш.-ч	0,01196	781,00	9,34	
101-1668	Рогожа	м2	20	67,83	1 356,60	
401-0061	Бетон тяжелый, крупность заполнителя 20 мм, класс В3,5 (М50)	м3	8,16	2 369,88	19 338,22	
411-0001	Вода	м3	0,016	22,00	0,35	
14	27-07-003-01	Устройство бетонных плитных тротуаров с заполнением швов цементным раствором	100 м2 тротуара	0,55	48 573,89	26 715,64

1	Оплата труда рабочих	чел.-ч	31,5744	169,19	5 342,07
1-1025	Рабочий строитель среднего разряда 2,5				
2	Оплата труда машинистов	чел.-ч	0,2593	212,65	55,14
021141	Краны на автомобильном ходу при работе на других видах строительства 10 т	маш.-ч	0,259325	979,23	253,94
122801	Виброплита с двигателем внутреннего сгорания	маш.-ч	3,877225	414,75	1 608,08
400001	Автомобили бортовые, грузоподъемность до 5 т	маш.-ч	0,3542	781,00	276,63
402-0011	Раствор готовый кладочный цементно-известковый марки 10	м3	0,0275	1 851,65	50,92
403-0104	Плиты бетонные и цементно-песчаные для тротуаров, полов и облицовки, марки 300, толщина 35 мм	м2	55	348,80	19 184,00
ИТОГИ ПО РАЗДЕЛУ					
МДС 81-35.2004 прил.1 табл.1 п.4 к ОТ = 1,15 к ЭМ = 1,15 к ЗТ = 1,15 к ЗТМ = 1,15					
	Оплата труда рабочих	чел.-ч	624,6425		105 683,27
	Оплата труда машинистов	чел.-ч	226,8576		48 241,27
	Фонд оплаты труда	чел.-ч	851,5001		153 924,54
	Стоимость эксплуатации машин				359 084,73
	Стоимость материалов, учтенных в расценках				151 675,62
	Стоимость материалов, не учтенных в расценках				34 709,43
	Стоимость материалов				186 385,05
	Итого прямые затраты по разделу				651 153,05
	Накладные расходы				170 613,66
	в том числе:				
	105%×0,85=89% от ФОТ текущего				2 807,01
	3153,94				
	125%×0,85=106% от ФОТ текущего				1 874,79
	1768,67				
	130%×0,85=111% от ФОТ текущего				159
	143604,72				401,24
	142%×0,85=121% от ФОТ текущего				6 530,62
	5397,21				
	Сметная прибыль				98 497,91
	в том числе:				
	60%×0,8=48% от ФОТ текущего				848,96
	1768,67				
	65%×0,8=52% от ФОТ текущего				1 640,05
	3153,94				
	80%×0,8=64% от ФОТ текущего				91 907,02
	143604,72				
	95%×0,8=76% от ФОТ текущего				4 101,88
	5397,21				
	Итого по разделу с накладными расходами и сметной прибылью				920 264,62
ИТОГИ ПО СМЕТЕ					
	Оплата труда рабочих	чел.-ч	721,1882		122 017,84
	Оплата труда машинистов	чел.-ч	228,9695		48 690,36
	Фонд оплаты труда	чел.-ч	950,1577		170 708,20
	Стоимость эксплуатации машин				361 885,09

Стоимость материалов, учтенных в расценках	151
Стоимость материалов, не учтенных в расценках	675,62
	51 440,86
Стоимость материалов	203
	116,48
Итого прямые затраты по смете	687
	019,41
Накладные расходы	184
	838,48
в том числе:	
80% \times 0,85=68% от ФОТ текущего	7 648,91
11248,4	
105% \times 0,85=89% от ФОТ текущего	2 807,01
3153,94	
125% \times 0,85=106% от ФОТ текущего	1 874,79
1768,67	
130% \times 0,85=111% от ФОТ текущего	160
144822,21	752,65
142% \times 0,85=121% от ФОТ текущего	11 755,12
9714,98	
Сметная прибыль	106
	693,26
в том числе:	
45% \times 0,8=36% от ФОТ текущего	4 049,42
11248,4	
60% \times 0,8=48% от ФОТ текущего	848,96
1768,67	
65% \times 0,8=52% от ФОТ текущего	1 640,05
3153,94	
80% \times 0,8=64% от ФОТ текущего	91 907,02
143604,72	
89% \times 0,8=71% от ФОТ текущего	864,42
1217,49	
95% \times 0,8=76% от ФОТ текущего	7 383,39
9714,98	
Итого по смете с накладными расходами и сметной прибылью	978
	551,15
Налоги	
НДС, 18%	176
	139,21
Итого	1 154
	690,36
ВСЕГО ПО СМЕТЕ	1 154
	690,36

ФЗ РФ от
07.07.03 №
117-ФЗ

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

3D проекция перенапряженной зоны в программном комплексе AutoCAD

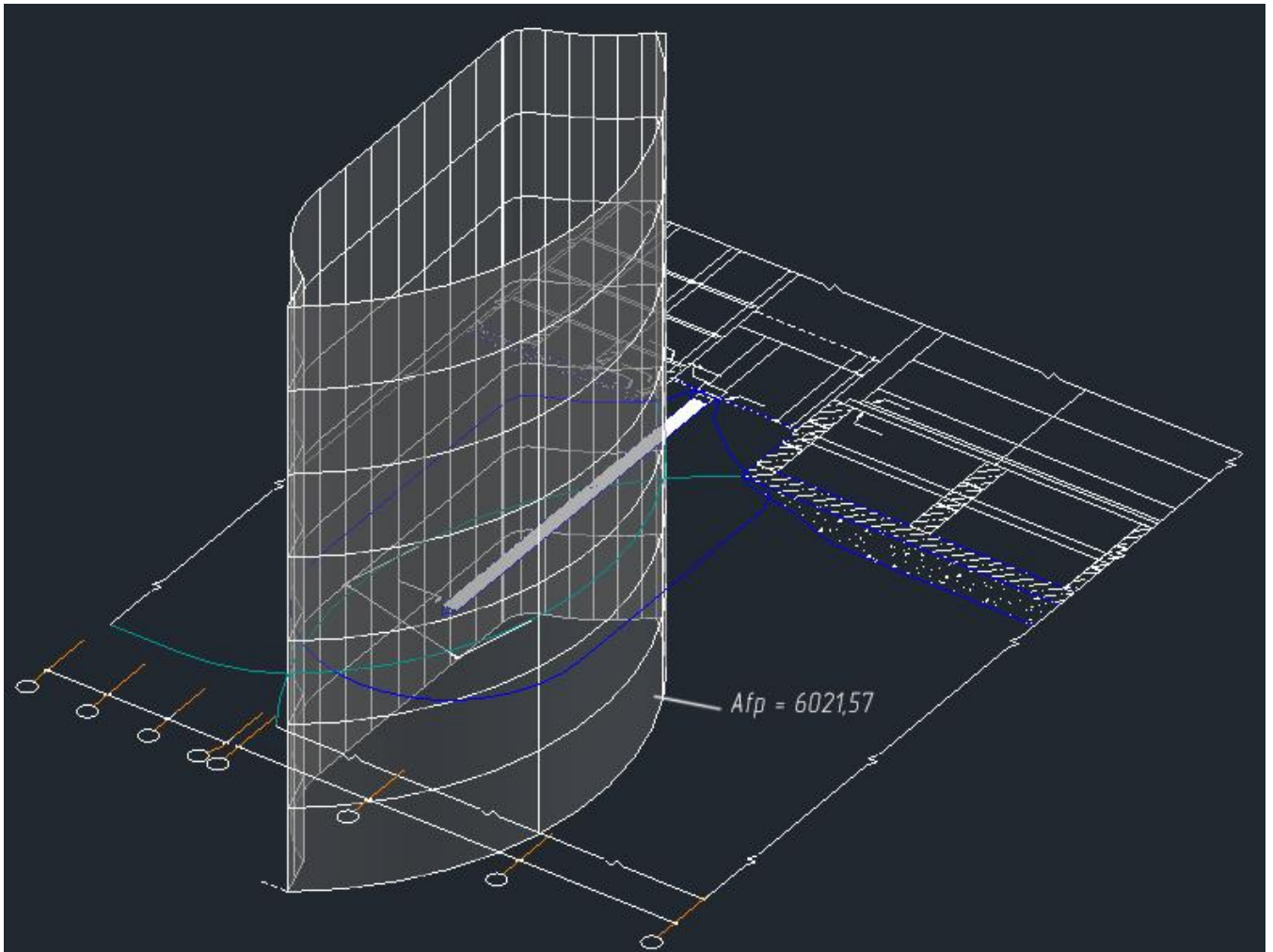


Рисунок Г1

Примечание. Для наглядной демонстрации геометрии перенапряженной области было произведено отсечение крайних граней, без изменения площади поверхностного сечения.

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Сертификат об издании статьи "Причины неустановившейся деформации оснований фундаментов зданий плотной застройки по улице 40 лет победы № 104а и Ворошилова 55. г. Тольятти"



ПРИЛОЖЕНИЕ Е

Сертификат об издании статьи «Метод стабилизации оснований фундаментов зданий плотной застройки по улице 40 лет победы № 104а и Ворошилова 55 г. Тольятти»

