

**Ю. Ф. ТУГАЕНКО**

**ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ  
ГРУНТОВ В ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТОВ,  
СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ**

---

Одесса  
«Астропринт»  
2008

ББК 38.582.5

Т814

УДК 624.154

В монографии обобщены результаты натурных исследований процессов нарастания деформаций в основаниях свай, фундаментов и свайных фундаментов. Представлены результаты исследований формирования зоны уплотнения при забивке свай и развитие зоны деформации от внешней нагрузки. Изменение методики приложения нагрузки при испытаниях одиночных свай позволило определить дополнительные параметры сопротивления грунтов вдоль ствола и ниже его подошвы.

Приведены опытные данные исследований влияния размеров рост-верка, конструкции свай, их длины, компоновки в свайном фундаменте на процессы деформирования грунтов в основаниях свайных фундаментов.

Заключительный раздел содержит результаты исследований грунтов опытными штампами и буроинъекционными сваями с целью экспериментального обоснования возможности их применения для усиления фундаментов здания Одесского академического театра оперы и балета и лютеранской церкви святого Павла (кирхи).

Рецензенты: **В. А. Гришин**, д-р техн. наук, профессор, академик Академии строительства Украины, зав. кафедрой прикладной и теоретической механики Одесского национального морского университета;

**П. И. Яковлев**, д-р техн. наук, профессор, действительный член Транспортной академии и академик Академии строительства Украины.

Рекомендовано к печати Ученым советом Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

*Протокол № 5 от 31 января 2008 г.*

ISBN 978-966-318-912-3

© Ю. Ф. Тугаенко, 2008

## ВВЕДЕНИЕ

В монографии приведены результаты натурных исследований развития деформаций в основаниях фундаментов свай и свайных фундаментов под действием внешней нагрузки. Сопротивление внешней нагрузке, передаваемой фундаментом на грунты основания, зависит от их природы и свойств.

Опытные работы проведены в грунтовых условиях характерных для Одесского региона – в лессовых грунтах Причерноморского плато и грунтах лиманно-морских отложений.

Процессы нарастания деформаций определены по результатам измерений осадок глубинных марок, а конечные границы зоны уплотнения и зоны деформации по перемещениям фиксаторов деформаций и значениям плотности сухого грунта в продольном сечении основания, после разгрузки опытных фундаментов.

Дополнительные параметры сопротивления грунтов трению по боковой поверхности ствола и уплотнению по подошве свай определены с использованием методики циклически возрастающей нагрузки. Ее применение позволило установить последовательность деформирования системы: свая – грунты основания.

На процессы деформирования грунтов оказывает влияние конструкция фундамента. Их сопротивление возникает под влиянием нагрузок, передаваемых элементами фундамента. Следствием действия нагрузки, направленной перпендикулярно к плоскости контакта фундаментной конструкции с грунтом, является сопротивление уплотнению. При ее действии вдоль плоскости контакта – сопротивление трению.

Одиночная забивная свая является заглубленным фундаментом, подошва которого опирается на грунт уплотненного ядра, а ее ствол окружен грунтом, уплотненным при ее погружении. У буронабивных свай боковая поверхность окружена грунтами с ненарушенной структурой, а сопротивление по подошве зависит от технологии и качества уплотнения забоя скважины.

Сопротивление грунтов основания одиночной свай нарастает последовательно. Каждой ступени нагрузки соответствует длина фрагмента ствола, в пределах которого ее величина уравнивается силами трения по боковой поверхности. От части общей нагрузки, превышающей предельные значения сил сопротивления трению по

боковой поверхности, возникает сопротивление уплотнению ниже подошвы свай.

У одиночной сваи с низким ростверком часть внешней нагрузки передается его подошвой на грунт, уплотненный при ее забивке. В его основании формируется зона деформации, в пределах глубины которой нейтрализуются силы бокового трения, снижая несущую способность сваи.

Деформации в грунтах основания фундамента нарастают в пределах объема зоны деформации под площадью подошвы и в стороны. Повышение плотности грунтов увеличивает их сопротивление приложенным нагрузкам, а увеличение площади фундамента снижает давления по его подошве при прочих равных условиях.

Свайный фундамент является комплексной конструкцией, состоящей из свай и ростверка. Нагрузка на грунты основания передается на двух горизонтах – подошвой ростверка (90% его площади) и подошвами свай (10%). Осадка свайного фундамента является следствием деформирования грунтов на двух уровнях: ниже подошвы ростверка и подошвы свай. Наличие свай повышает плотность грунтов межсвайного пространства и изменяет процессы их деформирования.

Деформирование неоднородно уплотненных грунтов межсвайного пространства происходит ниже подошвы ростверка, в пределах объема зоны деформации и сопровождается их доуплотнением. С ростом нагрузки увеличивается глубина зоны деформации в условиях ограниченной возможности ее развития в стороны наличием свай, расположенных по периметру грунтосвайного массива.

Ниже подошвы свай нарастают локальные объемы зон деформаций, размеры которых зависят от расстояния между сваями и свойств грунтов.

Повышение сопротивления грунта под подошвой ростверка, при его осадке под влиянием нагрузки, сопровождается снижением несущей способности свай в результате нейтрализации сил бокового трения в пределах формирующейся глубины зоны деформации.

Особенности процессов деформирования грунтов в основаниях свайных фундаментов не изменяет общих закономерностей их развития, характерных для оснований фундаментов с плоской подошвой. Глубина зоны деформации зависит от размеров

фундамента, давления по его подошве и структурной прочности грунтов основания, а осадка – от их сжимаемости.

В заключительном разделе приведены результаты натурных исследований грунтов опытными штампами, буроинъекционными сваями и их фрагментами с целью экспериментального обоснования возможности их применения для усиления фундаментов Одесского Академического театра оперы и балета. Описаны способы контроля при изготовлении проектных свай и определения качества их изготовления «обжатием» перед сопряжением с ростверком.

В монографии обобщены результаты полевых исследований, выполненных автором под научным руководством В.Н. Голубкова, результаты комплексных целевых исследований проведенных с участием автора в качестве соисполнителя, научного руководителя и консультанта. При оценке полученных данных использованы материалы исследований проведенных в разных регионах России и Украины, опубликованные в научных работах. Автор признателен своим коллегам, с которыми проведены длительные, трудоемкие полевые исследования, результаты которых опубликованы в совместных научных статьях.

Автор благодарен учредителям фирмы ООО «ВЛАДМА - СТРОЙИНДУСТРИЯ» **Шеховцову С.Н.** и **Болгар Ю.А.** за помощь, оказанную при издании монографии.

## РАЗДЕЛ 1

### МЕТОДЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ ОДИНОЧНЫХ СВАЙ

Несущая способность сваи определяется силами трения по боковой поверхности и сопротивлением уплотнению по ее подошве.

Прямых методов измерений сил бокового трения пока не существует. Их значения определяются косвенным путем: испытанием натуральных свай на вертикальную выдерживающую нагрузку [78;105], применением свай трения [105;131] и свай-штампов [12;66;75;182]; оборудованием опытных свай тензоприборами и глубинными марками (реперами) для измерения напряжений и перемещений на разных горизонтах по длине ствола [12;15;72;73;131;151].

Представления о включении в процесс деформирования окружающего ствол сваи грунта, образующего несущий объем не находят экспериментального подтверждения [24;148].

До достижения нагрузки, равной предельному сопротивлению сил бокового трения, упруго деформируется ствол сваи, оставаясь неподвижным относительно окружающего грунта. Часть общей нагрузки, превышающей силы трения, передается подошвой на основание, в результате деформирования которого происходит перемещение ствола. Подошва сваи является штампом, опирающимся на двухслойное основание: уплотненное ядро и природный грунт.

#### **1.1. Применение фиксаторов для исследований деформаций грунтов основания одиночной сваи**

Технология проведения исследований деформаций грунтов в основаниях свай включала три этапа: подготовку основания опытных свай; проведение испытаний вертикальной, вдавливающей нагрузкой; измерения деформаций уплотнения в продольном сечении основания сваи после снятия нагрузки.

Измерения перемещений грунта в основании сваи проведены с помощью фиксаторов деформаций. Фиксаторами являются закладные элементы, устанавливаемые в основании опытных фундаментов, свай и свайных фундаментов. По результатам их перемещений определялись конечные значения деформаций грунта в разных точках поперечного

сечения основания. Для фиксаторов использовались тонкие свинцовые ленты, секции трубок, деревянные цилиндрические элементы и др. [4; 39; 40; 65; 75; 141; 164].

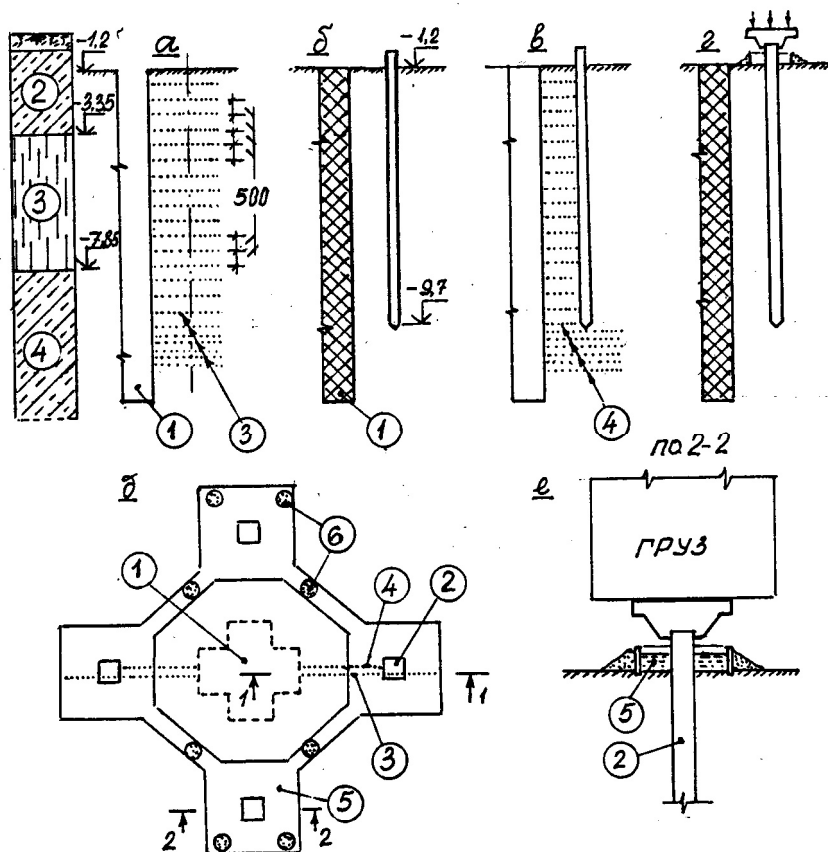


Рис.1.1. Технология проведения исследований деформаций в основаниях одиночных забивных свай: а) установка фиксаторов первой серии; б) забивка сваи после заполнения шурфа грунтом; в) закладка фиксаторов второй серии; г) испытание сваи вертикальной вдавливающей нагрузкой при непрерывном замачивании основания; д) план опытных свай, шурфа и приемков для замачивания основания; е) схема испытания. 1. Шурф. 2. Опытная свая. 3;4. Фиксаторы деформаций, установленные до и после забивки сваи. 5. Приемок для локального замачивания основания. 6. Дренажные скважины

*Подготовка основания.* Исследования процессов нарастания деформаций грунтов при погружении сваи забивкой и ее перемещении под действием нагрузки выполнены при помощи фиксаторов деформаций и определения плотности грунтов до начала, и после окончания эксперимента. Фиксаторы деформаций представляют собой цепочку цилиндрических деревянных элементов длиной 4...5 см., диаметром 8...10 мм. Их закладка производилась в горизонтальные шпуры, пройденные из шурфа, глубина которого превышала глубину забивки свай не менее чем на 2 м. На рис. 1.1 приведена схема подготовки основания опытных свай.

Расстояние между рядами фиксаторов по глубине принято равным 0,5 м, а ниже проектного положения подошвы сваи – 0,25 м. Из одного шурфа производилась закладка фиксаторов в основание четырех опытных свай. В продольном направлении опытной сваи закладывалось две серии фиксаторов в двух параллельных плоскостях, отстоящих на 5..7 см в каждую сторону от ее вертикальной осевой плоскости. Первая серия устанавливалась до, а вторая после забивки сваи. Проходка шурфа и его заполнение грунтом с послойным уплотнением выполнялись дважды: до и после установки фиксаторов каждой серии (см. рис.1.1.). По положению фиксаторов первой серии определены послойные перемещения и границы зоны уплотнения, возникшие после забивки сваи. Назначение фиксаторов второй серии - установить наличие деформаций при осадке загруженной сваи на контакте граней ствола и уплотненного грунта.

*Проведение испытаний.* Испытания выполнены путем укладки груза на платформу высокого железобетонного ростверка. Загрузка выполнялась чугунными гирями весом 20 кН, и бетонными блоками. Вес блоков измерялся тяговым динамометром. Каждая ступень, принятая равной 2...5 % от предельной нагрузки, выдерживалась до условной стабилизации, за которую принята скорость протекания осадки не превышавшая 0,1 мм в сутки. Длительность наблюдений на каждой ступени нагрузки составляла от 6 до 18 суток, а общая продолжительность испытаний – от 2 до 6 месяцев. На рис. 1.2. показаны фотоснимки опытного полигона и загруженной сваи.

Измерения осадок производилось с точностью 0,1 мм. с двух противоположных сторон сваи. Для контроля фиксировалось начальное и конечное положение ростверка высокоточным геометрическим нивелированием от трех грунтовых реперов.

Локальное замачивание основания свай проводилось непрерывно, в течение всего периода испытаний. Круглосуточная



подача воды обеспечивалась из водопровода и резервных емкостей, оборудованных на опытном участке. Вода подавалась в приемки, огражденные досками и обвалованные с внешней стороны. При одновременном испытании свай приемки объединялись лотками. По периметру свай с глубиной забивки 8,5 м выполнено по 4 дрены, глубиной 6 м.



Рис. 1.2. Общий вид опытного участка и загруженной сваи с высоким ростверком

*Измерения деформаций в основании свай.* После снятия нагрузки, вдоль сваи проходилась шурф, одной из стенок которого являлась плоскость с рядами фиксаторов. В каждой плоскости выполнялась их зачистка, покраска, измерение перемещений и фотографирование. В продольном сечении на нескольких горизонтах производился отбор образцов для определения плотности сухого грунта в пределах и за пределами зоны уплотнения.

### **1.2. Измерения вертикальных усилий в поперечных сечениях ствола сваи на разных горизонтах ее длины**

Вертикальные усилия от приложенной нагрузки, в поперечных сечениях на разных горизонтах по длине ствола сваи, измеряются тензометрическими приборами (мессдозами). Тензометрические измерения дают возможность выявить фактический характер и величину сопротивления грунтов по боковой поверхности. Разность усилий на отрезке длины между смежными мессдозами определяет часть нагрузки, воспринимаемой силами бокового трения в пределах данного фрагмента длины сваи.

В забивных сваях тензометрические элементы устанавливаются в нескольких сечениях по ее длине [15;135], либо применяются сборные тензометрические сваи [8].

В буронабивных сваях продольные усилия измеряются месдозами (тензоприборами). Месдоза представляет собой цилиндр высотой 150...250 мм, диаметром равным диаметру сваи, внутри которого устанавливается несколько групп тензодатчиков.

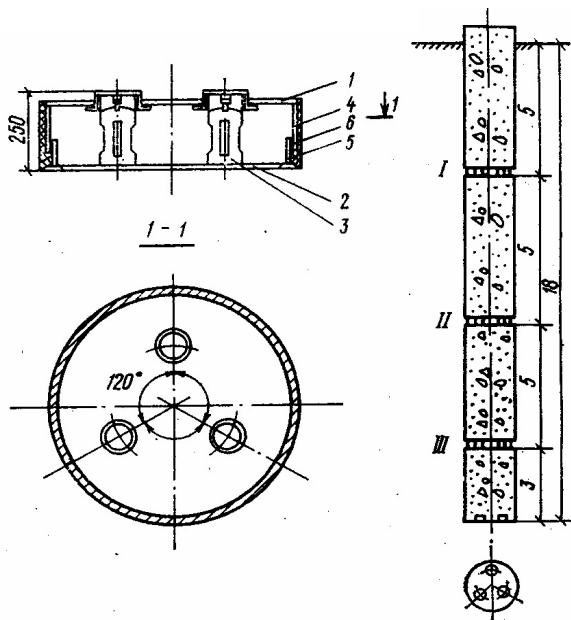


Рис. 1.3. Схема устройства тензоприбора и их размещение в свае: 1;2 – металлические диски; 3 – динамометры; 4;5 – кольца телескопически входящие друг в друга; 5 – резиновое уплотнение

Тензоприборы устанавливаются в поперечных сечениях сваи по мере бетонирования ствола [73;133]. На каждом уровне их установки бетонирование прекращается до схватывания бетона. Месдоза устанавливается на слой цементного раствора.

На рис. 1.3 приведена схема устройства тензоизмерительного прибора, примененного в исследованиях буронабивных свай [73].

### 1.3. Измерения перемещений подошвы и промежуточных точек ствола сваи

При стандартных испытаниях свай на вертикальную вдавливающую нагрузку проводятся измерения осадки головы сваи. Дополнительные измерения перемещений промежуточных точек и подошвы позволяют оценить процесс деформирования ствола при нагрузках, не превышающих предельного значения сил бокового трения. Такие измерения проведены при испытаниях буронабивных свай [72;113;126;].

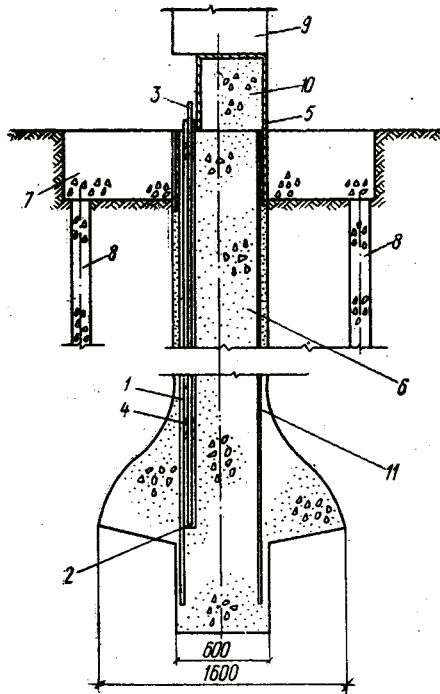


Рис. 1.4. Конструкция буронабивной сваи с глубинным репером: 1 - обсадная труба глубинного репера; 2 - пластина; 3 - стержень; 4 - сальник; 5 - оголовок; 6 - ствол сваи; 7 - приямок; 8 - дренажная скважина; 9 - домкрат ДГ - 500; 10 - опора домкрата; 11 - армокаркас

С этой целью внутри ствола, до начала его бетонирования, установлены глубинные марки (реперы). Репер представляет собой

стержень, помещенный в обсадную трубу, нижняя и верхняя части которого выступают за ее пределы. Центральное положение стержня внутри обсадной трубы зафиксировано сальниками с шагом их установки до трех метров.

Собранная система с арматурным каркасом опускается в скважину, пройденную для устройства буронабивной сваи. После бетонирования сваи нижний торец стержня заанкерен в бетон ствола, на глубине его установки, а верхний, выступая над поверхностью, используется для измерений.

На рис. 1.4 приведена схема сваи, оборудованная глубинным репером, примененным в исследованиях, результаты которых приведены в работе [72]. Исследования выполнены в условиях локального замачивания основания. На рисунке показана схема устройства лотка и дренажных скважин, заполненных щебнем через которые поступала вода в основание.

В исследованиях [137;151] измерения перемещений промежуточных точек и пяты ствола выполнены с помощью стальных струн, закрепленных в точках измерений и защищенных от окружающего бетона обсадными трубками.

#### **1.4. Применение свай-штампов для отдельного определения сопротивления грунтов по боковой поверхности и подошве**

Стальная забивная инвентарная свая-штамп состоит из двух частей: внутреннего стержня, выполненного из трубы, опирающейся на башмак остря, и внешней трубы. К внешней трубе вдоль ее оси приварены четыре элемента, из прокатной угловой стали для придания поперечному сечению формы квадрата. На рис.1.5,а приведена конструкция забивной сваи-штампа, разработанная институтом «Фундаментпроект» [149].

После погружения сваи испытания проводятся в три этапа. Вначале нагрузка через центральную трубу передается на башмак остря. По результатам испытаний определяется сопротивление грунтов сжатию в основании подошвы сваи. На втором этапе усилие прикладывается к внешней части, по которому определяется величина нагрузки воспринимаемая силами бокового трения. После «отдыха» проводится испытание всей сваи.

Аналогичные испытания выполняются буронабивными сваями-штампами. На рис. 1.5,б приведена схема буронабивной сваи-штампа для проведения испытаний просадочных грунтов в условиях

локального замачивания [75]. По результатам испытаний строятся графики зависимости от нагрузки осадки пяты, ствола и сваи в целом. На рис. 1.6,*а* показаны графики результатов испытаний грунтов сваей-штампом.

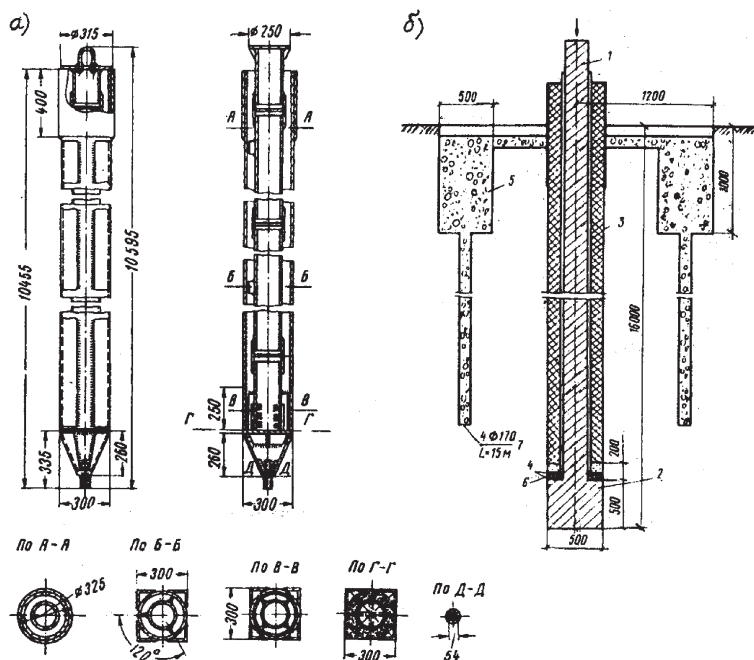


Рис. 1.5. *а*) Конструкция инвентарной сваи-штампа. *б*) Схема испытаний набивной сваи-штампа с локальным замачиванием основания: 1 – бетонный стержень; 2 – уширение; 3 – полый бетонный цилиндр; 4 – фланцы; 5 – кольцевая траншея; 6 – пакля; 7 – скважина

### 1.5. Определение параметров деформирования ствола сваи и грунтов основания методом циклически возрастающей нагрузки

Каждый цикл состоит из приложения нагрузки, выдерживания ее до условной стабилизации и полной разгрузки сваи. Нагрузка в каждом цикле прикладывается на всю величину и состоит из суммы предыдущей нагрузки и очередной ступени. В каждом цикле измеряется осадка и ее остаточная составляющая. Их разность

определяет упругую составляющую осадки. По результатам испытаний строятся графики зависимости осадки, ее остаточная и упругая составляющие от нагрузки. Упругая составляющая для забивных свай имеет три ветви, отражающие упругое сжатие ствола, уплотненного ядра и природного грунта [171;176]. На рис. 1.6,б приведены графики, отражающие результаты исследований [180].

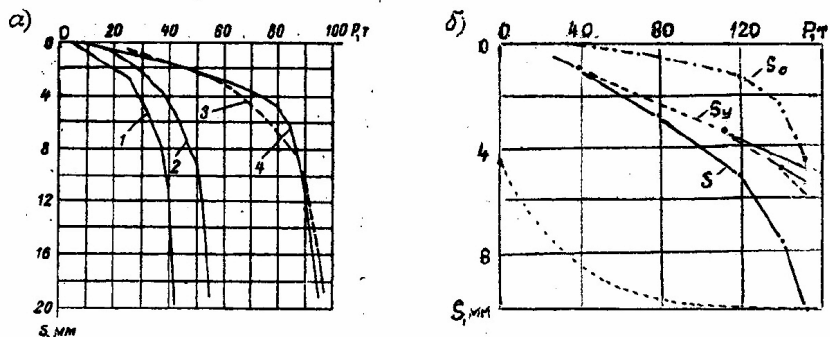


Рис. 1.6. Графики результатов испытаний грунтов.  
 а) Свай-штампом для: 1- острия; 2- боковой поверхности; 3- их суммы; 4- всей сваи. б) Свай, испытанной циклически возрастающей нагрузкой;  $s$ ;  $s_0$ ,  $s_y$  – общая осадка, ее остаточная и упругая составляющие

## РАЗДЕЛ 2

### НАРАСТАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ В ПРОЦЕССЕ ЗАБИВКИ (ПОГРУЖЕНИЯ) СВАИ

Погружение сваи сопровождается нарастанием деформаций уплотнения ниже ее подошвы и вокруг ствола. Объем зоны уплотнения состоит из двух частей: активной, формирующейся ниже подошвы, и пассивной – вдоль боковых граней ствола. Ниже подошвы сваи, в процессе ее забивки, непрерывно нарастает и трансформируется уплотненное ядро. Его развитие происходит вглубь основания под площадью подошвы и в стороны – за пределы ее контура. Выше отметки основания острия остается пассивная часть уплотненной зоны, состояние которой не изменяется в процессе последующего

перемещения ствола. Ствол сваи перемещается по контакту боковой поверхности граней и окружающего ее уплотненного грунта.

### 2.1. Влияние способа приложения нагрузки на развитие деформаций в основании опытного штампа

Подошва сваи является штампом, ниже подошвы которого в процессе его погружения формируется уплотненное ядро.

В проведенных экспериментах исследованы процессы нарастания деформаций в основаниях штампов под влиянием вертикальных вдавливающих и ударных нагрузок. Развитие таких процессов характерно в основаниях подошвы свай при их погружении. Исследования проведены в приборе с возможностью боковых деформаций (ОИСИ-4). Методика проведения исследований приведена на рис. 2.1.

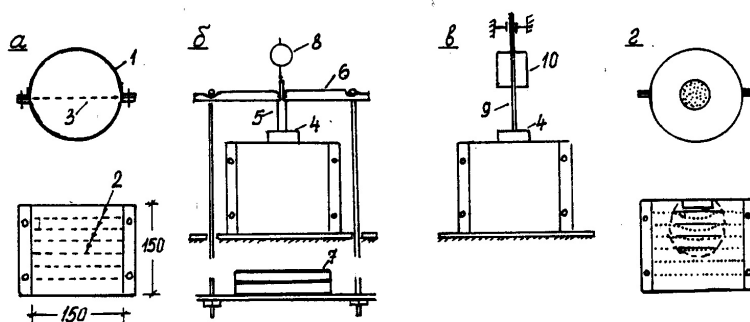


Рис. 2.1. Методика исследований: а) разъемное кольцо; б; в) схемы приборов для испытаний статической и динамической нагрузкой; г) измерения перемещений фиксаторов. 1. Разъемное кольцо. 2. Фиксаторы. 3. Плоскость разреза. 4. Штамп. 5. Стойка. 6. Траверса. 7. Гири. 8. Индикатор. 9. Стержень. 10. Груз

Образец грунта ненарушенной структуры, отобранный в кольцо прибора, состоящее из двух полуцилиндров, разрезался в продольном направлении. В плоскости разреза устанавливались фиксаторы деформаций. Их начальное положение фиксировалось штриховым оттиском на прозрачной бумаге. Перед соединением плоскость с фиксаторами покрывалась тонким слоем мелкого песка.

Статическая нагрузка создавалась укладкой гирь на подвеску, шарнирно соединенную с траверсой, опирающейся на шток штампа.

Ударная – путем падения груза вдоль направляющего стержня, прикрепленного к штампу.

Приложение статической нагрузки производилось ступенями. Каждая ступень выдерживалась до стабилизации деформаций, после чего производилась разгрузка. После разреза полуцилиндров снимался оттиск положения фиксаторов.

При ударной нагрузке оттиски промежуточных положений фиксаторов получали через определенное количество ударов груза. Такая методика позволила получить кинематику частиц грунта в процессе нарастания деформаций.

Исследования выполнены на образцах супеси лессовой отобранных на участке театра оперы и балета в г. Одессе [170].

Под действием возрастающей вдавливающей нагрузки в основании штампа, в пределах ограниченного объема грунта развиваются деформации. Их следствием является уплотнение и боковое расширение грунта под площадью его подошвы [164]. В пределах зоны деформации формируется уплотненное ядро, глубина которого « $H_{a,com}$ » равна разности глубины зоны деформации « $H_a$ » и осадки « $s$ »

Таблица 2.1  
Параметры деформаций основания при действии статической нагрузки

№	$w/\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	P МПа	s см.	$H_a$ см.	$H_{a,com}$ см.	$C_a$ см.	$H_{a,com}$ / d
16	0,115 / 1,43	0,4	0,3	5,0	4,7	6,0	0,94
		0,5	0,85	6,9	6,05	7,4	1,21
		0,6	0,95	7,1	6,15	7,5	1,23
		0,7	1,5	8,15	6,65	7,9	1,33
23	0,15 /1,37	0,3	0,2	4,0	3,8	5,0	0,76
		0,4	0,95	7,0	6,05	5,4	1,21
		0,5	1,69	8,8	7,11	9,3	1,42
		0,6	2,32	10,3	8,0	9,9	1,6
25	0,20 /1,37	0,2	0,69	6,0	5,31	7,25	1,06
		0,3	1,19	7,9	6,7	8,3	1,34
		0,4	2,60	9,7	7,1	9,6	1,42
		0,5	4,25	13,0	8,75	10,2	1,75

В таблице 2.1 приведены основные параметры деформаций основания, а на рис. 2.2 графики, иллюстрирующие процессы их развития. На начальных стадиях нарастание деформаций происходит формирование уплотненного ядра. В его пределах повышается



плотность, увеличивается глубина и ширина. В выполненных исследованиях формирование уплотненного ядра, в основном, завершилось при величине осадки около 1,5 см. В дальнейшем наблюдалось незначительное увеличение его поперечных размеров по глубине и в стороны. Нарастание глубины зоны деформации происходит за счет природного грунта, залегающего ниже подошвы уплотненного ядра, раздвигаемого в стороны в процессе деформаций (см. рис. 2.2, а).

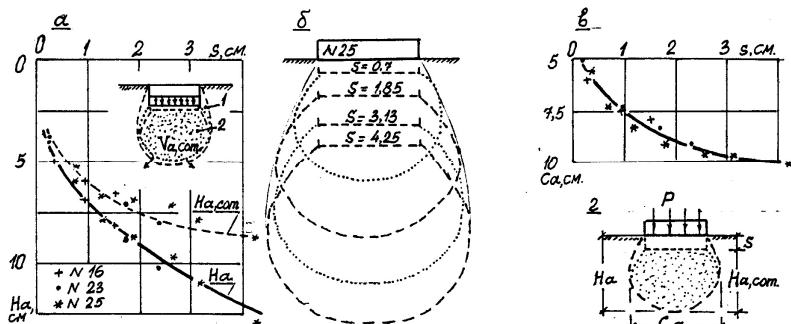


Рис. 2.2. Развитие деформаций от действия статической вдавливающей нагрузки: а) графики соотношений между осадкой и глубиной зоны деформации: общей –  $H_a$  и уплотненного ядра –  $H_{a,com}$  1. Нейтральная часть зоны деформации. 2. Уплотненное ядро; б) схема формирования уплотненного ядра; в) нарастание ширины зоны деформации; г) параметры зоны деформации

Выше подошвы штампа, за пределами его контура, остается нейтральная часть объема зоны деформации, сформированного в результате боковых деформаций.

С ростом нагрузки увеличивается глубина зоны деформации и осадка штампа. При этом, независимо от влажности грунта, равной глубине зоны деформации, соответствует равная осадка.

При ударной нагрузке кратковременный процесс уплотнения протекает под влиянием ударного импульса. Увеличение количества ударов вызывает последовательное нарастание деформаций в основании. Качественная картина процессов развития деформаций, формирования уплотненного ядра и кинематика частиц аналогичны действию статической, вдавливающей нагрузки. В таблице 2.2 приведены некоторые результаты исследований параметров деформаций от действия ударной нагрузки.

Характер приложения нагрузки оказывает незначительное влияние на параметры зоны деформации. В количественном отношении, при равной осадке и прочих равных условиях, от действия ударной нагрузки глубина зоны деформации меньше, а ее ширина больше, чем при статической.

Таблица 2.2  
Параметры деформаций основания при действии ударной нагрузки

№	$w/\rho_d$ - / г/см <sup>3</sup>	$p_{тр}$ кПа	n уд.	s см.	На см.	$H_{a,com}$ см.	$C_a$ см.	$H_{a,com} / d$ -
14	0,12 / 1,40	40	2	0,62	5,7	5,08	6,7	1,02
			4	1,05	8,6	5,55	8,0	1,11
			6	1,32	7,8	6,48	9,0	1,3
			9	1,8	8,7	6,9	9,55	1,38
			16	2,45	9,6	7,15	10,1	1,43
15	0,14 / 1,40	20	4	0,61	4,7	4,09	6,0	0,82
			8	0,91	6,0	5,09	6,8	1,02
			14	1,32	7,1	5,78	8,4	1,16
			22	1,6	8,1	6,5	8,5	1,3
			36	2,03	9,2	7,17	8,8	1,43
18	0,115 / 1,38	30	2	0,49	5,1	4,61	7,0	0,92
			6	0,95	6,8	5,85	7,8	1,17
			14	1,52	8,3	6,78	9,2	1,36
			26	2,48	10,4	7,92	10,0	1,58
			40	3,38	11,0	7,62	10,6	1,53
			60	4,1	11,9	7,8	11,45	1,56

Примечания: 1)  $p_{тр}$  – статическое давление от веса трамбовки; 2) n – количество ударов трамбовки.

На рис. 2.3 приведены графики нарастания деформаций при действии ударных нагрузок. На размеры зоны деформации оказывают влияние величина статического давления по подошве штампа от веса трамбовки, высота падения груза, количество ударов. При этом независимо от внешних параметров приложения нагрузки, равной глубине зоны деформации, соответствует равная осадка.

Процесс формирования уплотненного ядра аналогичен рассмотренному выше, при действии статической нагрузки. Относительная глубина уплотненного ядра, нарастая в процессе его формирования на начальных этапах развития деформаций, в последующем изменяется незначительно. В проведенных исследованиях при осадке 4 см ее значение составило 1,55 при ударной и – 1,7 при статической нагрузках.

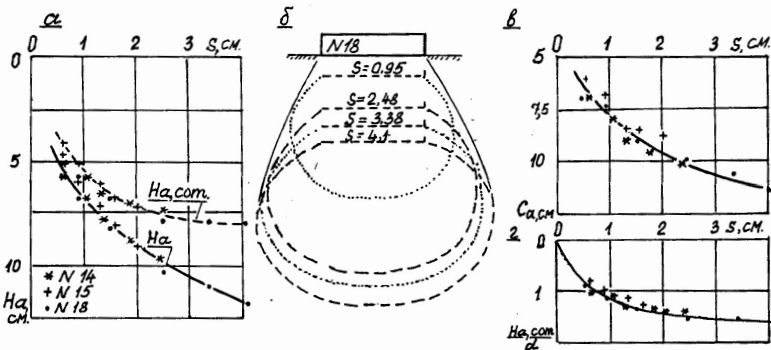


Рис.2.3. Развитие деформаций при действии ударной нагрузки: а) графики зависимости осадки от глубины зоны деформации и уплотненного ядра; б) схема формирования уплотненного ядра; в) нарастание ширины зоны деформации; г) относительный рост глубины уплотненного ядра (d – диаметр штампа)

## 2.2. Нарастание деформаций – уплотнения в основании подошвы сваи при ее погружении

Погружение сваи сопровождается нарастанием зоны уплотнения. Ее объем условно можно разделить на две части: активную – объем уплотненного ядра ниже подошвы  $V_{a,ком}$  и пассивную – зону уплотнения вокруг ствола  $V_{com}$ .

При погружении происходит непрерывный процесс формирования и трансформации уплотненного ядра. Его верхняя часть раздвигается в стороны, создавая зону уплотнения вокруг ствола, а нижняя нарастает за счет деформирования нижележащего природного грунта.

На рис. 2.4 а, б приведена схема последовательности развития зоны деформации при погружении сваи. Стрелками показаны траектории перемещений частиц грунта внутри уплотненного ядра при движении острия. На рис. 2.4, в приведена схема положения фиксаторов до забивки сваи, и после окончания испытаний. Фиксаторы деформаций, заложенные до забивки сваи со смещением от осевой плоскости, смещены острием сваи за пределы грани ствола (см. рис. 2.5).

Фиксаторы установленные до забивки сваи, в плоскости проходящей между ее осью и гранью, смещаются в стороны тремя боковыми гранями острия по криволинейным траекториям.

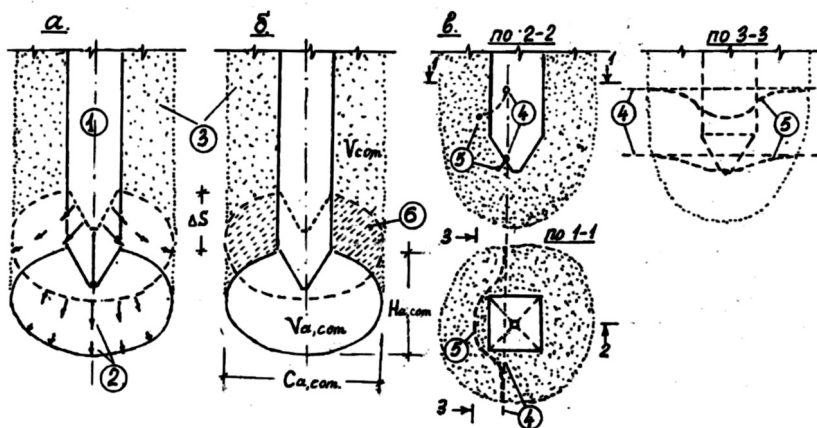


Рис. 2.4. Кинематическая схема процессов трансформации уплотненного ядра с образованием зоны уплотнения вокруг ствола. 1. Сваи. 2. Траектории перемещений частиц грунта при перемещении сваи. 3. Уплотненная зона. 4., 5. Начальное и конечное положение фиксаторов при перемещении остря. 6. Приращение объема зоны уплотнения при перемещении сваи.

После забивки сваю окружает объем уплотненного грунта – зона уплотнения  $V_{com}$ . Ее размеры в поперечных сечениях по глубине зависят от природной плотности сухого грунта. В наших исследованиях, выполненных в лессовых суглинках и супесях с плотностью сухого грунта  $1,35 \dots 1,6 \text{ г/см}^3$ , ширина зоны уплотнения колебалась в пределах от 2,9 до 3,8 от размера поперечного сечения сваи. Минимальные значения - в лессовых супесях с  $\rho_d = 1,35 \dots 1,4 \text{ г/см}^3$ ; максимальные - в суглинках с  $\rho_d > 1,5 \text{ г/см}^3$ .

В продольном сечении основания плотность сухого грунта снижается при удалении от грани сваи от  $1,6 \dots 1,75 \text{ г/см}^3$  до природного значения на границе зоны уплотнения. Чем выше природное значение плотности прорезаемого сваей грунта, тем больше значение плотности возле ее грани. На рис. 3.12 приведены результаты определения плотности сухого грунта на разных горизонтах по глубине. Эти данные совпадают с результатами исследований, проведенных в аналогичных грунтовых условиях [66;67].

Глубина уплотненной зоны ниже подошвы сваи колеблется от 1,7 до 2,1 от ее поперечного сечения и также зависит от деформативных свойств и физического состояния грунтов.

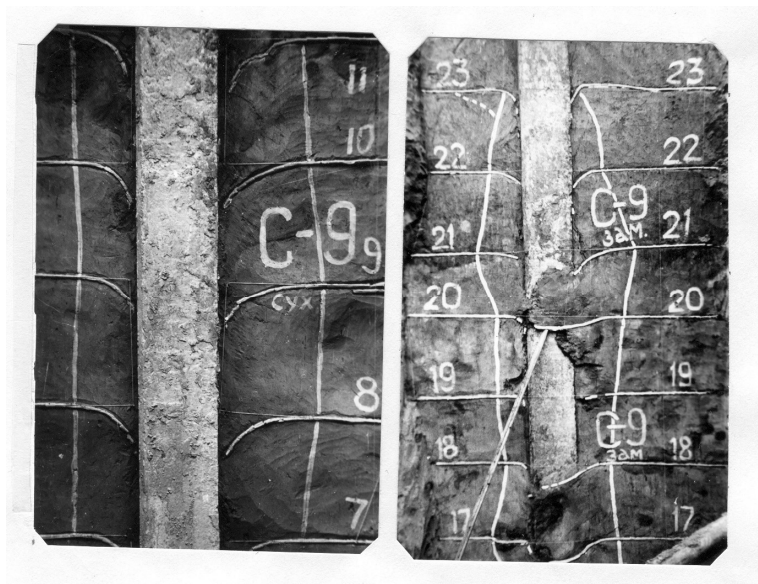


Рис. 2.5. Фотоснимки фрагментов поперечного сечения свай с положением фиксаторов деформаций после их забивки

### 2.3. Сплошность примыкания уплотненного грунта к граням ствола

Трение по боковой поверхности сваи зависит от многих условий. На его величину оказывают влияние внешние и внутренние факторы. К внешним - относятся условия погружения сваи, шероховатость боковых граней, параметры ствола; к внутренним - вид и состояние грунтов.

К параметрам сваи относятся размеры элементов ствола и их отклонения от геометрической формы: поперечных сечений от квадрата, а острия - от формы усеченной пирамиды.

Наиболее существенным является асимметрия граней острия относительно продольной оси сваи, которая приводит к отклонению ствола от вертикали и образованию в верхней части зазора между гранями и окружающим грунтом. Асимметрия граней острия может быть односторонней и двухсторонней. При ее наличии, в процессе погружения, подошва сваи отклоняется в сторону смещения пяты

острия, отклоняя ствол в противоположную сторону. После забивки сваи вдоль одной или двух ее граней от поверхности вглубь основания остается клиновидная щель с максимальным раскрытием на отметке дна котлована. Величина раскрытия зависит от длины сваи и величины отклонения пяты острия. По нашим наблюдениям у свай длиной 16 м отклонение достигало 8...10 см.

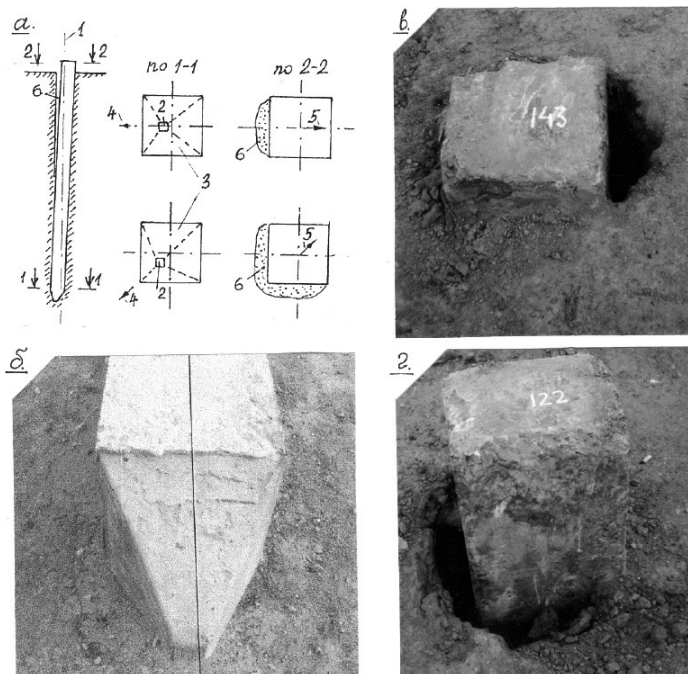


Рис. 2.6. Отклонение ствола сваи от оси при асимметрии граней острия: а) Схема геометрических параметров, влияющих на отклонение ствола свай от вертикали. 1. Ось погружения сваи. 2. Пята острия. 3. Грани острия. 4;5. Направления отклонений пяты и головы свай. 6. Зазор между гранями ствола и грунтом. б;в;г) Фотоснимки асимметрии пяты и зазоров между гранями свай и грунтом

Аналогичные факты отмечены в работе [75 С.60]. « При забивке в просадочные грунты свай любой длины всегда образуются зазоры на контакте свай с грунтом. Зазоры образуются с одной, чаще с двух

сторон, причем ширина их раскрытия у поверхности земли измеряется значениями от нескольких миллиметров до 5–6 см. Зазоры распространены на глубину 2...4 м от поверхности».

На рис. 2.6 показана схема отклонения сваи от вертикали при асимметрии граней пяты и фотоснимки зазоров возле граней свай на отметке дна котлована.

На сплошность примыкания уплотненного грунта к граням ствола оказывает влияние степень его влажности. В лессовых супесях и суглинках со степенью влажности 0,4...0,5 при погружении свай процесс вытеснения уплотненного грунта гранями острия в стороны сопровождается его расслоением с появлением наклонных трещин.

Уплотненный грунт вдоль граней не является сплошной средой, а представляет собой комковато-слоистую текстуру, расчлененную наклонными трещинами, которая не обеспечивает его сплошного примыкания к граням ствола. На рис. 2.7 представлены фотоснимки фрагментов основания вокруг ствола сделанные при прохождении шурфа вдоль сваи. Аналогичные факты приведены в работах [68;75] и на фотоснимке в работе [96 - С.158].

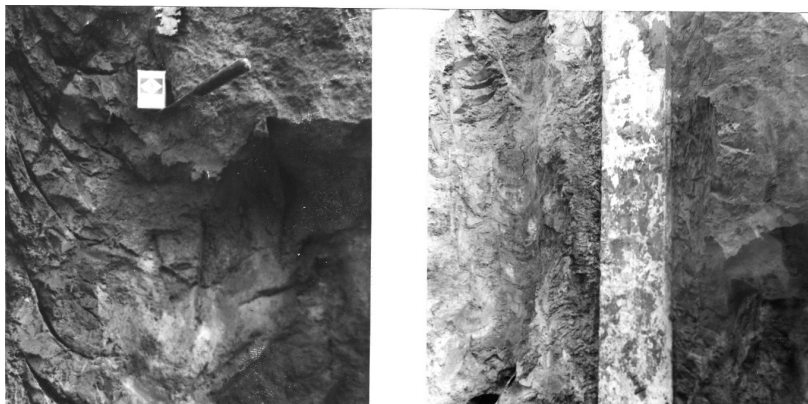


Рис. 2.7. Фрагменты продольного сечения основания сваи, забитой в грунт природной влажности. В пределах зоны уплотнения вдоль боковых граней видна слоисто-комковатая текстура уплотненного грунта

## РАЗДЕЛ 3

### ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ СИСТЕМЫ СВАЯ – ГРУНТЫ ОСНОВАНИЯ.

Возрастающая нагрузка на сваю вызывает последовательное деформирование системы свая-основание. Вначале нарастают деформации в пределах ствола. С каждой последующей ступенью нагрузки увеличивается длина участка сваи, в пределах которого приложенная нагрузка уравнивается силами бокового трения. В пределах сжатого участка наблюдаются как упругие, так и остаточные деформации [72;73;119;151]

. Нагрузка, превышающая предельные значения сил бокового трения, передается подошвой сваи на уплотненное ядро, в пределах которого нарастают упругие и остаточные деформации. При напряжениях на нижней границе уплотненного ядра, превышающих структурную прочность, начинают нарастать деформации в пределах природного грунта.

#### 3.1. Деформирование ствола свай

Комплексными исследованиями с измерениями напряжений и перемещений в разных точках по длине свай получены некоторые параметры НДС ствола и грунтов основания.

В работе [151] приведены результаты исследований одиночной буронабивной сваи, изготовленной с полостью ниже подошвы с целью изучения сил трения по боковой поверхности. Вдоль сваи, в ее поперечном сечении установлены мессдозы для измерения напряжений. В этих же точках закреплены стальные струны, выведенные в обсадных трубках на поверхность к прогибомерам. Струнами измерялись перемещения участков ствола сваи в процессе ее загрузки. Испытания выполнены в лессовых просадочных грунтах природной влажности. Геологическое строение участка ниже дна котлована и результаты измерений приведены на рис. 3.1.

Каждая ступень нагрузки уравнивается силами трения по боковой поверхности на определенном участке длины сваи, в пределах которого происходит сжатие ствола. Длина деформируемого участка зависит от величины приложенной нагрузки и сил сопротивления трению по боковой поверхности.



По результатам измерений, приведенных на рис. 3.1 построены эпюры перемещений точек ствола на разной глубине сваи для промежуточных ступеней загрузки (рис.3.2,а), по которым определены значения длины деформируемого участка сваи  $l_f$ . График зависимости длины сжатого участка сваи от нагрузки построен до момента начала перемещения ее подошвы. По этому графику определены силы трения по боковой поверхности для трех участков сваи, расположенных между точками измерений по зависимости:

$$\Delta f_i = \Delta P_i / \Delta l_f \times u \quad (3.1)$$

где для каждого фрагмента:  $\Delta f_i$  – среднее значение сопротивления по боковой поверхности на участке длины сваи  $\Delta l_f$ ;  $\Delta P_i$  – величина нагрузки;  $u$  – периметр.

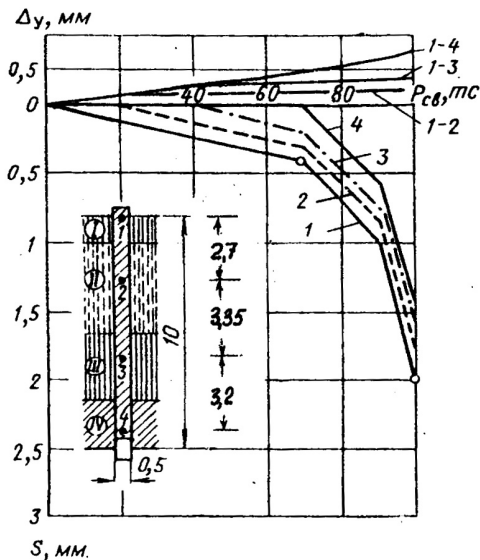


Рис.3.1. Графики  $s = f(P_{св})$  и  $\Delta y = f(P_{св})$ . Перемещения: 1 – головы сваи; 2 ÷ 4 – промежуточных точек; 1-2 ÷ 1-4 – упругое сжатие участков ствола. I – лессовый суглинок; II – лесс светло-желтый; III – суглинок лессовый; IV – лесс от светло-желтого до бурого цвета

Силы трения на контакте боковой поверхности сваи и окружающего грунта реализуются при перемещениях 1÷4 мм [151]. Их

значения пропорциональны величине перемещения. Напряжения и перемещения ствола в пределах сжатого участка сваи распределены неравномерно, по эпюрам близким к треугольным [73].

По результатам данного эксперимента значения сил трения определены на трех участках между точками измерений при нагрузке 70 т, которая соответствует отсутствию осадки подошвы. С началом перемещения ствола сваи относительно окружающего грунта сопротивление по боковой поверхности возросло, достигнув максимума при осадке подошвы сваи 1,4 мм, после чего испытание прекращено. Результаты расчетов приведены в табл. 3.1 и на рис. 3.2, в.

Таблица 3.1

Распределение сил бокового трения по длине сваи

№ уч-ка	$\Delta P_i, \text{тс.}$	$l_{f,i}, \text{м.}$	$A_{f,i}, \text{м}^2$	$f_i, \text{тс/м}^2$
I	20	2,7	4,24	4,72
II	20	3,35	5,25	3,81
III	30	3,2	5,02	5,97
I; II; III	70	9,25	14,53	4,82

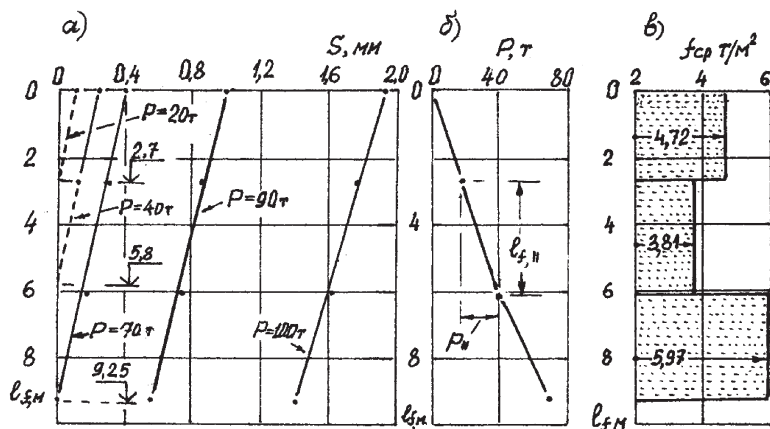


Рис.3.2. Напряженно-деформированное состояние ствола сваи при росте нагрузки: а) эпюры деформаций ствола; б) зависимость длины сжатого участка от нагрузки; в) силы трения по длине сваи при нагрузке 70 тс.

Результаты определений среднего значения сил бокового трения на участках длины ствола приведены в табл. 3.2 и рис. 3.2, в.

Таблица 3.2

Нарастание среднего значения сил трения по боковой поверхности

P, т.с.	$s_r$ , мм	$s_{п.}$ , мм	$\Delta S = s_r - s_{п.}$ , мм	$l_f$ , м	$A_f$ , м <sup>2</sup>	$f_{ср}$ , тс/м <sup>2</sup>
20	0,1	-	0,1	2,7	4,24	4,72
40	0,24	-	0,24	5,8	9,11	4,39
70	0,39	0	0,39	9,25	14,53	4,82
80	0,69	0,29	0,4	9,25	14,53	5,51
90	0,98	0,56	0,42	9,25	14,53	6,19
100	1,95	1,4	0,55	9,25	14,53	6,88

Примечания:  $s_r$ ,  $s_{п.}$ ,  $\Delta S$  – осадка головы сваи, ее подошвы и упругое сжатие ствола;  $l_f$  – длина сжатого участка;  $A_f$  – площадь боковой поверхности;  $f_{ср}$  – среднее значение сил бокового трения.

Часть приложенной нагрузки, превышающей предельные значения сил бокового трения, передается подошвой сваи на грунт основания. Следствием его деформирования является перемещение сжатого ствола сваи относительно окружающего грунта. При его перемещении происходит перераспределение усилий, воспринимаемых грунтами: снижения сил трения по боковой поверхности и повышение давлений по подошве ствола. Такие данные получены по результатам исследований НДС трех буронабивных свай диаметром 0,96 м, длиной 18 м, проведенных на строительной площадке завода Атоммаш возле г. Волгодонска [73]. Напряжения измерялись тензоприборами, установленными по подошве свай и в трех сечениях ствола, на глубине 5, 10 и 15 м. (см. рис. 1.3 и 3.4).

На рис.3.3,*а* приведены графики зависимости осадки от нагрузки.

Испытания выполнены в условиях локального замачивания. Через семь суток после начала подачи воды зафиксированы напряжения на третьем уровне измерений и по подошве свай. Этот факт можно объяснить следствием проявления негативных сил трения по боковой поверхности на верхнем участке свай.

Давление по подошве и усилие в третьем уровне не изменились до и после приложения нагрузки, равной 1440 кН. Ее величина уравновешена силами бокового трения на участке длины ствола до глубины 10 м.

Нагрузка 3170 кН оказалось предельной, при которой не зафиксировано перемещение подошвы сваи. Ее величина

уравновешена силами бокового трения и структурной прочностью грунта по подошве. За значение структурной прочности можно принять давление по подошве, при котором отсутствует движение ствола. Его величина составила 0,4 МПа, – близкая по значению вертикальному напряжению от собственного веса грунта.

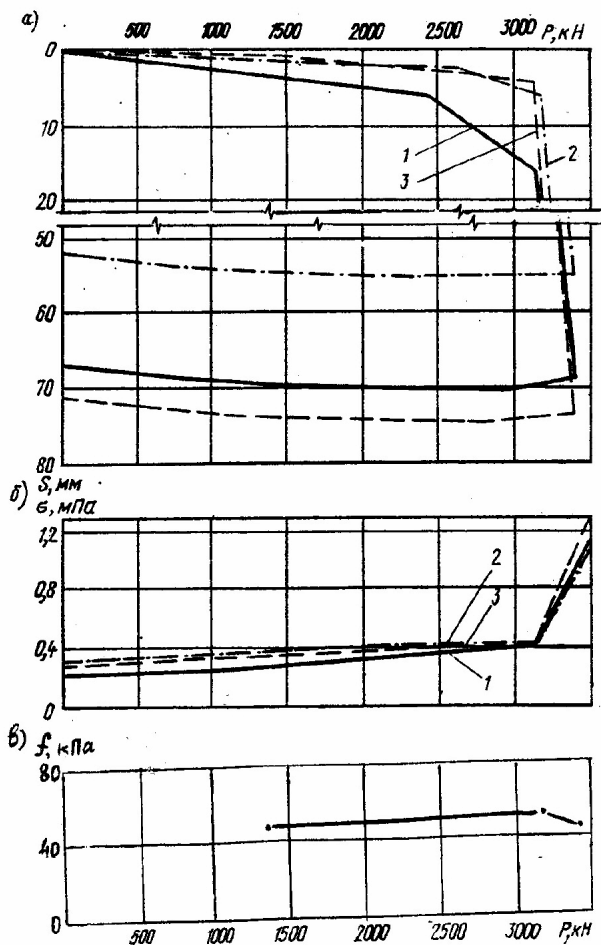


Рис. 3.3. Графики зависимости: а – осадки от нагрузки; б – давлений по подошве свай от нагрузки; в – среднего значения сил бокового трения

Очередной ступенью нагрузки, равной 250 кН, вызвано развитие деформаций в основании подошвы сваи. В процессе протекания осадки («срыва») наблюдалось снижение трения по боковой поверхности, что явилось следствием повышения давления по подошве сваи. Данные расчетов приведены в табл. 3.3 и на рис. 3.4.

Таблица 3.3

Средние значения сопротивления по боковой поверхности и подошве свай

P кН	P <sub>g</sub> кН	P + P <sub>g</sub> кН	R <sub>ср</sub> МПа	P <sub>R</sub> кН	P <sub>f</sub> кН	A <sub>f</sub> м <sup>2</sup>	f кПа
1440	-	-	-	-	1440	30,1	47,8
3170	326	3496	0,4	288	2882	54,2	53,2
3420	326	2905	1,16	835	2585	54,2	47,7

Примечания: P- нагрузка на сваю; P<sub>g</sub> – вес сваи; R<sub>ср</sub> - измеренные давления по подошве сваи; P<sub>f</sub> и P<sub>R</sub> – части нагрузки, приходящейся на преодоление сил трения и сопротивления уплотнению по подошве; A<sub>f</sub> – площадь боковой поверхности ствола

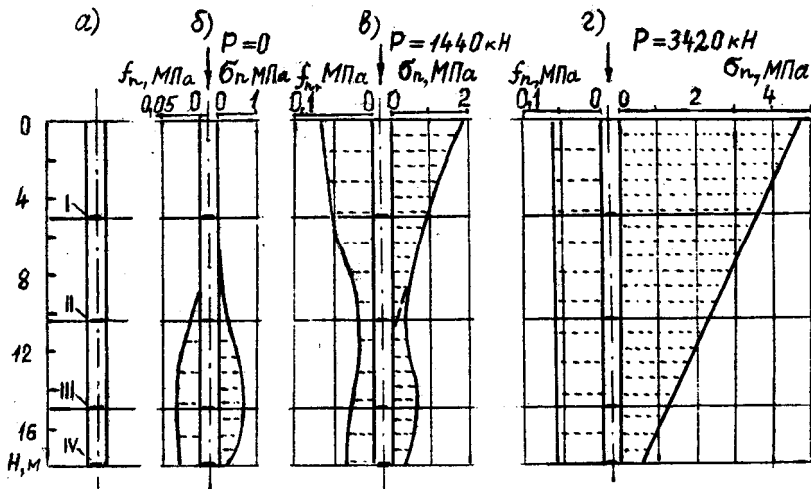


Рис. 3.4. Эпюры напряжений в поперечных сечениях по длине ствола свай и сил трения по боковой поверхности; I – IV уровни установки тензоприборов

Количественные значения деформаций ствола определены специальными исследованиями, выполненными на площадке Волгодонского завода тяжелого машиностроения [72]. Испытаны три буронабивные сваи диаметром 600 мм с уширенными пятями диаметром 1600 мм. Одна свая длиной 12 м, две других – 22 м. В процессе исследований измерены перемещения головы и подошвы свай (см.рис. 1.4). По результатам измерений установлено наличие упругой и остаточной составляющих от общей величины сжатия ствола. Результаты полученных исследований приведены на рис. 3.5 и в табл.3.4.

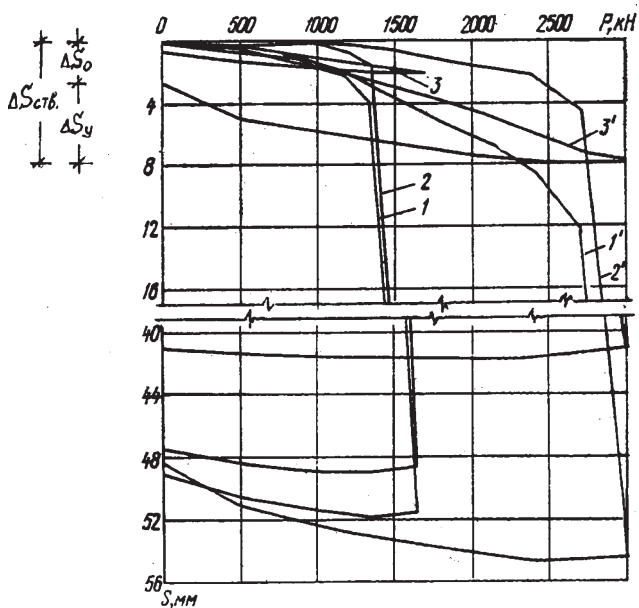


Рис. 3.5. Результаты испытаний свай: 1;2;3 – графики осадки головы, пяты и сжатие ствола сваи № 14; 1';2';3' – тоже сваи № 17;  $\Delta S_{сб}$ ;  $\Delta S_o$ ;  $\Delta S_y$  – деформация ствола общая, остаточная и упругая

По величине упругой составляющей деформации определены значения модуля упругости бетона свай. Результаты расчетов приведены в табл. 3.4. Полученные значения модуля упругости отличаются от приведенных в работе [72], где при определении их значений учтена общая величина сжатия ствола.

Таблица 3.4

## Параметры деформирования ствола сваи

№ сваи	l, м	P <sub>lim</sub> , МН	σ <sub>ср</sub> , МПа	Сжатие ствола, мм.			E·10 <sup>4</sup> МПа
				Δs	Δs <sub>y</sub>	Δs <sub>0</sub>	
14	12	1,36	2,4	2,42	1,36	1,06	2,12
17	22	2,72	4,8	7,82	5,66	2,16	1,96
18	22	2,72	4,8	4,8	3,92	0,96	2,69

Примечания: l – длина сваи; P<sub>lim</sub> – предельная нагрузка; Δs, Δs<sub>y</sub> и Δs<sub>0</sub> – сжатие ствола, его упругая и остаточная составляющие; E – модуль упругости бетона сваи

### 3.2. Процессы деформирования основания ниже подошвы сваи

После забивки (погружения) сваи основание, ниже ее подошвы, является двухслойным, состоящим из уплотненного ядра и окружающего его природного грунта. Плотность сухого грунта в пределах уплотненного ядра изменяется от максимума на контакте с гранями острия (1,7...1,75 г/см<sup>3</sup>) до природного значения на его внешней границе (рис. 3.12). Следствием развития деформаций ниже острия в результате повышения нагрузки на подошву сваи является перемещение ее ствола.

Объем зоны деформации ниже острия нарастает последовательно. Вначале в пределах уплотненного ядра, а затем за его пределами, в грунтах природного сложения.

На рис. 3.6 приведена кинематическая схема трансформирования созданного уплотненного ядра при забивке и формировании нового, в процессе осадки под нагрузкой.

Схема положения фиксаторов, заложенных после забивки сваи и их перемещений после осадки (около 30 см), получена по результатам натурных исследований, проведенных на просадочных грунтах [75, С.55]. Схема иллюстрирует изменение траекторий перемещений фиксаторов по мере их удаления от продольной оси сваи.

Фиксаторы, расположенные вдоль оси, перемещаются вертикально. Эпюра их перемещений для данного эксперимента приведена на рис. 3.6, б. При удалении от оси искривления траекторий перемещений увеличиваются. Максимальные искривления наблюдаются в ряду, примыкающем к пяте острия под боковыми гранями. С глубиной их

искривления снижаются. Аналогичные процессы наблюдались нами в основании штампов и опытных фундаментов с плоской подошвой [164, С.38].

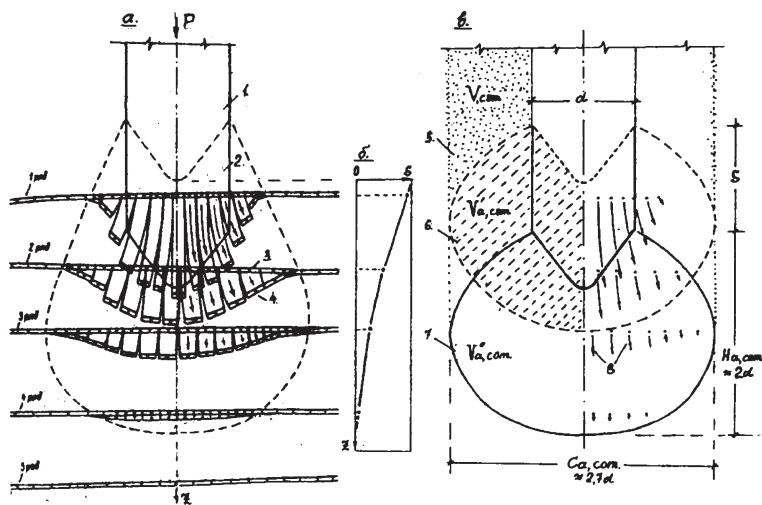


Рис. 3.6. Развитие деформаций в основании подошвы сваи: а) измеренные перемещения фиксаторов; б) эпюра деформаций вдоль оси под пятой острия; в) кинематическая схема трансформирования уплотненного ядра при перемещении острия. 1;2 – Положение острия после забивки сваи и после ее осадки. 3;4 – Положение фиксаторов до и после осадки ствола. 5 – Уплотненная зона. 6;7 – Объем уплотненного ядра после забивки сваи и после ее осадки

На рис. 3.6 в, представлена схема развития деформаций в основании подошвы сваи. Верхняя часть уплотненного ядра, примыкающая к острию, «раздвигается» в стороны, а формирование нового объема происходит в результате уплотнения природного грунта.

### 3.3. Несущая способность свай в лессовых грунтах

В лессовых грунтах несущая способность сваи, не прорезающей просадочную толщу, при замачивании основания, снижается в среднем в 2 раза, а трение по боковой поверхности – в 2,5...3 раза [182]. Это связано с тем, что при забивке сваи в грунты малой влажности ( $w \leq$



0,14...0,16;  $S_r \leq 0,5$ ) не обеспечивается плотное примыкание уплотненного грунта к боковой поверхности граней [4;89].

На рис. 3.7 приведены результаты испытаний грунтов сваей-штампом с размерами поперечного сечения 0,3 м, длиной 6 м, выполненных в г. Никополе [75].

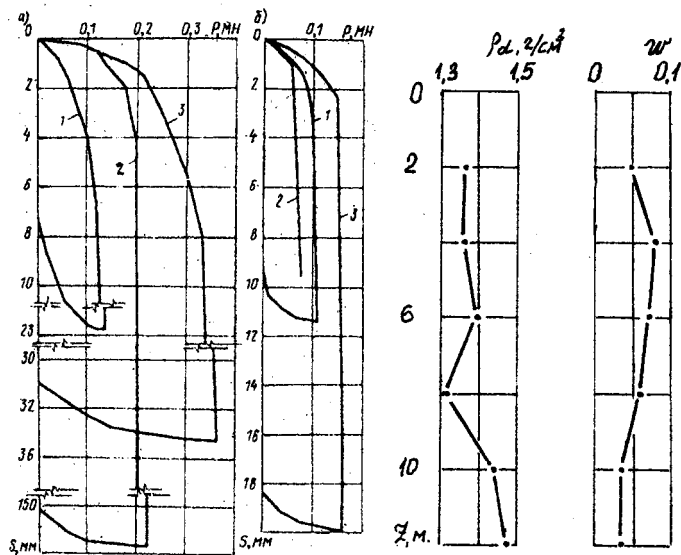


Рис. 3.7. Результаты испытаний забивной сваи-штампа.

*a* – в грунтах природной влажности; *b* – в замоченном грунте.

1 – по нижнему концу; 2 – по боковой поверхности; 3 – целиком

Опытные работы проведены в грунтах природной влажности и после их замачивания. Нагрузка прикладывалась последовательно – вначале на острие, затем на боковую поверхность и в целом на сваю. В табл. 3.5 приведены результаты проведенных исследований, значения которых взяты из рис.3.7.

В данных грунтовых условиях значения предельной нагрузки на сваю после замачивания основания снизились: на сваю – в 2 раза; сопротивление по подошве – в 1,15 раза, а по боковой поверхности – более чем в 3 раза.

Соотношения между снижением несущей способности сваи и ее элементов при замачивании основания, полученные двумя независимыми методами, отличаются.

Таблица 3.5

## Результаты испытаний грунтов сваей-штампом

$S_f$ -	$A_f$ м <sup>2</sup>	$A_f$ м <sup>2</sup>	$P_{>lim}$ MN	$P_{R,lim}$ MN	$P_{f,lim}$ MN	$p_{,lim}$ МПа	$f_{,lim}$ МПа
$\leq 0,25$	0,09	7.2	0,30	0,10	0,20	1,1	0.028
$> 0,8$	0,09	7.2	0,147	0,087	0,06	0,97	0,0083

Примечания  $A_r$ ;  $A_f$  – площадь подошвы и боковых граней  $P_{>lim}$ ;  $P_{R,lim}$ ;  $P_{f,lim}$  – предельные значения нагрузки на сваю, подошву и боковую поверхность;  $p_{,lim}$ ;  $f_{,lim}$  – предельные значения давления по подошве и сопротивления по боковой поверхности.

При испытании сваей-штампом наблюдается меньшее снижение сопротивления по подошве, чем при испытаниях тензометрическими сваями. Первый метод основан на прямых измерениях и, по-видимому, является более достоверным. Однако этот вопрос требует дополнительных исследований.

### 3.4. Увеличение несущей способности свай во времени

Факты повышения несущей способности свай во времени, забитых в глинистые грунты, стали привлекать внимание ученых с 1940–х годов [34;126;147]. В работе [147, С.522], опубликованной в Нью-Йорке – Лондоне в 1948 г., приведены данные о неизменности, а в некоторых случаях снижении несущей способности свай в песчаных грунтах, после их забивки. В глинистых грунтах отмечено повышение ее значения. Приведен пример сваи, забитой в глину с влажностью, близкой к пределу раскатывания. «...В процессе работ по забивке свай грунт сделался почти жидким, и поверхностное трение имело очень низкое значение». Через 25 дней после забивки его значение возросло более чем в 3 раза. Констатацией полученных результатов явилось мнение о сложности еще не изученных процессов: «...соотношение между поверхностным трением и временем в глинах является значительно более сложным, чем в песке, и пока не может быть определено». В работе [34], опубликованной в том же году в г. Москве, повышение несущей способности свай в глинистых грунтах объясняется их тиксотропными свойствами. В строительной практике появилось понятие «засасывание» свай, которым объяснялось возрастание сопротивления грунтов при возобновлении забивки после некоторого перерыва [34 С. 36; 182].

При реконструкции моста через р. Неву в г. Ленинграде в 1934 г.

были подвергнуты динамическим испытаниям сваи, забитые в 1828 г. и с тех пор работавшие под нагрузкой. Через шесть суток, с момента забивки, их сопротивление увеличилось в 1,75, а за последующие 106 лет еще в 1,4 раза, т.е. всего в 2,5 раза [126; 140].

Пока еще недостаточно изучено влияние состава и состояния грунтов на протекание физико-химических процессов в ходе забивки и после погружения свай. Полученным в экспериментах фактам дается, в основном, качественная оценка причин, вызывающих возрастание сопротивления грунтов нагрузкам, передаваемых сваями. Большинство исследователей склоняется к их объяснению процессами консолидации и тиксотропного упрочнения.

Тиксотропные явления возникают в глинистых грунтах под влиянием механического воздействия (вибрация, уплотнение, перемятие и др.) и характеризуются двумя противоположными взаимнообратимыми процессами: разупрочнением и упрочнением.

Разупрочнение грунта происходит в результате ослабления структурных связей и выражается в его размягчении или разжижении. Тиксотропное упрочнение начинается после прекращения механического воздействия и сопровождается возникновением новых структурных связей.

На протекание тиксотропных изменений в грунтах оказывают влияние характер механического воздействия, плотность скелета грунта, его влажность, минералогический состав, наличие коллоидных частиц и много других факторов. Чистые песчаные и гравелистые грунты тиксотропными свойствами не обладают [81]. В работе [34] выделены следующие необходимые условия тиксотропности грунта: *«...1) он должен быть грунтовой массой, т.е. заключать в своих порах свободную воду; 2) в грунте необходимо наличие коллоидных фракций размером не более 0,001 мм; 3) весовая влажность должна быть больше предела пластичности...»* и далее приведен пример *«...когда пльвун (тонкий песок) обладал тиксотропией при содержании всего около 2% по весу глинистых частиц. Когда глина была отмыта, песок потерял свои тиксотропные свойства».*

Грунтовая среда является сложной гетерогенной термодинамической системой. В процессе забивки (погружения) сваи происходит непрерывный процесс формирования уплотненного ядра ниже ее подошвы и его трансформация в стороны. В результате вдоль периметра ствола образуется зона уплотнения. Уплотнение сопровождается сокращением объема пор заполненных водой и газом. Даже в водонасыщенных грунтах, при степени влажности 0,8...0,9,

объем газа может достигать 20...10 % объема пор. Так как вода несжимаема, сокращение объема пор происходит за счет сжатия газа при формировании уплотненного ядра. Это видно из результатов измерений, которые показали *„...что поровое давление в грунте достигает максимального значения в момент прохождения острием сваи уровня расположения мессдоз“*, установленных для его измерений [12, С.23].

В процессе забивки и сразу после ее окончания уплотненное ядро ниже подошвы сваи и зона уплотнения вокруг ее ствола являются неравновесной системой по отношению к окружающему природному грунту. Высокое поровое давление, вызванное сжатием газа в пределах уплотненной зоны, в процессе его релаксации снижается за счет вытеснения свободной воды. Одновременно происходит восстановление прочности структурных связей. Следствием этих процессов является повышение несущей способности сваи. В строительной практике этот процесс получил название: «отдых сваи». Для сокращения его длительности, в 1956 г, в Ленинградском морском торговом порту (причалы 80–86) была применена обработка грунта, примыкающего к свае постоянным электрическим током (метод электроосмоса-электрофореза). Несущая способность сваи за несколько дней увеличилась на 45%, вместо нескольких месяцев в обычных условиях [129 С.58]. Аналогичные исследования проведены на строительной площадке Литовской ГРЭС в 1961 г. [142].

Поровое давление в продольном сечении основания сваи распределено неравномерно, Его максимальные значения зафиксированы у грани ствола, а минимальные, близкие к нулю, на расстоянии 30 см – у границы зоны уплотнения. Процесс релаксации порового давления сопровождается повышением значений сил трения и структурной прочности. Из результатов исследований, выполненных в г.Перми [12, С.25-26], видна согласованность в изменениях порового давления, структурной прочности и трения по боковой поверхности.

Из приведенных на рис. 3.8 зависимостей видно влияние снижения порового давления на повышение структурной прочности и сил трения.

В проведенных экспериментах максимальное снижение порового давления наблюдалось в течение 10...20 дней после забивки сваи. В этот же период отмечено повышение структурной прочности и трения по боковой поверхности и– как следствие – несущей способности сваи.

Большое количество наблюдений по возрастанию несущей способности натуральных свай во времени и исследованию факторов, оказывающих на него влияние, проведено отечественными и

зарубежными учеными в 1960–80-х годах [10;12;34;81;109;117; 129; 137; 139;140;144;182;199].

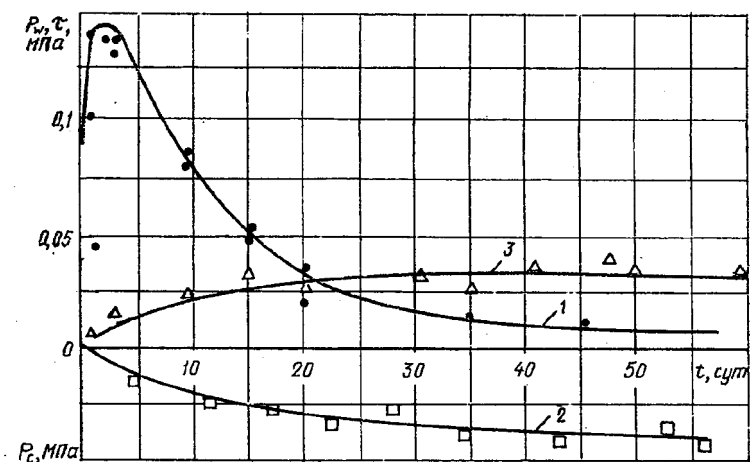


Рис. 3.8 Результаты исследований изменения во времени параметров состояния глинистых грунтов вокруг ствола сваи: 1 – порового давления; 2 – структурной прочности; 3 – сил трения

Исследования выполнены в разных грунтовых условиях. Сваями прорезалась многометровая толща неоднородных по глубине, часто многослойных оснований. В основном, применялась интегральная оценка полученных результатов, позволившая определить изменения средневзвешенных показателей сопротивления грунтов во времени для условно однородной грунтовой среды данного региона.

В качестве основных критериев оценки состава и состояния грунтов использованы степень влажности, показатели пластичности и текучести. В ряде исследований [10;12] проведены измерения порового давления, структурной прочности и др. параметров напряженно-деформированного состояния основания в процессе забивки свай и их изменения после погружения и под нагрузкой.

Полученные данные позволили считать разупрочнение грунтов при забивке и их упрочнение во времени после погружения свай следствием процессов тиксотропии и консолидации. Однако экспериментально эти процессы изучены недостаточно и требуют

углубленных исследований с учетом влияния на них минералогического, гранулометрического, химического состава, плотности и других параметров состава и состояния грунтов.

Мнения, высказываемые многими исследователями, о влиянии процессов консолидации в пределах уплотненной зоны вокруг забитой сваи на возрастание ее несущей способности, требуют экспериментального подтверждения. Консолидация – это процесс уплотнения водонасыщенного грунта под влиянием нагрузки, сопровождающийся вытеснением воды из его пор. В пределах уплотненной зоны происходит вытеснение свободной воды газом, сжатым в порах грунта, при его уплотнении в процессе погружения сваи.

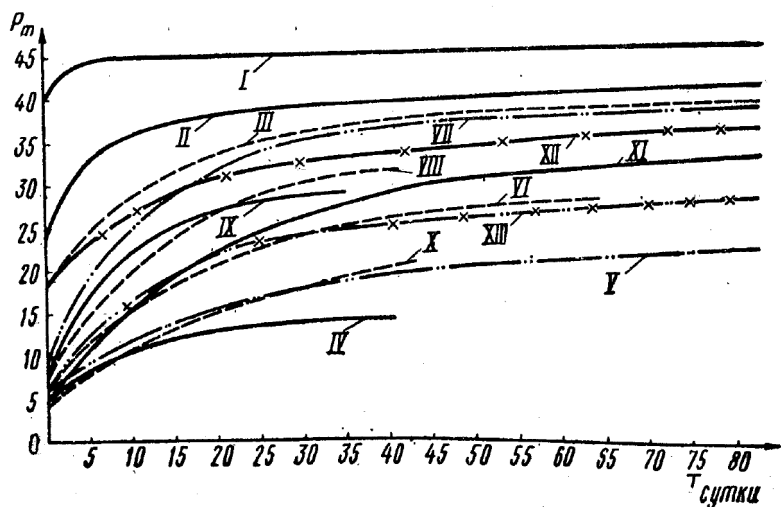


Рис. 3.9. Увеличение несущей способности сваи во времени. Основные данные для зависимостей I – XIII приведены в табл. 3.6

Сказанное выше иллюстрируется результатами наблюдений и исследований. В г. Рязани проведено большое количество испытаний свай статической и динамической нагрузками. Опытные работы выполнены на участках, геологическое строение которых представлено суглинками от полутвердой до текучепластичной консистенции. Повышение несущей способности за наблюдаемый период до 80 суток составило от 1,8 до 6,5 раза.

На рис. 3.9 и в табл. 3.6 представлены результаты опытных работ.

Таблица 3.6

Результаты исследований, выполненных в г. Рязани

№	I <sub>L</sub>	Вид грунтов	P, кН при t, суток				k= P <sub>t</sub> /P <sub>0</sub>
			0	15	30	80	
I	-	Песок ср.крупн.	-	-	-	-	-
II	0 - 0,25	Супесь	253	377	394	427	1,76
III	0 - 0,25	Суглинок	186	317	364	407	2,19
IV	0,25-0,5	Суглинок	50	122	139	-	2,86
V	0,5-1,0	Суглинок	57	142	179	232	4,06
VI	0,5-1,0	Суглинок	61	186	243	-	4,74
VII	0,25-0,7	Суглинок	64	233	355	400	6,22
VIII	0,25-0,7	Суглинок	71	236	304	-	4,16
IX	0,25-0,7	Суглинок	71	254	288	-	4,10
X	> 1,0	Суглинок, глина	43	134	179	-	4,83
XI	> 1,0	Суглинок, глина	50	199	264	323	6,46
XII	0 - 0,25	Суглинок	186	293	329	376	2,02
XIII	0,5-1,0	Суглинок и ил	64	199	243	293	4,56

Примечания: k – коэффициент роста нагрузки; P<sub>0</sub> и P<sub>t</sub> – нагрузка на сваю в день забивки и через t суток.

Если за 100% принять несущую способность свай через 80 суток, то в грунтах полутвердой консистенции ее значения через 30 суток составили 88 – 90% (II; III; XII), а в грунтах текучей консистенции – 75 – 78% (V; XI). В песчаных грунтах наблюдалось как уменьшение ее значения, так и увеличение сразу после забивки и отсутствие возрастания несущей способности во времени.

В г. Горьком (Нижем Новгороде) исследованиями, проведенными в грунтовых условиях, представленных лессовыми суглинками с разными показателями текучести, получены данные о влиянии влажности на длительность увеличения несущей способности свай [182]. Результаты исследований представлены на рис.3.10. и в табл.3.7.

Приведенные данные свидетельствуют о влиянии показателя текучести грунтов основания и технологии испытаний на величину несущей способности свай и длительность ее нарастания. Чем его значение ниже, тем больше начальная величина несущей способности, определенная сразу после забивки (P<sub>0</sub>). С повышением показателя текучести снижается начальное значение несущей способности и увеличивается продолжительность ее нарастания. Так, по результатам

иллюстрируемых исследований, для грунтов твердой консистенции продолжительность роста несущей способности составила около 15 суток, тогда как для текучепластичных грунтов – более 100 суток(см. табл. 3.7.).

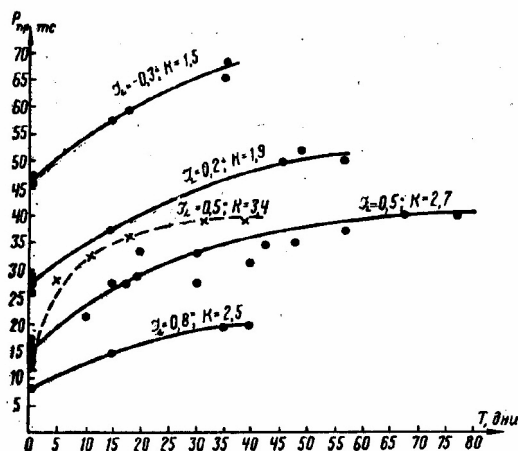


Рис. 3.10. График зависимости предельного сопротивления свай от продолжительности «отдыха». По данным испытаний: разовых - сплошной линией; многократным нагружением одной сваи - пунктиром.

На период времени, в течение, которого наблюдается увеличение несущей способности свай, оказывает влияние технология проведения испытаний. При статических испытаниях одной сваи многократным нагружением длительность нарастания ее несущей способности сокращается.

Таблица 3.7

Продолжительность увеличения несущей способности и коэффициент ее повышения в лессовидных суглинках

I <sub>L</sub>	t сут.	k= P <sub>1</sub> /P <sub>0</sub>	Несущая способность в % через t, суток			
			0	15	30	60
< 0,2	≤ 30	1.3 - 1,5	70- 80	90 - 100	100	-
0,2	40 -50	1,5 - 2,0	50- 60	70 - 80	90	100
0,5	60 -70	2,5 - 3,0	25- 40	50 - 60	70 - 80	95 - 100
0,7-0,8	≈ 100	-	25	40 - 50	50 - 60	70 -80



На рис. 3.10. показаны графики зависимости роста предельной нагрузки на сваи во времени. Одна зависимость для свай, испытанной по методике многоразового нагружения. Длительность нарастания нагрузки у нее снизилась в несколько раз по сравнению с одноразовыми испытаниями нескольких свай.

Большой объем исследований выполнен в г. Перми [9;10;12], результаты которых согласуются с приведенными выше, но отличаются количественными показателями, на которые оказывают влияние региональные особенности геологического строения основания, состав и состояние грунтов.

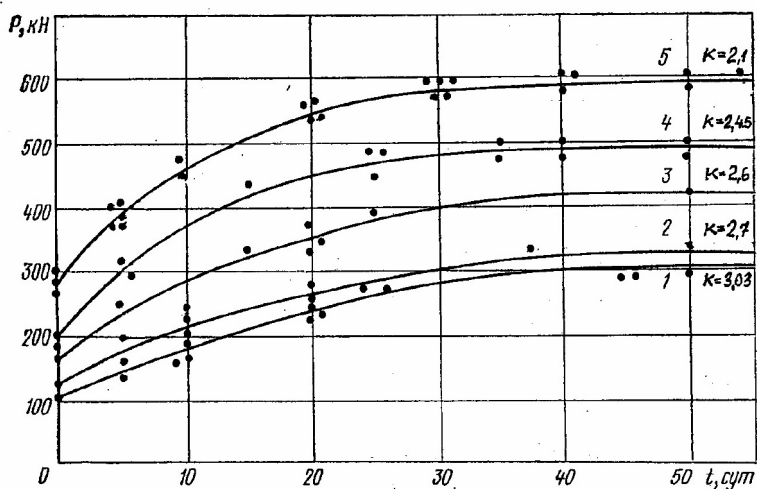


Рис. 3.11. Увеличение несущей способности свай во времени, с поперечным сечением: 1 – 0,25 м, 2...5 – 0,3 м. Длина свай: 5;6;7;10 и 12 м

На рис. 3.11. приведены зависимости возрастания несущей способности свай разной длины во времени [12]. Графики построены по результатам испытаний на одной из опытных площадок. В основном, увеличение несущей способности свай во времени происходит за счет повышения сил бокового трения. В табл. 3.8, построенной по данным рис. 3.11. приведены результаты определения средних значений приращения несущей способности на  $1 \text{ м}^2$  боковой поверхности. Их значения уменьшаются с увеличением длины свай, что свидетельствует о снижении влияния тиксотропного упрочнения в

нижних горизонтах грунтовой толщи, прорезаемых сваями.

Таблица 3.8

Влияние длины на повышение сил бокового трения для свай с поперечным сечением 0,3 м

№	l м	$A_f$ $m^2$	$P_o$ кН	$P_t$ кН	$\kappa =$ $P_t/P_o$	$\Delta P$ кН	$\Delta P / A_f$ кН / $m^2$
2	6	7,2	123	332	2,70	209	29,0
3	7	8,4	163	427	2,62	264	31,4
4	9	11,25	202	495	2,45	293	26,0
5	12	14,4	282	595	2,11	313	21,7

Примечания:  $A_f$  - площадь боковой поверхности ствола;  $P_o$  и  $P_t$  - несущая способность начальная и через 50 суток;  $\Delta P$  и  $\Delta P / A_f$  - приращение несущей способности общей и на  $1 m^2$  боковой поверхности.

### 3.5. Влияние замачивания грунта через лидерную скважину на повышение несущей способности свай.

Трение по боковой поверхности реализуется на границе контактов граней ствола с окружающим сваю уплотненным грунтом и зависит от их площади и условий формирования зоны уплотнения.

В лессовых грунтах на сплошность контактов и адгезию грунтов к поверхности граней ствола, при прочих равных условиях, оказывает влияние степень влажности слоев, проходимых сваями при забивке.

Перемещение ствола сваи при ее погружении вызывает непрерывный процесс уплотнения грунта ниже ее острия (подшвы) с его вытеснением в стороны. Уплотнение сопровождается сокращением объема пор за счет сжатия находящегося в них газа.

В маловлажных грунтах при степени влажности, не превышающей 0,5, газ, сжатый в процессе уплотнения, расширяясь, проникает за пределы зоны уплотнения через промежутки между минеральными частицами.

Уплотнение грунта сопровождается его расслоением с образованием вдоль ствола слоистой, комковато раздробленной текстуры. В этих условиях наблюдается невысокая сплошность примыкания уплотненного грунта к боковым граням свай.

В грунтах со степенью влажности более 0,8 расширение сжатого газа, заземленного в порах свободной водой, сопровождается ее вытеснением за пределы объема уплотненной зоны. Этот процесс протекает при перемещении острия и сопровождается тиксотропными

явлениями, снижающими силы трения, при погружении сваи, повышая сплошность примыкания грунта уплотненной зоны к боковым граням ствола.

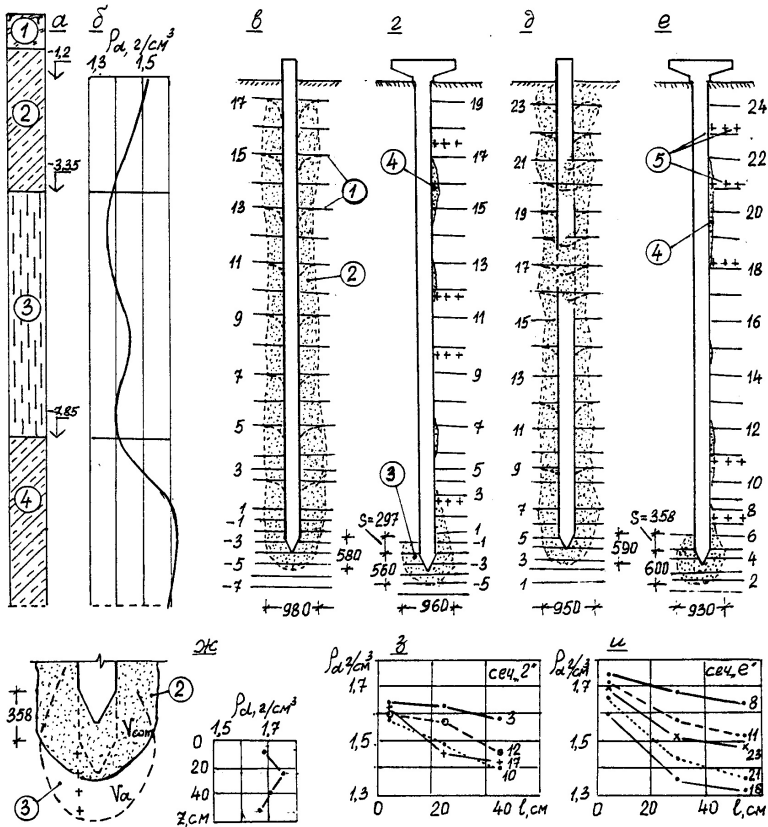


Рис. 3.12. Результаты исследований параметров деформаций в основании свай длиной 8,5 м. сечением 0,3 × 0,3 м. (№ 9 и 93): а) геологический разрез; б) природная плотность сухого грунта; в, з) зона уплотнения и деформации в поперечном сечении основания сваи № 9; д, е) то же в основании сваи 93; ж) параметры деформаций в основании сваи 93; з, и) плотность сухого грунта в поперечных сечениях зоны уплотнения. 1. Ряды фиксаторов. 2. Зона уплотнения. 3. Зона деформации под подошвой сваи. 4. Участки, на которых зафиксированы смещения фиксаторов на контакте с гранью сваи. 5. Точки отбора образцов для определения плотности

С целью повышения несущей способности сваи в лессовых грунтах исследована возможность их увлажнения через лидерную скважину, пройденную по оси сваи перед ее забивкой.

На рис. 3.12 приведены результаты исследований деформаций в основаниях двух одинаковых свай – 9 и 9<sub>3</sub>. Их подошва заглублена в лессовый, непросадочный суглинок на глубину 2,2 м. Одна свая забита в грунт природной влажности (0,16...0,18), а вторая (9<sub>3</sub>) – в предварительно увлажненный. До начала ее погружения выполнено локальное замачивание через стенки лидерной скважины диаметром 75 мм, пройденной на глубину 6 м, вдоль вертикальной оси опытной сваи (см. рис. 3.13). Вода в скважину, по мере ее убывания, систематически добавлялась в течение четырех часов. Забивка выполнена дизель-молотом весом 12 кН. Для забивки сваи в грунт природной влажности затрачено 135 ударов молота в течение 5 минут. Забивка сваи с предварительно увлажненным грунтом продолжалась 9 минут при 174 ударах молота.

Предварительное увлажнение основания вдоль оси ствола позволило более чем в два раза повысить предельное сопротивление грунтов основания, преимущественно за счет сил трения по боковой поверхности. Основные результаты проведенных экспериментов приведены на рис. 3.13 и в табл. 3.9.

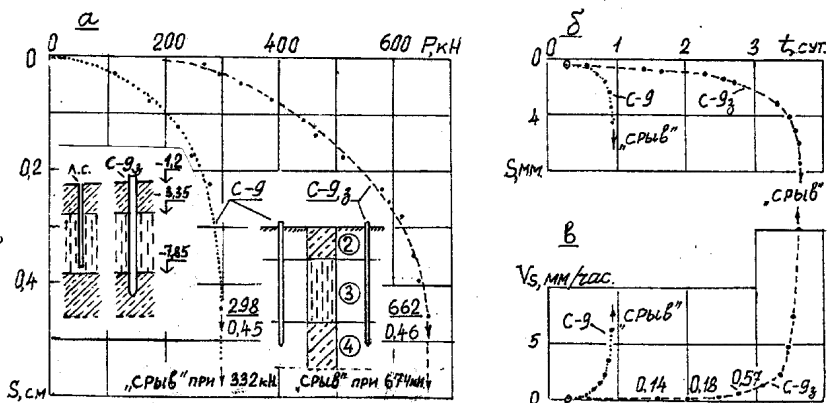


Рис. 3.13. а) Графики зависимости осадки от нагрузки опытных свай; Л.С. - лидерная скважина; б) в) Нарастание осадки и скорость ее протекания во времени в процессе сыва

Предельная нагрузка уравнивается силами сопротивления

трению по боковой поверхности и уплотнению по подошве. Процесс срыва свай – движение ствола относительно окружающего грунта – протекает с возрастающей скоростью, при критической нагрузке, превышающей предельную.

Перемещение ствола является следствием нарастания деформаций ниже подошвы свай, в результате которого происходит развитие зоны деформации в природном грунте, ниже границы уплотненного ядра. На рис. 3.14 показан фотоснимок перемещений фиксаторов, заложенных до начала загрузки свай.

Повышение скорости перемещения ствола после начала «срыва» снижает силы трения по боковой поверхности, повышая давление по подошве. Эти процессы, протекая одновременно, вызывают ускорение движения свай. В наших исследованиях эти процессы, протекая в условиях непрерывного замачивания основания, окончились «срывом» - быстропротекающим перемещением ствола «200...300 мм в течение 10...15 мин.».

«Срыв» двух свай наступил при практически равных осадках, но разных нагрузках. Длительность преодоления предельного сопротивления до «срыва» составила соответственно у свай 9 и 9<sub>3</sub> 14 и 79 часов, с достижением осадки 35 и 31 мм, после чего в течение 10–15 минут произошла провальная осадка. Ее нарастание продолжалось до момента опирания подошвы высокого ростверка на грунт основания.

Таблица 3.9

Результаты исследований деформаций в основании свай сеч 0,3×0,3 м

№	L <sub>св</sub> м.	Нагрузка, кН, при		Осадка s, см, при		Длительность, сут.	
		F <sub>lim</sub>	F <sub>кр</sub>	F <sub>lim</sub>	F <sub>кр</sub>	отдыха	испыт-я
9	8,5	298	322	0,45	29,7	272	113
9 <sub>3</sub>	8,5	662	674	0,46	35,8	272	146
8 <sub>3</sub>	2,3	202	212	0,53	23,3	48	217
10	6,0	145	157	0,34	20,8	228	55

Примечания: сваи 9 и 10 забиты в грунт природной влажности, а 8<sub>3</sub> и 9<sub>3</sub> в увлажненный через лидерную скважину; F<sub>lim</sub> и F<sub>кр</sub> – предельная и критическая нагрузки на сваи.

Графики зависимости осадки от нагрузки, продолжительности и скорости их протекания в процессе нарастания срыва приведены на рис. 3.13.

После снятия нагрузки основание вдоль продольного сечения опытных свай и ниже их подошвы было вскрыто пройденным шурфом. Из шурфов проведены измерения перемещений фиксаторов и отобраны образцы грунтов для лабораторных исследований.

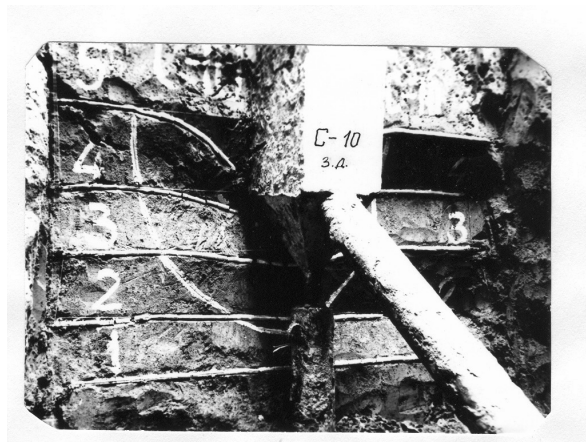


Рис. 3.14. Положение фиксаторов, заложенных ниже подошвы сваи до начала загрузки, в конце эксперимента

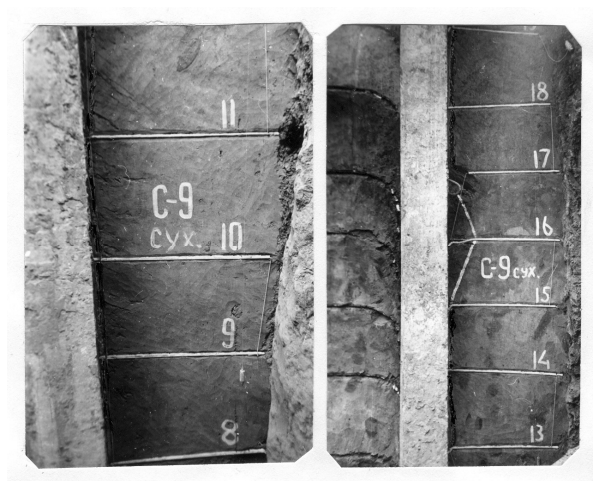


Рис. 3.15. Положение фиксаторов, установленных после забивки сваи в продольном сечении основания

В процессе срыва, продолжавшегося с возрастающей скоростью, до упора подошвы высокого ростверка на грунт основания, перемещений большинства фиксаторов, установленных после забивки свай до контакта с их гранью, не зафиксировано.

На отдельных участках имели место смещения фиксаторов на контактах с гранями свай, вызванные неровностями и шероховатостью их поверхности (см. рис.3.12, *z,e* и рис. 3.15). Факт «проскальзывания» свай относительно окружающего грунта зафиксирован при проведении полевых исследований под руководством А. А. Григорян [67;68;75].

## РАЗДЕЛ 4 РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ГРУНТОВ СВАЯМИ В ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ ОДЕССКОГО РЕГИОНА

### 4.1. Инженерно-геологические условия участков застройки в г. Одессе

Одесский регион, расположенный на южной окраине Северного Причерноморья характеризуется многообразием геоморфологических особенностей. Часть лессового плато, примыкающего к береговой линии Черного моря, прорезана развитой овражно-балочной сетью.

Абсолютные отметки поверхности старой части города и новых жилых массивов колеблются в пределах 30...56 м.

Геологическое строение участков, расположенных на плато, представлено четвертичными и неогеновыми отложениями. К четвертичным относится комплекс лессовых пород, а к неогеновым – понтические известняки и подстилающие их мезотические глины.

Лессовая толща мощностью 7 – 26 м сложена чередующимися слоями суглинков (ИГЭ 2;4;6) и супесей (ИГЭ 3;5), подстилаемых красно-бурой глиной. Их мощность зависит от высотных отметок поверхности. Каждый слой не является однородным. Его физико-механические свойства изменяются по глубине [164]. На рис. 4.1 приведены геологические колонки некоторых участков г. Одессы, а в табл. 4.1 – средние значения показателей физико-механических свойств инженерно-геологических элементов, составленные по данным инженерно-геологических изысканий.

Понтические известняки мощностью от 8 до 14 м отличаются изменчивостью строения и свойствами по глубине. В их толще выделяется несколько инженерно-геологических элементов (ИГЭ 8–11), в пределах которых прослеживается неоднородность строения.

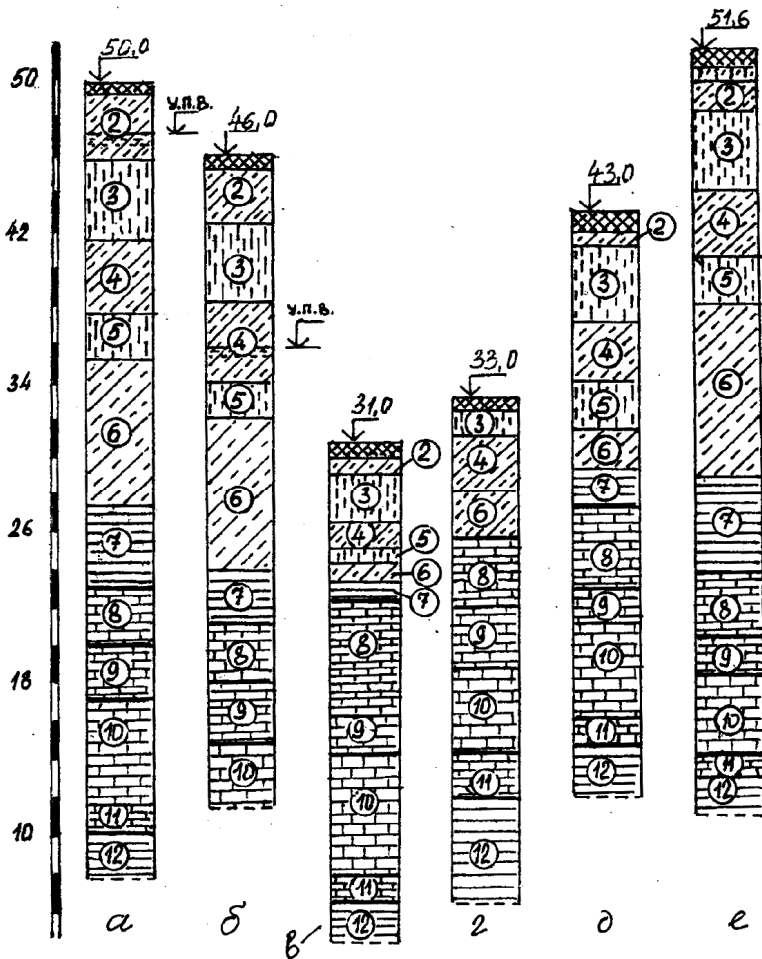


Рис. 4.1. Геологические колонки некоторых участков застройки в г. Одессе: а) ул. Артиллерийская (3-я ст.Б.Фонтана); б) ул.Педагогическая, 27 (7-я ст. Б.Фонтана); в) ул. Генуэзская, 1; г) ул. Канатная, 25; д) ул. Ласточкина (Театр Оперы и Балета); е) Соборная площадь (Колокольня кафедрального Спасо-Преображенского собора)

Ниже подошвы (ИГЭ - 7) залегает дресва, состоящая из мелких фракций (10-25мм) желто-бурого, перекристаллизованного известняка с глинистым заполнителем, переходящая в известняк тонкоплитчатый, перекристаллизованный (ИГЭ - 9). В кровле ИГЭ - 8 и вблизи подошвы



ИГЭ - 9 расположены слои крупнообломочного, плитчатого, кавернозного перекристаллизованного известняка ракушечника (см.рис. 4.2).



Рис. 4.2. Крупнообломочный кавернозный известняк: а) обнажение у основания склона, примыкающего к участку № 1 по пер. Амбулаторному в г.Одессе; б) отдельные фрагменты крупнообломочного известняка (котлован по ул. Генуэзской № 1)

Ниже залегает слой известняка – ракушечника, получившего название «пильный» (ИГЭ - 10). При застройке Одессы заготовка камня производилась из этого слоя. В результате его разработки под многими участками города осталась густая сеть подземных галерей – выработок, получивших название «катакомбы». ИГЭ - 11 представлен слабыми разностями известняка-ракушечника с включениями прослоек из крупнообломочного перекристаллизованного известняка и меотической глины.

Опытных данных о строительных свойствах понтических известняков очень мало. Единичные исследования по изучению их строительных свойств с целью использования в качестве оснований фундаментов только начаты [105;168;186].

Меотические глины (ИГЭ - 12) залегают под известняками. Их мощность в пределах Одессы 30...40 м. В материалах изысканий и опубликованных работах [93] – мало сведений об особенностях залегания и строительных свойствах этого горизонта. В его верхней части, примыкающей к кровле, установлена неоднородность: наличие прослоек, гнезд и линз песка и других включений. Эти глины характеризуются невысоким показателем плотности сухого грунта (в среднем  $1,46 \text{ г/см}^3$ ). Будучи твердой и полутвердой консистенции их

степень влажности колеблется от 0,9 до 1,0. Значения показателей деформативных и прочностных свойств изменяются в плане и по глубине.

Таблица 4.1  
Средневзвешенные показатели свойств грунтов

№	Показатели, размерность	№№ ИГЭ						
		2	3	4	5	6	7	12
1	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	2,68	2,68	2,69	2,68	2,71	2,72	2,74
2	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	1,45	1,39	1,55	1,51	1,59	1,61	1,46
3	$w_L$ -	0,32	0,26	0,32	0,28	0,37	0,40	0,56
4	$w_p$ -	0,19	0,19	0,20	0,19	0,21	0,22	0,29
5	$E/E_{san}$ , МПа	12 / 6,5	9,0 / 3,0	12 / 8,0	12,5 /4,0	14 / 11	22 / 16	15 / -
6	$\phi$ град.	20	18	19	18	21	19	18
7	$c$ кПа	18	16	22	19	19	36	60

#### 4.2. Определение параметров деформирования забивных свай и грунтов их основания

Система «свая – грунты основания» состоит из трех сред: ствола сваи, уплотненного ядра ниже его подошвы и природного грунта, залегающего за пределами уплотненного ядра. Деформирование каждой среды, отличающейся по сжимаемости, протекает последовательно с ростом нагрузки. Вначале деформации нарастают в пределах ствола сваи, удерживаемого силами бокового трения. Нагрузка, превышающая силы трения, передается подошвой сваи на уплотненное ядро, а затем на природный грунт несущего слоя.

Факты последовательного включения ствола сваи в процесс деформирования установлены полевыми исследованиями [118;119; 151]. С каждой ступенью нагрузки увеличивается длина сжатого участка. Эта длина зависит от величины нагрузки и уравновешивающих ее сил трения по боковой поверхности. Нагрузка на сваю, равная предельному значению сил бокового трения, вызывает сжатие всей длины ствола при сохранении его неподвижности относительно окружающего грунта. При этом в стержне сваи наблюдаются как упругие, так и остаточные деформации [72].

Перемещение ствола начинается при нагрузке, превышающей силы бокового трения и вызывающей деформирование грунтов основания ниже его подошвы.

Модуль упругости материала ствола определяемый по величине его упругого сжатия, не является величиной постоянной и для каждой сваи имеет свои значения, зависящие от состава бетона, условий его изготовления, возраста, процента армирования и многих других факторов [73;127].

Применение методики приложения циклически возрастающей нагрузки позволило получить дополнительные параметры совместного деформирования ствола сваи и окружающих его грунтов [171;174;176]. Ее отличие от стандартной заключается в снятии нагрузки после каждой ступени загрузки, с измерением остаточной составляющей деформации.

По приведенной методике выполнены исследования на участке строительства комплекса многоэтажных зданий каркасной конструкции в г. Ильичевске Одесской области. Геологическое строение участка застройки представлено лессовой толщей. Ниже дна котлована залегают следующие инженерно - геологические элементы: 2. Суглинок лессовый, желто-бурый; 3. Супесь лессовая ; 4. Суглинок лессовый, светло-бурый; 5. Суглинок палевый; 6. Суглинок желто-бурый; 7. Супесь палева; 8. Суглинок палево-бурый ; 9. Глина красно-бурая, подстилаемая дресвой понтического известняка с глинистым заполнителем.

Таблица 4.2

Характеристики грунтов

Показатели	№ № ИГЭ							
	2	3	4	5	6	7	8	9
$\rho_s, \text{г/см}^3$	2,69	2,67	2,68	2,67	2,68	2,67	2,72	2,73
$\rho_d, \text{г/см}^3$	1,44	1,4	1,42	1,4	1,41	1,4	1,53	1,63
$w$	0,22	0,27	0,24	0,27	0,23	0,27	0,23	0,20
$w_L$	0,34	0,25	0,33	0,26	0,30	0,25	0,38	0,40
$w_P$	0,21	0,18	0,21	0,18	0,20	0,18	0,23	0,22
$I_L$	0,05	> 1	0,24	> 1	0,3	> 1	0	< 0
$S_r$	0,68	0,81	0,72	0,8	0,62	0,8	0,8	0,81
$E, \text{МПа}$	14/8	4	13	4	10	4	16	23
$\varphi, \text{град}$	22	17	22	17	17	17	23	19
$c, \text{кПа}$	22	8	22	8	15	8	25	50

В период проведения исследований уровень подземных вод техногенного происхождения залегал на глубине 1,6 – 2,0 м. ниже дна котлована. Геологическая колонка в районе проведения испытаний приведена на рис. 4.4,а, а показатели свойств грунтов в табл. 4.2.

На строительной площадке проведены испытания трех свай с размером поперечного сечения 0,35 м. Одна свая длиной 14 м, а две по 16 м. В процессе испытаний, на каждой ступени измерены полная осадка, а после разгрузки - ее остаточная составляющая. По их разности определена упругая составляющая полной деформации. Результаты измерений и расчетов для свай №№ 1 и 2 приведены в табл. 4.3, а графики их зависимости от нагрузки на рис. 4.3.

Таблица 4.3

Результаты измерений деформаций опытных свай и их основания

Р МН	Свая № 1			Р МН	Свая № 2		
	Осадка, мм.				Осадка, мм.		
	s	s <sub>0</sub>	s <sub>y</sub>		s	s <sub>0</sub>	s <sub>y</sub>
0,2	0,19	-	0,19	0,2	0,13	-	0,19
0,4	0,8	0,07	0,73	0,4	0,87	0,15	0,72
0,5	1,4	0,26	1,14	0,5	1,30	0,26	1,04
0,6	2,02	0,57	1,45	0,6	1,72	0,30	1,42
0,8	4,46	2,10	2,36	0,8	2,74	0,51	2,23
0,9	6,41	3,46	2,95	0,9	3,26	0,71	2,53
1,0	8,77	5,14	3,63	1,0	3,91	1,00	2,91
1,1	11,76	7,18	4,58	1,2	5,21	1,42	3,22
1,2	18,85	13,27	5,58	1,4	7,59	2,72	4,87
-	-	-	-	1,5	10,03	4,31	5,72

График зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки характеризует последовательность деформирования ствола сваи и окружающих его грунтов. По оси сваи и основания последовательное нарастание упругих деформаций происходит в пределах трех сред: бетона сваи, уплотненном ядре ниже ее подошвы и в природном грунте, ниже границы уплотненного ядра (см. рис.4.3). Для каждой среды упругие деформации, с ростом нагрузки, нарастают по прямолинейной зависимости. Первая ветвь характеризует упругое сжатие ствола. Вторая – начинается при нагрузке, равной предельному значению сил бокового трения „P<sub>f</sub>” Ее ординаты определяют сумму упругих деформаций ствола и грунта в пределах уплотненного ядра. Третья ветвь является суммой упругих деформаций ствола, уплотненного ядра и природного грунта.

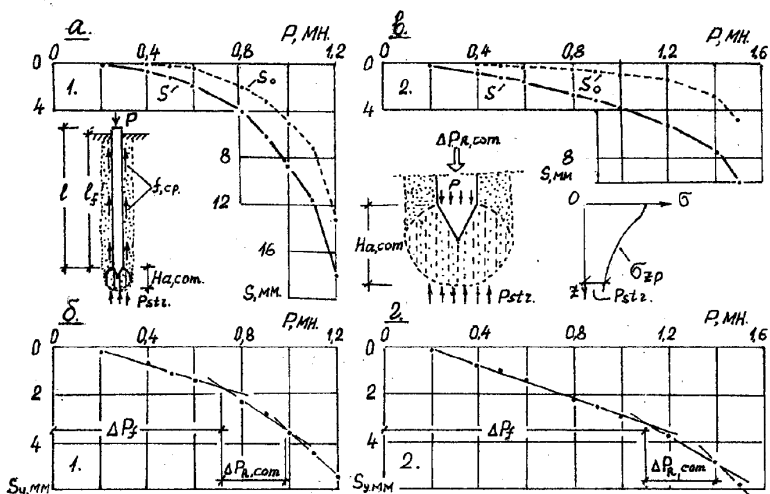


Рис. 4.3. Графики нарастания деформаций свай и их оснований

Точка пересечения первой и второй ветви определяет часть нагрузки, соответствующей предельному значению сил трения по боковой поверхности  $\Delta P_f$ . Интервал между точками пересечения первой и второй, второй и третьей ветвями соответствует части нагрузки, воспринимаемой уплотненным ядром  $\Delta P_{R,com}$ . Нагрузка, превышающая точку пересечения второй и третьей ветви, вызывает деформации в природном грунте.

4.2.1. *Определение сил трения по боковой поверхности свай.* От нагрузки, равной предельному значению сил трения по боковой поверхности, происходит сжатие ствола сваи по всей ее длине. Это позволяет определить модуль упругости ее ствола по зависимости:

$$E = \sigma_{cp} \cdot l / s_y \quad (4.1)$$

где:  $\sigma_{cp}$  – среднее значение напряжений в поперечном сечении сваи:  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot P_f / d^2$ . Здесь  $P_f$  – часть нагрузки равной предельному значению сил бокового трения;  $d$  – сторона поперечного сечения сваи; 0,5 – коэффициент, учитывающий треугольную форму эпюры напряжений по длине ствола [73];  $l$  – длина сваи;  $s_y$  – упругая составляющая осадки сваи при нагрузке  $P_f$ . В табл. 4.4 приведены

значения модуля упругости для испытанных свай и средние значения сопротивления трению вдоль ствола.

Используя значение модуля упругости, определены участки длины сваи для каждой “i”-той ступени нагрузки, в пределах которого происходит его сжатие по зависимости:

$$l_i = E \cdot s_{y,i} / \sigma_{cp,i} \quad (4.2)$$

тогда:  $l_{f,i} = l_i - \Delta l$  (4.3)

где:  $l_i$ ;  $l_{f,i}$  и  $\Delta l$  – общая длина сваи ее – подземной и надземной части.

Таблица 4.4

Параметры напряженно-деформированного состояния ствола свай

№	$P_f$ , МН.	$\sigma_{cp}$ , МПа	$l$ , м	$s_y$ , см	$E$ , МПа	$l_f$ , м	$A_f$ , м <sup>2</sup>	$f_{cp}$ , кПа	t,сут.
1	0,71	2,90	14	0,18	22540	13,30	18,62	38,1	47
2	1,1	4,49	16	0,322	22310	15,46	21,60	50,9	33
3	1,13	4,62	16	0,346	21360	15,40	21,56	52,4	69

Примечания:  $P_f$  – предельная нагрузка на боковую поверхность сваи;  $\sigma_{cp}$  – среднее напряжение в ее поперечном сечении;  $l$  – длина ствола;  $s_y$  – упругая часть осадки;  $E$  – модуль упругости бетона сваи;  $l_f$  – длина подземной части сваи;  $A_f$  – площадь боковой поверхности;  $f_{cp}$  – средняя величина трения по боковой поверхности; t – время «отдыха» сваи

В табл. 4.5 приведены результаты расчетов, а на рис. 4.4,б – графики зависимости длины сжатого участка свай от величины приложенной нагрузки по результатам измерений параметров их напряженно-деформированного состояния. Равным приращениям нагрузки соответствуют разные значения приращений фрагмента сжатого участка сваи, длина которого зависит от сил трения по боковой поверхности. Каждому интервалу приращения нагрузки  $\Delta P_{f,i}$  соответствует интервал приращения фрагмента длины сваи  $\Delta l_{f,i}$ , с площадью боковой поверхности  $\Delta A_{f,i}$  (см. рис. 4.4, б).

Средние значения сил трения по боковой поверхности в пределах каждого фрагмента длины определены по зависимости:

$$\Delta f_i = \Delta P_{f,i} / \Delta A_{f,i} \quad (4.4)$$

Силы трения по боковой поверхности вдоль ствола, при их

предельном значении, распределены неравномерно. Их значения зависят от свойств грунтов в слоях, прорезаемых сваями. В табл. 4.5 и на рис. 4.4 *в, г, д, е* приведены значения сил трения в пределах каждого фрагмента, а в табл. 4.4 – их средняя величина по всей длине.

Таблица 4.5

Длина сжатого участка свай 1 и 2 для каждой ступени нагрузки и трение по боковой поверхности на отдельных фрагментах ее длины

P МН	$\sigma_{cp}$ МПа	$s_y$ см	L см	$I_r$ м	$\Delta P_{,i}$ МН	$\Delta l_{f,i}$ м	$\Delta A_{f,i}$ м <sup>2</sup>	$f_{,i}$ кПа
Свая № 1								
0,2	0,816	0,019	525	4,55	0,2	4,55	6,37	31,4
0,4	1,632	0,073	1007	9,37	0,2	4,82	6,75	29,6
0,6	2,448	0,145	1334	12,64	0,2	3,27	4,58	43,7
0,71	2,898	0,180	1400	13,30	0,11	0,66	0,92	119,6
Свая № 2								
0,2	0,816	0,19	520	4,64	0,2	4,64	6,35	31,5
0,4	1,632	0,72	993	9,37	0,2	4,73	6,63	30,2
0,6	2,448	0,142	1294	12,38	0,2	3,01	4,22	47,5
0,8	3,214	0,223	1526	14,70	0,2	2,34	3,28	61,0
1,1	4,49	0,322	1600	15,44	0,3	0,74	1,04	288

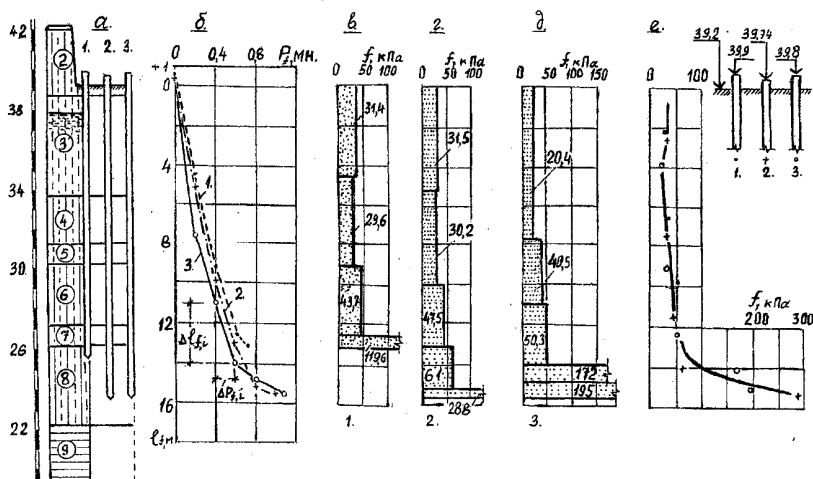


Рис. 4.4. Графики сил бокового трения по длине ствола свай

Некоторые различия полученных результатов можно объяснить

условиями проведения экспериментов. Сваи 1 и 2 испытаны в период сухого лета. Испытание сваи 3 проведено в ноябре после длительного периода обильных атмосферных осадков. Увлажнение основания выше уровня подземных вод снизило трение по боковой поверхности в пределах верхней части сваи. В целом среднее значение сопротивления трению по всей ее длине у сваи 3 выше за счет тиксотропного упрочнения нижних слоев, в результате более длительного «отдыха» (69 суток), чем у сваи 2 (33 суток).

Под влиянием возрастающей нагрузки, превышающей силы трения, продолжается сжатие ствола, сопровождающееся его перемещением относительно уплотненной зоны, сформированной при погружении сваи. Перемещение ствола является следствием деформирования грунтов ниже его подошвы.

*4.2.2. Нарастание упругих деформаций в пределах уплотненного ядра.* Подошва сваи является фундаментом, опирающимся на двухслойное основание, состоящее из уплотненного ядра и природного грунта с ненарушенной структурой, залегающего ниже его границы. По результатам наших исследований [4;89] и исследований, выполненных в г. Херсоне [75], для лессовых грунтов юга Украины глубина уплотненного ядра ниже подошвы сваи составляет около двух размеров ее поперечного сечения.

В грунтах, независимо от их состава и состояния, от действия нагрузки передаваемой фундаментом (подошвой сваи) возникают упругие деформации [164;199;200]. Внутри объема зоны упругих деформаций развиваются остаточные (необратимые) деформации при напряжениях, превышающих структурную прочность.

На рис. 4.5, а представлены эпюры нарастания упругих деформаций в поперечных сечениях сваи по ее длине при нагрузках, превышающих силы трения по боковой поверхности, а в табл. 4.6 приведены значения показателей деформаций для двух сред системы: ствола сваи и уплотненного ядра.

Нарастание упругих деформаций в пределах каждой среды происходит по прямолинейной зависимости от нагрузки. При деформировании двух смежных сред наблюдаются две ветви зависимости. Одна – является продолжением зависимости деформаций при росте нагрузки в предыдущей среде, а вторая – суммой деформаций двух смежных сред. Их границей является нагрузка, соответствующая началу деформирования очередной среды (см.рис. 4.5,б).



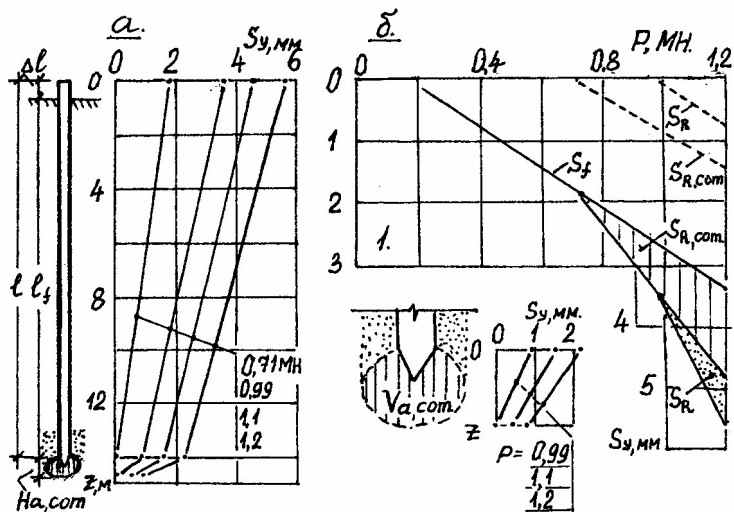


Рис. 4.5. Упругие деформации в системе «свая, уплотненное ядро, природный грунт»: а) эпюры упругих деформаций по глубине; б) зависимости упругой деформации от нагрузки.

Таблица 4.6

Нарастание упругих деформаций с ростом нагрузки в испытании №1

P МН	Ствол сваи			Уплотненное ядро		
	$\Delta s_y$ см	l м	$\varepsilon \cdot 10^{-4}$	$\Delta s_y$ см	l м	$\varepsilon \cdot 10^{-3}$
0,71	0,18	14	1,28	-	-	-
0,99	0,27	14	1,93	0,086	0,7	1,23
1,1	0,303	14	2,113	0,113	0,7	1,61
1,2	0,337	14	2,143	0,143	0,7	2,04

### 4.3. Повышение несущей способности свай при локальном замачивании грунта через лидерные скважины

Для жилого 16-этажного дома по пер.Северному, 6 предусмотрены свайные фундаменты из призматических свай длиной 13 м с размером поперечного сечения 0,35 м. Работы по их погружению выполнены с отметки природного рельефа с последующей разработкой котлована глубиной 2 м.

Геологическое строение участка представлено лессовой толщей, геологическая колонка которой приведена на рис. 4.8,*а*, а показатели физико-механических свойств – в табл. 4.7. Уровень подземных вод в период изысканий зафиксирован на глубине 12 м. Выше У.П.В. влажность грунтов в пределах площадки распределена неравномерно. На части участка, примыкающего к зоне индивидуальной застройки, ее значения выше, чем с противоположной стороны (см. рис. 4.8,*б*).

Таблица 4.7

Физико-механические характеристики грунтов

№ ИГЭ	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w_L$ -	$w_p$ -	$E/E_{sat}$ МПа	$\phi$ град.	$c$ кПа
3	2,69	1,45	0,33	0,21	10/4	21	24
4	2,67	1,37	0,26	0,19	11/2	23	16
5	2,69	1,46	0,33	0,21	10/4	18	23
6	2,68	1,50	0,28	0,19	-/3	24	15
7	2,69	1,52	0,31	0,20	6/4	16	22
8	2,70	1,56	0,36	0,21	9/5	18	45



Рис. 4.6. Общий вид фрагмента участка в процессе погружения свай.

1. Лидерные скважины. 2. Скважины, заполненные водой

Погружение технологических свай начато со стороны участка с невысокой влажностью верхних горизонтов основания (0,16...0,17).

Полученными «отказами», на 2...3 м выше проектного положения свай, вызвана необходимость изменения технологии производства работ. Применение лидерных скважин с их использованием для локального увлажнения окружающего грунта позволило уменьшить усилие вдавливания и повысить несущую способность свай за счет повышения сплошности примыкания грунта к боковым граням ствола.

Глубина скважин – 8 м, до отметки подошвы ИГЭ 4. Их диаметр принят равным 0,3м, вместо рекомендованного 0,2м. Заполнение скважин водой производилось в течение 2...3 часов перед началом погружения свай. На рис. 4.6 представлен фотоснимок фрагмента участка с пройденными лидерными скважинами.

Испытания грунтов сваями по методике циклически возрастающей нагрузки проведены в котловане, разработанном после окончания свайных работ [172]. Одно испытание проведено свайей, погруженной в лидерную скважину с увлажненными стенками, а второе – свайей, погруженной без лидирования.

Основные результаты исследований и расчетов приведены на рис. 4.7 и в табл. 4.8.

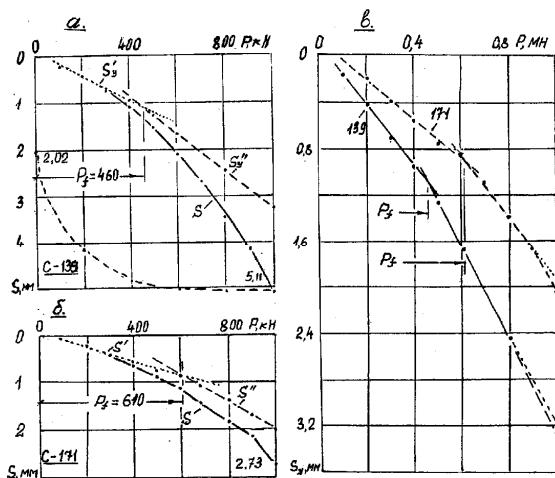


Рис. 4.7. Результаты исследований грунтов сваями с разными условиями их погружения: а; б) графики зависимости осадки и ее упругой составляющей от нагрузки; в) графики зависимости упругой составляющей от нагрузки

Таблица 4.8

Параметры деформирования ствола сваи и ее основания

№	P, МН	S <sub>v</sub> , мм	l <sub>f</sub> , см	ΔP <sub>b</sub> , кН	Δl <sub>f, b</sub> , м	f <sub>b</sub> , кПа
139	0,1	0,015	788	100	7,88	9,1
	0,2	0,042	1117	100	3,29	21,7
	0,3	0,068	1208	100	0,91	78,7
	0,4	0,0935	1254	100	0,39	182
	0,46	0,109	1264	60	0,17	250
	-	-	-	460	12,64	26,0
171	0,1	0,006	501	100	5,01	13,2
	0,2	0,021	906	100	4,05	17,6
	0,3	0,038	1102	100	1,96	53,8
	0,4	0,054	1164	100	0,62	114,9
	0,5	0,070	1211	100	0,47	151,5
	0,61	0,088	1260	110	0,49	159,4
	-	-	-	610	12,6	34,6

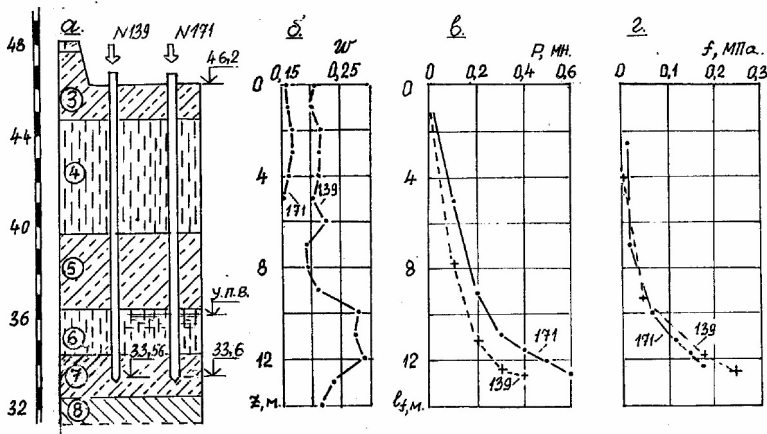


Рис. 4.8. Результаты определения сил бокового трения на отдельных фрагментах длины сваи: а) геологическое строение участка: 3;5 – суглинок лессовый; 4;6 – супесь лессовая; 7 – суглинок лессовый, низкопористый; 8 – суглинок тяжелый; б) графики влажности по глубине; в) графики зависимости длины сжатого участка от нагрузки; г) значения сил бокового трения по длине ствола сваи

Предельное значение сил трения по боковой поверхности сваи, погруженной без лидерной скважины, составило 460 кН, а в увлажненный грунт через скважину – 610 кН. Увлажнение грунта вокруг стенок скважины способствовало повышению сплошности сопряжения окружающего грунта с боковой поверхностью ствола и, как следствие, повышению несущей способности сваи.

По значению упругой составляющей от общей деформации ствола сваи определена длина ее сжатого участка для каждой ступени нагрузки. Полученные данные позволили определить значения сил бокового трения в пределах отдельных фрагментов длины ствола для состояния покоя – неподвижности ствола относительно окружающего его грунта. Результаты определений приведены в табл. 4.8 и на рис. 4.8, з.

Среднее значения предельного сопротивления трению по боковой поверхности у сваи, погруженной через лидерную скважину, составило 34,6 кН, а сваи без лидирования – 26 кН. Значения сил бокового трения в пределах глубины слоя лесса составили соответственно 13,2 и 9,1 кПа.

#### **4.4. Дифференциальная оценка повышения сил бокового трения во времени**

По результатам наблюдений, проведенных многими исследователями, использован интегральный подход к оценке возрастания нагрузки на сваи во времени. По результатам испытаний с различным периодом «отдыха» несущая способность сваи определялась по измерениям нарастания осадки от нагрузки. Результаты измерений позволили определить количественные значения средневзвешенных показателей сил бокового трения, не учитывающих их изменений в пределах слоев, пройденных свай.

Применение методики циклически возрастающей нагрузки позволило определить силы бокового трения вдоль отдельных фрагментов длины ствола, прорезающего многослойную грунтовую толщу. Ее использование, при испытаниях свай с разным периодом «отдыха», позволило получить дифференциальные данные о влиянии времени на возрастание сил трения для разных генетических видов грунтов.

Испытания выполнены в грунтовых толщах, представленных лессовыми, водонасыщенными суглинками и супесями, подстилаемыми тяжелыми суглинками, залегающими над слоем

красно-бурых глин, покрывающих понтические известняки. Количество горизонтов лессовых разностей основания зависит от условий их генезиса и в пределах Одесского региона их количество колеблется от двух до шести.

По результатам проведенных испытаний, подлежащих последующим уточнениям, установлено влияние времени на значения сил трения вдоль боковой поверхности ствола в пределах ИГЭ, пройденных сваей. Так, в пределах водонасыщенных слоев лессовых суглинков и супесей не отмечено существенных изменений сил бокового трения во времени. В слоях тяжелых суглинков, залегающих на красно-бурых глинах, зафиксировано возрастание их значений.

Ниже приведены результаты исследований, выполненных по методике циклически возрастающей нагрузки [167;176].

В г. Ильичевске, Одесской области испытаны две сваи, с поперечным сечением 0,35 м., длиной 16 м., через 33 и 69 суток после их забивки. Геологическое строение участка показано на рис. 4.10, а, а показатели свойств грунтов – в табл. 4.9 [179].

По результатам измерений построены графики зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки (рис. 4.9, а). Первая ветвь графика характеризует упругое сжатие ствола по всей длине сваи.

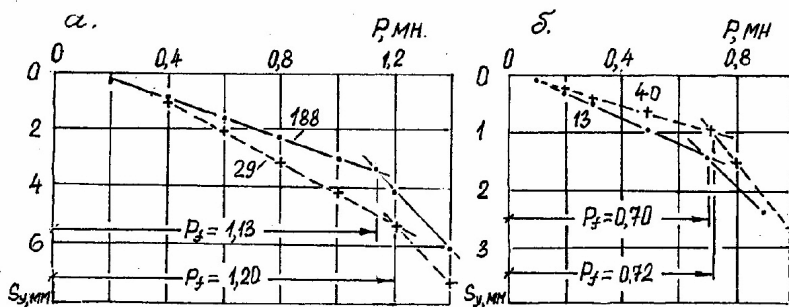


Рис. 4.9. Графики упругой составляющей осадки от нагрузки

По полученным измерениям определены параметры совместного деформирования ствола сваи и окружающих грунтов по зависимостям, приведенным в п. 4.2.1. Результаты расчетов приведены в табл. 4.10, а на рис. 4.10, б, в, г - графики зависимости глубины сжатого участка от нагрузки и графики значений бокового трения для каждого фрагмента длины сваи.

Таблица 4.9

Показатели свойств грунтов									
№ ИГЭ	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w_L$ -	$w_p$ -	$I_L$ -	$S_r$ -	E МПа	$\varphi$ град	c кПа
г. Ильичевск, Одесской области.									
2	2,69	1,44	0,34	0,21	0,05	0,68	14/8	22	22
3	2,67	1,40	0,25	0,18	>1	0,81	4	17	8
4	2,68	1,42	0,33	0,21	0,24	0,72	13	22	22
5	2,67	1,40	0,26	0,18	>1	0,80	4	17	8
6	2,68	1,41	0,30	0,20	0,30	0,62	10	17	15
7	2,67	1,40	0,25	0,18	>1	0,80	4	17	8
8	2,72	1,53	0,38	0,23	0,0	0,80	16	23	25
9	2,73	1,63	0,40	0,22	<0	0,81	23	19	50
г. Южный, Одесской области									
2	2,70	1,50	0,33	0,21	<0	0,68	12/8	20	24
3	2,69	1,46	0,28	0,20	1,13	0,93	4	20	6
4	2,70	1,61	0,34	0,22	0,17	0,96	13	18	23
5	2,69	1,54	0,28	0,20	0,50	0,87	7	15	9
6*	2,72	1,57	0,42	0,26	<0	0,93	14	21	35
7	2,73	1,55	0,46	0,27	<0	0,93	20	18	30
г. Одесса									
2	2,69	1,40	0,30	0,18	0,08	0,55	8/5	19	20
3	2,68	1,44	0,29	0,19	0,34	0,69	6	21	21
3 <sub>з</sub>	2,68	1,50	0,29	0,19	0,80	0,95	4	13	15
6	2,69	1,59	0,37	0,22	0,07	0,88	12	14	26
6 <sub>а</sub>	2,70	1,61	0,40	0,24	0,0	0,95	20	21	30
7	2,72	1,45	0,53	0,30	0,0	0,92	17	19	44

Примечания: 6\* - для ИГЭ 6 и 6<sub>а</sub> в изысканиях приведены одинаковые показатели; 3<sub>з</sub> – показатели ниже уровня подземных вод.

Сводный график изменения сил трения по глубине для двух испытанных свай приведен на рис. 4.10, д. Из графика и табл. 4.10 видно, что в пределах водонасыщенных лессовых грунтов (до кровли ИГЭ-8) значения сил трения для испытанных свай практически совпадают. В этих пределах приращения сил сопротивления по боковой поверхности во времени не выявлено.

На участке длины в пределах ИГЭ-8 значение сил трения по боковой поверхности у сваи испытанной через 69 дней примерно в 1,5 раза больше, чем у сваи. испытания которой проведены через 33 дня.

При этом среднее значение повышения сил трения по боковой поверхности у сваи с большим периодом отдыха составило 3% (см. табл. 4.10).

Таблица 4.10

Параметры деформирования ствола сваи и грунтов основания

№	P, МН	S <sub>v</sub> , мм	l <sub>f</sub> , см	ΔP <sub>i</sub> , кН	Δl <sub>f i</sub> , см	f <sub>i</sub> , кПа
г. Ильичевск.						
77 (2)	0,2	0,19	464	200	464	31,5
	0,4	0,72	937	200	473	30,2
	0,6	1,42	1238	200	301	47,5
	0,8	2,23	1470	200	234	61,0
	1,1	3,22	1544	300	74	288
	-	-	-	1100	1544	50,9
188 (3)	0,2	0,29	699	200	699	20,4
	0,4	0,85	1052	200	353	40,5
	0,6	1,60	1336	200	284	50,3
	0,8	2,26	1419	200	83	172
	1,13	3,46	1540	330	121	195
	-	-	-	1130	1540	52,4
г. Южный						
29	0,4	1,03	822	400	822	34,8
	0,6	2,10	1144	200	322	44,4
	0,8	3,19	1312	200	168	85,0
	1,0	4,20	1382	200	70	204,1
	1,2	5,27	1440	200	58	246,3
	-	-	-	1200	1440	59,5
г. Одесса						
40 (2)	0,1	0,10	298	100	298	24
	0,2	0,31	490	100	192	37
	0,3	0,54	576	100	86	83
	0,5	0,98	632	200	56	256
	0,7	1,41	650	200	18	800
	-	-	-	700	650	76,9
188 (3)	0,1	0,09	429	100	429	16,7
	0,2	0,22	533	100	104	68,5
	0,3	0,37	604	100	71	101,0
	0,5	0,65	639	200	35	410,0
	0,72	0,96	657	220	18	880,0
	-	-	-	720	657	78,3

Примечание. В первом столбце показан номер технологической сваи, а в скобках – номер испытания.



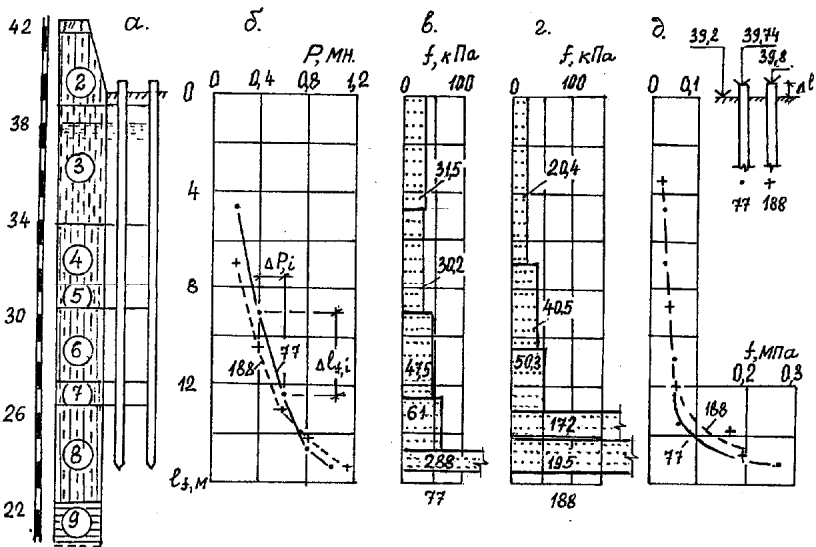


Рис. 4.10. Графики напряженно-деформированного состояния сваи и основания на участке в г. Ильичевске: а) геологическое строение участка: 2;4;6 – суглинки лессовые; 3;5;7 – супеси лессовые; 8 – суглинок; 9 – глина

В г. Южном, Одесской обл. свая с поперечным сечением 0,35 м., длиной 15 м., испытана через 72 суток после ее забивки. Геологическое строение участка показано на рис. 4.11, а показатели свойств грунтов – в табл. 4.9.

По полученным данным построен график зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки (рис. 4.9, а), по которому определена нагрузка, соответствующая предельному значению сил бокового трения (первая ветвь графика). По приведенным выше зависимостям определены параметры деформирования ствола сваи и сопротивления грунтов основания трению по боковой поверхности. Результаты расчетов приведены в табл. 4.10. На рис. 4.11, б; в приведены график зависимости глубины сжатого участка от нагрузки и эпюры упругих деформаций по глубине ствола для каждой ступени нагрузки.

На рис. 4.11, г показана зависимость изменений предельных значений сил бокового трения по глубине для отдельных фрагментов длины ствола.

Значения сил бокового трения в пределах водонасыщенных лессовых грунтов, приведенные на рис. 4.10, д, близко совпадают с результатами данных испытаний (рис. 4.11, г), независимо от

длительности «отдыха» свай. Совпадение данных сопротивления по боковой поверхности в пределах тяжелого суглинка (соответственно ИГЭ - 8 и 6) наблюдается у свай с примерно равной длительностью «отдыха».

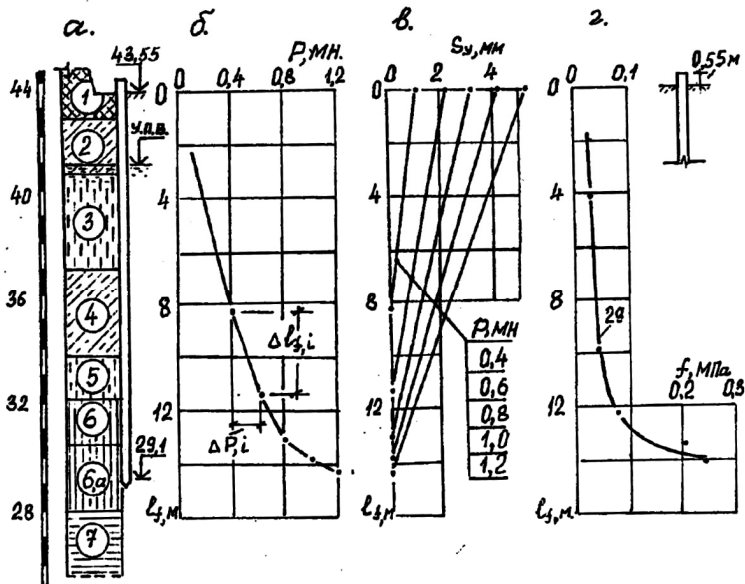


Рис. 4.11. Развитие деформаций вдоль ствола свай на участке в г. Южном: а) геологическое строение участка: 2;4;6 – суглинок лессовый; 6;6<sub>а</sub> – суглинок тяжелый; 7 – глина; б) зависимость длины сжатого участка свай от нагрузки; в) эпюры упругих деформаций ствола от нагрузки; г) график изменения сил трения по глубине

На одном из строительных участков в г. Одессе проведены испытания двух свай сечением 0,35 м., длиной 7 м., через 13 месяцев после их погружения задавливанием. Геологическое строение участка показано на рис. 4.12 а, а показатели свойств грунтов – в табл. 4.9.

Результаты определения параметров деформирования ствола свай и окружающего грунта приведены в табл. 4.10. На рис. 4.12, б приведены графики зависимости глубины сжимаемого участка ствола от нагрузки.

Изменение предельных значений сил бокового сопротивления вдоль ствола свай показаны на рис. 4.12, в. В пределах лессовой супеси не отмечено увеличения сопротивления трению по боковой поверхности. На его значение не оказывает влияние длительность

«отдыха». В пределах суглинка (ИГЭ-6;6<sub>а</sub>) трение по боковой поверхности через 13 месяцев достигло значения 0,85 МПа, что значительно выше максимального значения, полученного через 2 – 2,5 месяца после забивки свай, равного 0,2 – 0,25 МПа (см рис. 4.10, д и 4.11, з).

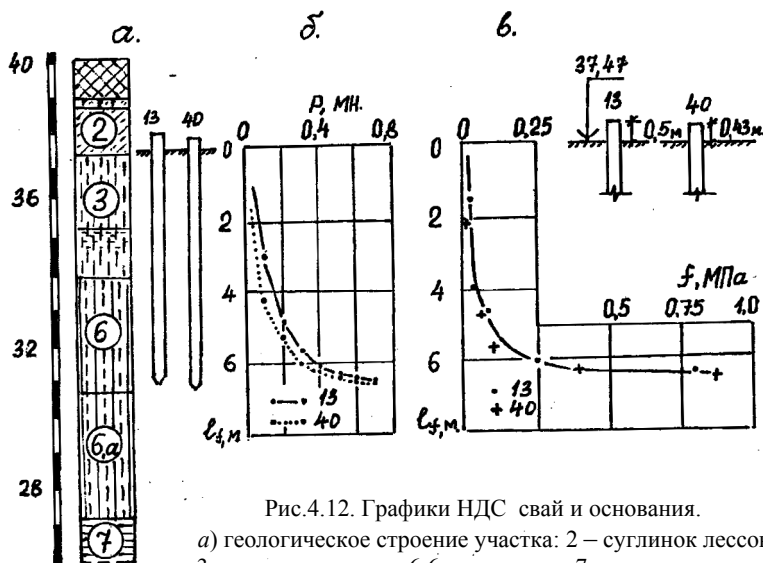


Рис.4.12. Графики НДС свай и основания.

а) геологическое строение участка: 2 – суглинок лессовый; 3 – супесь лессовая; 6;6<sub>а</sub> – суглинки; 7 – глина.

#### 4.5. Определение предельного сопротивления грунтов основания при вдавливании свай

В действующих нормативных документах и стандартах [78; 143] нет четкого критерия для определения предельной величины вдавливающей нагрузки на сваю прямыми измерениями. За ее частное значение рекомендуется принимать нагрузку: а) вызывающую непрерывное нарастание осадки или б) соответствующую осадке, равной 20% от ее предельного значения для проектируемого сооружения. В этом случае ее значение будет определяться не предельным состоянием грунтов основания, а величиной допустимых деформаций конкретного объекта. Оно будет не фактическим, а условным.

Метод циклических испытаний грунтов сваями [99], предложенный для сокращения их длительности, также не позволяет определить

величину предельного сопротивления основания прямыми, измерениями. Контрольные испытания грунтов буронабивными сваями проведенные по предложенной и стандартной методикам, показали заниженные значения несущей способности, определенной методом циклических испытаний [27].

Нами апробирована методика определения предельного сопротивления основания путем достижения его равновесия с нагрузкой, передаваемой свайей. С этой целью последнюю ступень, соответствующую «срыву» свай, выдерживают при постоянстве нагрузки в течение 3–5 минут, до получения приращения осадки, равной 5...7 мм. С момента прекращения поддержки постоянного давления в камере домкрата начинается процесс релаксации напряжений, сопровождающийся стабилизацией осадки в быстро затухающем режиме, вызывающий снижение давления в гидравлической системе силовой установки. Предельной является нагрузка, соответствующая наступившему равновесию. Для контроля полученного результата производится повторное приложение последней ступени нагрузки с аналогичным режимом ее выдерживания.

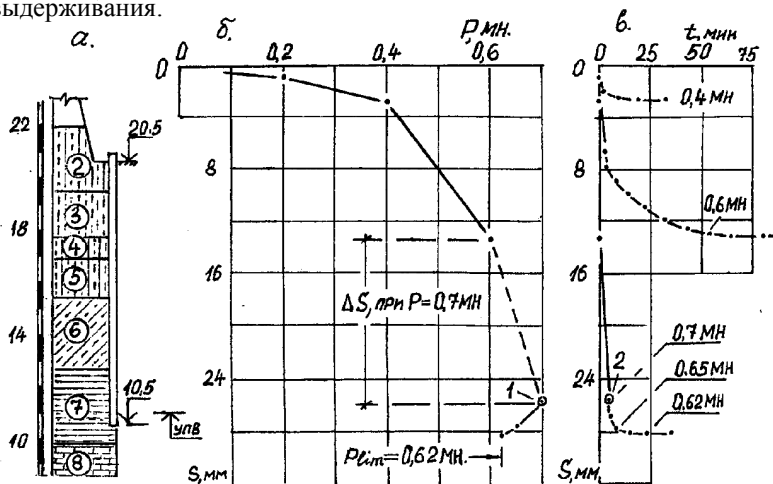


Рис. 4.13. Определение предельной нагрузки на буронабивную сваяю:  
 а. Геологическое строение участка: 2;4;5;6 – суглинки лессовые; 3 – супесь лессовая. б. График зависимости осадки сваи от нагрузки: 1 – прекращение подкачки гидросистемы домкрата;  $\Delta s$  – приращение осадки в процессе «срыва». в. Графики нарастания осадки сваи от каждой ступени нагрузки: 2 – начало стабилизации осадки при снижении нагрузки

Экспериментальная проверка этой методики выполнена при полевых испытаниях буронабивных и призматических свай. Ниже приведены результаты двух таких испытаний.

Буронабивная свая диаметром 0,4 м, длиной 10 м изготовлена на участке строительства жилого дома, высотой 14 этажей в г. Ильичевске. Геологическое строение участка застройки представлено на рис. 4.13, а, а показатели свойств грунтов в табл. 4.11.

Таблица 4.11

### Характеристики грунтов

№ ИГЭ	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w_L$ -	$w_p$ -	$I_L$ -	$S_r$ -	E МПа	$\phi$ град.	c кПа
г. Ильичевск Одесской области									
2	2,69	1,46	0,31	0,19	<0	0,48	10 / 6	18	16
3	2,71	1,39	0,29	0,20	<0	0,52	8 / 4	16	14
4	2,71	1,51	0,31	0,22	<0	0,68	12 / 7	18	17
5	2,69	1,50	0,39	0,23	0,31	0,91	9	20	20
6	2,72	1,57	0,42	0,23	0	0,85	14	19	34
7	2,74	1,61	0,54	0,27	<0	0,99	15	18	46
г. Одесса									
2	2,69	1,44	0,31	0,20	0,0	0,62	9 / 7	18	20
3	2,68	1,39	0,26	0,19	1,28	0,81	4	12	14
4	2,69	1,51	0,32	0,20	0,17	0,76	9	16	22
5	2,68	1,43	0,27	0,19	0,75	0,77	5	14	20

При испытаниях нагрузка прикладывалась ступенями. Повышением нагрузки до 0,7 МН вызвано непрерывное нарастание осадки («срыв» свай). При ее приращении, превысившем 10 мм, прекращена поддержка постоянства давления в гидросистеме силовой установки. Процесс стабилизации деформаций, сопровождавшийся снижением давления в камере домкрата, явился следствием достижения равновесия между сопротивлением грунтов основания и стабилизировавшейся нагрузкой, приложенной к свае. В проведенном исследовании, результаты которого показаны на рис. 4.13, равновесие достигнуто при нагрузке 0,62 МН, значение которой принято за предельное.

Призматическая свая с размерами поперечного сечения 0,3 м, длиной 9 м погружена задавливанием на одном из участков застройки в г. Одессе. Геологическое строение основания приведено на рис. 4.14, а, а показатели свойств грунтов – в табл. 4.11.

При испытании нагрузка прикладывалась ступенями. После стабилизации деформаций при нагрузке 0,45 МН ее значение увеличено до 0,5 МН, при котором отмечено непрерывное нарастание осадки. При достижении ее приращения около 7 мм, прекращено поддержание постоянства давления в камере домкрата.

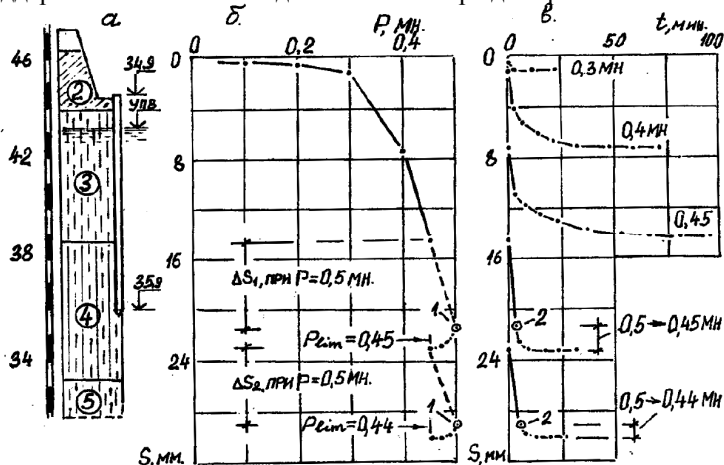


Рис. 4.14. Определение предельной нагрузки призматической сваи: а. Геологическое строение участка: 2;4 – лессовые суглинки; 3;5 – лессовые супеси. б. График зависимости осадки от нагрузки: 1 – прекращение подкачки гидросистемы силовой установки. в. Графики нарастания осадки сваи во времени от каждой ступени нагрузки: 2 – начало стабилизации осадки при снижении нагрузки после «срыва»

Снижение нагрузки на сваю сопровождалось быстро затухающим процессом стабилизации деформаций ниже ее подошвы. За предельную принята нагрузка, уравновешенная силами сопротивления грунтов основания, составившая 0,45 МН. Ее повторное приложение продолжалось до получения приращения осадки около 6 мм. Прекращение подкачки гидросистемы вызвало ее снижение. Равновесие достигнуто при нагрузке 0,44 МН. Результаты исследований приведены на рис. 4.14.

#### 4.6. Процессы совместного деформирования буронабивной сваи и грунтов основания

Условия технологии изготовления буронабивной сваи оказывают

влияние на ее совместную деформацию с грунтами основания. Существенное значение имеет качество выполнения работ: подготовка забоя скважины и укладка бетонной смеси.

После проходки скважины в ее забое остается шлам – рыхлый грунт – заполняющий нижнюю часть скважины и коническую полость от наконечника бурового инструмента (рис. 4.18, д).

Подготовка забоя производится путем уплотнения рыхлого грунта либо втрамбовыванием щебня или сухой бетонной смеси в забой скважины с целью формирования уплотненного ядра. В первом случае применяются трамбовки весом, при котором статическое давление по их подошве составляет 15...20, а во втором – 30...40 кПа.

Примыкание боковой поверхности ствола сваи к грунтам ненарушенной структуры происходит на контакте со стенками скважины в процессе твердения бетона. Сплошность примыкания зависит от качества укладки бетонной смеси.

В лесовых грунтах наблюдается снижение несущей способности сваи при их насыщении водой. Степень снижения зависит от грунтовых условий. На ее значение оказывает влияние мощность прорезаемых просадочных грунтов и условий заглубления подошвы в непросадочный грунт.

На участках застройки жилых 10-этажных крупнопанельных домов в г. Одессе по ул. Парковой проведены испытания грунтов буронабивными сваями диаметром 0,45 м. Три испытания выполнены одной опытной свайей, а два контрольных - в свайном поле объекта. При испытаниях применена методика циклически возрастающей нагрузки [171].

Таблица 4.12

Характеристики грунтов.

№ ИГЭ	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	w -	w <sub>L</sub> -	w <sub>p</sub> -	S <sub>r</sub> -	E МПа	φ град.	c кПа
2	2,69	1,41	0,17	0,29	0,18	0,51	9 / 6	20	18
3	2,66	1,39	0,16	0,26	0,19	0,47	5 / 3	18	10
4	2,70	1,50	0,17	0,28	0,19	0,57	10 / 7	20	20
5	2,69	1,42	0,20	0,27	0,20	0,60	7 / 4	19	12
6	2,71	1,52	0,24	0,39	0,22	0,83	15	20	40

Перед бетонированием ствола выполнено уплотнение рыхлого грунта в забое скважины трамбовкой, вес которой соответствовал давлению по ее подошве около 12 кН. Геологическая колонка участка

возле опытной сваи показана на рис. 4.15, а показатели физико-механических свойств грунтов в табл. 4.12.

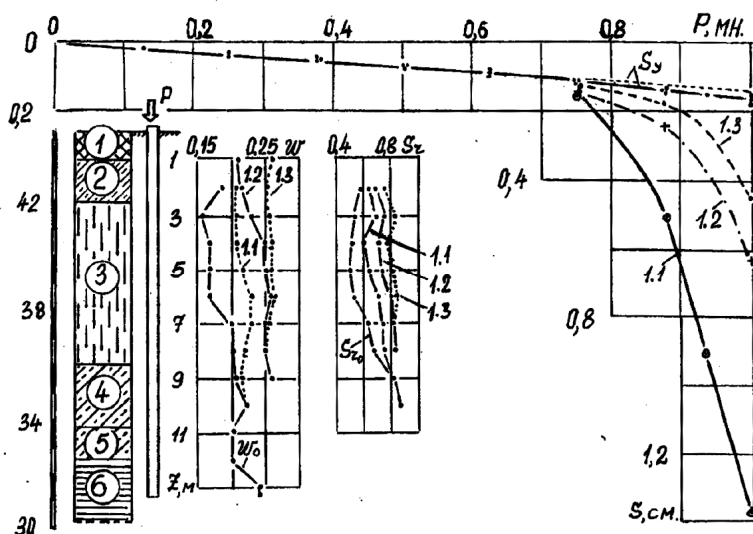


Рис. 4.15. Основные результаты исследований. Геологическое строение: 2;4 – лессовые суглинки; 3;5 – лессовые супеси; 6 – суглинок низкопористый. Влажность и степень влажности грунта до начала и в процессе испытаний. Графики зависимости осадки от нагрузки

Испытание опытной сваей длиной 13,5 м проведено за пределами контура здания с локальным замачиванием основания в соответствии с рекомендациями ГОСТ - 20206 [78]. Этой сваей проведено три испытания с интервалом между ними около одного месяца. Перед каждым испытанием проведено предварительное замачивание основания: перед первым испытанием в течение трех недель и по две недели перед каждым последующим. Данные о возрасте бетона свай в день испытаний и расхода воды при замачивании приведены в табл. 4.13.

На рис. 4.15 показаны значения влажности и степени влажности по глубине, определенные до начала замачивания и в день проведения испытаний. Здесь же приведены графики зависимости осадки от нагрузки по результатам испытаний.

В каждом последующем испытании, с повышением влажности



грунтов верхних горизонтов, отмечено снижение среднего значения сил трения по боковой поверхности и повышение давления по подошве сваи.

Таблица 4.13

Показатели конечных результатов деформирования свай и основания

№	P МН	s мм	P <sub>Г</sub> МН	P <sub>Р</sub> МН	E <sub>с</sub> · 10 <sup>3</sup> МПа	f <sub>ср.</sub> кН/м <sup>2</sup>	t сут.	Q м <sup>3</sup>
1.1	1,0	13,73	0,75	0,25	31,14	39,4	82	80
1.2	1,0	6,28	0,67	0,33	31,38	35,3	119	45(125)
1.3	1,0	4,52	0,63	0,37	33,41	33,1	148	40(165)
19	1,0	11,79	0,78	0,22	29,90	39,5	21	-

Примечания: P; P<sub>Г</sub>; P<sub>Р</sub> – нагрузка на сваю, боковую поверхность и подошву; s – осадка сваи; E<sub>с</sub> – модуль упругости сваи; f<sub>ср.</sub> – среднее значение трения по боковой поверхности; t – возраст бетона сваи; Q – расход воды при локальном замачивании до начала испытаний и в скобках – общий.

Уменьшение осадки во втором и третьем испытаниях можно объяснить повышением плотности ниже подошвы сваи в результате формирования уплотненного ядра при перемещении ствола в каждом предыдущем испытании. В табл. 4.13 приведены общие данные, полученные в проведенных исследованиях.

На рис. 4.16 приведены графики нарастания упругой составляющей осадки сваи и грунтов основания при увеличении нагрузки. Точка перелома двух ветвей графика соответствует предельному значению сил бокового трения, после которого упругая составляющая измеренной осадки является суммой упругих деформаций ствола и грунта ниже подошвы сваи.

По данным измерений в проведенных испытаниях определены значения длины сжатого участка ствола для каждой ступени нагрузки. По полученным зависимостям определены силы бокового трения на отдельных фрагментах длины сваи по зависимостям, приведенным в п. 4.2. Результаты расчетов приведены в табл. 4.14 и на рис. 4.17.

Самые низкие значения сил бокового трения отмечены в пределах слоя лесса (ИГЭ - 3), величина которых повышается в пределах слоя низкопористого суглинка (ИГЭ - 6). Графики длины сжимаемого участка для каждой сваи приведены на рис. 4.17,б по которым определены изменения сил бокового трения по длине ствола.

В проведенных исследованиях, с повышением степени влажности, отмечено снижение средних значений сил бокового трения на 18%.

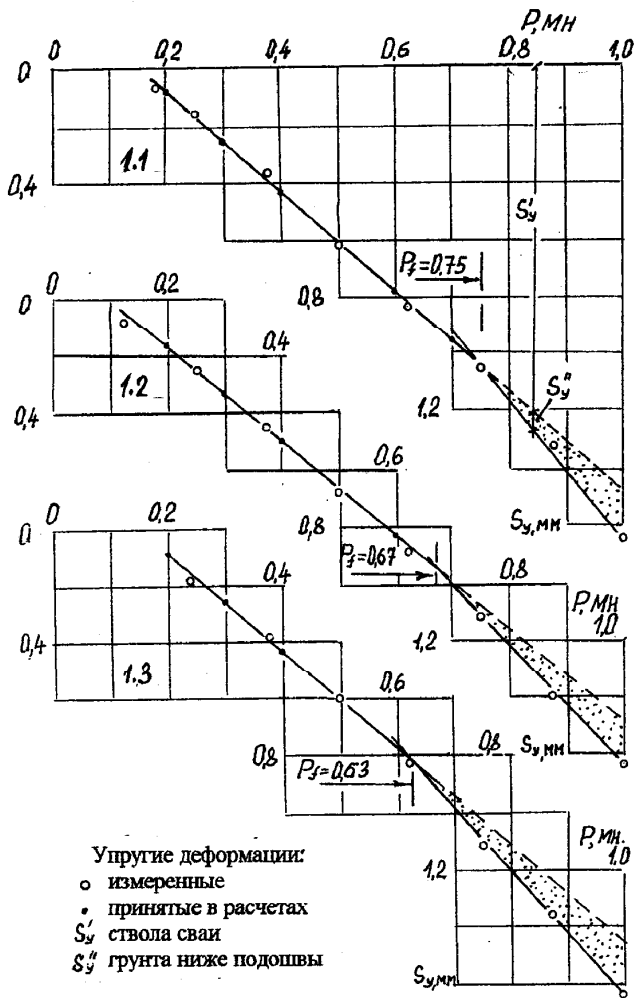


Рис. 4.16. Графики зависимости упругой составляющей деформации ствола сваи и грунта ниже ее подошвы

График изменения сил бокового трения по глубине по результатам трех испытаний одной сваи приведен на рис. 4.17, е.

Часть нагрузки, приложенной к свае, превышающей силы трения по боковой поверхности, передается подошвой на грунт основания,

представленный уплотненным шламом в забое скважины и природным грунтом несущего слоя.

Таблица 4.14

Параметры упругого деформирования ствола сваи

№	P, МН	S <sub>v</sub> , см	l <sub>f</sub> , см	ΔP <sub>i</sub> , кН	Δl <sub>f, i</sub> , м	f <sub>i</sub> , кПа
1.1	0,2	0,009	386	200	3,86	36,7
	0,3	0,036	842	100	4,56	15,6
	0,4	0,043	1009	100	1,67	42,5
	0,5	0,061	1164	100	1,55	45,7
	0,6	0,079	1254	100	0,90	78,7
	0,7	0,097	1322	100	0,68	104,0
	0,75	0,106	1350	50	0,28	128,2
					750	13,5
1.2	0,2	0,015	697	200	6,97	20,4
	0,3	0,033	1048	100	3,51	20,2
	0,4	0,049	1174	100	1,26	79,4
	0,5	0,066	1268	100	0,94	75,2
	0,6	0,0825	1321	100	0,53	133,0
	0,67	0,094	1350	70	0,29	171,0
					670	13,5
1.3	0,2	0,009	374	200	3,74	37,9
	0,3	0,026	872	100	4,98	14,2
	0,4	0,043	1086	100	2,14	33,1
	0,5	0,061	1252	100	1,66	42,7
	0,63	0,083	1350	130	0,98	94,8
					630	13,5
19	0,2	0,012	520	200	5,20	27,3
	0,3	0,0135	1056	100	5,36	13,2
	0,4	0,052	1176	100	1,20	5,92
	0,5	0,070	1281	100	1,05	6,76
	0,6	0,087	1329	100	0,48	14,7
	0,78	0,119	1400	180	0,71	18,0
					780	14,0

Следствием деформирования грунта ниже подошвы сваи является перемещение ее ствола относительно окружающего грунта. Пренебрегая остаточной деформацией ствола сваи, имеющей значения на порядок ниже ее упругой части, за осадку подошвы сваи можно принять величину остаточной составляющей осадки, измеренную при проведении испытаний.

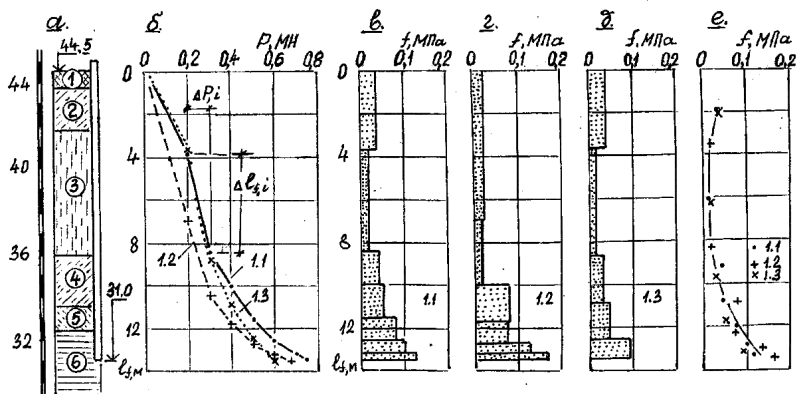


Рис. 4.17. Графики изменения сил бокового трения по длине ствола опытной сваи: а) геологическая колонка; б) зависимости сжимаемого участка от нагрузки; в; г; д) значения сил бокового трения на отдельных участках длины ствола сваи; е) значения сил трения по длине ствола

На рис. 4.18 а; б; в приведены графики зависимости полной и остаточной величины осадки от нагрузки, превышающей силы трения по боковой поверхности. Давление по подошве сваи определено как частное от деления нагрузки на площадь поперечного сечения сваи.

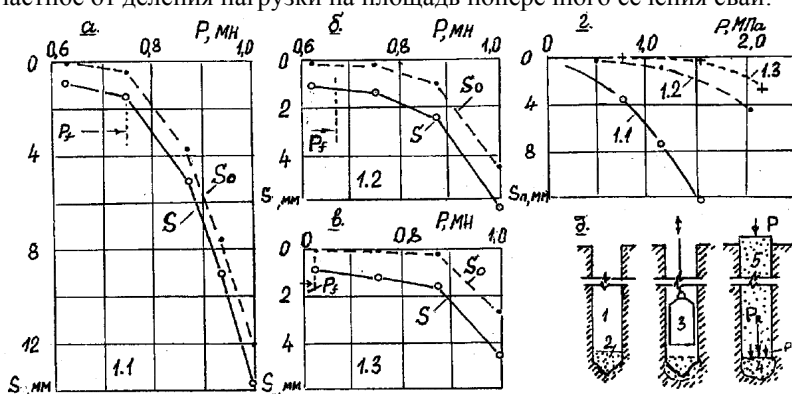


Рис. 4.18. Графики деформирования грунта ниже подошвы сваи: а; б; в) зависимости осадки и ее остаточной составляющей от нагрузки при  $P > P_f$ ; г) зависимость осадки ствола сваи от давления по ее подошве; д) схема подготовки забоя скважины: 1 – скважина; 2 – шлам; 3 – трамбовка; 4 – уплотненный грунт; 5 – свая

В табл. 4.15 и на рис. 4.18 приведены расчеты и зависимости осадки подошвы сваи от давления. Из графиков видно, что в каждом последующем испытании величина осадки, при конечной ступени нагрузки, равной 0,1 МН, снижается, несмотря на повышение давления по подошве сваи. Этот факт является следствием формирования зоны деформации в основании сваи при каждом предыдущем ее нагружении.

Таблица 4.15

Результаты определения деформаций в основании подошвы сваи

№	P, МН	P <sub>R</sub> , МН	p, МПа	Осадка, мм		
				S	S <sub>0</sub>	S <sub>y</sub>
1.1	0,75	0,0	0,0	1,52	0,46	1,06
	0,875	0,125	0,79	5,11	3,80	1,31
	0,937	0,187	1,18	9,06	7,56	1,50
	1,0	0,25	1,57	13,73	12,09	1,64
1.2	0,67	0,0	0,0	1,14	0,18	0,97
	0,75	0,08	0,5	1,36	0,22	1,14
	0,875	0,21	1,29	2,40	1,0	1,40
	1,0	0,33	2,08	6,28	4,6	1,68
1.3	0,63	0,0	0,0	0,86	0,03	0,83
	0,75	0,12	0,76	1,19	0,06	1,13
	0,875	0,25	1,54	1,68	0,32	1,36
	1,0	0,37	2,33	4,52	2,90	1,62
19	0,8	0,02	0,12	3,40	2,13	1,27
	0,9	0,12	0,76	7,10	5,52	1,58
	1,0	0,22	1,38	11,79	9,90	1,89

Аналогичные результаты получены при испытаниях грунтов технологическими сваями диаметром 0,45 м, длиной 14 м. В свайном поле одного из зданий, расположенных вблизи участка для испытания опытных свай, проведены контрольные испытания двух свай вертикальной вдавливающей нагрузкой в грунтах с природной влажностью. Геологическое строение возле сваи № 19 и показатели свойств грунтов совпадают с приведенными параметрами на рис. 4.20 а и в табл. 4.12.

Результаты испытаний (рис. 4.19) представлены на графиках нарастания деформаций ствола сваи и грунтов ниже ее подошвы в процессе увеличения нагрузки.

По графику зависимости упругой части осадки от нагрузки, приведенному на рис. 4.19,б, определено ее предельное значение, уравновешенное силами бокового трения. Ее величина соответствует точке пересечения двух ветвей графика упругих деформаций. По результатам измерений вычислена длина сжатого участка сваи при каждой ступени нагрузки, график зависимости которой построен на рис. 4.20, б. По полученным данным определены значения сил трения на отдельных фрагментах длины сваи и их изменения по длине ствола. Результаты расчетов сведены в табл. 4.14 и показаны на рис. 4.20 в,г.

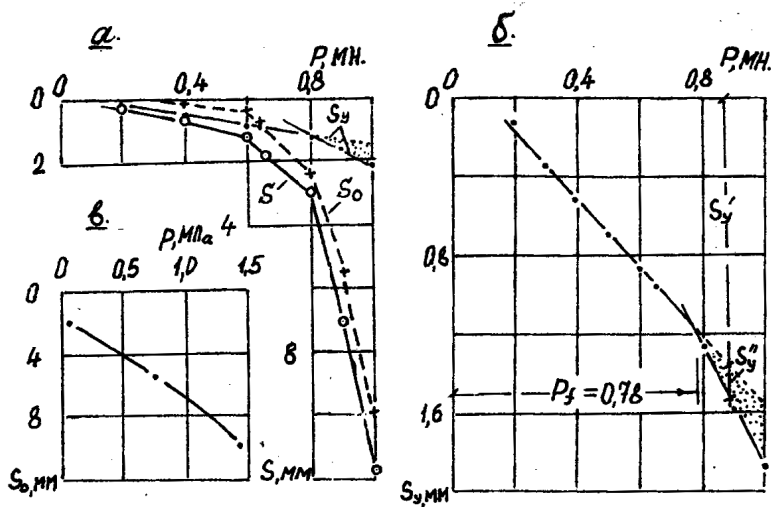


Рис. 4.19. Результаты измерений деформаций сваи и грунтов основания: а) зависимость осадки и ее упругой и остаточной составляющих от нагрузки; б) график зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки; в) график зависимости осадки подошвы сваи от давления

В табл. 4.15 приведены значения давлений, передаваемых подошвой сваи на грунт основания частью нагрузки, превышающей силы бокового трения. На рис. 4,19,в представлен график зависимости остаточной части осадки от давления по подошве ствола.

Значение остаточной составляющей осадки подошвы сваи определяет величину перемещения ствола относительно окружающего грунта.

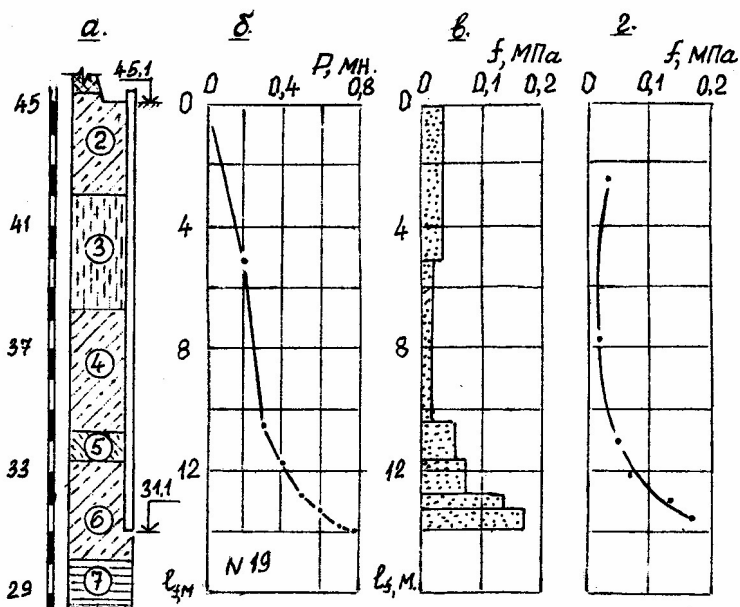


Рис. 4.20. Результаты определения сил бокового трения по длине сваи: а) геологическая колонка: 2;4 – суглинки лессовые, высокопористые; 3;5 – супеси лессовые, высокопористые; 6 – суглинок низкопористый; 7 – глина; б) графики зависимости длины сжатого участка от нагрузки; в ; г) средние значения сил трения по боковой поверхности на отдельных фрагментах сваи и их изменение по длине ствола

#### 4.7. Результаты комплексных исследований грунтов сваями для определения параметров их предельного состояния

На участке строительства комплекса зданий по ул. Затонского и Крымского бульвара в г. Одессе проведены исследования грунтов сваями, с размером поперечного сечения 0,35 м., длиной 12 м., на вертикальную вдавливающую и выдергивающую нагрузки. Геологическое строение участка представлено на рис. 4.23, а показатели свойств грунтов в табл. 4.16. Уровень подземных вод в период испытаний залегал на глубине 1,8 м. ниже отметки природного рельефа [180].

По результатам исследований определены предельные значения нагрузок на сваю, боковую поверхность ствола и грунты ниже острия.

Таблица 4.16

## Характеристики грунтов

Показатели свойств грунтов	Номер инженерно - геологического элемента						
	1	2	3	4	5	6	7
$\rho_{s_s}$ , г/см <sup>3</sup>	2,70	2,69	2,69	2,70	2,71	2,71	2,73
$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	1,41	1,38	1,53	1,52	1,57	1,59	1,58
$w$ -	0,21	0,28	0,22	0,23	0,22	0,22	0,24
$w_L$ -	0,32	0,27	0,29	0,28	0,33	0,35	0,40
$w_p$ -	0,20	0,19	0,17	0,19	0,18	0,19	0,21
$E_{sab}$ , МПа	6	3	7	5	10	12	15
$\phi$ , град	18	15	17	16	19	20	20
$c$ , кПа	15	6	18	9	24	36	41

4.7.1. *Предельная нагрузка на сваю.*

Предельная нагрузка на сваю определена достижением ее равновесия с силами сопротивления грунтов основания. Равновесие достигается после прекращения подкачки гидросистемы силовой установкой при достижении критической нагрузки, соответствующей «срыву» сваи. Снижение давления в камере домкрата сопровождается быстрым процессом стабилизации деформаций основания.

На рис. 4.21 и в табл. 4.17 приведены результаты определения предельной нагрузки, полученные при испытаниях грунтов сваями на четырех объектах.

4.7.2. *Определение предельного значения сил бокового трения.*

Значение предельной нагрузки, уравновешенной силами бокового трения, при сохранении неподвижности ствола, определено при испытаниях грунтов сваями вертикальной вдавливающей и выдергивающей нагрузками.

В первом случае ее значение получено по точке пересечения первой и второй ветвей упругих составляющих деформаций. По величине предельной нагрузки, с учетом веса сваи, определены средние значения сил трения по боковой поверхности испытанных свай. Результаты определений приведены на рис. 4.21 и в табл. 4.18.

Одновременно проведены исследования грунтов опытной свай на вертикальную, выдергивающую нагрузку. Испытания выполнены в непосредственной близости от сваи 462 дважды. Первый раз – через 11 дней после ее погружения и второй раз – повторно, через 12 дней после первого испытания.



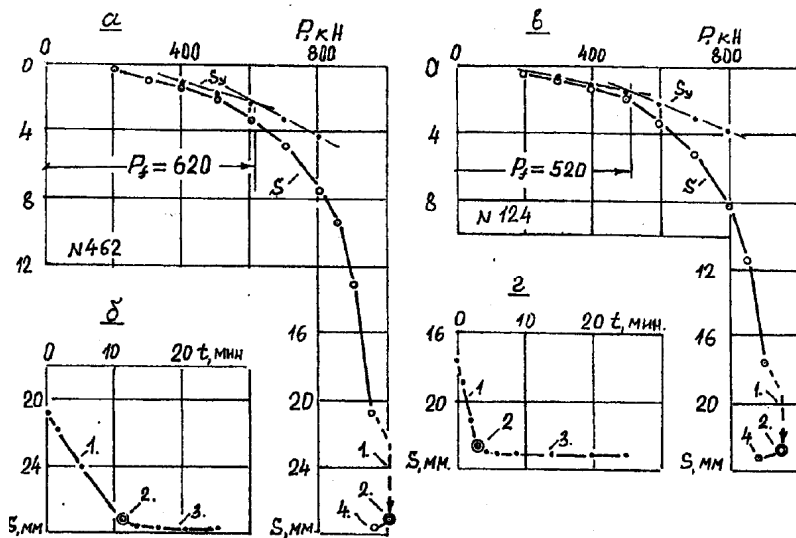


Рис. 4.21. Результаты испытаний грунтов сваями на вертикальную, вдавливающую нагрузку: а; б) графики зависимости осадки во времени в процессе „срыва”: 1 – „срыв” сваи; 2 – прекращение подкачки гидросистемы силовой установки; 3 – процесс снижения нагрузки и стабилизации деформаций; 4 – нагрузка, уравновешенная силами сопротивления грунтов; в; г) графики стабилизации осадки

Таблица 4.17.  
Сопротивления грунтов нагрузкам, передаваемым сваями

№ дома	№ сваи	$P_{lim}$ кН	$P_{кр}$ кН	$F_u$ кН	$t$ мин.
3	124	900	950	880	22
3а	404	850	900	850	16
7	462	950	1000	950	15
8	129	900	950	930	18

Примечания:  $P_{lim}$  – последняя ступень нагрузки перед «срывом»;  $P_{кр}$  – критическая нагрузка, вызвавшая «срыв»;  $F_u$  – предельная нагрузка, полученная после достижения равновесия с силами сопротивления основания;  $t$  – время стабилизации при достижении равновесия внешней нагрузки и внутренних сил сопротивления

Таблица 4.18

## Сопротивление трению по боковой поверхности

№ сваи	$P_f$ , кН	$l_f$ , м	$A_f$ , м <sup>2</sup>	$f_{cp.}$ , кПа	$P_f + G_{св}$ , кН	$P_f - G_{св}$ , кН	$f_{cp.,u}$ , кПа
124	520	11,67	16,3	31,9	555	-	34
404	580	11,58	16,2	35,8	615	-	38
462	620	11,38	15,9	39,0	655	-	41
129	560	11,56	16,2	34,6	595	-	37
1.1	630	11,52	16,1	39,1	-	595	37
1.2	650	11,52	16,1	40,4	-	615	38

Примечания:  $P_f$  – нагрузка на боковую поверхность сваи;  $l_f$  и  $A_f$  – длина подземной части сваи и площадь ее боковой поверхности;  $G_{св}$  – вес сваи, равный 35 кН;  $f_{cp.}$  и  $f_{cp.,u}$  – средние значения трения по боковой поверхности без и с учетом веса сваи.

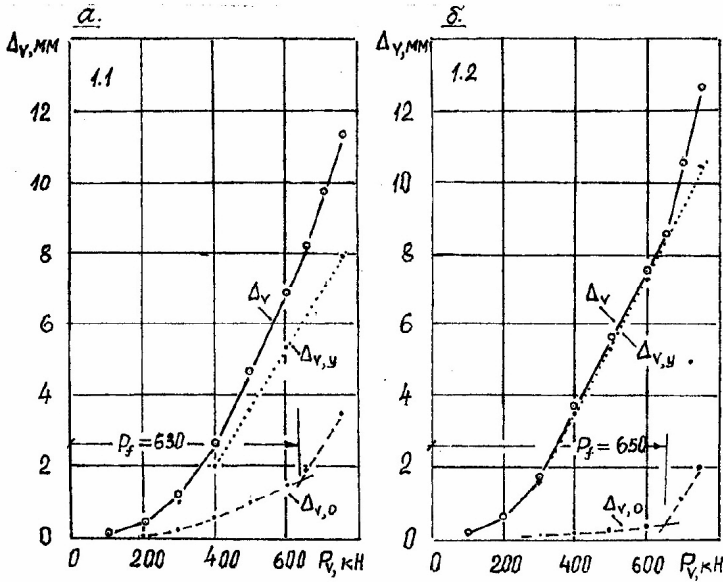


Рис. 4.22. Результаты испытаний сваи на вертикальную, выдергивающую нагрузку: а; б) первое и повторное испытания

Приложение нагрузки на сваю выполнено ступенями, по методике циклически возрастающей нагрузки. При испытаниях на выдергивание растягивающие усилия воспринимаются рабочей арматурой в упругой

стадии их деформирования. На рис. 4.22 приведены результаты измерений вертикальных перемещений головы сваи от нагрузки и ее упругая и остаточная составляющие.

Показателем начала выхода ствола сваи из основания, в данном случае, следует считать точку перелома двух ветвей остаточных деформаций.

В повторном испытании, при нагрузках, не превышающих предельного значения сил бокового трения, зафиксировано снижение значений остаточных деформаций. По результатам исследований получены близкие значения предельной нагрузки при неподвижном состоянии ствола в основании, по которым определены средние значения сил бокового трения с учетом и без учета веса сваи. Результаты определений приведены в табл. 4.19.

Средние значения сил трения по боковой поверхности, определенные по результатам испытаний свай на вертикальную вдавливающую и выдергивающую нагрузки имеют близкую сходимость.

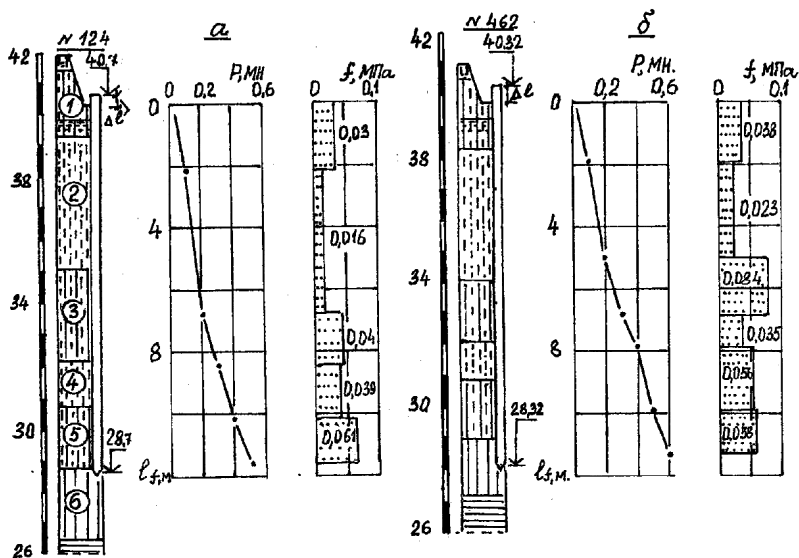


Рис. 4.23. Графики значений сил трения по длине сваи при предельном значении нагрузки на боковую поверхность ствола. Геологическое строение участка: 1;3;5 – суглинок лессовый; 2;4 лесс. 6 – суглинок низкопористый; 7 – глина

При неподвижности ствола, в состоянии его покоя силы трения по боковой поверхности реализуются в процессе упругого сжатия сваи и распределены неравномерно. На их значение оказывают влияние свойства грунтов, пройденных сваями. На рис. 4.23 приведены графики значений сил трения по глубине, определенные по методике, изложенной в п. 4.2.

4.7.3. *Определение предельной нагрузки на основание ниже острия сваи.* Нагрузку, равную предельному сопротивлению грунтов сжатию ниже острия, можно определить после достижения равновесия между приложенной нагрузкой и силами сопротивления основания. Ее величина равна разности между полной величиной предельной нагрузки и ее части, уравновешенной силами бокового трения.

Равновесие возникает при достижении равенства между напряжениями от давления, передаваемого подошвой сваи и структурной прочностью подстилаемого грунта на нижней границе уплотненного ядра.

Отсюда возникает возможность определения структурной прочности природного грунта на отметке нижней границы уплотненного ядра. Принимая глубину уплотненного ядра, равную двум размерам поперечного сечения сваи, полученную в проведенных исследованиях для лессовых суглинков, можно определить напряжение на нижней границе уплотненного ядра по зависимости:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p = p_{str}. \quad (4.5)$$

Тогда: при  $z = 2d$ ;  $\alpha = 0,108$ ;  $p$  – давление по подошве сваи от предельного значения нагрузки на острие.

Данные расчетов приведены в табл. 4.19. Среднее значение по четырем испытаниям с глубиной нижней границы уплотненного ядра на глубине 14 м сопоставимо с результатами штамповых испытаний проведенных в г. Одессе на глубине 10 м. [132].

Таблица 4.19

Структурная прочность грунтов

№ сваи	$F_u$ кН	$P_f$ кН	$P_R$ кН	$p$ кПа	$p_{str}$ кПа
124	880	520	350	286	31
404	850	580	270	220	24
462	950	620	330	269	29
129	930	560	370	302	33

#### 4.8. Строительные свойства понтических известняков

При возведении зданий повышенной этажности с устройством подземных паркингов основанием фундаментов служат понтические известняки, используемые в качестве природных оснований либо оснований для свай и свайных фундаментов. Их строительные свойства полевыми методами практически не изучены. В единичных исследованиях определены значения их показателей на отдельных отметках толщи [105;186].

Повышение этажности зданий, сопровождаясь увеличением нагрузок на грунты основания, требует исследований прочностных и деформативных свойств всей толщи понтических известняков с целью их использования в качестве естественного основания или несущего слоя для свайных фундаментов.

В г.Одессе на ул. Генуэзской 1, возведен комплекс зданий высотой 22 – 25 этажей. Для их строительства разработан котлован глубиной около 8 м., на 0,5 м ниже отметки кровли известняков с целью устройства двух подземных этажей. Ниже подошвы фундаментов залегают следующие ИГЭ: 7. Известняк желтовато-охристый, перекристаллизованный, состоит из мелких и средних фракций дресвы с глинистым заполнителем. Внутри слоя, вблизи его подошвы, залегают плитчатый, перекристаллизованный известняк ракушечник мощностью около 0,8 м. (см. рис. 4.2); 8. Известняк-ракушечник «пильный»; 9. Известняк слоистый, белый, водонасыщенный; 10. Глина зеленовато-серая, меотическая, в кровле с охристыми пятнами и линзами песка, полутвердая. По имеющимся данным ее мощность в пределах Одессы составляет от 30 до 40 м. Геологический разрез участка застройки представлен на рис. 4.24.

В основании двух корпусов выработки не обнаружены. На участке под «пятном» одного из них проведены исследования строительных свойств известняков с целью определения возможности их использования в качестве естественного основания.

Под смежным корпусом встречены «катакомбы», которые были заполнены песком. Нарушение сплошности основания привело к необходимости применения свайных фундаментов.

##### 4.8.1. Прочность и сжимаемость понтических известняков.

Исследования проведены с целью изучения строительных свойств понтических известняков по глубине опытными штампами в условиях их природного залегания и после кратковременного замачивания.

Опытные работы выполнены на двух участках, расположенных в торцах противоположных сторон фундаментной плиты. На каждом участке проведены исследования штампами в скважинах диаметром 300 мм, на четырех горизонтах, в пределах ИГЭ 7 и 8. Схема установки штампов приведена на рис. 4.24. Принятая методика испытаний потребовала разработки и изготовления нестандартной оснастки и специальной подготовки забоя скважин для надежного сопряжения его поверхности с подошвой штампа.

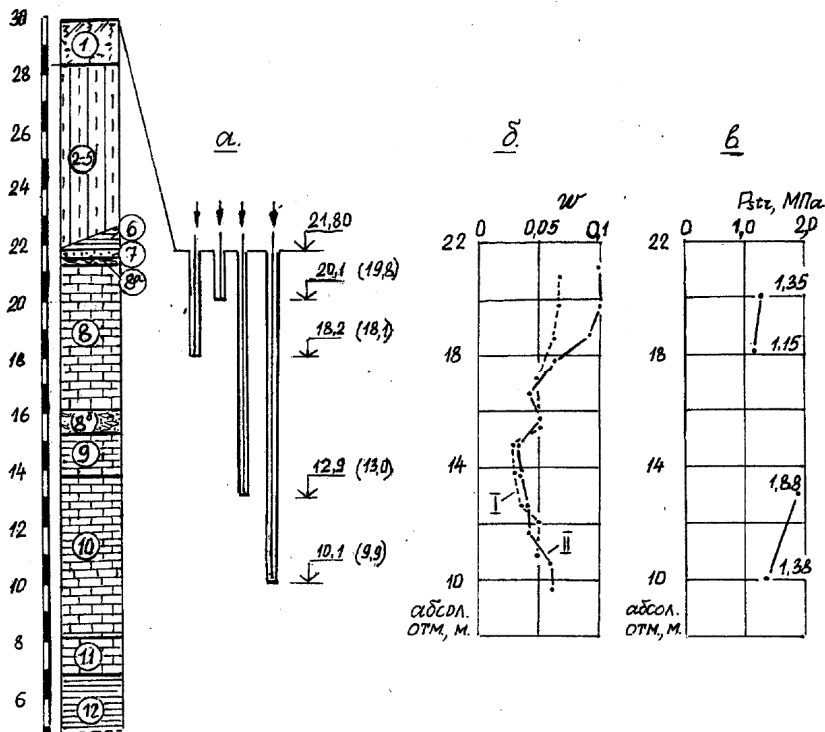


Рис. 4.24. Схема испытаний: а) геологическая колонка со шкалой абсолютных отметок. Высотная схема установки штампов. На схеме указаны абсолютные отметки их подошвы на участках I и II (в скобках); б) графики влажности по глубине. Римскими цифрами указан номер участка; в) график средних значений структурной прочности

Штампом служила стойка повышенной жесткости, состоящая из трубы диаметром 210 мм внутри которой помещен сердечник

коробчатого сечения из двух швеллеров, после монтажа которых к торцам трубы приварены днища – круглые пластины толщиной 20 мм.

Сопряжение подошвы штампа-стойки с поверхностью забоя скважины обеспечивалось цементным раствором. Зачистка забоя выполнена специальным заборником. Заборник представляет собой цилиндр, снабженный в нижнем торце плоскими ножами. В стенках цилиндра сделаны вырезы для извлечения шлама. ( рис. 4.25.)



Рис. 4.25. Заборник для зачистки забоя скважин

После зачистки забоя в скважину сбрасывался пластичный цементный раствор. Производилось его перемешивание с остатками шлама и подъем смеси на поверхность для дополнительного перемешивания с добавлением цемента. После повторного сбрасывания раствора и его выравнивания обратным вращением заборника в скважину опускалась стойка, нижний торец которой опирался на свежий цементный раствор. Количество раствора дозировалось с таким расчетом, чтобы его толщина ниже подошвы стойки составляла не более 10 см. Подошва затвердевшего цементного раствора являлась подошвой штампа. На рис. 4.26. приведены фотоснимки бурения скважин и монтажа штамп-стоек.

В первой серии исследований на первом участке выполнено четыре испытания на породах природной влажности и два испытания повторно, после замачивания нижней части основания через скважину. На втором участке – выполнены две серии исследований (2<sup>я</sup> и 3<sup>я</sup>).



Рис. 4.23. Подготовка испытаний опытными штампами:  
 а) бурение скважин для установки штампов; б, в) монтаж штампостоек в скважины на участках I и II

Во второй серии давления регламентировались величиной осадки. Значения их не должно было превышать структурной прочности,



при которой начинается процесс разрушения структурных связей, сопровождающийся уплотнением породы. За критерий структурной прочности принята величина нагрузки, при которой осадка не превышала 1 мм.

Третья серия испытаний проведена после кратковременного замачивания основания. Вода подавалась через проем в верхней части стойки и выливалась через отверстия в трубе, расположенные на 0,2 м выше ее подошвы. Объем проведенных исследований, и расход воды приведены в таблице 4.20.

Таблица 4.20

Объем и цели исследований

№ уч-ка	Серия	Индекс опытов	Определение $r_{стр}$ и E	Замачивание	
				суток	м <sup>3</sup>
I	1	1.1...1.4	$r_{стр}$ и E	-	-
	1,3	1.1з; 1.2з	Тоже после замачивания	1,0	0,35
II	2	2.1...2.4	$r_{стр}$	-	-
	3	3.1...3.3 3.4	$r_{стр}$ и E после замачивания	3,0 3,0	1,0 0,45

Нагрузка на штампы-стойки создавалась домкратами ДГ-100. Опорная балка крепилась к двум анкерным сваям. Схема измерительно-силовой установки приведена на рис. 4.27. На рис.4.28 приведены фотоснимки опытных установок.

Каждая ступень нагрузки выдерживалась до условной стабилизации. Характерной особенностью процесса развития деформаций в породах с жесткими кристаллическими связями являлся кратковременный период стабилизации, что позволило сократить длительность проведения экспериментов.

Измерения перемещений штампов-стоек производились в их верхней части. Поэтому при обработке результатов измерений вычиталась расчетная величина их упругого сжатия. Упругие деформации основания практически отсутствовали. Их величина составляла менее одного процента от общей величины осадки.

В основном, понтические известняки представлены двумя генетическими типами горных пород: ИГЭ - 8 и 10. Инженерно-геологический элемент № 8 представляет собой крупнообломочные фракции известняка - ракушечника с размерами зерен 2...5 см. и

прослойками глинистого заполнителя. Вблизи кровли и подошвы слоя залегают слои плитчатого перекристаллизованного известняка-ракушечника ( $8^a$  и  $8^b$ ) мощностью 0,4-0,8 м., размеры фракций которого составляют десятки сантиметров (см. рис. 4.2).

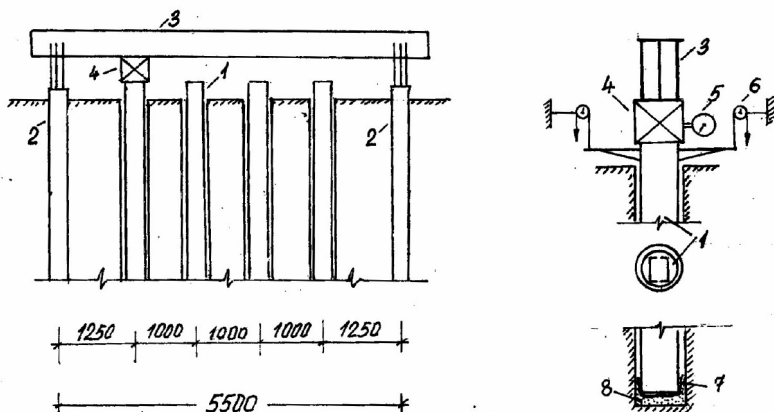


Рис. 4.27. Схема испытательного комплекса. 1. Стойка – штамп. 2. Анкерные сваи. 3. Опорная балка. 4. Домкрат. 5. Манометр. 6. Прогибомеры. 7. Полиэтиленовая пленка. 8. Цементный раствор

Известняк-ракушечник ИГЭ-10, получивший название «пильный» в результате его разработки выпиливанием в подземных выработках для нужд первых строителей города. Этот слой состоит из скоплений ракушек, сцементированных жесткими малорастворимыми кристаллическими связями.

Основные результаты исследований представлены на рис. 4.29 и в таблице 4.21.

Строительные свойства пород понтических известняков зависят от их генезиса. В перекристаллизованном известняке (ИГЭ-8) прочностные и деформативные свойства определяют прослойки глинистого заполнителя. Значения структурной прочности и сжимаемости в пределах этого слоя повышаются с глубиной (рис.4.24 и табл. 4.21). Структурная прочность известняка-ракушечника (ИГЭ-10) определяется прочностью кристаллизационной связности. Ее значение уменьшается с глубиной и вызвано, по-видимому, условиями образования накоплений с изменением внешней среды во времени.

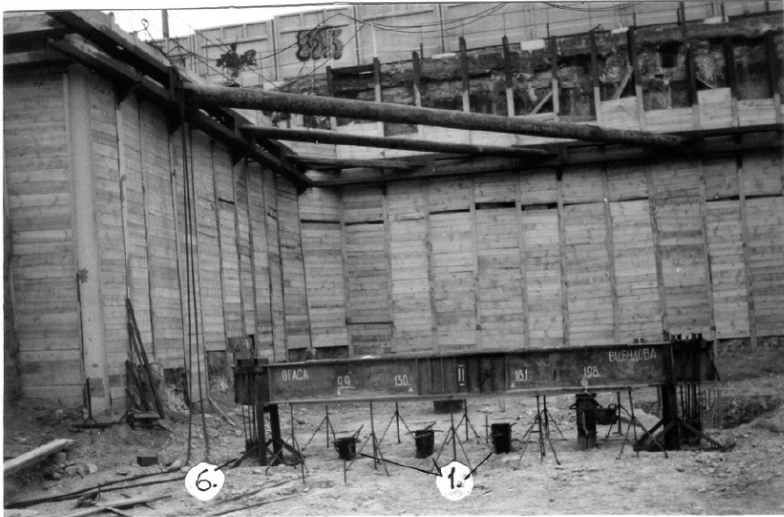


Рис. 4.28. Общий вид испытательного комплекса. 1. Штатпы-стойки. 2. Домкрат ДГ-100. 3. Опорная балка. 4. Реперная система. 5. Прогибомер 6 ПАО. 6. Анкерная свая

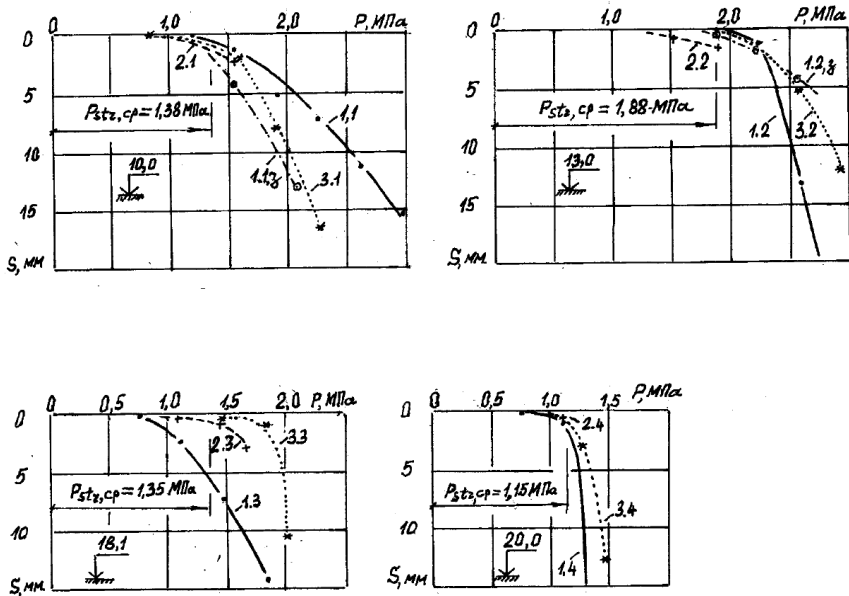


Рис. 4.29. Основные результаты выполненных исследований

Модуль деформации определяет деформативные свойства пород, их уплотнение в результате разрушения структурных связей. Его значение определено в интервалах давлений, превышающих структурную прочность. В породах с большим значением структурной прочности показатели модуля деформации выше (см. табл. 4.21).

Таблица 4.21

Показатели прочностных и деформативных свойств известняков

№ ИГЕ	Абсол. отметки	$P_{стр}$ МПа	$E$ , МПа в интервале давлений $p$ , МПа		
			1,5...2,0	2,0...2,5	2,5...3,0
7	20	1,15	5...2	-	-
	18	1,35	12...5	-	-
8	13	1,88	-	32...14	14...4
	10	1,38	30...25/14...9	25...21/9...5	-

Примечания: в знаменателе – при природной влажности, в числителе – после кратковременного замачивания

По результатам проведенных исследований не выявлено влияние кратковременного замачивания на строительные свойства исследуемых пород за исключением ИГЭ-10, где зафиксировано снижение модуля деформации после кратковременного замачивания.

*4.8.2. Напряженно-деформированное состояние буронабивных свай и их основания.*

Под «пятном» одного из объектов разведанные выработки заполнены песком путем подачи пульпы через обсадные трубы. Нарушение сплошности основания наличием затампонированных выработок привело к необходимости применения свайных фундаментов. Опытные сваи диаметром 0,8 м выполнены с уширенной пятой диаметром 1,6 м с разной глубиной заложения их подошвы в геотехнические глины (см. рис. 4.31, а) [169;175].

Несущая способность свай при испытаниях по стандартной методике определяется по зависимости осадки верха сваи от нагрузки. Эти измерения не позволяют выявить процессы деформирования ствола сваи и грунтов основания.

Применение методики циклически возрастающей нагрузки позволило оценить параметры совместного деформирования сваи и окружающих ее пород при нагрузках до 4,2 МН. Их значения определены по результатам измерений упругой составляющей деформации ствола сваи.

Для испытаний применен гидравлический домкрат ДГ-500, опорой которого служил двухбалочный стенд, прикрепленный к четырем анкерным сваям. Измерительная система состояла из реперных систем и прогибомеров 6 ПАО. На рис. 4.30 приведены фотоснимки измерительно-силового комплекса.

Примененная методика испытаний позволила, по результатам измерений, построить графики зависимости полной осадки головы сваи, ее остаточной и упругой составляющих от нагрузки, по которым определены некоторые параметры процесса деформирования системы свая – грунты основания.

Основные результаты исследований приведены в табл. 4.22, а графики зависимости измеренных деформаций опытных свай от нагрузки на рис. 4.31,б. Упругие составляющие осадок двух свай совпадают и изменяются от нагрузки по прямолинейной зависимости. Остаточные деформации определяют необратимые процессы, происходящие в бетоне свай.



Рис. 4.30. Общий вид стенда для испытания свай. 1. Опытные сваи. 2. Анкерные сваи. 3. Домкрат ДГ-500. 4. Двухбалочный опорный стенд. 5. Выносные консоли. 6. Реперная система

Таблица 4.22

## Параметры НДС опытных свай

№ сваи	P МН	Осадка, мм			l <sub>г</sub> м	ΔP <sub>i</sub> кН	l <sub>г,i</sub> м	Δf <sub>i</sub> МПа
		S	S <sub>o</sub>	S <sub>y</sub>				
С-1	0,47	0,05	-	0,05	2,87	470	2,87	0,064
	1,17	0,33	0,01	0,32	7,35	705	4,48	0,063
	1,65	0,67	0,07	0,60	9,85	470	2,50	0,075
	2,35	0,93	0,10	0,83	9,54	117	0,49	0,955
	2,82	1,22	0,14	1,08	10,34			
	3,29	1,48	0,18	1,30	10,67	470	0,33	0,566
	3,76	1,72	0,27	1,45	10,41	940	0,24	1,56
	4,23	2,03	0,32	1,71	10,91			
С-2	0,59	0,10	0,03	0,07	3,21	590	3,21	0,073
	1,17	0,39	0,13	0,26	5,97	580	2,76	0,085
	1,76	0,82	0,30	0,52	7,96	590	1,99	0,118
	2,35	1,25	0,45	0,80	9,19	590	1,23	0,190
	2,94	1,64	0,55	1,09	10,01	590	0,82	0,286
	3,53	2,10	0,65	1,45	10,09	590	1,08	0,218
	3,88	2,36	-	-	-	590	0,51	0,461
	4,12	2,59	0,82	1,77	11,60			

Длина участка сваи, в пределах которого приложенная нагрузка уравнивается силами бокового трения, определена по зависимости:

$$l_g = E \cdot s_y / \sigma_{cp}, \quad (4.6)$$

где для каждого значения нагрузки P: l<sub>г</sub> – длина сжатого участка сваи; s<sub>y</sub> – упругая составляющая осадки; σ<sub>ср</sub> = 0,5·P/A – среднее значение напряжений в поперечном сечении сжатого участка ствола сваи; A – площадь поперечного сечения сваи; 0,5 – коэффициент, учитывающий треугольную форму эпюры напряжений в пределах длины сжатого участка ствола; E – модуль упругости бетона. Его значение принято равным 2,7·10<sup>4</sup> МПа, полученным в исследованиях для свай, изготовленных из литого бетона [75].

В табл. 4.22 приведены данные определения, а на рис. 4.31,б графики зависимости длины сжатого участка от величины приложенной нагрузки. Эта длина зависит от прочности пород, опреде-

ляющих величину сил трения по боковой поверхности. В проведенных исследованиях при приложенной нагрузке наблюдалось частичное сжатие ствола сваи на глубину, не превышающую 12 м. Перемещений ствола сваи относительно окружающей породы не установлено.

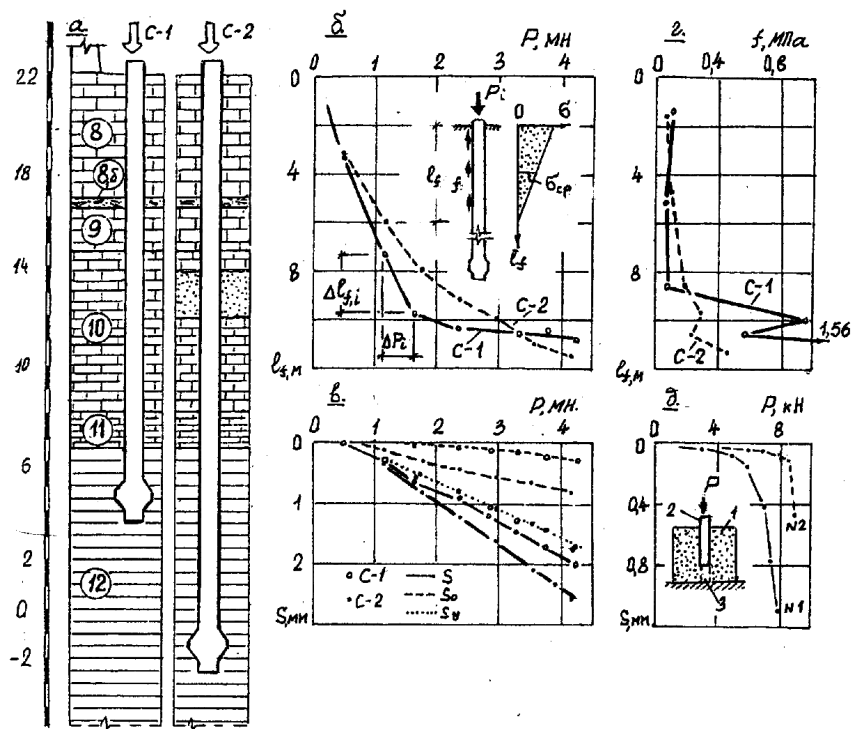


Рис. 4.31. Результаты натурных исследований НДС буронабивных свай с грунтами основания: а) геологическое строение участка с продольным сечением опытных свай; б) графики зависимости глубины сжатого участка ствола от нагрузки; в) графики зависимости от нагрузки осадки и ее остаточной и упругой составляющих; г) сопротивление трению по боковой поверхности вдоль ствола по глубине; д) графики осадки от нагрузки моделей свай в образцах известняка: 1. Образец известняка. 2. Модельная буронабивная свая. 3. Полость ниже подошвы сваи

Сопротивление сдвигу по боковой поверхности в упругой стадии деформирования ствола сваи определено по зависимости:



$$\Delta f_i = \Delta P_i / \Delta l_{f,i} \times u \quad (4.6)$$

где для каждого фрагмента длины ствола  $\Delta l_{f,i}$ :  $\Delta f_i$  – среднее значение сопротивления по боковой поверхности;  $\Delta P_i$  – величина нагрузки;  $u$  – периметр.

В табл. 4.22 представлены результаты расчетов, а на рис. 4.31,з графики сопротивления сдвигу на контакте боковой поверхности ствола сваи и окружающих ее пород, полученные по результатам измерений упругой составляющей деформации.

Наличие выработки, заполненной песком, оказало влияние на сопротивление по боковой поверхности. В свае С-2, частью ствола которой пройдена заполненная песком выработка, трение по боковой поверхности в ее пределах ниже, а общая длина сжатого участка больше чем у сваи С-1.

Определение сопротивления сдвигу по боковой поверхности в известняке-ракушечнике выполнено в лабораторных условиях. В образце пильного известняка (ИГЭ - 7) изготовлены модели двух буронабивных свай диаметром 21 мм, с полостью ниже подошвы. Нагрузка прикладывалась ступенями. По результатам испытаний определены значения предельной и критической нагрузок. Основные результаты приведены на рис. 4.31,д и в табл. 4.23.

С учетом неоднородности строительных свойств понтических известняков по глубине сходимость полученных значений сил бокового трения в натуре и моделях для данных пород можно считать удовлетворительной.

Таблица 4.23

Результаты испытаний модельных свай

№ сваи	$l_f$ см.	$A_f$ см <sup>2</sup>	$P_{lim}$ кН.	$P_{кр.}$ кН	$f_{lim.}$ МПа	$f_{кр.}$ МПа
1	9	59,5	5,0	6,0	0,84	1,0
2	10	66,0	7,0	8,5	1,06	1,28

## РАЗДЕЛ 5

### ПРОЦЕССЫ РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ В ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТОВ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.

Свайный фундамент является комплексной конструкцией, состоящей из ростверка и свай. Наличие свай изменяет условия совместного

деформирования основания и фундамента. На развитие деформаций в грунтах оказывают влияние их свойства и конструкция свайного фундамента: площадь низкого ростверка, вид свай, их длина и размещение в плане.

Формирование зоны уплотнения вокруг стволов забивных свай превращает межсвайное пространство в искусственно уплотненное основание. Степень уплотнения грунтов в его пределах зависит от вида грунтов их плотности и расстояния между сваями. Деформации в основании свайного фундамента нарастают в двух уровнях: а) под площадью подошвы ростверка с ограниченной возможностью их развития в стороны, за пределы контура свайного фундамента и б) ниже подошвы свай.

Метод уплотнения грунтов сваями был практически использован еще в первой половине 19 века.

Свидетельство о применении свай для уплотнения грунта межсвайного пространства с последующим его использованием в качестве искусственного основания приведено в инженерных записках за 1839 год [152]. В г. Байонн (Франция) на участке строительства *"...почва иловатая мало плотная на большую глубину. В 1828 г. предприняли там построить здание без свай. Но его должно быть сломать по причине трещин оказавшихся в стенах. После сего возведены были другие здания уже без этой ошибки. Как в Байонне строевой лес дорог и скоро гниет когда употребляется на сваи под фундаменты, потому что вода, проникающая под землю имеет не одинаковую высоту при каждом приливе и отливе то полковник Дюрбах придумал средство заменить деревянные сваи песочными, но произвел сперва следующие опыты: ..."* В одном – выполнено испытание квадратного фундамента с размерами подошвы 1,2 м на естественном основании с предварительным уплотнением грунта под площадью подошвы *"...трамбовкою весом в 3 пуда"*. При нагрузке *"1830 пудов свинцу"* величина осадки, через 8 дней составила 69 мм. Во втором - испытан свайный фундамент, с высоким ростверком, состоящий из девяти деревянных свай длиной 1,3 м (4,25 фута), диаметром 0,22 м (8,8 дюйма), забитых с шагом 0,4 м. При нагрузке 180 кН (1120 пудов) его осадка составила 5 мм. В третьем опыте количество свай было увеличено до 25. Затем *"...сваи выдернули из земли и наполнили происшедшие после того пустоты свежесломанным еще мягким камнем, истолченным в порошок, который укололи гранатою в 6 дюймов в диаметре, с железною рукояткою весом 5/8 пуда"*. При нагрузке 300 кН (1830 пудов) осадка

фундамента составила 10 мм. Был сделан вывод, что при равной осадке 25 песчаных свай выдерживают такую же нагрузку как 9 деревянных.

В. Карловичем, в учебнике “основания и фундаменты”, изданном в 1869 г приведен пример уплотнения сваями грунтов основания Исаакиевского собора в г. Санкт-Петербурге [98]. Сведения им взяты из сочинения архитектора Монферана, опубликованного в 1845 г. – автора проекта собора: *«...в дно ямы, по всей его поверхности, были забиты впоследствии частоколом сосновые сваи от 11 до 12 дюймов в диаметре и длиною 3 сажени. Расстояние между сваями равнялось диаметру. Сваи были забиты до отказа бабою в 70 пудов весом. Копров было десять. Бабы на них поднимались помощью конного ворота. На каждом из копров работало 4 лошади. Работа эта продолжалась целый год и не прекращалась зимою. Забивкой свай грунт был так уплотнен, что весьма трудно было отрывать его в промежутках между сваями»*. Всего под здание собора было забито 10762 сваи.

## **5.1. Геологические условия и методика исследований деформаций в основаниях фундаментов**

Натурные исследования процессов развития деформаций в основаниях фундаментов свай и свайных фундаментов проведены в двух районах города – на участках, сложенных лессовыми породами и лиманно-морскими отложениями.

### *5.1.1. Инженерно-геологические условия грунтовых толщ.*

Геологическое строение части территории города, расположенной на Причерноморском плато, представлено комплексом лессовых пород. Несколько характерных разрезов в разных его районах приведены на рис. 4.1. В зависимости от места расположения участка мощности слоев и их чередование изменяются. Изменяются и физико-механические характеристики в пределах глубины каждого слоя. В табл. 5.1 приведены средневзвешенные значения показателей свойств инженерно-геологических элементов.

Грунтовые условия промышленной зоны г. Одессы представлены четвертичными лиманно-морскими отложениями, залегающими на сарматских глинах неогена. Район расположен на аккумулятивной лиманно-морской равнине, так называемой "Пересыпи", отделяющей Хаджибейский и Куяльницкий лиманы от Черного моря.

Таблица 5.1

## Средние значения свойств лессовых грунтов

№ ИГЭ	Вид грунта	Показатели характеристик грунтов					
		$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w_L$ -	$w_p$ -	$\varphi$ °	$c$ кПа
2	Суглинок лёссовый	2,68	1,47	0,32	0,19	20	25
3	Супесь лёссовая	2,67	1,38	0,26	0,18	18	20
4	Суглинок лёссовый	2,68	1,52	0,32	0,18	18	25
5	Супесь лёссовая	2,68	1,48	0,27	0,20	19	20
6	Суглинок лёссовый	2,70	1,60	0,35	0,20	22	45
7	Глина	2,73	1,65	0,42	0,24	19	65
	Отклонения	±0,01	±0,02	±0,01	±0,1	± 1	± 5

Литологический разрез характеризуется залеганием следующих инженерно-геологических элементов (ИГЭ): 1–насыпные грунты 1...2,5 м; 2 – песок средней крупности и мелкий – 1,5...2,5 м ; 3 – песок мелкий с прослоями пылеватого – 3...3,8 м; 4–песок пылеватый с прослоями супеси – 3,5...4,5 м; 5 – ил супесчаный, текучий – 3...4 м; 6 – ил суглинистый, текучий – 5,5...7,8 м; 7 – ил глинистый – 6...12 м; 8 – глина темно-серая, зеленовато-серая.

Уровень подземных вод гидравлически связан с уровнем воды в лиманах и море, залегает на глубине 1,5...2 м от дневной поверхности. Его сезонные колебания находятся в пределах 0,5 м.

Таблица 5.2

## Характеристики грунтов лиманно-морских отложений

Показатели свойств грунтов	№ ИГЭ						
	2	3	4	5	6	7	8
$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	2,66	2,66	2,61	2,68	2,69	2,71	2,72
$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	1,57	1,59	1,57	1,58	1,37	1,28,	1,49
$w$ -	-	-	-	0,28	0,34	0,39	0,28
$w_L$ -	-	-	-	0,27	0,36	0,47	0,45
$w_p$ -	-	-	-	0,21	0,24	0,26	0,23
$\varphi$ град.	34	29	27	15..19	8...10	5...11	21
$c$ кПа	-	10..30	20..30	10..70	8...90	190..270	500
$E$ МПа	20	18	6...12	2,5...5	1,6..2,5	1,7...5	10..15
$k_{\varphi}$ м/сут.	1...2	1...3	0,5...2	0,03	0,05	0,002	-

В зависимости от расположения участка изменяется мощность слоёв. В толще илов встречаются линзы и прослойки мелкого и пылеватого песка. Показатели физико-механических свойств грунтов, полученные разными изыскательскими организациями, отличаются в значительных пределах. В табл. 5.2 приведены их средние значения.

#### 5.1.2. Особенности методики исследований.

Деформации в грунтах основания одиночных свай и свайных фундаментов определялись по результатам перемещений фиксаторов деформаций и глубинных марок [40;53]. Применение фиксаторов позволило измерить конечные границы зоны деформации [50;55;66]. По перемещениям глубинных марок определялась последовательность нарастания деформаций в основаниях свай и свайных фундаментов [40;46;52;58;155].

Закладка фиксаторов производилась в центральной осевой плоскости дважды из специального шурфа. Первая серия закладывалась до забивки свай с целью определения суммарных деформаций, возникающих при забивке свай и осадке свайного фундамента под нагрузкой. Вторая—после забивки свай для измерения деформаций, вызванных осадкой свайного фундамента. Измерения перемещений фиксаторов выполнены после окончания испытаний из траншеи, разработанной вдоль плоскости их установки. Процесс зачистки и покраски фиксаторов для замеров их перемещений показан на рис. 5.1.

Глубинные марки устанавливались перед загрузкой фундаментов. Измерения их перемещений производились одновременно с измерениями осадок фундаментов.

В исследованиях применены конические и лопастные марки. В нескольких экспериментах применены глубинные марки с повышенной точностью измерений [160;201]. Их применение позволило устанавливать марки в центре фундамента, в одной скважине, расположенной под монтажным отверстием, с любым шагом по глубине.

Установка марок производилась через вертикальные отверстия в фундаменте, в непосредственной близости от центра. В зависимости от размера фундамента в основание погружалось от 6 до 16 марок.

На рис.5.2 приведен фотоснимок процесса установки конической марки в песчаных водонасыщенных грунтах. Ее погружение выполнялось с помощью вибратора, прикрепленного на монтажной трубе.



Рис. 5.1. Положение фиксаторов деформаций после окончания испытаний: *a)* зачистка фиксаторов в основаниях свайных фундаментов; *б)* фиксаторы в поперечных сечениях одиночных свай.

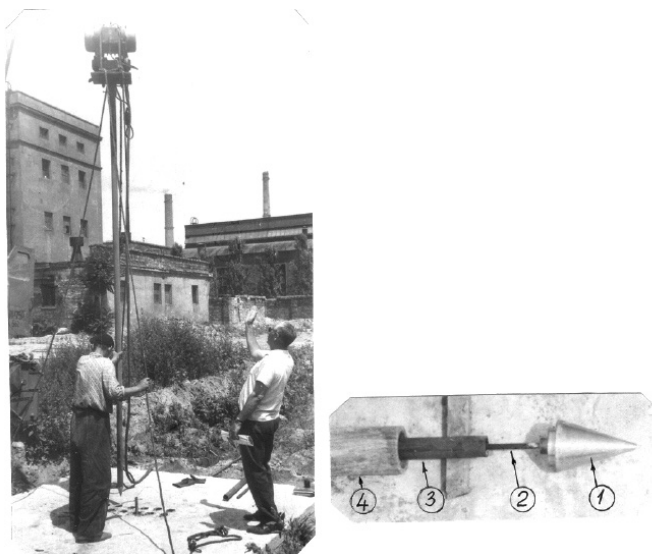


Рис. 5.2. Погружение грунтовой марки: 1– коническая марка; 2 – стержень; 3 – защитная трубка; 4 – монтажная труба, извлекаемая после погружения марки

Глубинные марки устанавливались вдоль вертикальной оси по центру фундамента на разной глубине, ниже его подошвы. После их погружения монтировались две реперные системы: одна для крепления защитных трубок, а вторая – для установки измерительных приборов. Каждая реперная система устанавливалась на независимые опоры. Крепление защитных трубок производилось с целью исключения их перемещений в процессе осадки фундаментов.

На рис.5.3 приведены фотоснимки реперных систем. На верхнем снимке фундамент на естественном основании. На нижнем – свайный фундамент из пяти свай. Марки установлены с двух сторон от центральной сваи.

Исследования выполнены путем наблюдений за осадками грунтовых марок и фундаментов, в процессе их загрузки и в период стабилизации деформаций при постоянной нагрузке.

В опытных свайных фундаментах применены призматические, пирамидальные и козловые сваи. Погружение призматических и пирамидальных свай производилось вибровдавляющим агрегатом и дизельными молотами, а козловых – дизельными молотами.

Козловые сваи погружались либо «пакетом», одновременно четыре

элемента, либо отдельно забивался каждый элемент. На рис.5.4 и 5.5 приведены фотоснимки процесса их погружения.

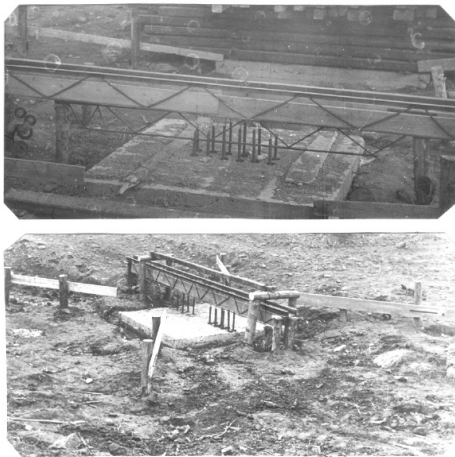


Рис. 5.3. Общий вид фундаментов с реперными системами

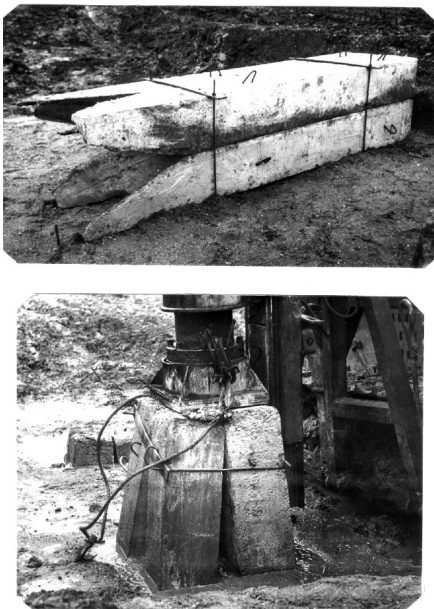


Рис. 5.4. Общий вид и процесс погружения козловой свай





Рис. 5.5. Погружение козловых свай: слева – кустовое «пакетом»; справа – раздельное

Опытные фундаменты и свайные фундаменты загружались стальными брусками чугунными гирями массой 2 тонны и бетонными блоками. Масса нестандартного груза определялась тяговыми динамометрами. На рис. 5.6 и 5.7 показаны фотоснимки загруженных опытных фундаментов и свайных фундаментов. Загрузка производилась ступенями. Каждая ступень выдерживалась до стабилизации, условная величина которой была принята равной приращению осадки, не превышавшей 0,1 мм в сутки за последние трое суток наблюдений. Общая продолжительность каждого испытания составляла от двух до пяти месяцев.

Испытания свай и свайных фундаментов на лессовых просадочных грунтах проводились в условиях непрерывного замачивания основания в течение всего периода их загрузки. Вода подавалась из емкостей, уровень в которых поддерживался из водопроводной сети.



Рис. 5.6. Общий вид фундаментов, загруженных стальными брусьями



Рис. 5.7. Общий вид фундамента с козловой свай, загруженного чугунными гириями на участке ОПО «Медлабортехника». Вес груза 3,12 МН

## 5.2. Деформирование грунтов в основаниях фундаментов

Общая оценка деформирования грунтов под влиянием внешней нагрузки сформулирована Н.А.Цытовичем в 1983г. "...При уплотнении грунтов сплошной постоянной нагрузкой следует рассматривать...два диапазона давлений: 1–когда внешнее давление меньше прочности структурных связей и 2 – когда эти связи преодолены. В первом случае... уплотнения грунтов не происходит ... деформации в этом случае будут упругими деформациями структурных связей. Во втором... грунты будут уплотняться..." [192, стр.30]. Эта концепция обоснована результатами натурных исследований [38;39;65;132;153;164;200].

Увеличение нагрузки на фундамент вызывает повышение давлений по его подошве и как следствие – развитие деформаций в основании. Вначале нарастают упругие деформации. При давлениях, превышающих структурную прочность, внутри напряженной зоны развиваются остаточные (необратимые) деформации. Схема последовательности их развития в основании опытного штампа приведена на рис. 5.8 [164].

Следствием уплотнения грунтов под влиянием нагрузки, приложенной к фундаменту, является его осадка. Процессы уплотнения нарастают в пределах объема зоны деформации, напряжения внутри которой, превышают структурную прочность.

5.2.1. *Зона остаточных деформаций.* В грунтах основания остаточные деформации не наблюдаются при давлениях по подошве опытных фундаментов, меньших, чем их структурная прочность. Возникающие упругие деформации исчезают после снятия нагрузки. С повышением давления внутри напряженной зоны нарастают остаточные деформации, сохраняющиеся после снятия нагрузки. Нижняя граница зоны остаточных (необратимых) деформаций находится на глубине, где напряжения от нагрузки, передаваемой фундаментом и весом грунта, ниже его подошвы, уравниваются его структурной прочностью.

Глубина зоны необратимых деформаций ниже подошвы фундамента зависит от ряда факторов и, в общем виде, может быть представлена зависимостью:

$$H_a = f(p; p_{str}; \sqrt{A}) \quad (5.1)$$

где:  $H_a$  – глубина зоны деформации;  $p_{str}$  – структурная прочность грунта;  $A$  – площадь фундамента.

На рис. 5.8 приведены графики и схемы нарастания деформаций в основании опытного штампа – построенные по результатам их измерений.

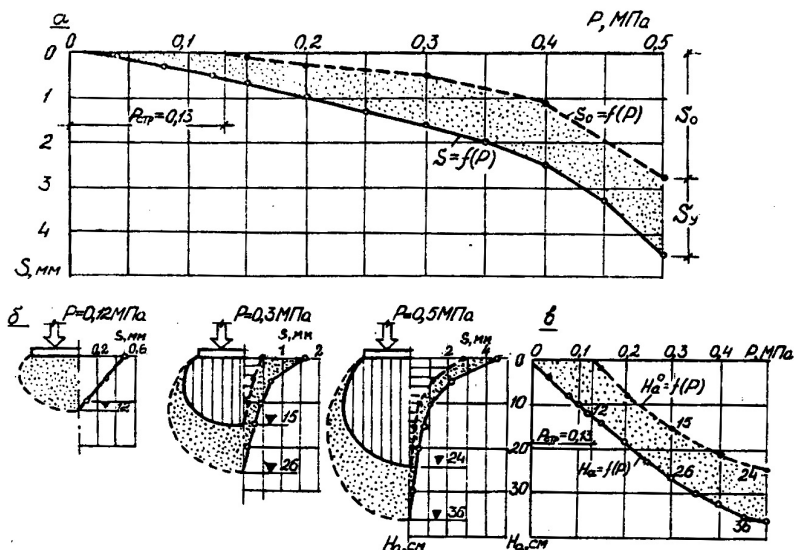


Рис. 5.8. Процесс развития деформаций в основании опытного штампа: а) графики зависимости осадки от давления; б) схемы нарастания деформаций по результатам измерений послойных перемещений; в) графики зависимости глубины зоны упругих и остаточных деформаций от давления

Величина структурной прочности изменяется в пределах каждого слоя. На ее значение оказывают влияние изменения состояния грунтов (влажности, плотности и др.)

На рис. 5.9 и 5.29 приведены графики изменений структурной прочности по глубине в верхних горизонтах грунтовых толщ полученные по данным натурных исследований [164].

Исследования процессов нарастания деформаций в основаниях опытных фундаментов разной площади проведены на лессовых просадочных и песчаных грунтах, характерных для Одесского региона.

Основные результаты некоторых исследований приведены в табл.

5.3

Таблица 5.3

Параметры напряженно-деформированного состояния  
оснований фундаментов

№	A м <sup>2</sup>	p кПа	S см	H <sub>a</sub> см	p <sub>стр</sub> , кПа при z=H <sub>a</sub>	ε=s/H <sub>a</sub> × 10 <sup>-2</sup>	E МПа	Источ ник
Лессовые, водонасыщенные грунты								
1	1,0	200*	2,62	62	127	3,28	3,0	[153]
		200	16,1	118	75	13,6	0,74	
		250	23,8	134	78	17,8	0,70	
		300	28,9	139	88	20,8	0,72	
		350	38,4	162	84	23,7	0,74	
2	1,0	150	1,0	-	-	-	-	[59]
		200	2,09	75	112	2,79	3,6	
		250	5,52	107	96	5,15	2,4	
		300	8,15	129	93	6,30	2,4	
3	1,0	170	7,05	70	102	1,01	0,83	[59]
		200	10,65	82	103	13,0	0,77	
		250	15,88	95	108	16,7	0,75	
		300	21,96	112	107	19,6	0,76	
4	1,0	100	2,23	156	49	1,48	3,5	[164]
		200	5,72	182	58	3,18	3,1	
		300	11,34	194	70	5,76	2,6	
5	4,0	50	0,15	-	-	-	-	[59]
		100	0,38	-	-	-	-	
		150	0,78	90	130	0,87	8,6	
		200	3,33	190	107	1,76	5,7	
		250	16,77	336	97	5,0	2,5	
6	10,0	72	0,55	170	-	0,32	11,1	[59]
		100	0,92	190	-	0,48	10,3	
		125	1,39	212	108	0,66	9,5	
		150	4,86	296	110	1,64	4,6	
		165	8,35	316	114	2,63	3,1	
Песчаные грунты								
7	1,0	90	0,49	77	57	0,86	5,2	[164]
		210	1,11	123	64	0,90	11,7	
		310	1,79	156	68	1,15	13,5	
		410	2,72	178	73	1,53	13,4	
8	2,56	96	0,51	145	51	0,35	11,4	[58]
		205	1,17	193	63	0,61	16,8	
		314	1,83	250	78	0,73	21,5	
		402	2,36	260	89	0,91	22,1	

9	4,0	100	1,34	143	66	0,94	5,3	[52]
		200	2,32	220	81	1,05	9,5	
		326	3,79	268	96	1,41	11,6	
		430	5,28	296	109	1,78	12,1	
10	20,0	110	3,5	300	-	1,17	4,7	[60]
		150	8,9	470	-	1,89	3,97	
		180	15,7	550	-	2,85	3,16	
		210	22,9	-	-	-	-	
		240	29,0	-	-	-	-	

\* Испытания выполнены в грунтах природной влажности.

Высотное положение опытных фундаментов на геологическом разрезе участков, расположенных на лессовых грунтах, приведено на рис. 5.9, а показатели свойств грунтов в таблице 5.1. Испытания опытных фундаментов на песчаных водонасыщенных грунтах проведены на Пересыпи, на отметках близких к отметкам УПВ (см. рис. 5.29).

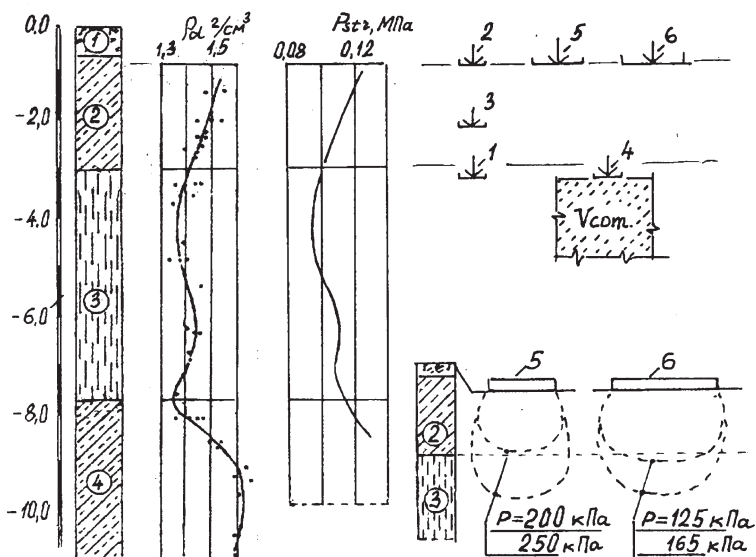


Рис. 5.9. Высотная схема расположения подошвы опытных фундаментов. Слева показаны геологический разрез и графики изменения по глубине, плотности сухого грунта и структурной прочности водонасыщенных грунтов

Из результатов проведенных исследований видно влияние структурной прочности на глубину зоны деформации. Так в основании опытного фундамента площадью  $1 \text{ м}^2$ , сложенного лессовой супесью с невысокой природной влажностью глубина зоны деформации, при давлении  $200 \text{ кПа}$ , составила  $62 \text{ см}$ ., со значением структурной прочности  $127 \text{ кПа}$ . После замачивания основания величина структурной прочности снизилась до  $75 \text{ кПа}$ , а глубина зоны деформации увеличилась до  $118 \text{ см}$ . (№ 1 табл. 5.3).

На рис. 5.10 приведены графики зависимости глубины зоны деформации от давления по подошве опытных фундаментов площадью  $1 \text{ м}^2$ .

При близких значениях структурной прочности в сильносжимаемых водонасыщенных лессовых супесях и малосжимаемых плотных песчаных грунтах глубина зоны деформации практически совпадает (№ 1 и 7). В лессовых суглинках, с большим значением структурной прочности, глубина зоны деформации меньше (№ 2 и 3).

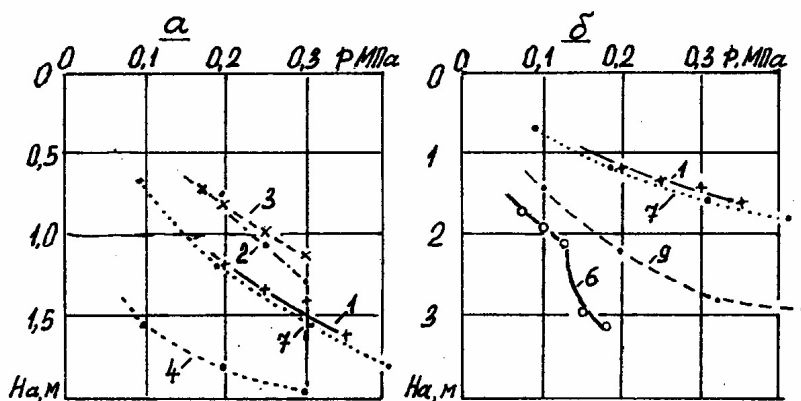


Рис. 5.10. Графики зависимости глубины зоны деформации от давления по подошве фундаментов: а) площадью  $1 \text{ м}^2$ ; б) площадью  $1 \dots 10 \text{ м}^2$

Глубина зоны деформации в основании, представленном лессовой супесью, уплотненной тяжелой трамбовкой (№ 4), больше чем в основании водонасыщенной лессовой супеси с ненарушенной структурой (№ 1). Разрушение межчастичных связей при уплотнении снизило значение структурной прочности [164].

С увеличением площади подошвы фундамента, при близких значениях структурной прочности, увеличивается глубина зоны деформации (Рис. 5.10. № 1; 6; 9).

5.2.2. *Сжимаемость грунтов.* Следствием деформаций в основании является осадка фундамента. На характер ее нарастания оказывают влияние упругие и необратимые процессы деформирования грунтов. И те, и другие развиваются в пределах деформируемой зоны "*...При действии местной нагрузки (большей структурной прочности грунта) и однократной загрузке и разгрузке в грунте будут наблюдаться как остаточные, так и упругие деформации, причем остаточные часто будут во много раз превосходить упругие...*" [192, стр.173]. При напряжениях в основании, меньших структурной прочности, возникающие упругие деформации исчезают после снятия нагрузки. При больших напряжениях в основании наблюдаются два вида деформаций: упругие в пределах всей глубины деформируемой зоны и остаточные, развивающиеся в пределах части глубины зоны деформации, в пределах которой напряжения превышают структурную прочность грунтов. После снятия нагрузки упругие деформации исчезают, а необратимые остаются. Эти факты зафиксированы в экспериментах, выполненных с измерениями послыльных перемещений при загрузке и разгрузке опытных фундаментах [39;52;161;166;199].

С достаточной для инженерных расчетов точностью границу зоны деформации следует принимать на глубине, в пределах которой напряжения от всех видов нагрузок превышают структурную прочность. Глубина зоны необратимых деформаций может быть принята, в расчетной практике, при условии достоверного определения величины структурной прочности.

Сжимаемость грунтов оценивается модулем деформации. Его значение, по действующему ГОСТ [77], равно отношению давления к относительной деформации, умноженному на эмпирические коэффициенты, учитывающие вид грунта, форму штампа и глубину заложения его подошвы. Главной составляющей при определении модуля деформации является относительная деформация. Ее значение должно учитывать фактические параметры сжимаемости грунта: осадку, глубину деформируемой зоны и ее боковое расширение. Глубина зоны деформации в основании штампа является величиной переменной, зависящей от структурной прочности, размеров фундамента и давления по его подошве. По действующему стандарту относительная деформация определяется отношением осадки к



размеру штампа – величине постоянной. Этим снижается достоверность определяемых значений модуля деформации.

Сжимаемость просадочных грунтов по данным результатов полевых исследований оценивается коэффициентом относительной просадочности, величина которого равна отношению просадки к глубине деформируемой зоны. Её значение задано в долях от диаметра штампа, в зависимости от давления, без учета структурной прочности грунта. Не учтено в приведенной зависимости наличие боковых деформаций, за счет которых осадка составляет до 50% от ее общей величины для фундаментов площадью до 2 м<sup>2</sup>. [164]. В табл. 5.4 приведены некоторые данные определения осадки за счет уплотнения под подошвой фундамента и бокового расширения.

Таблица 5.4

Результаты определения деформаций в основаниях фундаментов

№	A м <sup>2</sup>	p МПа	H <sub>a</sub> см	Осадка, см			s <sub>v</sub> / s	ε = s / H <sub>a</sub> · 10 <sup>-2</sup>		Ис- точ- ник
				s	s <sub>n</sub>	s <sub>v</sub>		ε <sub>n</sub>	ε <sub>v</sub>	
1	0,5	0,3	130	19,0	10,8	8,2	0,43	8,3	6,3	[141]
2	1,0	0,35	162	38,4	19,3	19,1	0,50	11,9	11,9	[153]
3	1.0	0,25	85	8,0	6,7	1,3	0.16	7.88	1.52	[65]

В процессе деформирования грунтов происходит разрушение структурных (межчастичных) связей, возникающее при напряжениях, превышающих структурную прочность. Нарастание деформаций сопровождается уменьшением пористости. В каждом элементарном объеме под площадью подошвы фундамента перемещение частиц грунта имеет две составляющих: по вертикали вниз и в стороны. Вертикальные перемещения возникают в процессе уплотнения грунта, а боковые смещения являются следствием расклинивания, возникающего в процессе уплотнения. Под их влиянием происходит уплотнение грунтов за пределами объема под площадью подошвы. Максимальные значения боковых составляющих перемещений зафиксированы в вертикальной плоскости вдоль граней фундамента [141; 164].

На показатель сжимаемости оказывает влияние плотность сухого грунта. При равных значениях площади подошвы, давления и близких значениях глубины зоны деформации величина осадки больше у фундамента с меньшим значением плотности сухого грунта в его основании. На рис. 5.11, а приведены графики зависимости осадки фундаментов от давления при разной плотности сухого грунта.

При равной сжимаемости, и прочих равных условиях, с увеличением площади подошвы фундамента увеличивается его осадка (см. рис. 5.11, б).

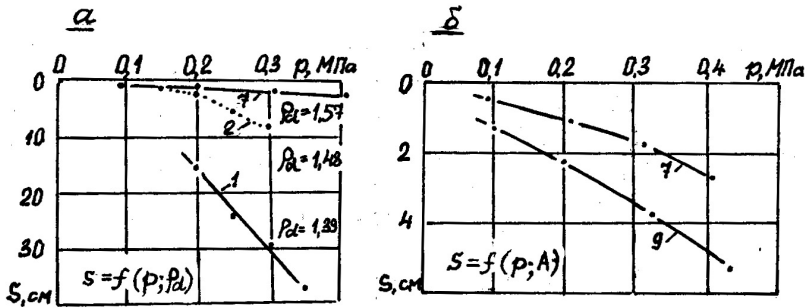


Рис. 5.11. Графики зависимости осадки от: а) давления и плотности сухого грунта; б) размера фундамента

Параметрами, отражающими процессы деформирования грунтов основания при данном давлении, являются объем и глубина зоны деформации, определяющие осадку фундамента. Зависимости осадки от глубины зоны деформации представлены на рис. 5.12.

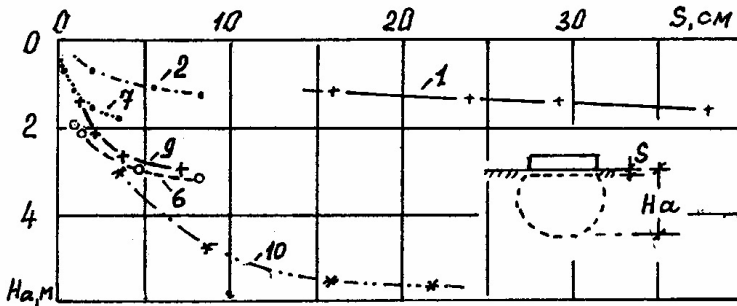


Рис. 5.12. Графики зависимости осадки от глубины зоны деформации

В графиках можно выделить две ветви. В пределах первой – осадка нарастает пропорционально глубине зоны деформации. Ее величина определяется, в основном, уплотнением грунта под площадью подошвы фундамента. Вторая ветвь характеризует нарастание деформаций как под площадью подошвы фундамента, так и в стороны. В пределах второй ветви, за счет боковых деформаций, равному

приращению глубины зоны деформации соответствуют большие значения осадок, чем в первой.

Сжимаемость грунтов следует оценивать модулем деформации, значение которого определяется с учетом фактических параметров напряженно-деформированного состояния основания – отношением:

$$E = \kappa \cdot \sigma / \varepsilon \quad (5.2)$$

где  $\kappa$  – коэффициент, учитывающий распределение напряжений в пределах глубины зоны деформации;  $\varepsilon$  – относительная деформация, определяемая по зависимости:

$$\varepsilon = s / H_a \quad (5.3)$$

Где:  $s$  – осадка фундамента,  $H_a$  – глубина зоны деформации.

На рис. 5.13, а представлены графики зависимости относительной деформации от давления по подошве фундаментов площадью  $1,0 \text{ м}^2$  с разной сжимаемостью грунтов (№ 1; 4; 7), из которых видно влияние плотности на изменение относительной деформации.

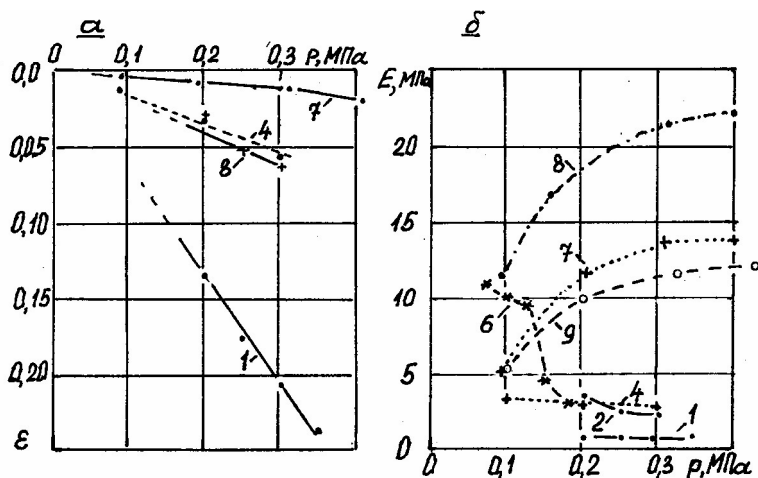


Рис. 5.13. Графики изменения относительной деформации и модуля деформации от давления по подошве фундамента

На величину сжимаемости оказывает влияние изменение структурной прочности в процессе нарастания деформаций. В песчаных грунтах структурная прочность зависит, в основном, от сил трения между частицами. С повышением плотности увеличивается площадь межчастичных контактов, в результате чего нарастает

значение структурной прочности. В глинистых грунтах, в процессе их деформирования, структурная прочность снижается, повышая их сжимаемость. [164]. Об этом можно судить по изменению модуля деформации. В песчаных грунтах с повышением давления по подошве фундамента его значение увеличивается, а в глинистых – уменьшается. На рис.5.13, б приведены графики зависимости модуля деформации от давления, построенные по результатам полевых испытаний.

### **5.3. Развитие деформаций в основаниях пирамидальных свай и свайных фундаментов, сложенных лессовыми, просадочными грунтами**

Отличие процессов деформирования грунтов в основаниях одиночной призматической и пирамидальной свай определяется их формой. Перемещение призматической свай (с вертикальной образующей ствола) под влиянием внешней нагрузки начинается при деформировании грунта ниже ее подошвы, после преодоления сил бокового трения. В процессе ее осадки деформаций уплотнения вокруг ствола свай не наблюдается. Перемещение пирамидальной свай, в результате расклинивающего эффекта, сопровождается преодолением сопротивления уплотнению и трения вдоль ее боковых граней. Осадка ее ствола вызывает нарастание деформаций вначале в пределах зоны уплотнения, а затем за ее пределами.

В основании свайного фундамента, при его осадке под влиянием внешней нагрузки, деформации в уплотненных грунтах межсвайного пространства нарастают от давлений, передаваемых подошвой ростверка, и расклинивающего действия граней пирамидальных свай. Развитие деформаций за пределами зоны уплотнения наступает при напряжениях, превышающих структурную прочность грунтов залегающих ниже зоны уплотнения.

*5.3.1. Влияние геометрических параметров на НДС системы пирамидальная свая – грунты основания.* Опытные работы проведены в полевых условиях. Основание свай представлено лессовым суглинком мощностью 1,8 м, подстилаемым слоем лесса. Выполнено три серии исследований развития деформаций в основаниях одиночных пирамидальных свай. Масштаб размеров в первой серии принят равным 1:1, а в двух других, соответственно 1:2 и 1:3. В каждой серии проведено по пять испытаний грунтов сваями с разными размерами их сечений и длины [159]. Загрузка опытных свай

выполнялась в условиях непрерывного замачивания грунтов основания. В качестве грузов применены чугунные гири весом 10 и 20 кН и штучный тарированный груз весом 200 Н. После разгрузки измерены перемещения фиксаторов, заложенных в продольной осевой плоскости опытных свай, по которым определены границы зон уплотнения и деформаций. Основные результаты исследований приведены в табл. 5.6. и на рис. 5.14.

Таблица 5.6

Основные результаты исследований влияния геометрических параметров свай на развитие деформаций в их основаниях

№ сваи	D/d см	L <sub>св</sub> м	V <sub>св</sub> м <sup>3</sup>	A <sub>г</sub> м <sup>2</sup>	V <sub>г</sub> м <sup>3</sup>	Конечные значения		
						P, кН	s, см	V <sub>д</sub> , м <sup>3</sup>
C'-1	70/10	1,0	0,19	1,67	1,23	232	6,9	1,13
C'-2	70/10	2,0	0,38	3,24	2,71	250	10,93	1,24
C'-3	70/10	3,0	0,57	4,88	3,60	340	10,71	2,76
C'-5	50/10	2,0	0,21	2,41	1,67	257	10,66	1,56
C'-6	60/10	1,45	0,21	2,00	1,60	222	8,62	1,13
C''-1	35/5	0,5	0,024	0,42	0,326	103	4,88	0,151
C''-2	35/5	1,0	0,047	0,81	0,614	136	5,04	0,191
C''-3	35/5	1,5	0,071	1,21	0,892	214	7,28	0,450
C''-5	25/5	1,0	0,026	0,60	0,442	193	8,72	0,187
C''-6	30/5	0,73	0,026	0,51	0,302	109	6,39	0,210
C'''-1	23,3/3,3	0,33	0,007	0,19	0,12	38	4,31	0,061
C'''-2	23,3/3,3	0,67	0,014	0,36	0,27	71	4,27	0,078
C'''-3	23,3/3,3	1,00	0,021	0,51	0,38	92	5,90	0,154
C'''-5	16,7/3,3	0,67	0,008	0,27	0,19	50	5,93	0,043
C'''-6	20/3,3	0,49	0,078	0,23	0,19	35	5,83	0,063

Уменьшение масштаба размеров сваи изменяет соотношение между площадью боковых граней и объемом. Объем сваи изменяется пропорционально масштабу в третьей степени, а площадь боковых граней – в квадрате. При этом значение удельной поверхности повышается пропорционально уменьшению масштаба.

Соотношения между параметрами сваи и зоны уплотнения приведены на рис. 5.15. Изменение масштаба размеров сваи оказывает влияние на условия формирования зоны уплотнения. Отношение ее объема к объему сваи увеличивается пропорционально увеличению удельной поверхности (рис.5.15, а). При этом отношение объема зоны уплотнения к площади боковых граней при повышении удельной поверхности остается практически неизменным (рис. 5.15, б).

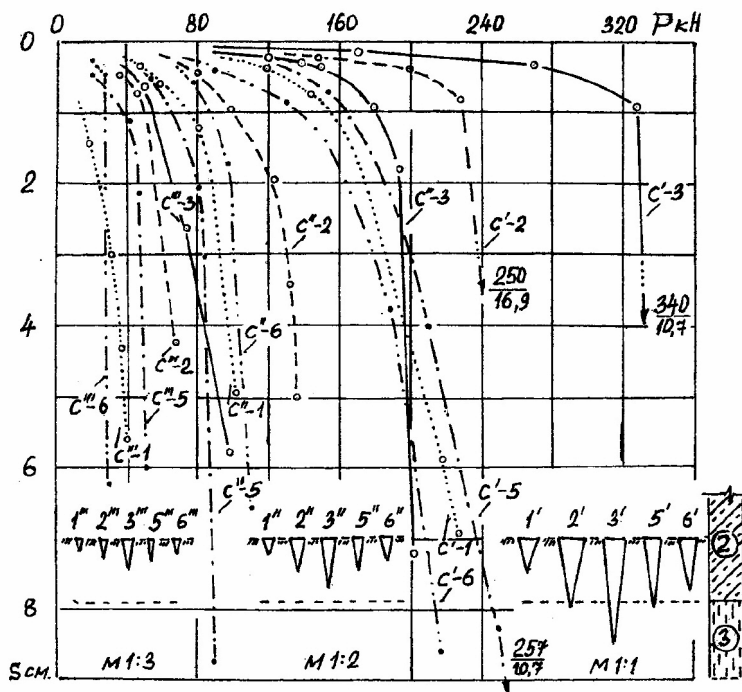


Рис. 5.14. Графики зависимости осадки опытных свай от нагрузки

Плотность сухого грунта в пределах объема зоны уплотнения распределена неравномерно. Её значения убывают от граней свай к внешней границе, где она равна природной. На схемах рис. 5.15, а приведены изолинии плотностей сухого грунта в пределах уплотненной зоны. Максимальные значения плотности сухого грунта и ширины зоны уплотнения наблюдаются в средней трети по глубине свай [114;159]. В верхней трети на степень уплотнения оказывает влияние выпор грунта, возникающий при забивке свай, а в нижней - малые размеры её поперечного сечения.

Внешняя нагрузка передается через сваю на искусственно уплотненный грунт с высокими показателями плотности. Чем больше зона уплотнения, тем выше нагрузка, передаваемая единицей объема свай на основание. На рис. 5.15, з приведен график зависимости величины нагрузки на единицу объема пирамидальных свай от удельной поверхности боковых граней, при осадке 6...8 см.

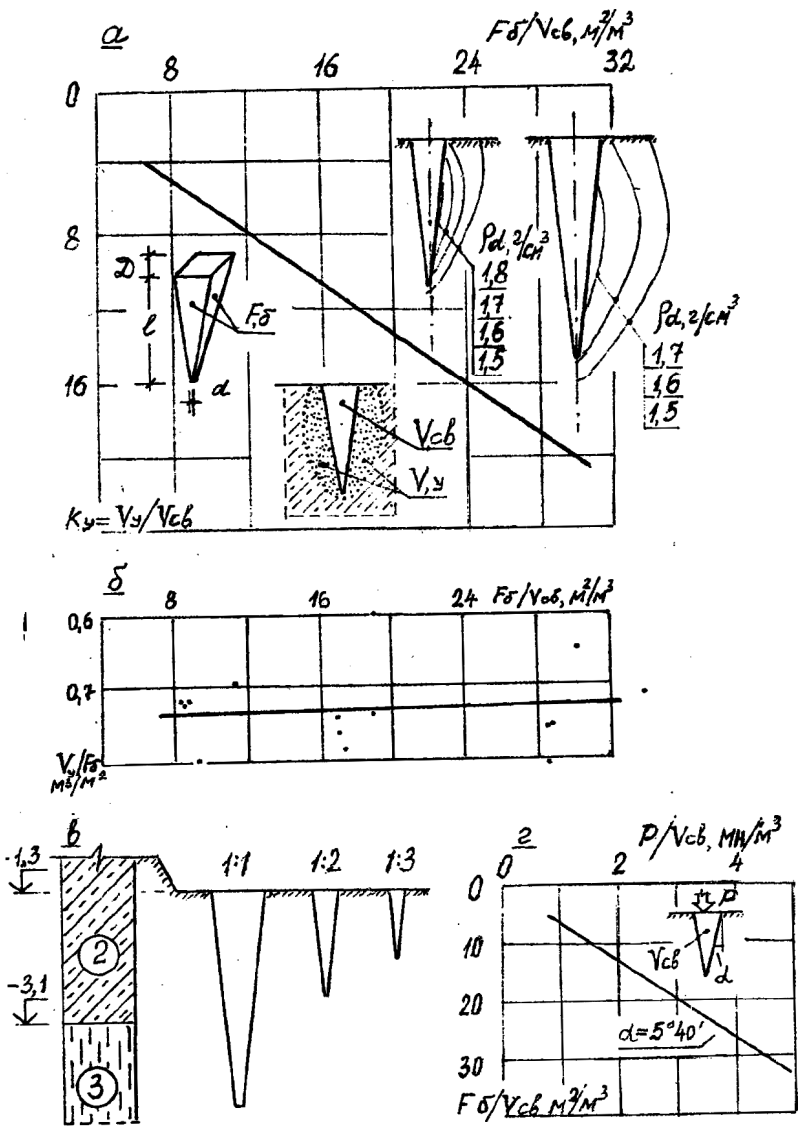


Рис. 5.15. Соотношение между параметрами свай и деформаций грунта при изменении масштаба размеров свай

5.3.2. *Влияние длины свай на НДС грунтов их оснований.* Исследования влияния длины свай на процессы развития деформаций в лессовых основаниях одиночных свай и свайных фундаментов проведены в четырех сериях опытов, со сваями длиной от 0,5 до 2,0 м, с интервалом 0,5 м [55]. Опытные работы выполнены в полевых условиях. Дно котлована заглублено ниже кровли лессовой супеси, мощностью около 5 м. Схема опытных фундаментов для каждой серии и их высотное положение представлены на рис. 5.16.

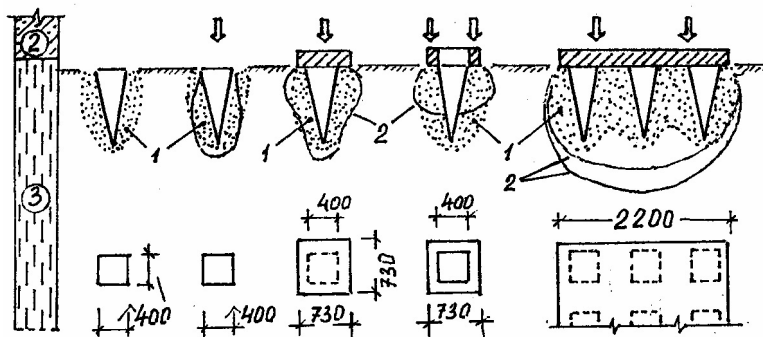


Рис. 5.16. Схема опытных свай в каждой серии исследований

Границы зон уплотнения (1) и деформации (2) определены по результатам перемещений фиксаторов деформаций, грунтовых марок и изменению плотности сухого грунта. Каждое испытание проведено в условиях локального, непрерывного замачивания.

В каждой серии проведено по 5 испытаний. В первом свая забита для определения границ зоны уплотнения. Во втором, третьем и четвертом испытаниях проведены исследования развития деформаций в основаниях одиночных свай с высоким, низким ростверком и ростверка, установленного на уплотненный грунт по периметру свай. В пятом испытании проведены наблюдения за развитием деформаций в основании свайного фундамента из девяти свай. Параметры опытных свай приведены в табл. 5.7.

Объем пирамидальной сваи и площадь ее боковых граней изменяются пропорционально изменению ее длины, при сохранении среднего значения площади поперечного сечения. Незначительное снижение значения удельной поверхности, связано с уменьшением угла наклона граней к вертикали при увеличении длины свай. На



развитие деформаций в грунтах основания одиночной сваи оказывают влияние изменения геометрических параметров ствола и наличие низкого ростверка.

Таблица 5.7

Параметры опытных свай							
Серия	D/d см	L <sub>св</sub> м	V <sub>св</sub> м <sup>3</sup>	A <sub>г</sub> м <sup>3</sup>	A <sub>г</sub> /V <sub>св</sub> м <sup>2</sup> /м <sup>3</sup>	A <sub>p</sub> м <sup>2</sup>	A <sub>R</sub> м <sup>2</sup>
I	40/ 5	0,5	0,030	0,48	15,7	0,53	0,37
II	"	1,0	0,061	0,92	15,1	"	"
III	"	1,5	0,091	1,36	14,9	"	"
IV	"	2,0	0,122	1,80	14,8	"	"

Зона уплотнения, сформированная при забивке сваи, является искусственным основанием с переменным значением плотности, снижающейся от максимального значения у грани сваи до природного значения на ее внешней границе. В табл. 5.8 и на рис. 5.17 представлены результаты проведенных исследований.

Таблица 5.8

Результаты исследований деформаций в основаниях свай и фундаментов из пирамидальных свай

Серия	№	P кН	s см	V <sub>срм</sub> м <sup>3</sup>	V <sub>a</sub> м <sup>3</sup>	P/A <sub>p</sub> кПа
I	1'	-	-	0,348	-	-
	1	60	6,58	0,330	0,145	-
	2	135	8,01	0,342	0,64	255
	2*	135	9,18	0,355	0,624	365
	3	915	7,69	2,65	6,36	189
II	4'	-	-	0,508	-	-
	4	100	3,14	0,847	0,345	-
	5	209	8,55	0,526	0,929	395
	5*	155	7,51	0,531	0,612	419
	6	1100	8,50	5,04	9,65	227
III	7'	-	-	0,862	-	-
	7	175	7,51	1,0	0,416	-
	8	245	13,98	0,839	1,150	462
	8*	151	3,77	1,01	0,299	408
	9	1280	7,86	7,11	15,86	264
IV	10'	-	-	1,352	-	-
	10	190	10,92	1,480	0,786	-
	11	250	7,18	1,116	1,368	472
	11*	220	2,65	1,365	0,33	612
	12	1400	12,10	11,24	19,87	289

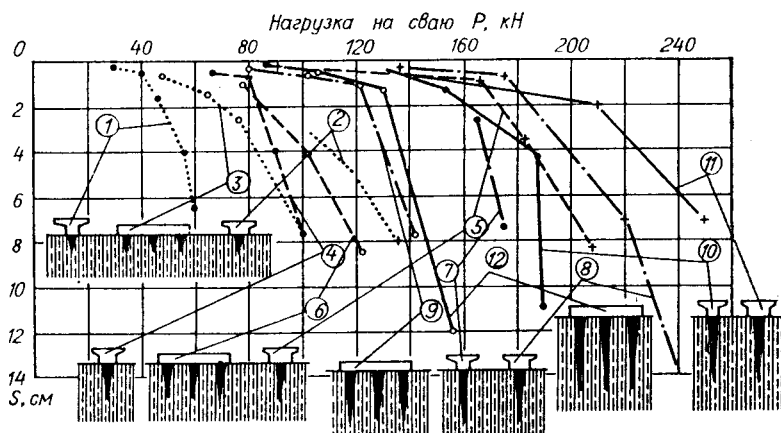


Рис. 5.17. Графики зависимости осадки опытных свай от нагрузки

Возрастающая нагрузка вызывает нарастание деформаций в двухслойном основании. Вначале в пределах, а затем за пределами зоны уплотнения. На характер их развития оказывает влияние конструкция односвайного фундамента.

На рис. 5.18 представлены схемы последовательности нарастания деформаций в основании одиночной сваи с высоким и низким ростерком. Схемы построены по результатам исследований в I и IV сериях.

В основании сваи с высоким ростерком повышение нагрузки вызывает нарастание деформаций в грунтах основания. С увеличением объема зоны деформации снижается плотность сухого грунта на ее внешней границе и, как следствие, сопротивление грунта уплотнению. Развитие деформаций за пределами зоны уплотнения сопровождается увеличением приращений осадки. Графики зависимости осадки от нагрузки имеют две ветви. Первая ветвь соответствует развитию деформаций в пределах объема зоны уплотнения с максимальными значениями плотности. Вторая – нарастанию деформаций за пределами зоны уплотнения, в грунтах природного сложения. Плавный переход от одной ветви к другой отражает неоднородность плотности грунта в пределах зоны уплотнения. При равных приращениях нагрузки приращения осадки в пределах первой ветви значительно меньше, чем в пределах второй. В данных грунтовых условиях, представленных высокопористыми лессовыми супесями, первая ветвь, отражающая нарастание деформаций в пределах зоны уплотнения, заканчивается

при осадке около 10 мм, а вторая, характеризующая развитие деформаций за пределами зоны уплотнения, начинается при осадках 20...30 мм.

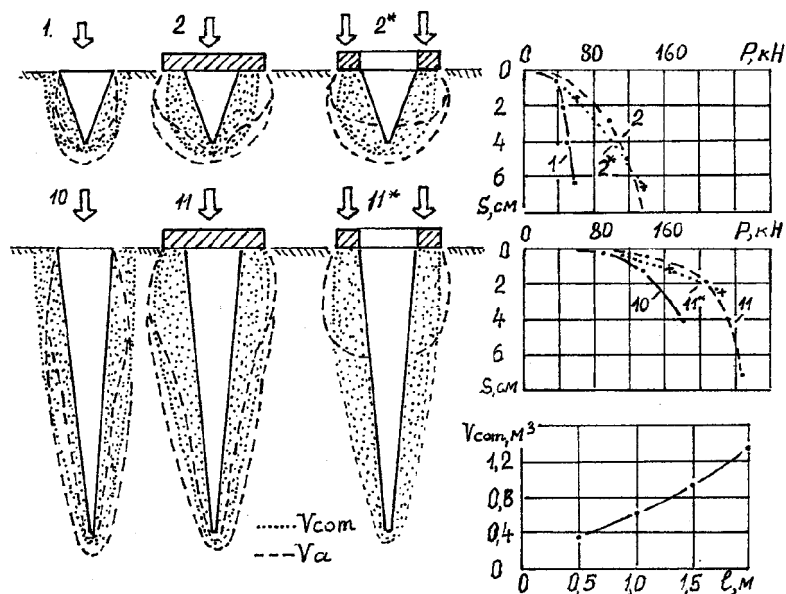


Рис. 5.18. Схемы нарастания деформаций в основаниях пирамидальных свай с высоким и низким ростверком.

Наличие низкого ростверка изменяет условия деформирования уплотненного грунта, повышая его сопротивление внешней нагрузке. Объем зоны деформации в основании односвайного фундамента и его осадка увеличиваются под влиянием передачи нагрузки на грунты фрагментом площади подошвы ростверка и наклонными боковыми гранями свай.

При передаче нагрузки на основание подошвой ростверка, без включения в процесс деформирования ствола свай, деформации нарастают ниже его подошвы, в пределах и, частично, за пределами уплотненного грунта. С ростом нагрузки разница между осадками ростверка и односвайного фундамента уменьшается (см. табл. 5.8 и графики на рис. 5.18).

5.3.3. Влияние длины свай в свайных фундаментах на развитие деформаций в их основаниях. Пирамидальные сваи в свайных фундаментах применяются для уплотнения грунтов. Их длина при заданной нагрузке принимается равной мощности зоны деформации, нижняя граница которой находится на глубине, где напряжения от всех видов нагрузок равны структурной прочности [164].

Натурные исследования процессов развития деформаций в основаниях пяти опытных фундаментов квадратной формы с размерами стороны 2,2 м проведены в полевых условиях [55;123]. Их высотное положение представлено на рис. 5.19.

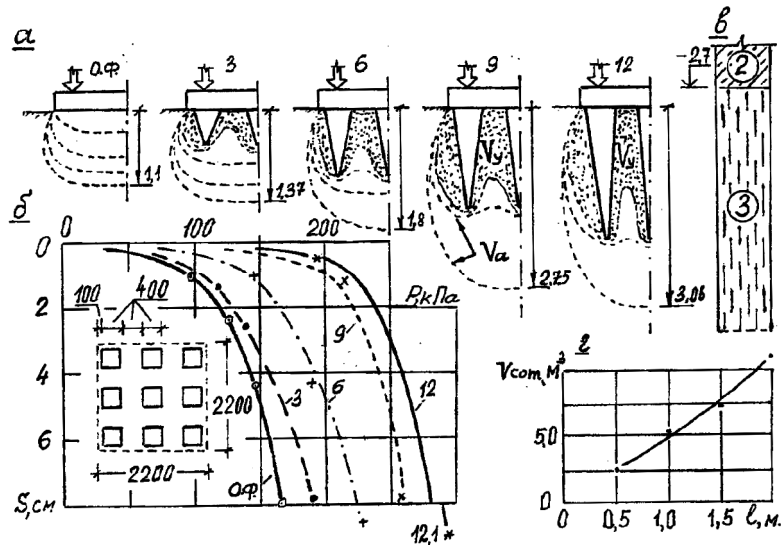


Рис. 5.19. Результаты испытаний одного опытного и четырех свайных фундаментов из пирамидальных свай: а – схема опытных фундаментов; б – графики зависимости осадки от давления по подошве ростверка; в – геологическое строение участка; г – зависимость объема зоны уплотнения в основании свайного фундамента от длины свай

Один фундамент на естественном основании, а четыре – свайные из девяти свай, длиной от 20 до 90 % размера стороны ростверка. Геометрические параметры свай приведены в таблице 5.7, а основные результаты исследований деформаций в основаниях фундаментов в табл. 5.9.

Таблица 5.9

Результаты исследований деформаций в основаниях  
свайных фундаментов

№	p кПа	s см	H <sub>a</sub> м	V <sub>з</sub> м <sup>3</sup>	ε = s / H <sub>a</sub>	E = 0,5p/ε, МПа	p <sub>стр.при z=</sub> H <sub>а</sub> , кПа
О.Ф.	97	1,0	0,45	-	0,022	2,2	94
	125	2,4	0,70	1,61	0,034	1,8	108
	146	4,4	0,90	3,62	0,049	1,5	114
	166	8,0	1,10	5,51	0,078	1,1	117
3	117	1,45	0,75	-	0,019	3,1	108
	139	2,6	1,12	-	0,023	3,0	115
	188	7,7	1,37	6,36	0,056	1,7	134
6	143	1,0	1,0	-	0,010	7,1	125
	188	4,3	1,55	-	0,028	3,4	141
	226	8,5	1,8	9,65	0,047	2,4	130
9	233	1,2	1,5	-	0,008	14,5	146
	259	7,8	2,75	15,86	0,028	4,6	110
12	225	1,2	2,0	-	0,006	18,7	120
	291	12,1	3,06	19,87	0,039	3,7	111

При равной осадке и прочих равных условиях следствием увеличения длины свай в свайном фундаменте является повышение давления по подошве ростверка (рис. 5.19,б).

В выполненных исследованиях проведены наблюдения последовательности нарастания деформаций с помощью глубинных марок и определение конечных границ объемов зоны уплотнения и зоны деформации по результатам перемещений фиксаторов деформаций. Фиксаторы заложены в двух вертикальных плоскостях: центральной, проходящей вдоль оси среднего ряда свай, и промежуточной, проходящей вдоль оси межсвайного пространства между средним и крайним рядами свай. В каждой плоскости установлено две серии фиксаторов. Одна – до забивки свай, а вторая – перед загрузкой свайного фундамента. На рис. 5.20 приведен фотоснимок перемещений фиксаторов деформаций, заложенных в центральной осевой плоскости одного из свайных фундаментов. Сплошной линией закрашены фиксаторы, установленные до погружения свай, а прерывистой – после. Фиксаторы вскрыты после снятия нагрузки из котлована, пройденного вдоль плоскости их установки. По результатам измерений их положения строились эпюры деформаций.

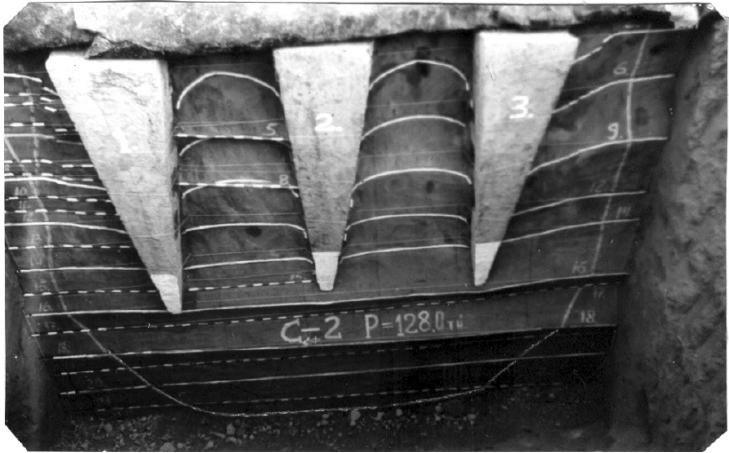


Рис. 5.20. Положение фиксаторов деформаций в центральной осевой плоскости свайного фундамента

При принятом шаге между сваями, равном двойному размеру максимального сечения, объем зоны уплотнения, приходящийся на каждую сваю в свайном фундаменте, получен, в среднем, на 10% меньшим, чем в основании одиночной сваи. На рис. 5.21 приведены графики зависимости объема зоны уплотнения в основании одиночной сваи и сваи в свайном фундаменте.

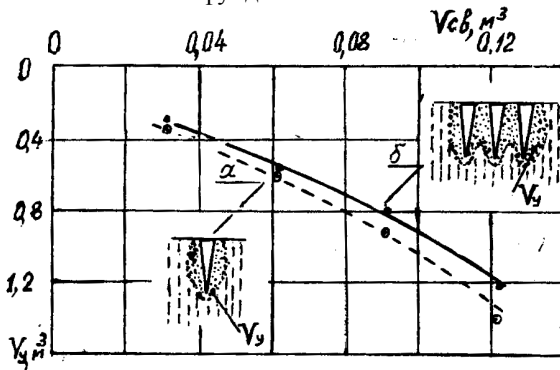


Рис. 5.21. Графики зависимости объема зоны уплотнения приходящейся на одиночную сваю и одну сваю в свайном фундаменте

Уменьшение вызвано взаимным влиянием смежных свай, забитых с шагом, меньшим ширины зоны уплотнения полученной для одиночной сваи. В данных условиях объем зоны уплотнения, приходящийся на одну сваю, примерно в 10 раз больше объема сваи. В табл. 5.9 и на рис. 5.19 приведены основные результаты проведенных исследований.

Среднее значение плотности сухого грунта межсвайного пространства, в пределах длины свай, определенное по принципу, изложенному в п.5.5.1, повысилось от 1,39...1,49 до 1,55...1,56 г/см<sup>3</sup>. Ее значение, при равных размерах торцевых граней сваи, остается постоянным при изменении ее длины в грунтах с равной плотностью сухого грунта.

Принцип оценки деформирования основания свайного фундамента по результатам исследований деформаций в основании одиночной сваи не находит экспериментального подтверждения [36;53;123].

При равной осадке нагрузка на сваю в свайном фундаменте, как правило, меньше нагрузки, воспринимаемой основанием односвайного фундамента с площадью ростверка, равновеликой площади, приходящейся на одну сваю в свайном фундаменте. Несущая способность сваи с высоким ростверком может быть меньше или больше несущей способности сваи в свайном фундаменте. Их значения зависят от соотношения длины сваи к размеру стороны ростверка. Так, в проведенных исследованиях с длиной свай, равной 20...50% размера стороны ростверка, несущая способность одиночной сваи ниже, а при 70...90% – выше, чем в свайном фундаменте (см. рис. 5.17). На рис. 5.22 приведены графики зависимости осадки от нагрузки на одиночную сваю и сваю в свайном фундаменте в серии опытов со сваями длиной 2 м.

Основание фундаментов из пирамидальных свай является двух-слойным. Первый слой – уплотненный грунт межсвайного пространства. Его мощность примерно равна длине свай. Нарастание деформаций при увеличении нагрузки происходит вначале в пределах, а затем за пределами зоны уплотнения.

На рис. 5.19 приведены графики зависимости осадки фундаментов от давления по их подошве. Графики имеют две ветви, каждая из которых отражает процессы деформирования грунтов основания.

В основании опытного фундамента, представленного грунтами с ненарушенной структурой, первая ветвь характеризует нарастание упругих деформаций, деформаций на контакте подошвы ростверка с грунтом основания и начальную стадию нарастания необратимых деформаций. Вторая – отражает нарастание необратимых деформаций

как под подошвой, так и в стороны – за пределы контура фундамента [164].

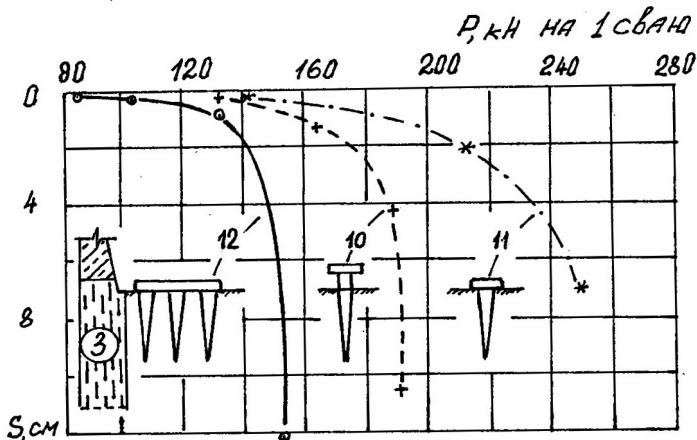


Рис. 5.22. Влияние площади ростверка на несущую способность свай

В свайных фундаментах первая ветвь соответствует нарастанию деформаций в пределах зоны уплотнения. Деформирование уплотненного грунта происходит, в основном, под площадью подошвы ростверка, в условиях ограниченной возможности боковых деформаций наличием свай по периметру грунтосвайного массива.

Последовательность нарастания деформаций по глубине и в стороны определена по результатам перемещений глубинных марок, заложенных в вертикальной продольной осевой плоскости свайного фундамента, на разной глубине ниже его подошвы [53]. По результатам их перемещений определены границы зоны деформации для каждой ступени нагрузки, по которым подсчитан их объем.

На рис. 5.23 приведены графики деформаций оснований опытных фундаментов – зависимости осадки от глубины зоны деформации и объемной осадки от объема зоны деформации.

Значения относительной деформации, определенные по двум зависимостям для каждой ступени нагрузки, имеют близкую сходимость, свидетельствующую о возможности использования линейных значений деформаций для определения показателей сжимаемости грунтов основания.

Графики деформаций имеют две ветви зависимости осадки от глубины зоны деформации. Первая отражает процессы деформи-



рования уплотненного грунта в межсвайном пространстве, а вторая – грунта за пределами зоны уплотнения.

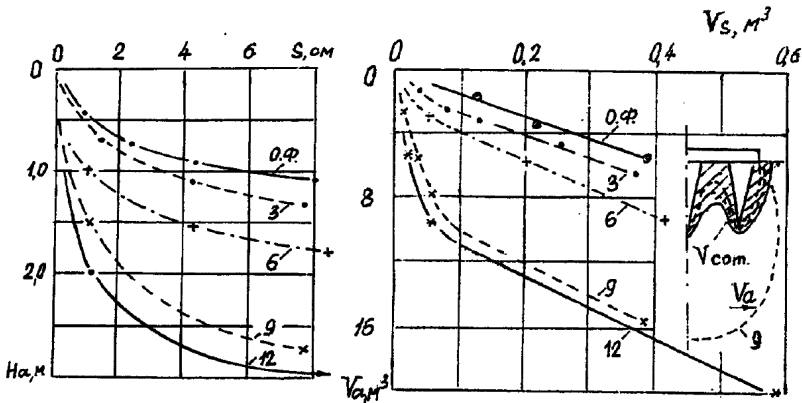


Рис. 5.23. Графики деформаций основания – зависимости осадки от глубины зоны деформации и объемной осадки от объема зоны деформации

В проведенных испытаниях величина осадки от деформирования грунтов в пределах уплотненной зоны составила около 1 см. Ее последующее увеличение явилось следствием нарастания деформаций в природном грунте – ниже границы зоны уплотнения.

Одним из критериев оценки деформативных свойств грунтов основания свайного фундамента может служить относительное заглубление свай, определяемое по зависимости:

$$\lambda_c = l_c / \sqrt{A_{c.ф}} \quad (5.4)$$

где:  $l_c$  – длина свай ниже подошвы ростверка;  $A_{c.ф}$  – площадь свайного фундамента (ростверка).

При возрастании его значения увеличивается глубина зоны уплотнения и – как следствие – повышается эффективность уплотненного основания. Так, по результатам проведенных исследований фундаментов из девяти свай осадке 1 см соответствует давление по подошве ростверка равное 105 кПа, при длине свай 0,5 м ( $\lambda_c = 0,23$ ) и 220 кПа при длине свай – 2 м ( $\lambda_c = 0,91$ ). На рис. 5.24 приведены графики зависимости давления по подошве свайного фундамента от относительного заглубления свай при осадках 1...6 см.

В односвайном фундаменте с размером ростверка 0,73 м, при осадке 1 см давление по подошве ростверка повышается с увеличением длины сваи. Так, давление по подошве ростверка с длиной сваи 0,5 м составило 240 кПа, а при длине ее ствола 2 м ( $\lambda_c = 2,74$ ) – 455 кПа. (см. рис. 5.24)

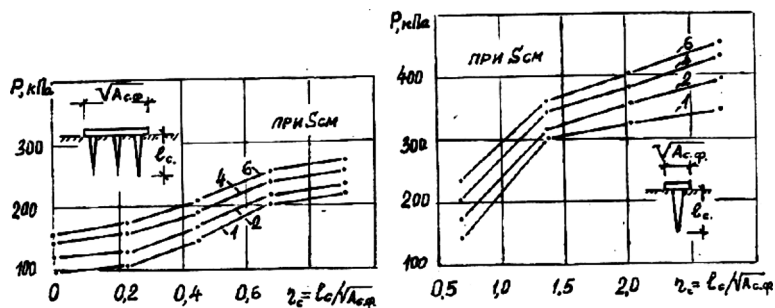


Рис. 5.24. Зависимости давления по подошве ростверков от относительного заглубления свай

Значительный объем исследований нарастания деформаций в грунтах оснований пирамидальных свай и свайных фундаментов выполнен в г. Ярославле, материалы которых опубликованы в работах [57;123]. На рис.5.25 представлены данные испытаний пирамидальной сваи с высоким ростверком (С-9) и двух свайных фундаментов: один односвайный (С-10) с площадью ростверка 3,24 м<sup>2</sup> ( $\lambda_c = 1,1$ ), а второй – многосвайный (О.Ф.-3) состоящий из 25 свай с площадью ростверка 81 м<sup>2</sup> ( $\lambda_c = 0,22$ ). В данной серии испытаний приняты сваи длиной 2 м, с размерами верхнего сечения 0,7 × 0,7 м и нижнего 0,1 × 0,1 м.

Геологическое строение участка представлено на рис. 5.25, а показатели свойств грунтов в табл. 5.10.

Таблица 5.10

#### Характеристики грунтов

Показа- Тели.	№ № слоев								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	2,65	2,64	2,45	2,68	2,70	2,67	2,40	2,69	2,70
$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	1,48	1,50	1,32	1,36	1,38	1,40	1,30	1,41	1,60
w -	0,21	0,22	0,39	0,31	0,30	0,32	0,49	0,34	0,24
E, МПа	7,0	7,5	1,3	1,6	2,6	3,0	1,1	3,1	15,0

Послойные перемещения в основании свайного фундамента, в процессе приложения нагрузки, измерены с помощью глубинных

марок. Схема их установки в основании свайного фундамента показана на рис.5.15, а. На каждом горизонте установлено по две марки. Их конструкция приведена на рис. 5.25, з.

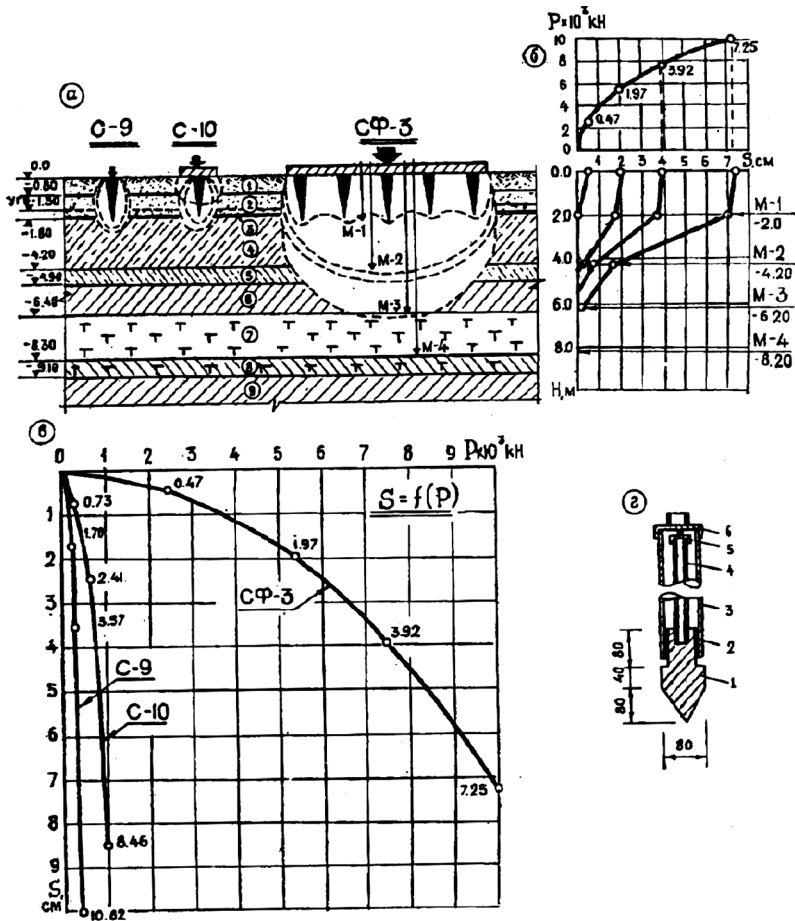


Рис. 5.25. Нарастание деформаций в основании свай и свайного фундамента: а) схема свай и свайного фундамента на геологическом разрезе 1;2 – песок; 3 – торф, черный, перегнивший – 0,1 м; 3;4;5;6 – суглинки; 7 – торф; 9 – глина; б) графики зависимости осадки от нагрузки; в) глубинная марка: 1 – марка; 2 – сальник; 3 – обсадная труба; 4 – внутренняя труба; 5 – заглушка; 6 – наголовник

Эпюры деформаций по глубине основания, построенные по результатам измерений осадок глубинных марок, приведены на рис. 5.25, б. Сжимаемость слоев, расположенных в интервале между горизонтами, на которых установлены глубинные марки, можно оценить по значениям относительных деформаций. На рис. 5.26 приведены зависимости, характеризующие НДС основания свайного фундамента площадью  $81 \text{ м}^2$ . По эпюрам деформаций, построенным для каждой ступени нагрузки, определены приращения осадок в слоях, расположенных в интервалах между марками (рис. 3.26, в). По их значениям определены относительные деформации.

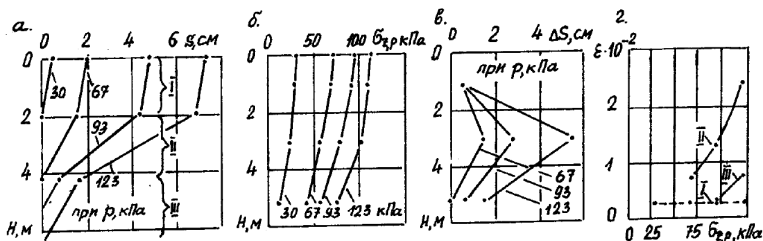


Рис. 5.26. Графики зависимости по глубине основания: а) деформаций; б) напряжений; в) приращений осадок; г) относительных деформаций

Минимальные деформации зафиксированы в пределах грунтов межсвайного пространства, мощностью  $2 \text{ м}$ , уплотненных при забивке свай. Его сжатие при давлении по подошве ростверка, равном  $30 \text{ кПа}$ , составило  $0,47 \text{ см}$ , не изменилось при последующем его повышении до значения  $123 \text{ кПа}$ . Приращение осадок происходило за счет развития деформаций в слоях, расположенных в интервалах II и III.

На рис. 5.27. приведены графики зависимости осадки от нагрузки, приходящейся на одну свая. В данной серии опытов, при равной осадке, несущая способность свай в многосвайном фундаменте примерно в 2 раза ниже, чем в односвайном, и равна несущей способности одиночной сваи с высоким ростверком. Полученные соотношения не отражают процессов деформирования грунтов основания. Осадка является следствием деформирования грунтов в пределах зоны деформации. В иллюстрируемых опытах, в основании фундамента с площадью подошвы  $3,24 \text{ м}^2$  осадка является следствием деформирования грунта, уплотненного при забивке свай. У свайного фундамента площадью  $81 \text{ м}^2$  ее нарастание происходило в основном, за счет деформаций в грунтах, залегающих ниже зоны уплотнения.

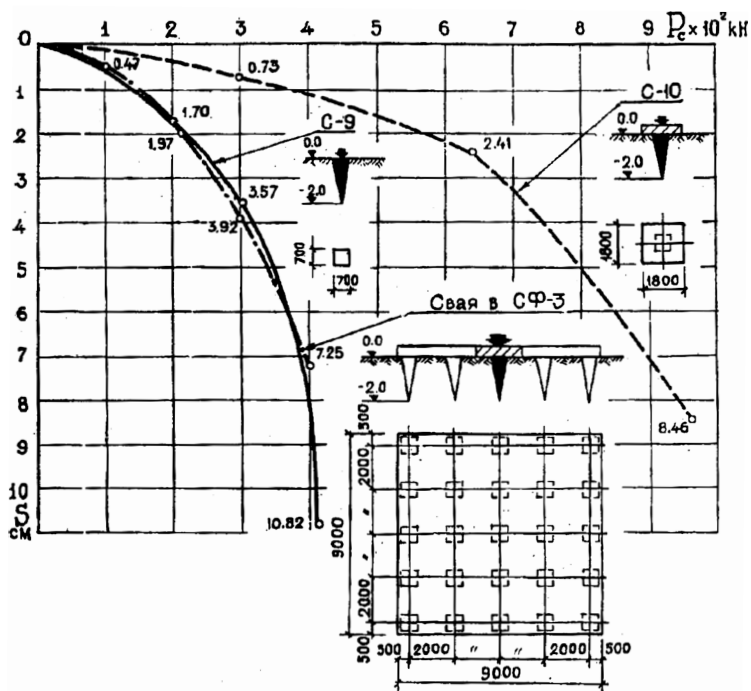


Рис. 5.27. Графики зависимости осадки от нагрузки

На рис.5.28 приведены графики деформаций в основаниях свайных фундаментов.

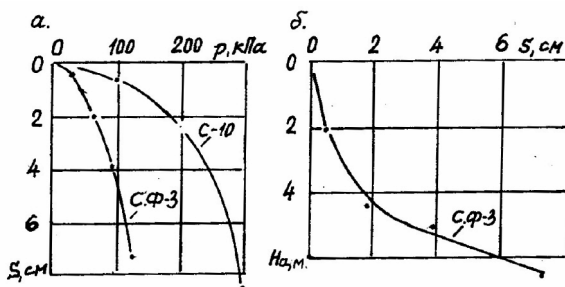


Рис. 5.28. Графики зависимости: а) осадки от давления по подошве ростверка; б) осадки от глубины зоны деформации

При равной осадке давление по подошве свайного фундамента меньшей площади, значительно выше, чем у фундамента с большей площадью подошвы. При равном давлении осадка больше у фундамента с большей площадью подошвы (см. рис.5.28). На величину осадки оказывает влияние степень уплотнения основания. Основание фундамента площадью  $81 \text{ м}^2$  уплотнено сваями частично, в верхней части зоны деформации. Осадка, за счет деформаций грунта в ее пределах составила около 6% от общей ее величины.

#### 5.4. Процессы нарастания деформаций в основаниях фундаментов, свай и свайных фундаментов.

На участке строительства зданий сталепрокатного завода им. Дзержинского в г. Одессе, грунтовая толща которого представлена лиманно-морскими отложениями, проведены комплексные исследования деформаций, развивающихся в грунтах основания опытных фундаментов, свай и свайных фундаментов. Для свайных фундаментов применены призматические и пирамидальные сваи, с одинаковым объемом бетона, равным  $0,43 \text{ м}^3$ . Призматические сваи сечением  $0,35 \times 0,35 \text{ м}$ , длиной  $3,5 \text{ м}$ , а пирамидальные сечением, в голове  $0,6 \times 0,6 \text{ м}$ , в подошве  $0,1 \times 0,1 \text{ м}$ , длиной  $3 \text{ м}$ .

Высотное положение опытных фундаментов на геологическом разрезе и график изменения структурной прочности по глубине, полученные по результатам натурных исследований [164], приведены на рис. 5.29, а показатели свойств грунтов в табл. 5.2.

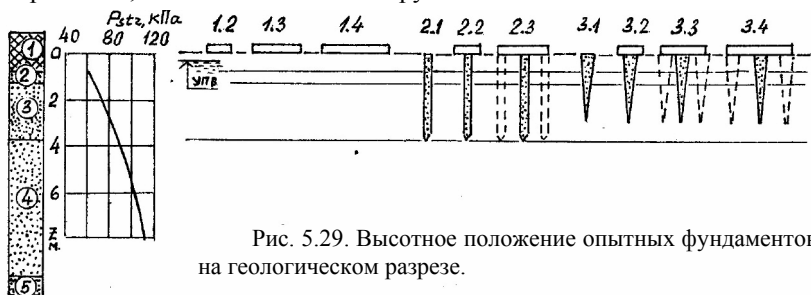


Рис. 5.29. Высотное положение опытных фундаментов на геологическом разрезе.

По результатам наблюдений за перемещениями опытных фундаментов и глубинных марок, заложенных ниже их подошвы, определены средние значения осадки и глубины зоны деформации для каждой ступени загрузки. Основные результаты исследований приведены в таблице 5.11.

Таблица 5.11

Параметры напряженно-деформированного состояния оснований  
фундаментов свай и свайных фундаментов

№	A м <sup>2</sup>	P МН	p кПа	s см	Зона деф., см		p <sub>стр</sub> , кПа z=H <sub>a</sub>	ε=s/H <sub>a</sub> × 10 <sup>-2</sup>
					H <sub>a</sub>	C <sub>a</sub>		
1.2	1,44	0,15	104	0,85	105	-	-	-
		0,29	200	5,89	145	-	65	-
1.3	4,41	0,30	68	0,63	90	-	-	0,7
		0,60	136	1,82	155	-	-	1,17
1.4	9,00	0,88	200	3,97	240	-	80	1,65
		0,71	79	1,45	115	-	-	1,26
		1,32	147	4,60	215	-	-	2,14
		1,80	200	7,36	315	-	95	2,34
2.1	-	0,25	-	0,18	-	-	-	-
		0,31	-	0,56	-	-	-	-
		0,35	-	1,80	66	103	-	-
2.2	1,44	0,36	239	1,52	85/46	144/62	-	-
		0,55	382	3,50	100/57	148/96	-	-
		0,65	451	4,70	112/64	150/104	-	-
		0,78	542	6,88	125/75	152/114	-	-
2.3	4,41	1,52	345	1,05	290	-	105	0,36
		2,00	454	2,28	370	-	99	0,62
		2,51	569	3,50	430	-	102	0,81
		2,99	678	5,48	510	-	101	1,07
3,1	-	0,12	-	0,034	311	79	-	-
		0,42	-	0,07	324	108	-	-
		0,54	-	1,09	333	121	-	-
		0,69	-	3,03	344	135	-	-
3.2	1,44	0,47	326	0,59	320	170	-	-
		0,71	493	1,24	332	176	-	-
		0,85	590	1,63	340	182	-	-
		1,05	729	2,45	346	188	-	-
		1,15	799	2,85	350	190	-	-
3.3	4,41	1,5	340	0,56	-	-	-	-
		1,7	385	0,84	330	170	103	0,25
		2,1	476	1,51	390	176	98	0,29
		2,56	580	2,37	460	182	99	0,52
		3,1	703	4,16	540	188	102	0,77
		3,6	816	5,97	580	190	106	1,03

3.4	9,0	1,78	198	0.51	-	-	-	-
		2.53	280	1.01	400	-	101	0,25
		3.56	396	3.02	540	-	105	0.56
		4.13	459	4.82	620	-	109	0.78
сф-3 [57]	81,0	2,42	30	0.47	200	-	58	0.24
		5,40	67	1.97	420	-	102	0.47
		7.30	90	3.92	500	-	119	0.78
		10,0	123	7,25	640	-	149	1,13

Примечания: А - площадь фундамента (ростверка); Р – нагрузка на фундамента; р – давление ниже подошвы ; s – осадка; Н<sub>а</sub> и С<sub>а</sub> – глубина и ширина зоны деформации: в числителе – под подошвой ростверка, а в знаменателе – наже остря; р<sub>стр.</sub> – структурная прочность на границе зоны деформации;  $\mathcal{E}$  - относительная деформация

Принятая практика оценки несущей способности свай в свайном фундаменте, определением ее как частное от деления общей нагрузки на количество свай не отражает напряженно деформированного состояния грунтов в его основании.

Ростверк является фундаментом, передающим нагрузку от сооружения на грунты основания. Фактически нагрузка на грунты основания передается, в основном, подошвой ростверка на грунты межсвайного пространства, и частично сваями: призматическими – их подошвой, а пирамидальными – боковой поверхностью.

Таблица 5.12

Соотношения между фрагментами площадей свайного фундамента приходящихся на грунт и свай

№	А <sub>с.ф.</sub>		А <sub>гр.</sub>		А <sub>св.</sub>		ρ <sub>d,com</sub> г/см <sup>3</sup>	L <sub>св.</sub> м	b <sub>с.ф.</sub> м	L <sub>св./b<sub>с.ф.</sub></sub> -
	м <sup>2</sup>	%	м <sup>2</sup>	%	м <sup>2</sup>	%				
2.2	1,44	100	1,32	92	0,12	8	-	3,5	1,2	2,9
2.3	4.41	100	3,80	86	0,61	14	1,71	3,5	2,1	1,65
3,2	1,44	100	1,08	75	0,36	25	-	3	1,2	2,50
3,3	4.41	100	3.16	72	1,25	28	1,74	3	2,1	1,43
3,4	9,0	100	7,2	80	1,80	20	1,65	3	3,0	1,0
сф-3	81	100	68,8	85	12,2	15	-	2	9,0	0,2

Примечания: А<sub>с.ф.</sub>; А<sub>гр.</sub> и А<sub>св.</sub> – площадь свайного фундамента и его фрагментов опирающихся на грунт и свай; ρ<sub>d,com</sub> – средняя плотность сухого грунта в межсвайном пространстве; L<sub>св.</sub> – длина свай; b<sub>с.ф.</sub> – размер квадратного ростверка

Грунты межсвайного пространства уплотнены сваями в процессе их



погружения. Степень уплотнения зависит от природной плотности грунтов и вида свай. Сваями, в зависимости от их конструкции, нагрузка передается их подошвой (призматические) или боковой поверхностью (пирамидальные). В табл. 5.12 приведены значения фрагментов площади свайного фундамента, приходящихся на грунт межсвайного пространства и сваи.

Наличие свай оказывает влияние на развитие деформаций в грунтах основания свайных фундаментов. Характер их нарастания зависит от величины нагрузки на свайный фундамент размеров ростверка, конструкции свай и их компоновки в свайном фундаменте.

#### 5.4.1. Фундаменты из призматических свай.

Проведены исследования нарастания деформаций в основаниях одиночных свай, свайных фундаментов и равной площади фундаментов без свай [46;123;155]. На рис. 5.30 представлены графики зависимости осадки от нагрузки испытанных фундаментов.

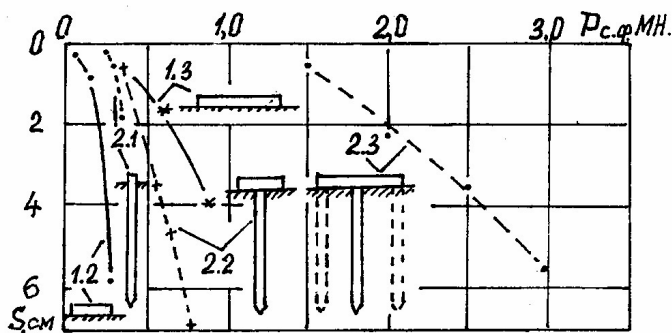


Рис. 5.30. Графики зависимости осадки от нагрузки на фундаменты, сваю и свайные фундаменты

При равной осадке нагрузка на односвайный фундамент в 2 – 2,5 раза, а на 5 - свайный – в 3 раза больше, чем на фундаменты без свай равной площади.

На несущую способность одной сваи в свайном фундаменте оказывают влияние расстояние между сваями, состояние грунтов после погружения свай и размеры ростверка. На рис. 5.31 приведены графики зависимости осадки от нагрузки, приходящейся на одну сваю.

Процесс деформирования грунтов в основании фундамента на естественном основании сопровождается их уплотнением и боковым

расширением. Объем зоны деформации нарастает в глубь основания, ниже подошвы фундамента и в стороны, за пределы его контура [164]. На рис. 5.32 показаны траектории перемещений грунта в разных точках поперечного сечения основания.

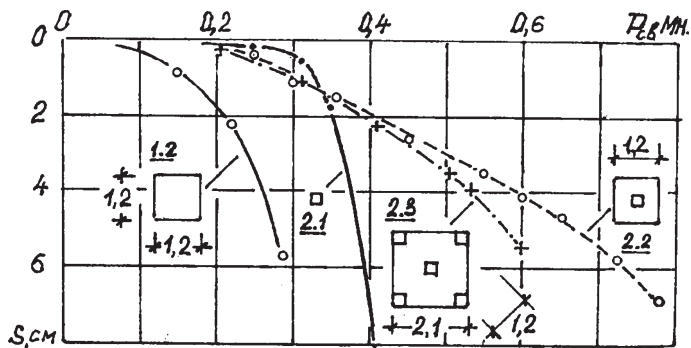


Рис. 5.31. Графики зависимости осадки от нагрузки, приходящейся на одиночную сваю и сваю в свайном фундаменте

В основании одиночной сваи с высоким ростверком возрастающая нагрузка уравнивается вначале силами бокового трения. Часть нагрузки, превышающей силы трения, передается подошвой сваи на уплотненное ядро и природный грунт несущего слоя, в пределах которых, развивается зона деформации.

Сопrotивление основания свайного фундамента, состоящего из одиночной сваи и низкого ростверка, складывается из сопrotивления трению по боковым граням и уплотнению ниже подошвы ростверка и сваи. Объем зоны деформации в основании ростверка формируется в условиях неоднородно уплотненных грунтов. Их максимальная плотность у граней ствола снижается к внешним границам зоны уплотнения, за пределами которой залегает грунт с природной плотностью. Перемещение ростверка под действием нагрузки вызывает сжатие грунта ниже его подошвы. Сжатие уплотненного грунта возле граней ствола происходит за счет его бокового расширения (выпора) в стороны. Грунты ненарушенной структуры, залегающие под подошвой ростверка вдоль его периметра, уплотняясь, перемещаются в стороны под влиянием боковых деформаций со стороны зоны уплотнения вокруг ствола. Зона деформации ниже подошвы сваи развивается в условиях двухслойного основания –

вначале – в пределах уплотненного ядра, а с ростом осадки – в природном грунте несущего слоя (рис. 5.32 опыт 2.2.).

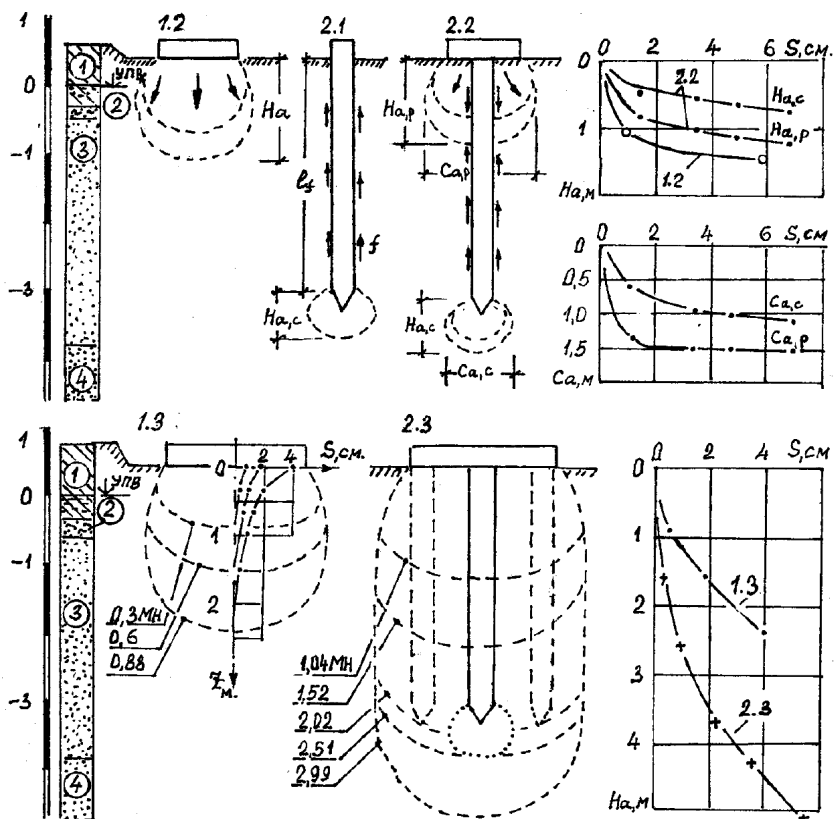


Рис. 5.32. Нарастание границ зоны деформации в основаниях фундаментов свай и свайных фундаментов

В основании свайного фундамента происходит сложный процесс деформирования неоднородно уплотненного грунта под подошвой ростверка и свай. Массив грунтов межсвайного пространства ограничен по периметру сваями и уплотненным грунтом вокруг их стволов. Наличие такого «экрана» способствует нарастанию деформаций в глубину основания с ограниченной возможностью

бокового расширения. Под каждой свайей, ниже их подошвы, формируются локальные зоны деформаций.

С ростом нагрузки нижняя граница зоны деформации, развивающейся в межсвайном пространстве, перемещается к подошве свай и, сливаясь с локальными зонами деформации под каждой свайей, развивается в грунтах несущего слоя. На рис. 5.32 (опыты 1.3 и 2.3) приведены схемы с границами зон деформаций в основаниях опытных фундамента и свайного фундамента для нескольких ступеней нагрузок. Из эпюры деформаций видно, что при равной осадке глубина зоны деформации в уплотненных грунтах межсвайного пространства больше, чем в основании фундамента на естественном основании. График зависимости осадки от глубины зоны деформации для свайного фундамента имеет две ветви. Первая характеризует нарастание осадки за счет деформаций, развивающихся в пределах уплотненного грунта в межсвайном пространстве, а вторая – в природном грунте ниже подошвы свай.

В процессе сжатия уплотненного грунта возле граней свай его боковое расширение вызывает нейтрализацию сопротивления трению, а возможно, возникновение сил отрицательного трения в пределах глубины зоны деформации, снижающих несущую способность свай. Этим можно объяснить большее значение осадки свай с низким ростверком, по сравнению с осадкой одиночной свай на участке ее линейного увеличения от нагрузки (см. рис. 5.31).

5.4.2. *Фундаменты из пирамидальных свай.* Пирамидальная свая представляет собой перевернутую пирамиду. В проведенных исследованиях применены свай длиной 3 м. сечением в голове  $0,6 \times 0,6$  м., а в подошве  $0,1 \times 0,1$  м.

Особенностью пирамидальных свай является неравномерное уплотнение грунта в поперечном сечении и по глубине. Максимальная ширина зоны уплотнения в верхней части уменьшается к ее подошве. Ниже подошвы свай, при ее малых размерах, зона уплотнения имеет незначительную глубину. Плотность сухого грунта вдоль ствола изменяется от максимального значения возле граней до природного – у границы зоны уплотнения.

В данных грунтовых условиях проведена серия испытаний: одиночных свай с высоким и низким ростверком и двух свайных фундаментов с площадью ростверка  $4,41$  и  $9,0$  м<sup>2</sup>.

На рис. 5.33 представлены графики зависимости осадки опытных фундаментов от нагрузки, из которых видно влияние ростверка и

степени уплотнения грунта сваями на несущую способность фундамента.

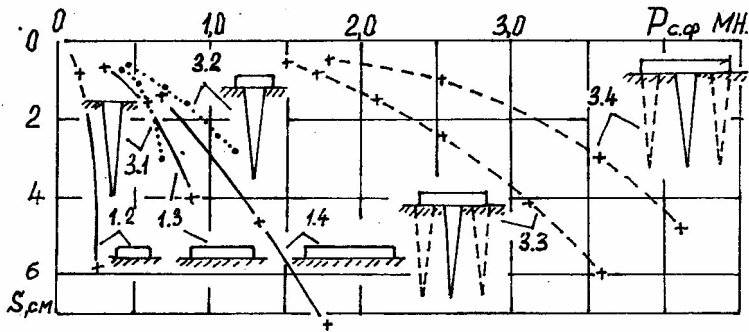


Рис. 5.33. Графики зависимости осадки фундаментов, свай и свайных фундаментов от нагрузки

В интервале осадок от 2 до 4 см нагрузка на 5 - свайные фундаменты в 3,5, а на односвайный – более чем в 5 раз больше, чем на фундаменты без свай такой же площади. Нагрузка, приходящаяся на одну сваю в свайном фундаменте, состоит из сопротивления основания по подошве ростверка и несущей способности сваи. Влияние ростверка зависит от его размеров и расстояния между сваями, определяющего степень уплотнения грунтов межсвайного пространства. На рис. 5.34 приведены графики зависимости осадки от нагрузки, приходящейся на одну сваю.

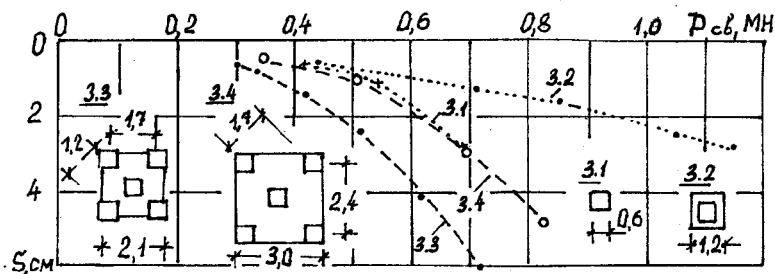


Рис. 5.34. Графики зависимости осадки свай и свайных фундаментов от нагрузки, приходящейся на одну сваю

При равной осадке максимальная нагрузка у одиночной сваи с

низким ростверком. У свайного фундамента с площадью ростверка  $4,41 \text{ м}^2$  и расстоянием между сваями  $1,2 \text{ м}$  нагрузка, приходящаяся на одну свая, меньше, чем у свайного фундамента площадью  $9 \text{ м}^2$  с шагом между сваями  $1,7 \text{ м}$ . При этом давление по подошве свайного фундамента меньшей площади на  $30\%$  больше.

Развитие необратимых деформаций в основаниях фундамента и свайных фундамента происходит в пределах объема зоны деформации, границы которой зависят от величины структурной прочности грунта.

На сжимаемость грунтов основания, внешним проявлением которой является осадка фундамента, оказывают влияние размеры фундамента, давление по его подошве и плотность грунта в пределах объема зоны деформации.

На рис. 5.35 приведены схемы нарастания границ зоны деформации при увеличении нагрузки на фундамент, построенные по результатам измерений послойных перемещений [46;123].

В основаниях свайных фундамента происходит сложный процесс деформирования неоднородно уплотненных грунтов. Развитие зоны деформации происходит под подошвой ростверка и вдоль боковых граней свай в условиях ограниченной возможности боковых деформаций.

Пирамидальная свая отличается от призматической наклоном боковых граней к вертикали. При ее перемещении под влиянием нагрузки зона деформации нарастает, в основном, вдоль боковых граней (№ 3.1 рис. 5.35). В основаниях фундамента из пирамидальных свай деформации нарастают *под подошвой* ростверка и *вдоль боковой поверхности* свай, тогда как в основании фундамента из призматических свай – на двух горизонтах: *под подошвой ростверка* и *свай*. По боковой поверхности ствола возникают только силы трения без уплотнения окружающего сваю грунта.

На рис. 5.35 (опыты 3.3 и 3.4) представлены схемы нарастания границ зоны деформации в основаниях двух свайных фундамента, а на рис. 5.32 и 5.35 – в основаниях фундамента без свай.

Из проведенных исследований видно совпадение закономерностей развития деформаций в основаниях свайных фундамента и фундамента на естественном основании. Глубина границы зоны деформации, при равных значениях структурной прочности, зависит от размеров фундамента и давлений по его подошве. На рис. 5.36 представлены зависимости глубины зоны деформации от давления и

размеров фундаментов в грунтах с близкими значениями структурной прочности.

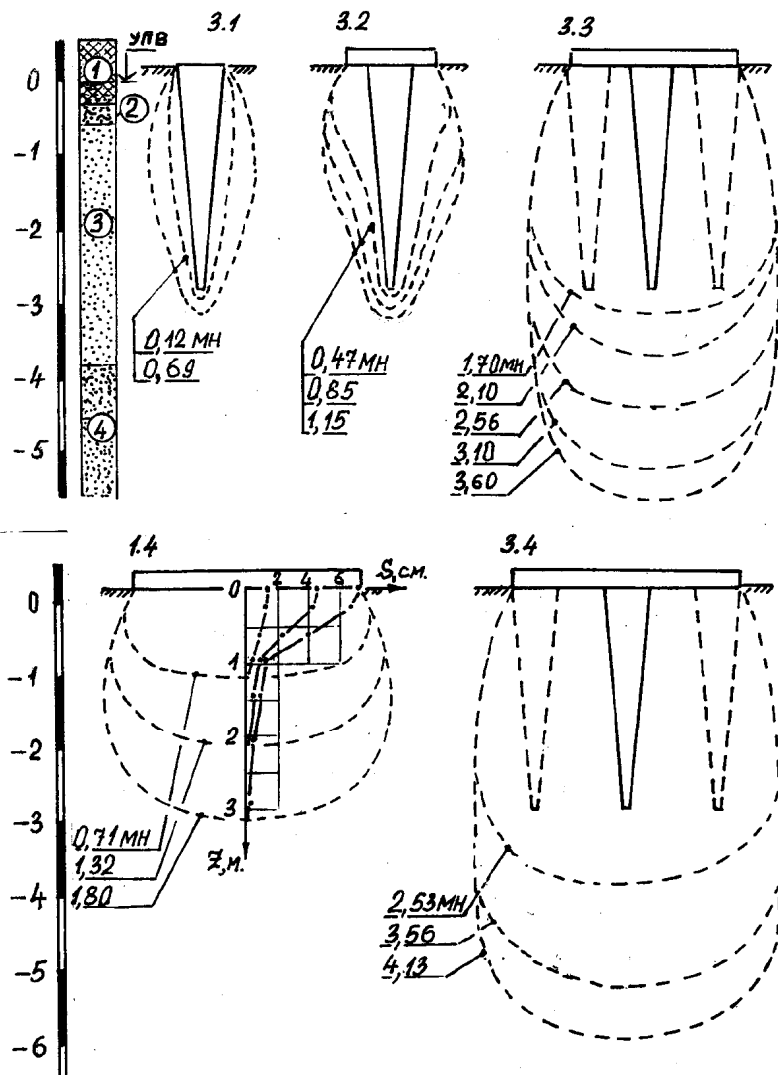


Рис. 5.35. Нарастание границ зоны деформации в основаниях фундаментов свай и свайных фундаментов

Так, в основаниях фундаментов на естественном основании, при давлениях по подошве 0,1...0,2 МПа, глубина зоны деформации больше у фундаментов с большей площадью подошвы (опыты 1.3 и 1.4). В основаниях свайных фундаментов с равной площадью подошвы, независимо от вида свай, в интервале давлений 0,3...0,8 МПа, при равных значениях структурной прочности, глубина зоны деформации практически совпадает (2.3 и 3.3) и увеличивается в основании фундамента с большей площадью подошвы (3.4).

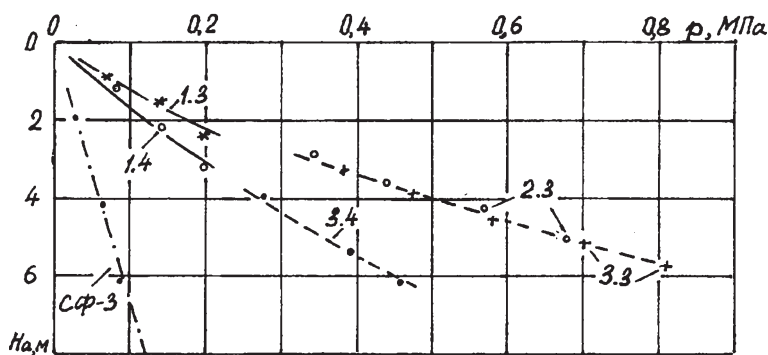


Рис. 5.36. Графики зависимости глубины зоны деформации от давления по подошве ростверков

Осадка фундамента является следствием уплотнения грунта в пределах зоны деформации, под действием нагрузки, передаваемой фундаментом. На сжимаемость грунтов оказывает влияние плотность сухого грунта в пределах зоны деформации. С ее уменьшением увеличивается осадка фундамента, при прочих равных условиях. На рис. 5.37 приведены графики зависимости осадки от давления по подошве фундаментов и свайных фундаментов. В основании односвайного фундамента с пирамидальной свайей под действием нагрузки зона деформации развивается под подошвой ростверка и вдоль боковых граней ствола. Приложенная нагрузка передается подошвой ростверка и боковой поверхностью сваи на основание, уплотненное при ее погружении. Поэтому при равной нагрузке его осадка меньше осадки такого же фундамента с призматической свайей, в основании которого зона деформации развивается ниже подошвы ростверка и острия сваи. Грунт, уплотненный вокруг сваи при перемещении ее ствола, не деформируется вдоль боковых граней. Зона



деформации формируется на двух уровнях - под подошвой ростверка и свай.

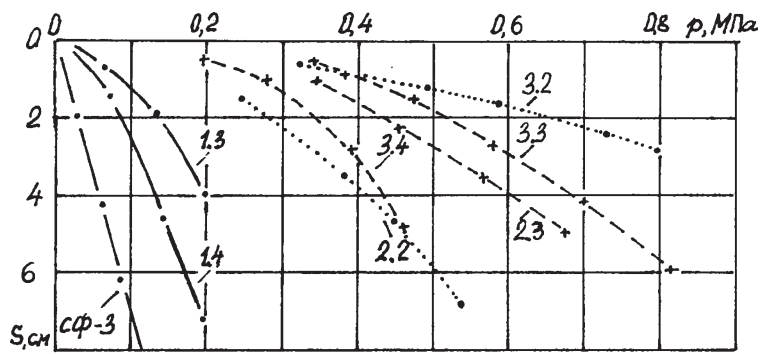


Рис. 5.37. Графики зависимости осадки опытных фундаментов от давления по их подошве

Осадка свайного фундамента зависит от плотности сухого грунта в его основании. При равных расстояниях между сваями плотность сухого грунта в межсвайном пространстве фундамента из пирамидальных свай выше, чем из призматических (см.табл. 5.12). В основаниях фундаментов равной площади (2.3 и 3.3) при равных значениях давлений и глубины зоны деформации осадка фундамента из призматических свай, с меньшим значением плотности сухого грунта, больше, чем пирамидальных.

Показателями сжимаемости являются относительная деформация и модуль деформации.

В основаниях свайных фундаментов нарастание деформаций происходит в двух средах: в пределах уплотненного грунта межсвайного пространства и за его пределами, ниже подошвы свай.

На рис. 5.32 для опытов 1.3 и 2.3 приведены графики деформаций (зависимости осадки от глубины зоны деформации). На графике для свайного фундамента можно выделить две ветви нарастания глубины зоны деформации. Первая характеризует ее развитие в пределах уплотненных грунтов межсвайного пространства, а вторая - в грунтах с природной плотностью ниже подошвы свай. При равных приращениях осадки приращения глубины зоны деформации в пределах первой ветви примерно в 5 раз больше, чем второй.

Относительная деформация является отношением осадки к глубине зоны деформации. Соотношения между ними изменяются. С

ростом нагрузки приращение осадки опережают приращения глубины зоны деформации, увеличивая значения относительной деформации.

На рис. 5.38 приведены графики зависимости относительной деформации от давления по подошве ростверков.

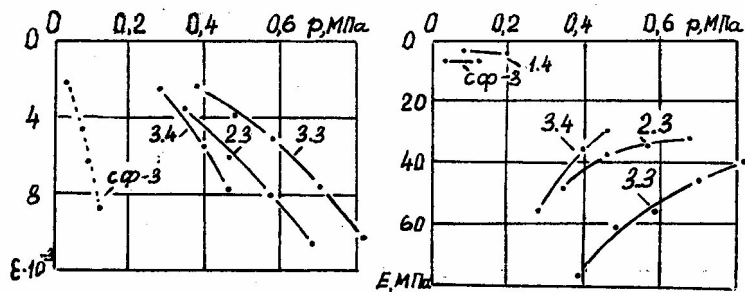


Рис. 5.38. Графики зависимости относительной деформации и модуля деформации от давления по подошве свайного фундамента

Из графиков видно влияние плотности сухого грунта межсвайного пространства на величину относительной деформации. Большой величине плотности сухого грунта в межсвайном пространстве соответствует меньшее значение относительной деформации (см. рис.5.38 и табл.5.12).

Модуль деформации является функцией относительной деформации. С увеличением ее значения снижается величина модуля деформации. На рис. 5.38 представлены зависимости модуля деформации от давления. Их значения снижаются с ростом нагрузки. Низкие значения модуля деформации фундамента 1.4 вызваны значительными осадками в результате наличия в основании насыпного грунта (см. рис.5.38).

5.4.3. *Фундаменты из козловых свай.* Эксперименты проведены на участках сложенных песчаными водонасыщенными грунтами лиманно-морских отложений в промышленной зоне г. Одессы (Пересыпь)

Козловые сваи представляют собой "куст" из двух или нескольких элементов. В проведенных исследованиях применены элементы с поперечным сечением квадратной, тавровой и угловой формы. В нижней части каждого элемента, с внутренней стороны, выполнен наклонный срез, обеспечивающий его отклонение при погружении. Опыты 1 и 2 выполнены на территории Одесской ТЭЦ; 3; 4 и 5 – на

участке строительства объектов ОПО "Медлабортехника", а 6 и 7 на площадке строительства котельной с дымовой трубой для завода им."Октябрьской революции" – ныне ТЭЦ-2 [51;58;123;162;164].

Сваи в опытах 1, 4 и 6 смонтированы из четырех элементов в "пакет" и погружались одновременно. В опыте 5 куст состоял из двух свай по два элемента в каждом. В опыте 3 каждый элемент погружался отдельно. Опытные свайные фундаменты испытаны с низким ростверком площадью 2,56 м<sup>2</sup>. Фундамент № 5 являлся рабочим под одну из внутренних опор инженерно – лабораторного корпуса. Его площадь принята равной 6,25 м<sup>2</sup>. Для сравнения проведены испытания пирамидальной сваи и опытного фундамента. В табл. 5.13 приведены некоторые параметры свайных фундаментов и их оснований.

Таблица 5.13

Геометрические параметры козловых свай

№	Поперечное сечение	Объем м <sup>3</sup>		Площадь м <sup>2</sup>			$\rho_{d,comp}$ г/см <sup>3</sup>	Источ-ник
		Эл-та	Сваи	$A_{с.ф.}$	$A_{гр.}$	$A_{св.}$		
и 1 2	Квадратное "-"	0,283	1,13	2,56	2,07	0,49	1,84	[51]
		-	0,62	2,56	2,07	0,49	1,69	
3	Тавровое "-" "-"	0,33	1,32	2,56	2,08	0,48	1,89	[162]
2,56				2,08	0,48	1,89		
6,25				5,77	0,48	1,69		
6	Угловое Опытн. ф-т	0,21	0,84	2,56	2,23	0,33	1,76	[58]
-				-	2,56	2,56	-	

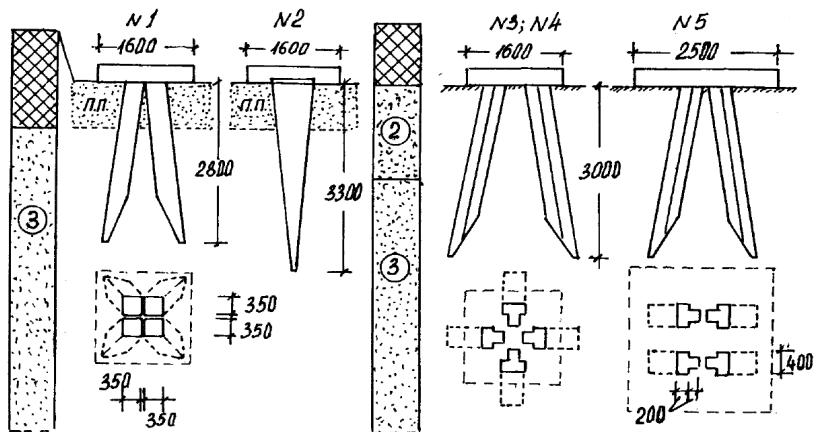


Рис. 5.39. Конструкция и схемы компоновки фундаментов из козловых свай: п.п. – песчаная подушка

Схемы компоновки элементов в свайных фундаментах из козловых свай представлены на рис. 5.39 и 5.42, а основные параметры деформаций в их основаниях, полученные в проведенных исследованиях, сведены в табл. 5.14.

На процессы нарастания деформаций в основаниях фундаментов из козловых свай, при прочих равных условиях, оказывают влияние площадь ростверка и плотность грунта межсвайного пространства.

Таблица 5.14

Основные параметры напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов из козловых свай

№	N кН	p кПа	s см	H <sub>a</sub> м	p <sub>сгр</sub> кПа	$\epsilon \cdot 10^{-2}$ -	E МПа
1	868	336	0,54	2,9	72	0,19	88
	1620	633	1,78	3,3	97	0,54	59
	2260	883	3,78	3,75	108	1,0	44
	2650	1030	5,84	4,2	111	1,39	37
3	700	274	0,45	-	-	-	-
	1500	586	1,16	4,3	80	0,27	108
	2000	782	1,82	4,9	89	0,37	106
	2500	976	2,59	5,4	93	0,48	102
	3200	1250	4,58	5,8	103	0,79	79
4	1300	508	0,24	-	-	-	-
	1420	555	0,52	3,60	84	0,14	198
	1800	703	0,96	4,00	91	0,24	146
	2200	860	1,51	4,50	95	0,34	126
	2640	1030	2,43	4,80	100	0,51	101
	3190	1246	3,92	5,20	107	0,75	89
5	1140	182	0,83	4,40	73	0,24	38
	2200	352	1,97	4,90	88	0,40	44
	2680	429	2,98	5,50	94	0,54	40
	3120	499	3,92	6,00	94	0,65	38
6	845	330	0,2	2,75	74	0,07	-
	1595	660	0,45	3,30	101	0,14	227
7	245	96	0,51	1,45	51	0,35	11
	525	205	1,17	1,93	63	0,61	17
	800	313	1,83	2,50	78	0,73	22
	1030	402	2,36	2,60	89	0,91	22

В основаниях фундаментов площадью 2,56 и 6,25 м<sup>2</sup>, уплотненных козловыми сваями из 4-х элементов таврового сечения, плотность сухого грунта составила соответственно 1, 89 и 1, 69 г/см<sup>3</sup>.

Увеличение площади подошвы фундамента снизило эффективность уплотнения основания сваями в пределах объема зоны деформации.

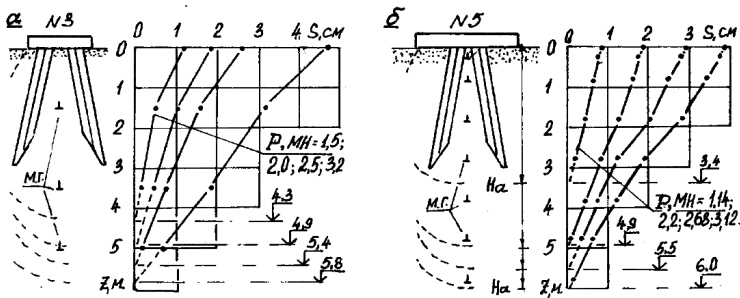


Рис. 5.40. Нарастание деформаций по оси фундаментов в опытах 1 и 5. М.Г. - Марки глубинные

При равных нагрузках на фундаменты деформации в их основаниях имеют близкую сходимость. На рис. 5.40 представлены эпюры деформаций в основаниях фундаментов 3 и 5, а на рис. 5.41, а – графики зависимости осадки и глубины зоны деформации от нагрузки.

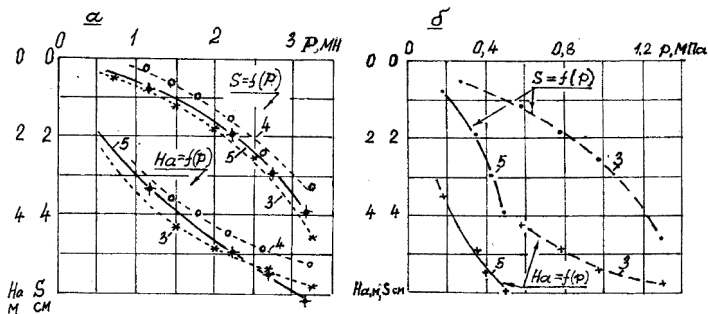


Рис.5.41. Зависимости осадки и глубины зоны деформации от: а) нагрузки и б) давления по подошве фундамента

При равных нагрузках на свайные фундаменты значительно отличаются значения давлений по их подошве. Поэтому критерием для оценки совместной деформации фундамента и основания следует считать давление по его подошве. На рис. 5.41, б приведены графики зависимости осадки и глубины зоны деформации от давления по

подошве свайных фундаментов. Для рассматриваемых фундаментов равной глубине зоны деформации соответствуют равные осадки. При равной нагрузке давления по их подошве отличаются более чем в два раза. Большие значения давлений у фундаментов меньшей площади с большей плотностью сухого грунта (см. рис. 5.41, б).

При равных осадке и площади ростверка давление по подошве больше у свайного фундамента с большей плотностью сухого грунта в основании (см. 5.43, а и табл. 5.13).

На рис. 5.42 приведены схема компоновки и результаты измерений деформаций в основаниях фундаментов равной площади на естественном основании и основании, уплотненном козловой свай, собранной из четырех элементов с угловой формой поперечного сечения. При равном давлении величина осадки свайного фундамента с уплотненным основанием намного меньше осадки фундамента на естественном основании.

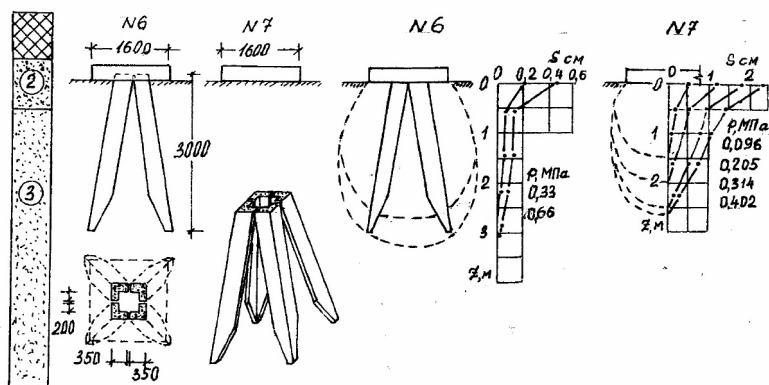


Рис. 5.42. Схема компоновки и эпюры деформаций в основании фундамента из козловой свай и фундамента на естественном основании

Процесс деформирования грунтов в основаниях фундаментов и свайных фундаментов протекает в пределах зоны деформации. Ее нижняя граница находится на глубине, где напряжения от внешней нагрузки и веса грунта, расположенного ниже подошвы фундамента, уравниваются его структурной прочностью. На рис. 5.43, б приведены графики зависимости глубины зоны деформации от давления по подошве ростверков в основаниях фундаментов со сваями разных конструкций. Независимо от формы элементов козловых свай и

расположения участка проведения исследований получены близкие значения глубины зоны деформации для фундаментов с равной площадью подошвы с отклонениями от среднего значения до 15 %.

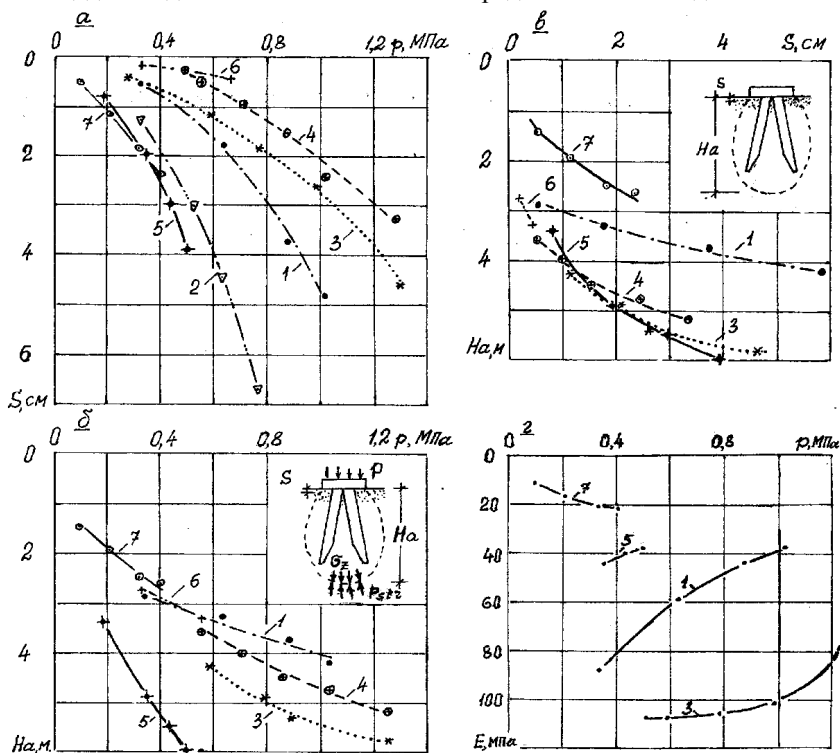


Рис. 5.43. Результаты измерений деформаций в основаниях фундаментов, уплотненных козловыми сваями. Графики зависимости: а, б, в) осадки, глубины зоны деформации и модуля деформации от давления по подошве ростверка; г) осадки от глубины зоны деформации

Параметрами, определяющими деформативные свойства грунтов, являются относительная деформация и модуль деформации. Относительная деформация определяется отношением осадки к глубине зоны деформации.

Деформации в основаниях свайных фундаментов, с ростом нагрузки, нарастают последовательно в двух средах: в пределах и за пределами зоны уплотнения. Их развитие характеризуется разными

значениями приращений глубины зоны деформации и осадки. Эпюра деформаций характеризуется наличием двух ветвей. В пределах первой ветви значительным приращениям глубины зоны деформации соответствуют незначительные приращения осадки. На второй – приращения глубины зоны деформации снижаются, а приращения осадки возрастают. Первая ветвь отражает деформации, протекающие в пределах объема грунта, уплотненного сваями. В проведенных опытах, при глубине зоны деформации 3...3,5 м., величина осадки не превысила одного сантиметра. В пределах второй ветви при приращении глубины зоны деформации, равной 2...2,5 м., приращение осадки составило 3...4 см.

Модулем деформации оценивается сжимаемость грунта в пределах глубины зоны деформации. В основаниях свайных фундаментов глубина зоны деформации увеличивается с ростом нагрузки. При ее развитии за пределами зоны уплотнения среднее значение плотности снижается, вызывая уменьшение модуля деформации. В основаниях на естественном основании наблюдается повышение значения модуля деформации с ростом нагрузки, вызванное повышением среднего значения плотности. На рис. 5.43, г приведены графики зависимости модуля деформации от нагрузки, построенные по результатам проведенных исследований.

### 5.5. Влияние геометрических параметров свайных фундаментов на развитие деформаций в их основаниях

В.Н.Голубковым опубликованы результаты натурных испытаний свай и свайных фундаментов с разной площадью подошвы и разным расстоянием между сваями [36]. Исследования выполнены на участке, сложенном песчано-илистыми грунтами, залегающими ниже уровня подземных вод. Основание ниже подошвы ростверков представлено следующими ИГЭ: 1) песок мелкозернистый, илистый – 11...12 м; 2) ил черный – 5...7 м; 3) глина – 1 м; 4) песок мелкозернистый. Показатели свойств грунтов приведены в табл. 5.14.

Таблица 5.14

Характеристики грунтов опытного полигона

№ ИГЭ	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w$ -	$n$ -	$e$ -	$\phi$ град.	$E$ МПа
1	2,65	1,62	0,23	0,39	0,64	31,5	10/35*

Примечание: \*значения модуля сжатия в числителе до глубины 3 м., а в знаменателе – ниже



Для свайных фундаментов применены деревянные сваи диаметром 27 см, с глубиной их забивки – 5,6 м. Их загрузка выполнена чугунами чушками по железобетонным ростверкам.

В табл. 5.15 представлены результаты исследований, полученные из графиков в приведенной выше работе.

Таблица 5.15

Параметры НДС оснований свайных фундаментов по результатам натуральных исследований [36].

№	$A_{с.ф}$ , м <sup>2</sup>	$n$ , шт.	$\kappa$ , шт.	$A_{гр}/A_{с.ф}$	$\rho_{d,com}$ , -	$P_{с.ф.}$ , тонн, при $s$ , мм.				
						5	8	12	15	19
1	2,56	3	4	0,90	1,78	68	-	-	-	-
2	5,86	6	4	0,96	1,65	132	154	165	-	-
		4,5	5	0,95	1,68	120	145	168	-	-
		3	9	0,91	1,78	122	162	194	212	243
3	10,4	9	4	0,98	1,63	128	166	-	-	-
		6	5	0,97	1,65	165	198	-	-	-
		4,5	9	0,95	1,68	162	228	288	324	-
		3	16	0,91	1,78	160	218	256	288	320
4	16,3	9	5	0,98	1,63	150	207	-	-	-
		6	9	0,97	1,65	233	279	324	-	-

Продолжение таблицы 5.15

№	$P_{с.}$ , тонн, при $s$ , мм.					$p$ , МПа, при $s$ , мм.				
	5	8	12	15	19	5	8	12	15	19
1	17	-	-	-	-	0,266	-	-	-	-
2	33	38,5	41	-	-	0,225	0,263	0,282	-	-
	24	29	33	-	-	0,205	0,247	0,287	-	-
	13,5	18	21,5	23,6	27	0,208	0,276	0,331	0,362	0,415
3	32	41,5	-	-	-	0,123	0,159	-	-	-
	32	39,6	-	-	-	0,159	0,190	-	-	-
	18	25,3	32	36	-	0,156	0,219	0,277	0,311	-
	10	13,5	16	18	20	0,154	0,210	0,246	0,277	0,308
4	30	41,4	-	-	-	0,092	0,127	-	-	-
	26	31	36	-	-	0,143	0,171	0,199	-	-

Примечания:  $A_{с.ф}$ ;  $A_{гр}$  – общая площадь свайного фундамента и его части, опирающейся на грунт основания;  $n$  – количество размеров диаметра свай в расстоянии между их осями;  $\kappa$  – количество свай в свайном фундаменте;  $\rho_{d,com}$  – среднее значение плотности сухого грунта межсвайного пространства;  $P_{с.ф}$ ;  $P_{с.}$  – нагрузка на свайный фундамент и одну сваю;  $p$  – давление по подошве ростверка

Оценка несущей способности свай в свайном фундаменте производилась ее определением как частное от деления общей нагрузки на количество свай. Такой подход исключает учет сопротивления основания по подошве низкого ростверка.

При сохранении общих закономерностей процессов развития деформаций их нарастание в основаниях фундаментов отличается от развития деформаций в основаниях свайных фундаментов.

Фактически, при забивке свай происходит уплотнение грунта межсвайного пространства. Приложенная нагрузка передается свайным фундаментом на двух уровнях: а) подошвой ростверка, опирающегося на уплотненный грунт, и б) подошвой свай на уплотненное ядро, ниже которого залегает природный грунт.

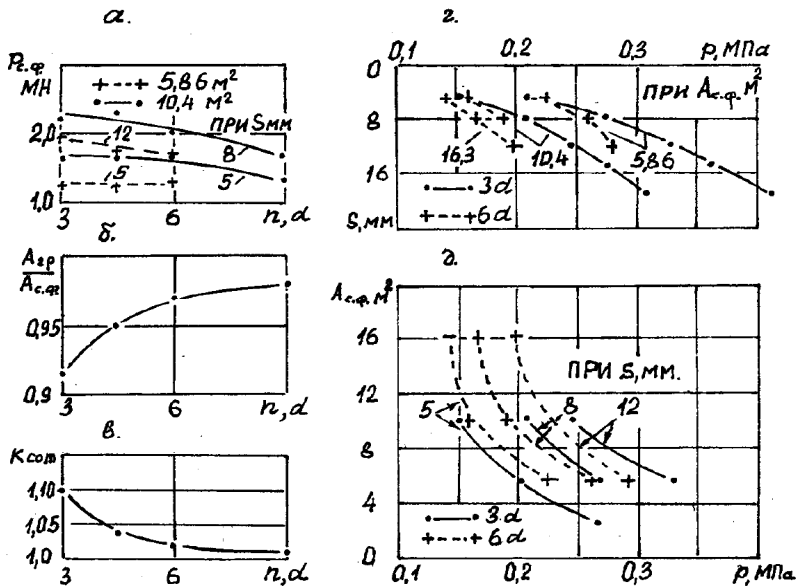


Рис. 5.44. НДС оснований свайных фундаментов: а – снижение давлений по подошве свайных фундаментов при увеличении расстояния между сваями при равных осадках. Зависимости от расстояний между сваями: б – части площади ростверка, опирающегося на грунт межсвайного пространства и в – коэффициента уплотнения. Графики зависимости: г – осадки от давления по подошве свайного фундамента; д – давления по подошве свайного фундамента от его площади, при равной осадке

Ростверк представляет собою фундамент, площадь опирания

которого на грунты межсвайного пространства составляет 90...98% от площади свайного фундамента. Грунты межсвайного пространства представлены неоднородно уплотненной средой. Их степень уплотнения зависит от расстояния между сваями и природной плотности грунта. Часть нагрузки передается подошвами свай, площадь которых составляет менее 10% от площади свайного фундамента.

На рис. 5.44 представлены зависимости НДС оснований от параметров свайных фундамента, иллюстрирующие их подобие зависимостям оснований фундамента на естественном основании.

При равной осадке величина нагрузки на свайный фундамент снижается при уменьшении средней плотности грунтов межсвайного пространства, вызванном увеличением расстояния между сваями (рис. 5.44, а).

При равной площади давление по подошве свайного фундамента возрастает с увеличением осадки. Интенсивность его увеличения зависит от расстояния между сваями (рис. 5.44, з).

Увеличение площади свайного фундамента вызывает снижение давления по его подошве при равной осадке и прочих равных условиях (рис. 5.44, з и д).

5.5.1. *Определение средней плотности грунтов межсвайного пространства.* После погружения свай плотность грунта в межсвайном пространстве выше природного значения и распределена неравномерно. Максимальные значения у граней свай снижаются к внешней границе уплотненной зоны. На рис. 5.45. приведен график изменения плотности в пределах зоны уплотнения.

При расстояниях между сваями, превышающих ширину зоны уплотнения, между их границами, в пределах межсвайного пространства, сохраняются участки грунта с ненарушенной структурой. Среднее значение плотности сухого грунта можно определить умножением ее значения в природном состоянии на коэффициент уплотнения, значение которого зависит от расстояния между сваями.

Оценить степень уплотнения грунта в основании свайного фундамента можно по значению средней плотности, исходя из зависимости, для которой расчетная схема представлена на рис. 5.30:

$$\Delta v \cdot \rho_d = \Delta v_{\text{com}} \cdot \rho_{d,\text{com}} \quad (5.5)$$

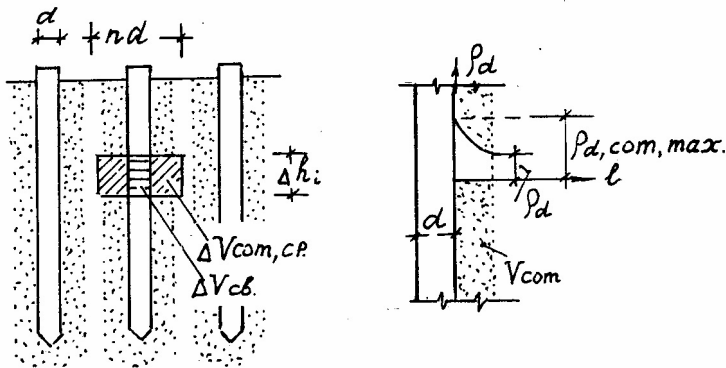


Рис.. 5.45. Расчетная схема к определению среднего значения плотности сухого грунта в межсвайном пространстве

откуда:

$$\rho_{d,com} = \rho_d \cdot \Delta v / \Delta v_{com} = \rho_d \cdot k_{com} \quad (5.6)$$

где:  $k_{com} = \Delta v / \Delta v_{com}$ ;  $\Delta v = (n d)^2 \cdot \Delta h_i$ ;  $\Delta v_{com} = \Delta v - d^2 \cdot h_i$ .

Здесь:  $k_{com}$  – коэффициент уплотнения, а  $n$  – количество значений поперечного сечения свай в расстоянии между их осями.

Откуда для свай :

призматических  $k_{com} = n^2 / (n^2 - 1)$  (5.7)

цилиндрических  $k_{com} = n^2 / (n^2 - \pi/4)$  (5.8)

Значения коэффициентов уплотнения для разных расстояний между сваями приведены в табл. 5.16.

Таблица 5.16

Средние значения коэффициентов уплотнения грунтов межсвайного пространства

n	$k_{com}$ с формой поперечного сечения	
	квадратной	круглой
2,0	1,33	1,24
3,0	1,125	1,095
4,5	1,052	1,040
6,0	1,029	1,022
9,0	1,013	1,010

### *5.5.2. Влияние площади ростверка на сопротивление основания внешней нагрузке.*

Из механики грунтов известно, что осадка фундамента является следствием деформаций грунтов в пределах зоны деформации. Ее глубина зависит от площади фундамента. При равных давлениях и прочих равных условиях величина осадки больше у фундамента с большей площадью подошвы. А при равной осадке величина давления больше у фундамента меньшей площади (см. рис. 5.11).

Аналогичные процессы нарастания деформаций наблюдаются в основаниях свайных фундаментов, представленных грунтами, уплотненными при забивке свай.

При равных расстояниях между сваями и равных грунтовых условиях средние значения плотности сухого грунта межсвайного пространства равны. В этих условиях деформирование грунтов в основаниях свайных фундаментов происходит подобно процессам, протекающим в основаниях фундаментов на естественном основании. Отличием является неоднородная плотность грунта межсвайного пространства, ограничение боковых деформаций наличием свай по его периметру и частичная передача нагрузки подошвами свай.

На рис. 5.46 приведены графики зависимости несущей способности сваи в свайном фундаменте и двух одиночных свай [36]. Из графиков видно, что при равной осадке нагрузка на одиночную сваю больше чем на сваю в свайном фундаменте. Разница увеличивается с увеличением площади свайного фундамента. Аналогичные факты, зафиксированные в других исследованиях [11;191], можно объяснить нейтрализацией сил трения по боковой поверхности свай возникающих в пределах глубины зоны деформации ниже подошвы ростверка. Чем больше площадь фундамента, тем глубже граница зоны деформации ниже его подошвы. С увеличением глубины зоны деформации увеличивается участок длины сваи, в пределах которого нейтрализуются силы бокового трения, снижающие несущую способность сваи в свайном фундаменте. В данном случае величину нагрузки на сваю в свайном фундаменте определяет ее сопротивление, которое снижается в процессе развития деформаций, и частично, площадь свайного фундамента, по подошве которого возрастает сопротивление грунта при его осадке.

На рис.5.46, б приведены графики зависимости осадки от давления по подошве ростверка, из которых видно влияние площади свайных фундаментов на нарастание деформаций в их основаниях, при равном значении плотности сухого грунта в межсвайном пространстве, обусловленное равным расстоянием между сваями.

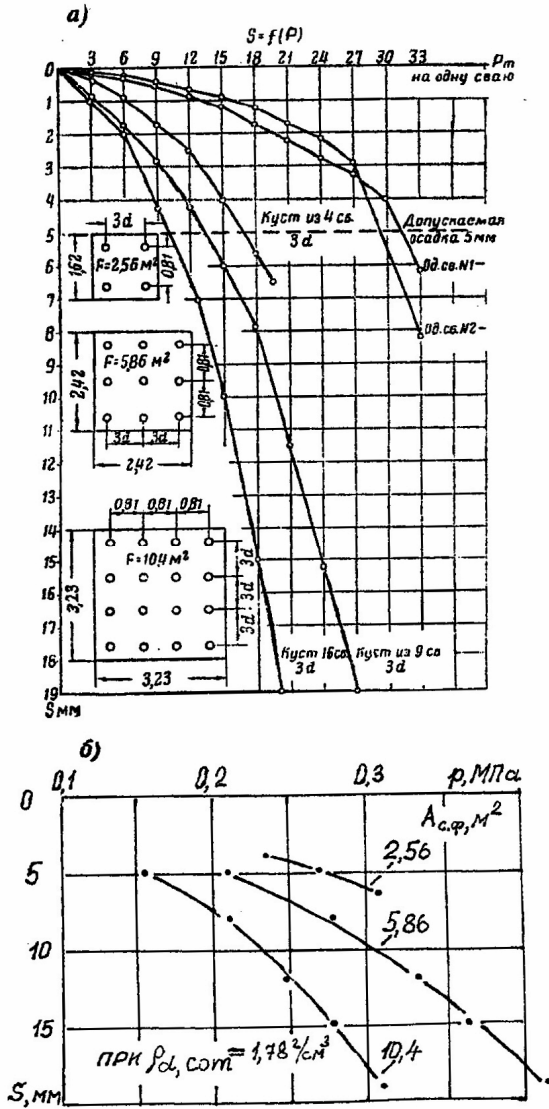


Рис. 5.46. Графики зависимости осадки одиночных свай и свай в свайных фундаментах разной площади при равном расстоянии между их осями: а) от нагрузки; б) от давления по подошве свайных фундаментов

5.5.3. Влияние плотности грунта на величину осадки. Плотность грунта в межсвайном пространстве оказывает влияние на величину осадки свайного фундамента. При равном давлении по подошве и прочих равных условиях снижение плотности вызывает увеличение осадки. Плотность сухого грунта снижается при уменьшении количества свай в основаниях фундаментов равной площади. На рис. 5.47,а и 5.48,а представлены графики опытных данных по результатам натурных испытаний свайных фундаментов равной площади с разным количеством свай.

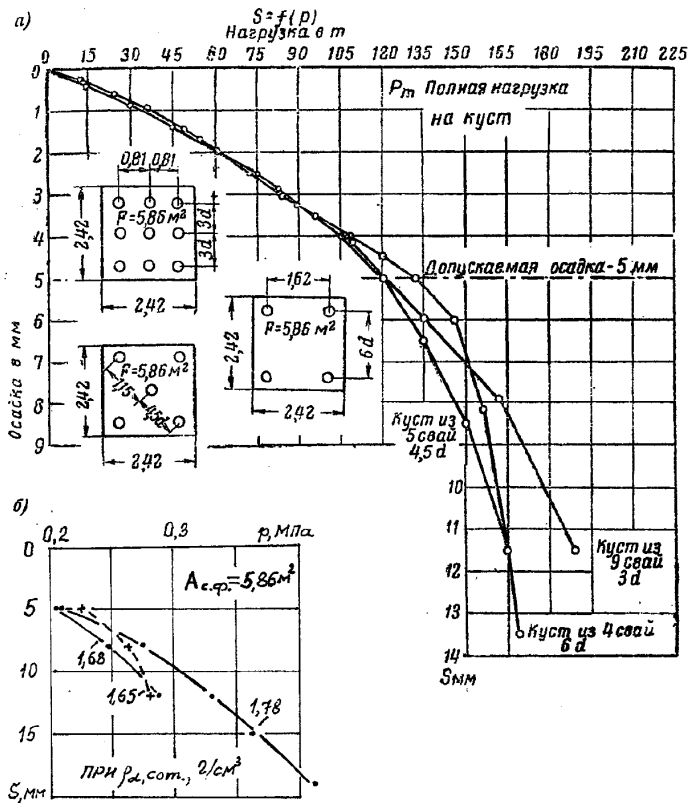


Рис. 5.47. Графики зависимости осадки свайных фундаментов с площадью подошвы  $5,86 м^2$ , при разном количестве свай: а) от нагрузки на свайный фундамент; б) от давления по подошве ростверка

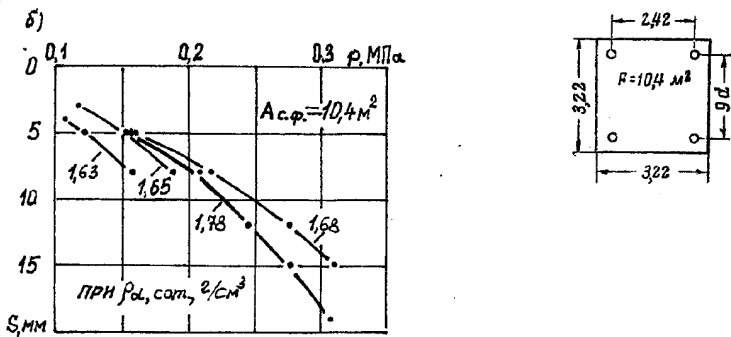
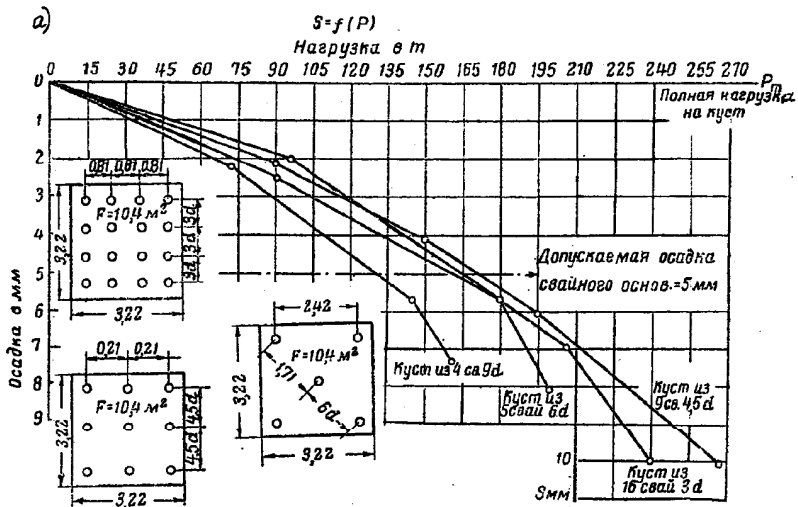


Рис. 5.48. Графики зависимости осадки свайных фундаментов с площадью подошвы  $10,4 \text{ м}^2$ , при разном количестве свай: а) от нагрузки на свайный фундамент; б) от давления по подошве ростверка

На рис.5.47, б и 5.48, б приведены графики зависимости осадки от давления по подошве свайных фундаментов с разным значением плотности сухого грунта в их основаниях.

В проведенных испытаниях за допустимую принята нагрузка, при которой осадка фундамента составляла 5 мм. В некоторых испытаниях нагрузка доведена до осадки, равной 19 мм.

Осадка 5 мм соответствует начальной стадии нарастания деформаций в основаниях свайных фундаментов часть из которых составляют упругие деформации. В основном, при равных давлениях и



площади свайных фундаментов, величина осадки увеличивается при снижении значений плотности грунта в их основаниях.

5.5.4. Влияние площади свайных фундаментов при равном количестве свай на развитие деформаций в их основаниях.

С увеличением площади ростверка, при сохранении равного количества свай в свайном фундаменте, снижается среднее значение плотности сухого грунта в межсвайном пространстве. В этом случае на развитие деформаций в основаниях свайных фундаментов оказывают влияние два параметра: площадь ростверков и плотность грунта в их основаниях.

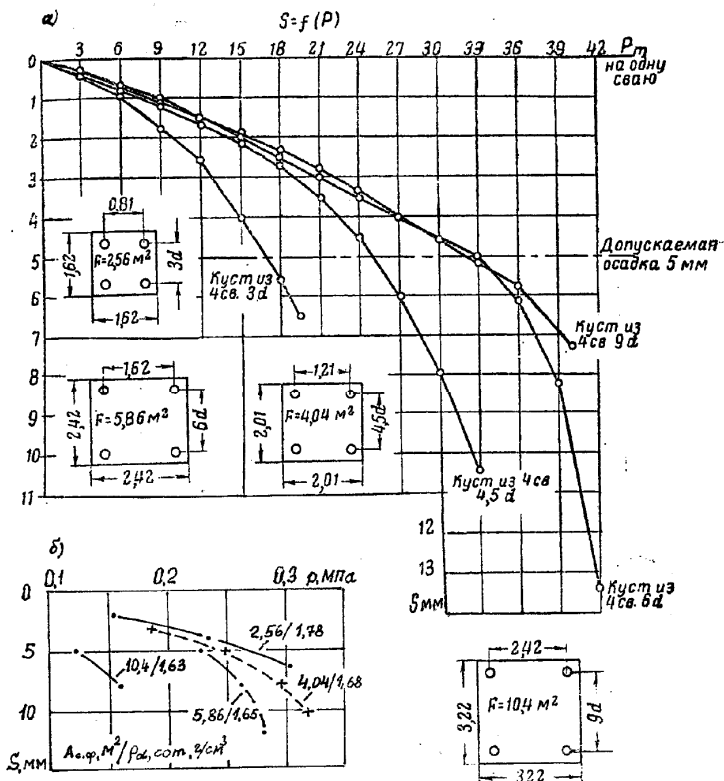


Рис. 5.49. Графики зависимости осадки свайных фундаментов из четырех свай с разной площадью подошвы: а) от нагрузки на одну свай; б) от давления по подошве свайного фундамента

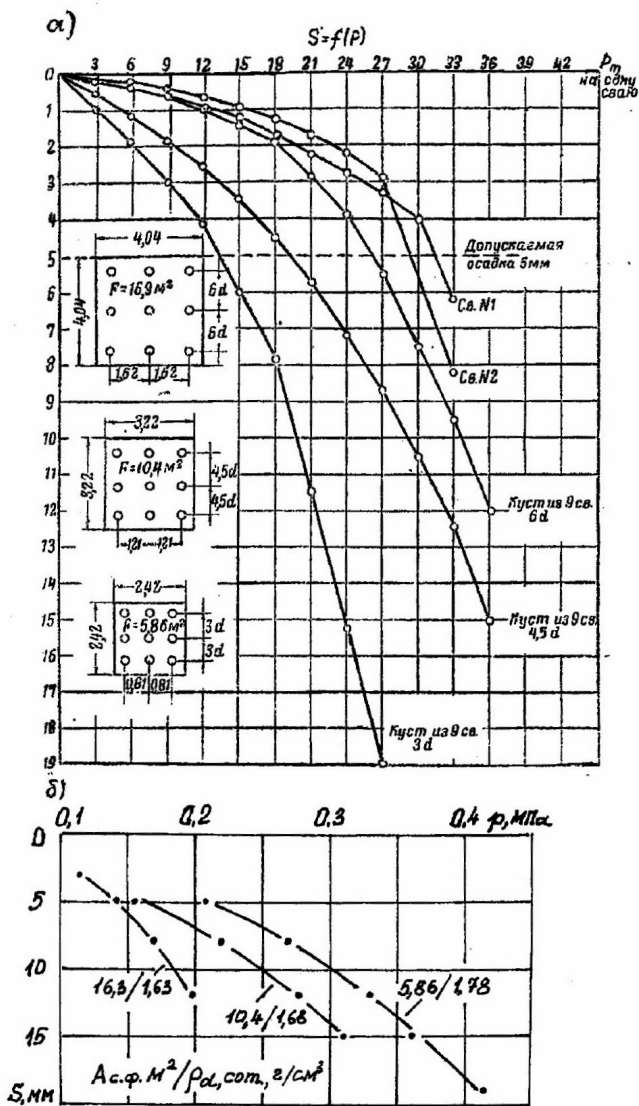


Рис. 5.50. Графики зависимости осадки свайных фундаментов из девяти свай с разной площадью их подошвы: а) от нагрузки на одну свая; б) от давления по подошве свайного фундамента

На графиках рис.5.49,*а* и 5.50,*а* представлены зависимости осадки от нагрузки, приходящейся на каждую сваю в свайных фундаментах разной площади с равным количеством свай. При равной осадке, с увеличением площади подошвы свайного фундамента, повышается нагрузка на сваю. Такой подход к оценке несущей способности свай не отражает фактических процессов деформирования грунтов в основаниях свайных фундаментов.

На графиках рис.5.49,*б* и 5.50,*б* приведены графики зависимости осадки свайных фундаментов от давления по их подошве. У свайных фундаментов малой площади с самой низкой нагрузкой на сваю самое высокое давление по подошве ростверка.

## РАЗДЕЛ 6

### УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

#### 6.1. Усиление фундаментов Одесского театра оперы и балета

Через 10 лет после основания г. Одессы началось строительство театра, продолжавшееся пять лет. *«Городской театр был, действительно, прекрасен со своей открытой колоннадой и классическим греческим фронтом. Основанный по мысли Ришелье в 1804 г. и оконченный постройкой при нем же в 1809 г., театр этот представлял своею внешностью храм искусства...»*. В результате пожара Городской театр был разрушен: *«...в ночь на 2 января 1873г. небо Одессы озарилось зловещим красным сиянием и в городе разнесся общий крик: „пожар! пожар!“»*. *«Сгоревший театр разобрали и на его месте построили новый, нынешний. Старый, строгий, греческий стиль заменили легким, поверхностно-красивым, т. н. венским»* [1] рис.6.1 и 6.15.

Одесский театр оперы и балета – выдающийся памятник архитектуры XIX столетия построен в 1884 – 1887 гг., по проекту выдающихся венских архитекторов Ф. Фельнера и Г. Гельмера. Первый вый камень заложен 16 сентября 1884 г, а последний, которым замурован ящик с актом об окончании строительства – 1 октября 1897 г.

Фундаменты сложены из прочного пыльного известняка - ракушечника и частично из кирпича. Подземная часть здания выполнена на двух уровнях. Под зрительным залом и сценой расположены технические подвальные этажи. Подошва фундаментов стен, ограждающих зрительный зал и служащих опорой стальных ферм купола, а также стен сценической коробки заглублена на 6,7...7 м от поверхности планировки и опираются на малопросадочный слой

лессового суглинка (ИГЭ-5). Давление по подошве фундаментов, в среднем, около 300 кПа и несколько превышает его под наиболее нагруженными фундаментами [5].

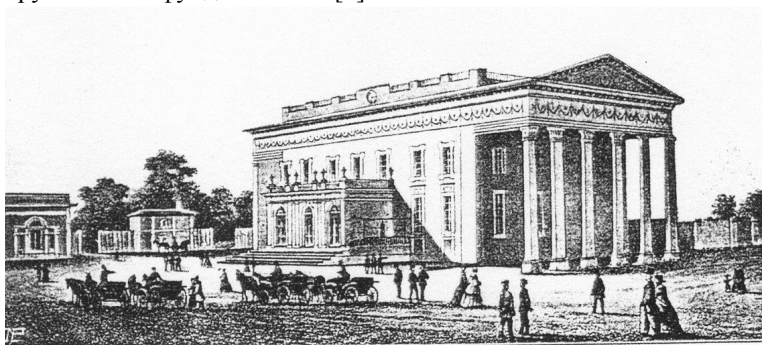


Рис. 6.1. Общий вид первого театра в Одессе. Театр, разрушенный пожаром

На рис. 6.3 показано сечение театра и его основания вдоль центральной вертикальной плоскости, проходящей с востока на запад.

По имеющимся данным, неравномерных деформаций основания в центральной части здания не зафиксировано, Нивелированием железобетонного перекрытия над сценической коробкой, проведенным в 2000 г., получены одинаковые отметки по его периметру. Перекрытие забетонировано в 1925г. при восстановлении здания после

пожара. За 40 лет наблюдений (1957...97гг.), проведенных геометрическим нивелированием по маркам, установленным в стены зрительного зала и по углам стен сценической коробки, зафиксированы незначительные осадки. Схема их установки показана на рис. 6.4, а характер нарастания осадок в табл. 6.1 и на рис. 6.2.

Таблица 6.1  
Осадки ственных марок стен зрительного зала и сцены

№ марки	Время измерений: месяц / год.				Осадки в мм.	
	IV / 55	XII / 56	IX / 64	VIII / 74	X / 84	IV / 1997
1	0	7,6	10,1	10,7	10,5	8,5
3	0	9,3	11,8	11,7	12,2	11,2
5	0	5,3	7,4	8,2	8,2	10,2
7	0	2,4	6,7	6,6	10,0	12,0
9	0	1,9	2,2	-	7,9	5,9
26	0	6,0	9,8	13,5	17,5	19,4
27	0	8,5	10,7	14,5	18,7	25,7
28	0	6,5	8,4	10,2	14,2	15,2
29	0	5,4	6,3	7,6	8,5	8,5

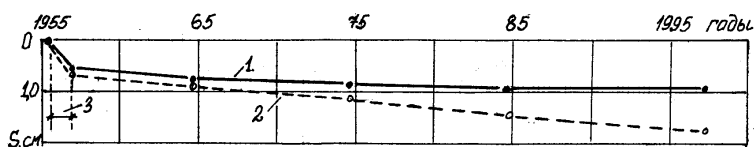


Рис. 6.2. Графики средних значений осадок стен центральной части здания: 1 - ограждающих зрительный зал; 2 – сценической коробки. 3. Период силикатизации с VIII / 55 г. по XII / 56 г.

Фундаменты под служебные и вспомогательные помещения заглублены на 2,2...3,0 м. от отметки планировки, и опираются на слой просадочного лесса (ИГЭ-4). Часть фундаментов имеют промежуточную глубину заложения подошвы. Деформации в основаниях фундаментов бесподвальной части здания являются следствием просадок, вызванных, в основном, утечками из водонесущих коммуникаций.

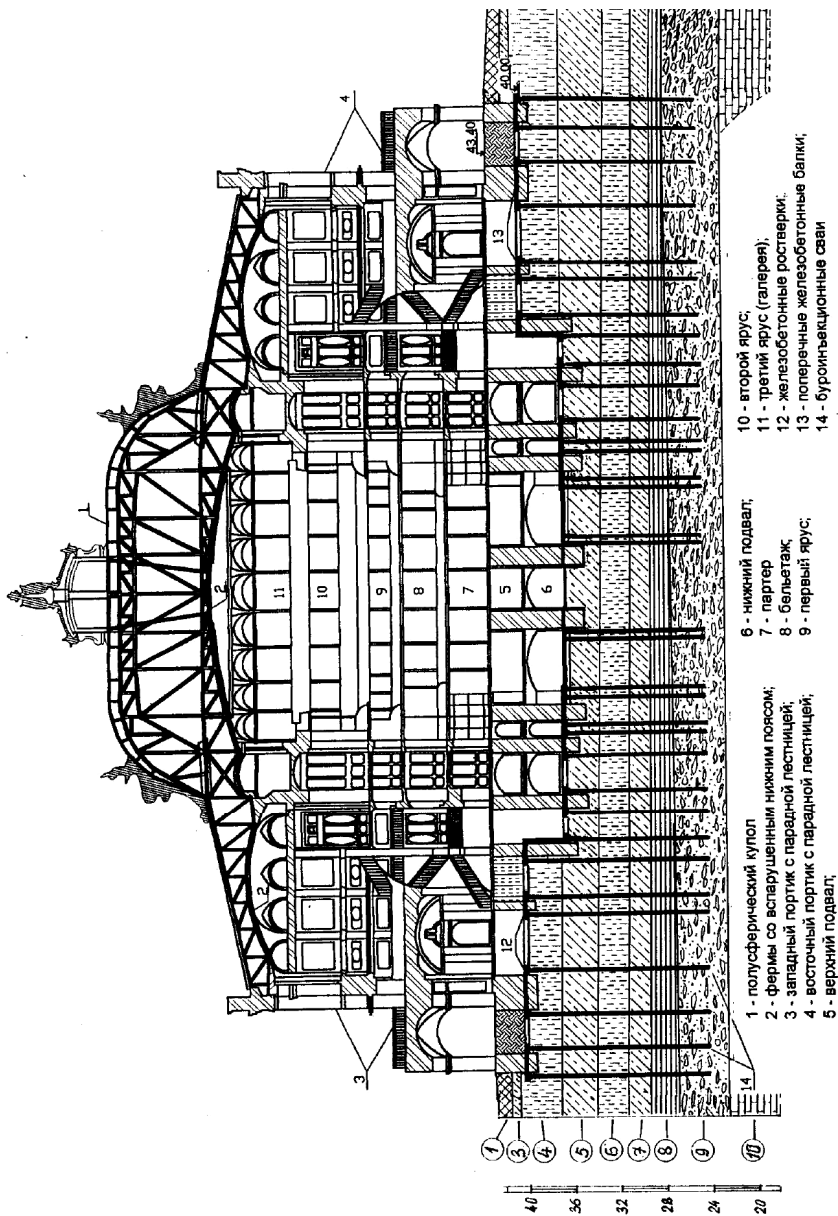


Рис. 6.3. Поперечное сечение театра и его основания

Впервые трещины в наружных стенах были обнаружены на завершающей стадии строительных работ (1886г.). Их развитие активизировалось к 1900 г. В 1901 г., при реставрации театра, выполнено усиление фундаментов на одном из восточных участков внешней стены.

В последующие годы наблюдались значительные неравномерные деформации основания на разных участках бесподвальной части здания. К 1950 г. величина осадки внешней стены с юго-восточной стороны театра превысила 30 см. [5]. Наличие стального каркаса – обвязочных балок по периметру стен на каждом этаже связанных, поперечными балками со стенами центральной части повысило жесткость здания и, возможно, убергло от разрушения отдельные его фрагменты. Для стабилизации деформаций в 1955...56 гг. под контролем НИИОСПа выполнено химическое закрепление более 15 тыс. м<sup>3</sup> грунтов основания однорастворной силикатизацией [7]. Ширина закрепленных зон вдоль боковых граней внутренних фундаментов 0,8...1,0 м, а наружных – около 2 м. Под подошвой фундаментов грунт остался в природном состоянии. В течение периода силикатизации произошли незначительные осадки фундаментов центральной части здания (см. рис.6.2. и табл. 6.1.).

## **6.2. Результаты экспериментальных исследований грунтов основания буринъекционными сваями**

Закрепление основания фундаментов силикатизацией замедлило, но не исключило развитие процессов деформирования грунтов. В 1996...97 гг. на основании всестороннего обследования здания театра принято решение о необходимости его реставрации и реконструкции с применением буринъекционных свай для усиления фундаментов.

На участках, примыкающих к зданию театра, выполнен комплекс исследований опытными штампами по определению показателей сжимаемости грунтов основания и исследованию их сопротивления нагрузкам, передаваемым буринъекционными сваями [105;106].

### **6.2.1. Инженерно – геологические условия участка.**

По данным изысканий, выполненных в период с 1955 по 1997 гг. геологическое строение участка представлено лессовой толщей, подстилаемой понтическими известняками, ниже которых залегает мощный слой меотических глин. На участке вскрыты следующие инженерно-геологические элементы: 1. Насыпной слой, 2. Почвенный

слой; встречен отдельными скважинами. 3;5;7. Суглинок лессовый. 4;6. Супесь лессовая (лесс). 8. Глина красно - бурая. Между глиной и известняком встречен мергель, мощностью 0,2...0,5 м. 9;11. Известняк перекристаллизованный, плитчатый, с прослойками глины. 10. Известняк - ракушечник, «пильный». 11. Глина меолическая серо - зеленая. Геологическое строение грунтовой толщи в основании театра, приведено на рис. 6.3, а показатели физико-механических свойств грунтов – в табл. 6.2.

При оценке строительных свойств грунтов нерешенным остался вопрос о типе грунтовых условий по просадочности. На всех этапах исследований основания и изучения причин деформирования здания театра определение показателей деформативных свойств грунтов, залегающих ниже подошвы фундаментов, выполнено в лабораторных условиях на образцах, отобранных из шурфов и скважин.

Таблица 6.2

Показатели физико-механических свойств грунтов

№ ИГЭ	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w_L$ -	$w_p$ -	$\phi$ град	$c$ кПа	$E/E_{,sat}$ МПа	$P_{str,sat}$ МПа	$\epsilon_{sl}$ -
4	2,68	1,40	0,26	0,19	19	20	8 / 3	0,09	0,07
5	2,68	1,46	0,28	0,19	20	21	9 / 4,5	0,19	0,018
6	2,69	1,45	0,26	0,19	20	20	8 / 4	0,15	0,026
7	2,68	1,58	0,35	0,22	21	28	10 / 8	-	-
8	2,70	1,61	0,43	0,24	23	60	16 / -	-	-
Отклонения	$\pm 0,03$	$\pm 0,03$	$\pm 0,1$	$\pm 0,1$	$\pm 2$	$\pm 3$	$\pm 0,5$	$\pm 0,1$	$\pm 0,1$

Примечания:  $E/E_{,sat}$  – значения модуля деформации для грунтов природной влажности и в водонасыщенном состоянии;  $p_{str,sat} = p_{sl}$ ;  $\epsilon_{sl}$  при  $p = 0,3$  МПа.

В нормативных документах по проектированию и изысканиям для особо ответственных зданий регламентируется необходимость уточнения показателей просадочности, полученных в лабораторных условиях, полевыми методами. Программой исследований на участке театра предусматривалось уточнение типа грунтовых условий путем замачивания опытного участка. Эта работа не была выполнена по техническим причинам, и вопрос о типе грунтовых условий остался спорным. Анализ материалов изысканий, оценка геологических и гидрогеологических условий участка, опыт исследований кафедры оснований и фундаментов ОГАСА ставят под сомнение наличие условий второго типа. При отсутствии достоверных данных были рассмотрены два подхода к оценке возможных вариантов свайных



фундаментов: для условий второго и первого типа лессовой толщи по просадочности.

Комплексом полевых исследований грунтов сваями предусмотрено определение показателей деформативных свойств ИГЭ в пределах просадочной толщи.

Для грунтовых условий второго типа: а) использование в качестве несущих – инженерно-геологические элементы, залегающие ниже второго горизонта лесса. б) Определение прочности и сжимаемости понтических известняков для использования их в качестве несущих слоев. в) Определение сил трения по боковой поверхности свай и несущей способности их фрагментов в пределах толщи, подстилающей просадочные грунты.

Для грунтовых условий первого типа: а) использование в качестве несущих слоев красно-бурой глины и верхних горизонтов известняка; б) определение прочности красно-бурой глины как несущего слоя и сил трения по боковой поверхности свай в просадочной части основания.

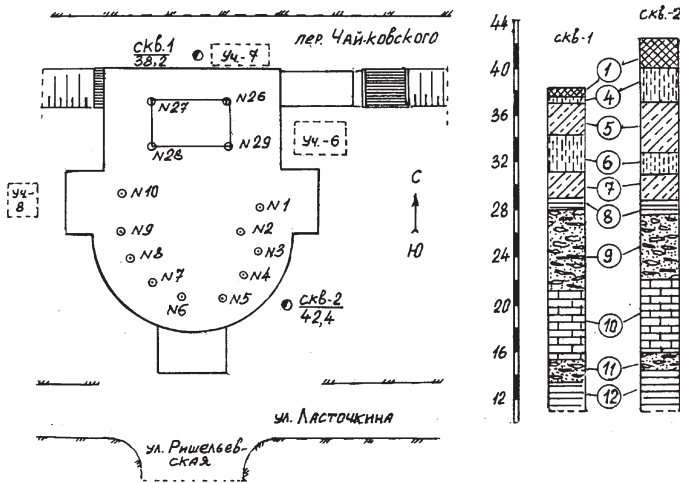


Рис .6.4. Схема здания театра и геологические колонки. На схеме показано размещение марок на внутренних стенах и расположение опытных участков

Исследования выполнены на участках: 6 – со стороны восточного фасада; 7 – вдоль северного фасада по переулку Чайковского и 8 – со стороны западного портика (см. рис.6.4.)

6.2.2. Показатели деформативных свойств просадочных грунтов по результатам полевых исследований.

Серия исследований по определению деформативных свойств просадочных грунтов проведена на участке 8. Испытания выполнены штампами площадью 0,5 м<sup>2</sup> по схеме «двух кривых». Штампы устанавливались в шурфах диаметром 900 мм, с расстояниями между ними 5...6 м. На рис. 6.5, а, б приведена схема высотного положения штампов и расположение шурфов в плане.

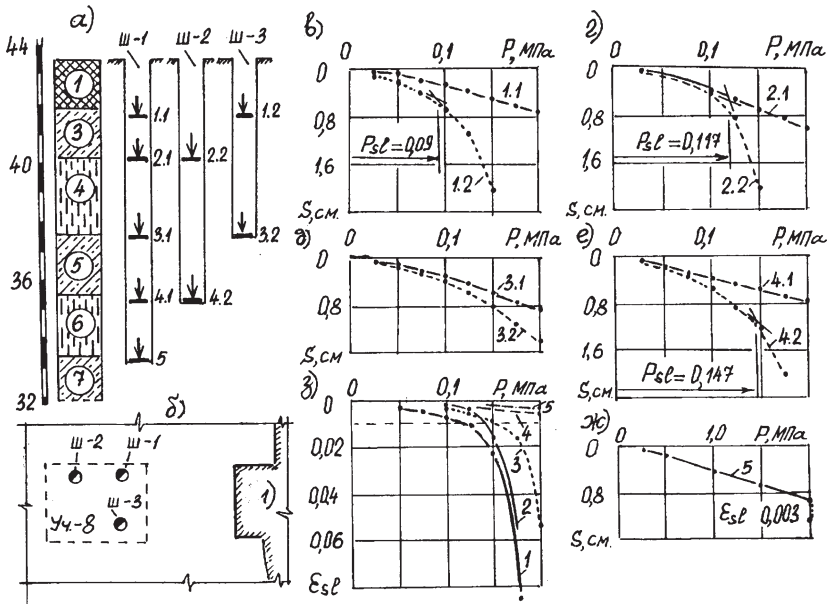


Рис. 6.5. Результаты полевых исследований параметров деформативных свойств лессовых грунтов. а) Геологический разрез и высотное положение штампов. б) Схема расположения опытных шурфов. в...ж) Графики зависимости  $s = f(p)$  для грунтов природной влажности и в водонасыщенном состоянии. з) Графики зависимости  $\epsilon_{sl} = f(p)$

Подшва штампов в каждом ИГЭ заглублялась на 5...10 см ниже его кровли. Штампы устанавливались по песчаной подготовке,

уложенной на зачищенную поверхность забоя шурфа. Нагрузка прикладывалась ступенями по 25 кПа. Испытания проведены в соответствии с требованиями ГОСТ [77].

В шурфе 1 испытания проведены на грунтах природной влажности ( $w = 0,12 \dots 0,16$ ), а в шурфах 2 и 3 – в водонасыщенном состоянии.

Основные результаты исследований приведены на рис.6.5. Значения начального просадочного давления, полученные в точке перегиба графиков  $s_{sat} = f(p)$ , превышают величину природного давления в каждом ИГЭ, обладающем просадочными свойствами, что исключает развитие просадок от собственного веса грунта.

Показатели относительной просадочности значительно возрастают, а модули деформации снижаются при давлениях, превышающих 150 кПа (рис.6.5, ж и табл. 6.3).

Таблица 6.3

Показатели деформативных свойств грунтов по результатам полевых исследований

№	$p_{sl}$ кПа	$p_0$ кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p, \text{кПа}$			$E$ и $E_{sat}$ , МПа в интервале $p, \text{кПа}$			
			150	175	200	$p_0-200$	$p_{sl}-125$	$p_{sl}-150$	$p_{sl}-175$
1.1	88	34	0,023	0,087	-	14,7	-	-	-
1.2						-	3,7	2,0	-
2.1	117	57	0,018	0,08	-	9,0	-	-	-
2.2						-	3,8	1,4	-
3.1	-	97	-	-	-	10,1	-	-	-
3.2						-	-	-	-
4.1	147	130	<0,01	0,017	0,05	14,4	-	-	-
4.2						-	-	-	2,0

### 6.2.3. Методика исследований.

Полевые исследования грунтов буроинъекционными сваями проведены на участках 6 и 7, примыкающих к театру (рис.6.4.). Показатели прочностных и деформативных свойств понтических известняков, используемых в качестве несущего слоя, определены испытаниями грунтов опытными штампами, а трение по боковой поверхности – фрагментов буроинъекционных свай в пределах отдельных участков грунтовой толщи.

Опытные штампы устанавливались в скважинах диаметром 250 мм. В процессе подготовки экспериментов отработаны методы зачистки забоя скважины и его сопряжения с нижним торцом стойки-штампа. Стойка-штамп изготовлена из трубы диаметром 210 мм. К ее нижнему торцу приварено дно. Для повышения жесткости стойки

внутри трубы смонтированы два швеллера, соединенные в коробчатое сечение прерывистым швом (рис. 6.6, б.).

Стойка опускалась в скважину, в собранном виде (рис. 6.7, а). Ее нижний торец погружался в пластичный цементный раствор, уложенный на дно скважины емкостью с открывающимся дном. Обжатие раствора обеспечило сопряжение подошвы стойки с забоем скважины. Бетонный цилиндр ниже подошвы стойки после твердения раствора являлся пятой штампа. Нижняя часть стойки защищалась полиэтиленовой пленкой от контакта с раствором для сохранения возможности ее извлечения после окончания эксперимента.

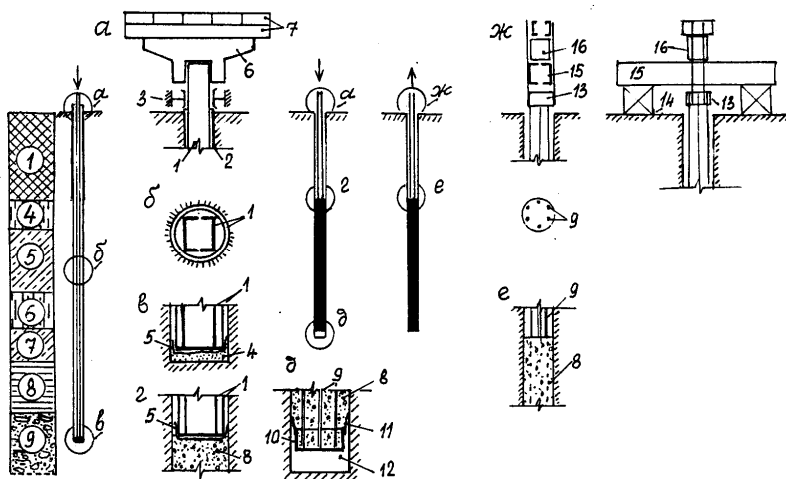


Рис. 6.6. Элементы методики исследований: 1. Стойка-штамп. 2. Обсадная труба. 3. Анкерная опора. 4. Цементный раствор. 5. Полиэтиленовая пленка. 6. Грузовая платформа. 7. Груз – чугунные гири весом 20 кН. 8. Бетон фрагмента сваи. 9. Арматурный каркас. 10. Стальной стакан – подошва сваи. 11. Манжет. 12. Полость под подошвой сваи. 13. Обечайка для крепления стержней арматурного каркаса. 14. Опоры под балку для домкрата. 15. Опорная балка. 16. Домкрат

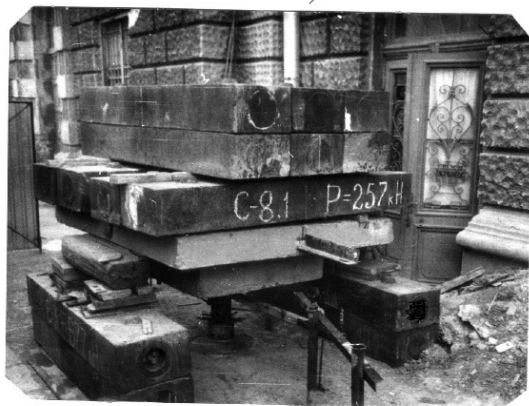
Фиксация верхней части стойки выполнена анкерной опорой с одной степенью свободы, позволившей исключить ее колебания в горизонтальной плоскости. Нагрузка создавалась укладкой чугунных гирь на грузовую платформу (рис. 6.6, а и 6.7)



а.



б.



в.

Рис. 6.7. Исследования на участке 7: а) процесс установки стойки-штампа в скважину; б) общий вид загруженных штампов; в) нагрузка на фрагмент сваи

Постоянство и длительность приложения нагрузки обеспечивались укладкой груза – чугунных гирь весом 20 кН - на грузовую платформу,

установленную на верхний торец стойки (см. рис. 6.6. и 6.7.).

Трение по боковой поверхности и сопротивление по подошве определены испытаниями грунтов буроинъекционными сваями и их фрагментами. Сваи изготавливались в скважинах диаметром 250 и 200 мм. На участках с мощным слоем насыпных грунтов верхняя часть скважин укреплялась обсадными трубами. Зачистка забоя выполнялась «заборником» – цилиндром с боковыми прорезями для очистки и ножами в нижнем торце (см. рис. 4.25). Качество зачистки контролировалось специальным измерителем толщины шлама и фотографированием забоя скважины.

Фрагменты свай изготовлены с опиранием и без опирания их подошвы на забой скважины. Устройство полости ниже подошвы сваи выполнялось с помощью клапана. С этой целью к нижнему торцу арматурного каркаса приваривался стальной стакан из отрезка трубы высотой 200 мм. По его внешнему периметру устроен манжет, края которого, под массой бетона, плотно примыкали к стенкам скважины, препятствуя его прониканию ниже подошвы сваи. Высота зазора составляла 150–200 мм (рис. 6.6.,д). При наличии зазора ниже подошвы фрагмента сваи, трение по боковой поверхности определялось вертикальной вдавливающей нагрузкой. При его отсутствии – вертикальной выдергивающей нагрузкой (рис. 6.6.,жс).

6.2.4. *Полевые исследования прочности и сжимаемости известняков.* Строительные свойства понтических известняков определены испытаниями опытных штампов на двух участках. Опытами 1.1 и 6 в толще ИГЭ-9, а 5.1 и 7 – в ИГЭ-10, на разной глубине от их кровли.

В процессе развития деформаций наблюдались закономерности, присущие дисперсным породам. До давления, соответствующего структурной прочности, зависимость осадки от давления близка к линейной и характеризует упругие свойства породы. С повышением нагрузки зависимость приобретает нелинейный характер и в дальнейшем, с ее ростом, наблюдается значительное нарастание осадок. Развитие необратимых деформаций сопровождается уплотнением в результате разрушения жестких структурных связей. Их нарастание происходит неравномерно и сопровождается микроскачками. Скорость осадки, при постоянном давлении, периодически возрастает и снижается. Основные результаты исследований приведены на рис. 6.8.

В опыте 1.1, после стабилизации осадки от последней ступени

нагрузки, проведено замачивание основания. Вода подавалась через полость стойки, нижняя часть которой на высоте 0,1 м. от подошвы штампа снабжена отверстиями. Замачивание длилось 5 суток. Расход воды составил  $0,34 \text{ м}^3$ , или  $70 \text{ дм}^3$  на  $1 \text{ дм}^2$  площади штампа. Величина осадки за период замачивания увеличилась на  $0,13 \text{ см}$ .

Показатели строительных свойств пород в пределах ИГЭ-9, выполненных на двух участках, имеют близкую сходимость, а в пределах ИГЭ-10 – отличаются вследствие повышенной влажности известняка на участке 7. Лессовая толща выше ИГЭ-8 подвергалась длительному замачиванию в результате утечек из теплотрассы, проходящей вдоль внешней стены, по пер. Чайковского. В известняк вода проникла через 6 разведочных скважин, пройденных при изысканиях в предыдущие годы и расположенных между стеной театра и теплотрассой.

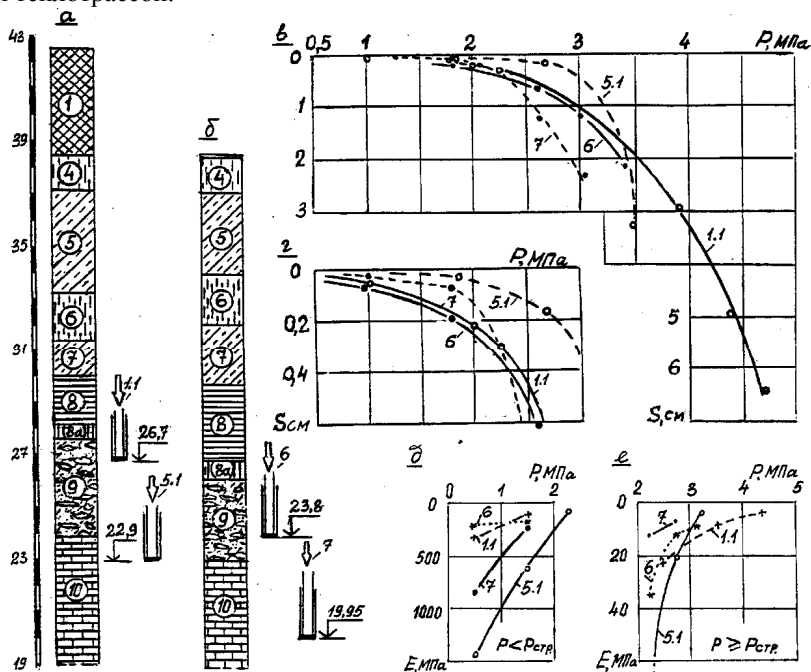


Рис. 6.8. Определение показателей прочностных и деформативных свойств понтических известняков штампами: а, б – литологическое строение участков 6 и 7; в, г – графики зависимости осадки штампов от давления по подошве; д, е – графики зависимости модуля деформации от давления

Значения модуля деформации зависят от интервала давлений. При давлениях, меньших структурной прочности, показатели модуля деформации высокие, характеризуют упругую стадию деформирования. Давления, превышающие структурную прочность, вызывают необратимые деформации. Показатели модуля деформации, отражающие процессы деформирования, значительно снижаются. Основные результаты исследований приведены на рис. 6.8, д, е и в табл. 6.4.

Таблица 6.4

Модуль деформации ИГЭ 9 и 10 понтических известняков

Интервал давлений МПа	Модуль деформации E, МПа, в опытах №№			
	1.1	6	5.1 w = 0,08	7 w = 0,12
0,0...1,0	308	216	1440	865
1,0...2,0	104	173	617	216
2,0...2,5	34,6	37,5	79,3	11,8
2,5...3,0	15,7	12,4	20,2	7,2
3,0...3,5	9,8	7,7	3,2	-
3,5...4,0	7,2	-	-	-
4,0...4,75	3,2	-	-	-
P <sub>str,sat</sub> , МПа	2,3	2,1	2,7	1,95

#### 6.2.5. Деформации основания фрагментов буроинъекционных свай в непросадочной части грунтовой толщи.

К непросадочным относятся породы, залегающие ниже подошвы ИГЭ-6. Параметры сопротивления основания фрагментам буроинъекционных свай получены по результатам их испытаний в натуральных условиях вертикальными вдавливающими нагрузками. Три эксперимента выполнены на участке – 6, а два на участке – 7. Схемы испытаний и их результаты приведены на рис. 6.9. и в табл. 6.5 Верх фрагментов свай совпадает с кровлей ИГЭ-7. Подошва сваи в опыте 1.2 опирается на перекристаллизованный известняк, а в опыте 5.2 – на известняк-ракушечник. Нагрузка прикладывалась до «срыва». На графиках представлены зависимости до значения предельной нагрузки, за которую принята ее степень, предшествовавшая критической.

В опыте 1.2 проведено замачивание основания после стабилизации деформаций от последней ступени нагрузки. Через дренажные трубки, забетонированные в свае, и специальное



устройство башмака в ее подошве была обеспечена подача воды в основание для увлажнения зоны вокруг пяты. Кратковременное замачивание, длившееся 4 суток с расходом воды  $0,36 \text{ м}^3$ , не вызвало увеличения осадки.

Свая 2.1 испытана с зазором ниже подошвы с целью определения сопротивления трению по боковой поверхности (рис.6.9 и табл. 6.5).

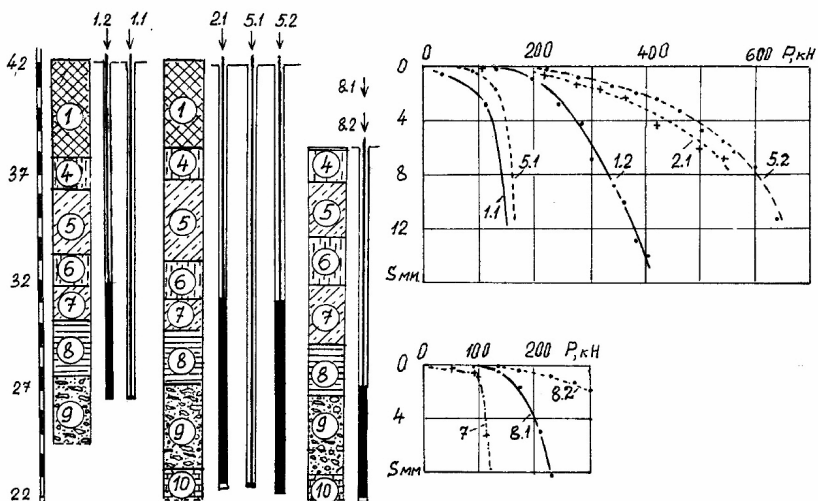


Рис. 6.9. Схема и результаты испытаний грунтов буронабивными сваями и их фрагментами в непросадочной части основания

На участке 7 проведены два испытания: 8.1 и 8.2 для определения сопротивления трению по боковой поверхности фрагмента сваи, изготовленной с зазором под пятой. Ее верхняя часть расположена в ИГЭ-9 (3,55 м.), а нижняя в ИГЭ-10 (2,5 м.). Одно испытание проведено через 10 суток после изготовления (8.1), а второе – через 22 суток после «отдыха». В повторном испытании сопротивление по боковой поверхности на 32% выше, а в целом на 11% ниже, чем на участке 6. Результаты испытаний приведены в табл. 6.5 и на рис. 6.9.

В пределах понтических известняков с жесткими структурными связями процесс нарастания осадок протекал неравномерно.

Таблица 6.5

Сопротивление грунтов нагрузкам от буроньекционных свай в непросадочной части основания

№	Геометрические параметры				Предельные сопротивления		
	d м	u м	h м	u·h м <sup>2</sup>	Сваи кН	По боковой поверхности	
						кН	$f_{ш}$ , кПа
1.2	0,25	0,785	5,15	4,04	421	-	-
5.2	0,25	0,785	8,0	6,28	701	-	-
2.1	0,25	0,785	8,3	5,62	-	583	104
8.1	0,2	0,628	6,05	3,8	-	251	66
8.2	0,2	0,628	6,05	3,8	-	331	87

6.2.6. Результаты исследований грунтов буроньекционными сваями в пределах просадочных грунтов. Просадочная толща ограничена кровлей ИГЭ-7. В ее пределах выполнено 5 испытаний. Основные результаты приведены на рис. 6.10 и в таблицах 6.6 и 6.7.

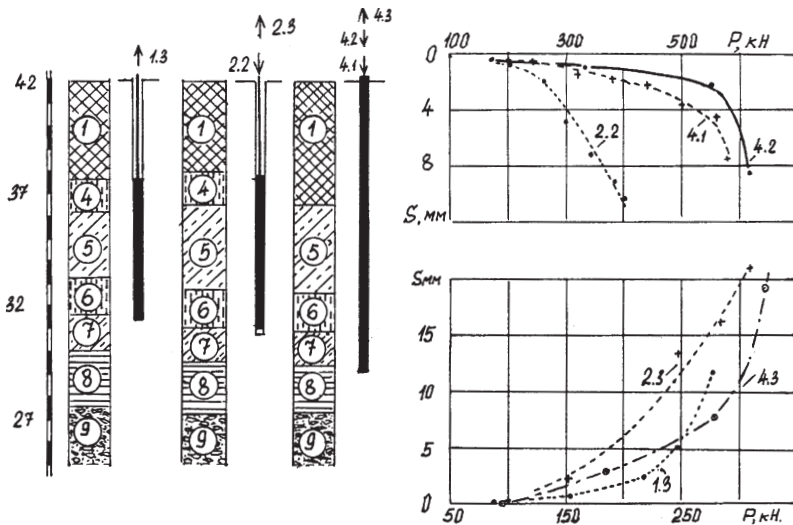


Рис. 6.10.Схема и результаты испытаний грунтов сваями и их фрагментами в пределах толщ, сложенной просадочными грунтами

Силы трения по боковой поверхности определены по результатам исследований фрагментов свай в пределах просадочных грунтов.

Испытание сваи 1.3 выполнено вертикальной выдергивающей нагрузкой в грунтах природной влажности ( $w = 0,13...0,16$ ). Фрагмент сваи 2.2 изготовлен с полостью ниже ее подошвы. Испытание проведено вертикальной вдавливающей нагрузкой. После локального кратковременного замачивания проведено ее повторное испытание вертикальной выдергивающей нагрузкой (опыт 2.3). Сопротивление трению вдоль боковой поверхности в замоченном основании снизилось на 23%. Основные результаты определения сопротивлению грунтов трению по боковой поверхности в пределах просадочной толщи приведены в табл. 6.6.

Таблица 6.6  
 Результаты испытаний грунтов буроинъекционными сваями в просадочной части основания

№	Геометрические параметры				Предельные сопротивления		
	d м	u м	h м	u·h м <sup>2</sup>	Сваи F <sub>u</sub> кН	По боковой поверхности	
						кН	f <sub>u</sub> , кПа
4.1	-	-	-	-	517	-	-
4.2	0,25	0,785	13,5	10,6	546	-	-
4.3	-	-	-	-	-	354	33,4
4.3	-	-	8,0	6,28	-	340	45,0*

Примечание: \* с исключением насыпного слоя и учетом веса сваи.

Свая 4 выполнена на всю глубину просадочной толщи. Ее подошва заглублена в красно-бурую глину (ИГЭ-8). Испытания проведены дважды. При повторной загрузке, после «отдыха» длительностью 57 суток, ее несущая способность возросла на 25 % (опыты 4.1 и 4.2). Через 4 суток проведено третье испытание вертикальной выдергивающей нагрузкой (4.3). Результаты исследований приведены на рис. 6.10 и в табл. 6.7.

Таблица 6.7  
 Результаты определения трения по боковой поверхности

№	Геометрические параметры				Предельное сопротивление трению.	
	d м	u м	h м	u·h м <sup>2</sup>	F <sub>u</sub> кН	f <sub>u</sub> кПа
1.1			5,96	4,68	308	65,8
2.2	0,25	0,785	6,65	5,38	399	74,2
2.3			6,85	5,38	308	57,2

### 6.3. Технология выполнения свайных работ и контроль качества их изготовления

#### 6.3.1. Проектные решения и технология производства работ.

Проект усиления фундаментов разработан НИИСП Госстроя Украины (Снисаренко В.И., Ратнер Я.Л.) [145]. Проектом предусмотрено устройство ростверков с двух сторон каждой стены. Стены опираются на ленточные фундаменты из буринъекционных свай. Длина свай диаметром 220 мм принята равной 17 м в бесподвальной части здания и 12 м в подвальных помещениях. Для их изготовления применен мелкозернистый бетон класса В-30. Расчетная нагрузка на сваю принята равной 300 кН. Нагрузка от стен передается на ростверки поперечными железобетонными балками. На рис. 6.11. приведена конструктивная схема устройства свай для усиления фундаментов.

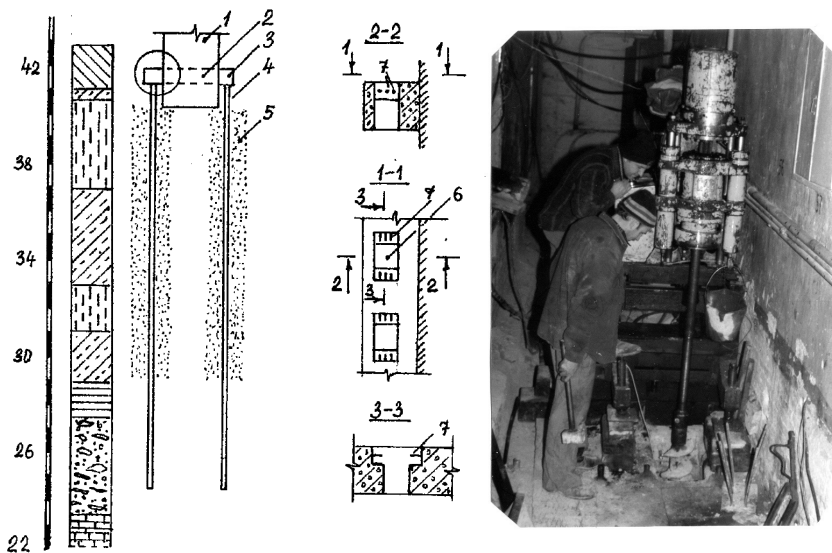


Рис. 6.11. Схема сопряжения стены со свайным фундаментом: 1. Фундамент стены. 2. Поперечная балка. 3. Ростверк. 4. Буринъекционная свая. 5. Грунт, закрепленный силикатизацией. 6. Проем в ростверке для устройства свай. 7. Выпуски арматуры для сопряжения свай с ростверком

Устройство ростверков производилось после изготовления поперечных балок. В ростверках оставлялись технологические «окна»,

через которые выполнялись работы по проходке скважин и бетонированию свай. Буровые работы производились в стесненных условиях подвальных помещений. Скважины проходились малогабаритными установками шнекового бурения. Длина секций шнеков – 1 м. На рис. 6.11 приведен фотоснимок проходки скважины на одном из технологических участков.

После проходки скважины и ее контрольного освидетельствования в нее опускались секции арматурного каркаса, стыковка которых выполнялась сваркой. Заполнение скважины мелкозернистым бетоном производилось растворомасосом по гибкому шлангу, который извлекался по мере заполнения скважины. После окончания бетонирования производилась опрессовка свежееуложенного бетона сжатым воздухом давлением до 0,4 МПа. Воздух от компрессора подавался через штуцер, приваренный к стальной плите, герметически прижатой к поверхности ростверка. Понижение бетонной массы после опрессовки достигало 30 см.

### *6.3.2. Методика контроля качества работ при изготовлении свай.*

Техническому контролю подлежали все этапы выполнения работ по изготовлению свай. При выполнении буровых работ особое внимание уделено зачистке забоя скважин. Разность между конечной длиной бура и глубиной скважины после его извлечения определяла высоту шлама оставшегося на забое скважины. Извлечение шлама производилось вручную, специальным инструментом – «заборником» - цилиндром оборудованным ножами в дне его нижнего торца (см.рис.4.25). Контроль качества зачистки выполнялся измерением глубины скважины и визуально, с помощью бинокля при освещении забоя опускаемой к его поверхности лампой. Контрольные испытания свай (около 1,5% от общего количества) выполнялись нагрузкой, равной 0,1МН более чем в три раза превышавшей расчетную (0,3МН). Впервые, для дополнительного контроля качества изготовления свай, применен метод их «обжатия». «Обжатие» выполнялось нагрузкой, 0,5МН и проведено на всех сваях, за исключением единичных на труднодоступных участках подвальных помещений. После «обжатия» и контрольных испытаний выполнялось сопряжение свай с ростверком.

### *6.3.3. Методика контрольных испытаний и «обжатия» свай.*

Контрольные испытания и испытания «обжатием» выполнялись путем приложения к свае нагрузки с помощью гидравлических домкратов. Для этой цели изготовлены специальные силовые установки, каждая из

которых состояла из двух ферм. Фермы крепились к анкерным болтам, установленным специально для этой цели перед бетонированием ростверка. На рис. 6.12 показаны схемы силовых установок, а на рис. 6.13 – фотоснимки процесса их монтажа и испытаний свай которые проводились трудовым отрядом студентов ОГАСА.

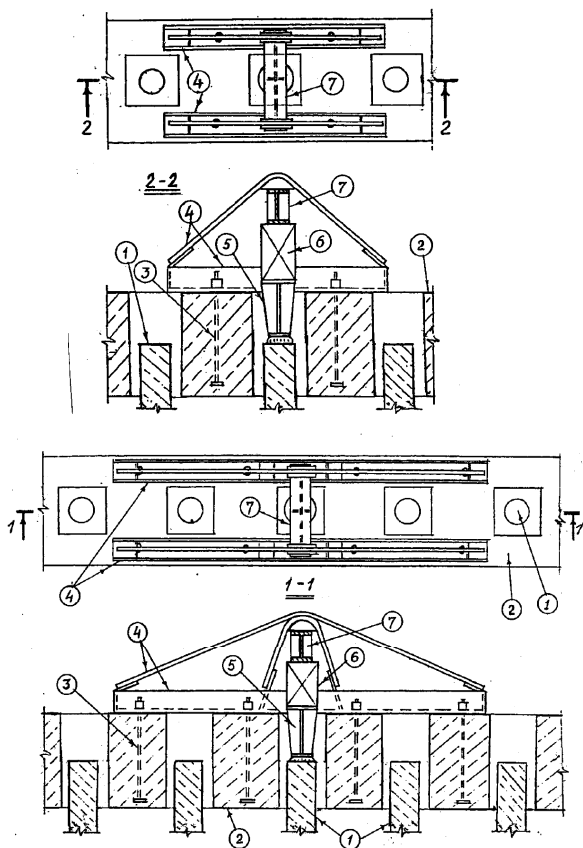


Рис. 6.12. Схемы силовых установок для испытаний и «обжатия» свай:  
 1.Свая. 2. Ростверк. 3. Анкерные болты. 4. Фермы силовых установок. 5. Опорный столик. 6. Гидравлический домкрат. 7. Траверса

Контрольные испытания выполнены в соответствии с ГОСТ [78]. «Обжатие» проведено по ускоренной методике.



Рис. 6.13. Фотоснимки силовых установок для испытаний (а) и «обжатия» (б) свай

Нагрузка прикладывалась тремя ступенями. Первые две – по 0,2 МН а последняя – 0,1 МН. За условную стабилизацию осадки принята скорость ее приращения, не превышающая 0,1 мм за последние 15 мин

наблюдений при промежуточных ступенях нагрузки и 0,1 мм за последний час при ее конечной ступени. За критерий качества изготовления принята величина осадки сваи, не превышающая 4 мм.

#### 6.3.4. *Результаты контрольных испытаний и «обжатия» свай.*

Контрольные загрузки проводились после достижения прочности бетона не менее 70% от проектной.

Здание театра в плане, на уровне фундаментов, разделено на отдельные конструктивно-технологические участки (КТУ). Основная масса свай изготовлена в условиях невысокой влажности грунтов. На отдельных участках вдоль внешних стен с северной и западной стороны зафиксирована повышенная влажность и наличие очагов подземных вод техногенного происхождения.

Сваи для усиления фундаментов размещены в полосе вдоль фундаментов, ниже которой лессовые грунты закреплены силикатизацией. Большая часть их длины расположена в закрепленном основании (см. рис. 6.11) [5;7]. Результаты контрольных испытаний показали высокое сопротивление закрепленных грунтов трению по боковой поверхности, значительно превышающее данные, полученные при испытаниях грунтов сваями, проведенных за пределами здания до начала проектирования.

По результатам контрольных испытаний величина конечных осадок при нагрузках, равных 0,1МН, колебалась в пределах от 0,16 до 0,42 мм, а их упругая часть составила более 70%. На рис. 6.14 и в табл.6.8 приведены характерные результаты нескольких испытаний.

По результатам статистической обработки полученных данных по «обжатию» свай средняя величина осадки составила 0,7 мм, 66% которой приходится на упругую составляющую.

Обжатие свай, проведенное при нагрузках 0,5МН, показало их высокую несущую способность. В процессе работ по обжатию зафиксирован один случай некачественного изготовления. В процессе ее обжатия, при нагрузке 160кН ее перемещение составило около 40 мм. При повторном загрузении при той же нагрузке дополнительная осадка увеличилась еще на 50 мм. Свая была извлечена. На глубине 6 м оказалась полость – часть скважины, не заполненной бетоном, длиной около 2,5 м. Брак допущен в результате перерыва в бетонировании, вызванного техническими причинами. Соединение скважин возле забоя, в результате отклонения их оси от вертикали отмечено в трех случаях. В нескольких случаях при проходке скважин встречены стальные трубы иньекторов, не извлеченные при силикатизации, что



привело к необходимости уменьшения длины свай. Всего было изготовлено 1837 свай общей длиной более 26 км [145].

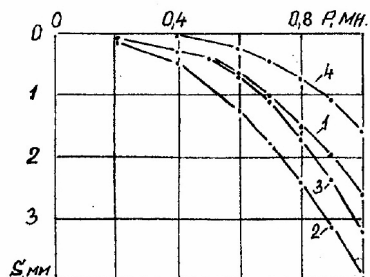


Рис. 6.14. Графики зависимости осадки от нагрузки по результатам контрольных испытаний технологических свай

Таблица 6.8

Результаты контрольных испытаний технологических свай

№	№ КТУ	№ свай	Осадка, мм		
			s	s <sub>o</sub>	s <sub>y</sub>
1	11,6	72	2,64	0,72	1,92
2	2,6	24	4,04	1,10	2,94
3	11,6	47	3,28	0,73	2,55
4	10,6	79	1,58	0,16	1,42



Рис. 6.15. Вид театра после реставрации

#### **6.4. Исследования грунтов буронабивными сваями на территории кирхи в г. Одессе**

Кирха – лютеранская церковь Святого Павла – памятник архитектуры и одно из красивейших сооружений города Одессы.

Первое здание Кирхи было построено по проекту архитектора Ф. Боффо в 1824–27 гг. К концу XIX века оно обветшало и перестало удовлетворять требованиям немецкой общины по размерам церковного зала и скромности убранства. В 1895–97 гг. прежнее здание было разобрано и по проекту архитектора Шеврембранта сооружен новый храм в стиле англо-германской архитектуры XV–XVI веков. В советское время здание Кирхи использовалось не по назначению и пришло в полную эксплуатационную непригодность. На рис. 6.16 приведен снимок здания до начала реконструкции. В конце 90-х годов оно было возвращено немецкой евангелистской лютеранской церкви. В 2006 г. начато ее восстановление с комплексной реконструкцией, предусматривающей усиление фундаментов [120;121;122].

Участок, на котором расположено здание Кирхи, является самой высокой точкой центральной части города. Основание фундаментов сложено многометровой толщиной просадочных грунтов. Проект реконструкции разработан научно-производственным центром «Экострой».

Геологический разрез характеризуется следующими инженерно-геологическими элементами (ИГЭ): 0 – насыпной слой; 1 – суглинок средний, лессовидный, светло-коричневый; 2 – лесс палевый; 3 – суглинок средний, лессовидный, коричневый; 4 – суглинок средний, лессовидный, желто-серый; 5 – суглинок лессовидный, светло-бурый; 6 – суглинок тяжелый, бурый; 7 – глина красно-бурая, подстилаемая понтическими известняками. Геологическое строение приведено на рис. 6.18, а показатели физико-механических свойств грунтов – в табл. 6.9.

Здание кирхи, в плане, состоит из зала, стены которого со стороны главного фасада примыкают к колокольне, а с дворового – к двум угловым башням. Колокольня и башни передают значительные нагрузки на грунты основания. Трещины в стенах зала на участках, примыкания к колокольне и башням с раскрытием сверху являются следствием из крена в противоположные от строения стороны. На рис. 6.17 приведен фотоснимок двух трещин в верхней части стены, примыкающей к башне.

Наклон наиболее нагруженных частей здания можно объяснить



Рис. 6.16. Общий вид кирхи до начала реконструкции

прониканием подземных вод антропогенного происхождения со смежных застроенных участков.

Так, на участке консерватории, расположенном на смежном квартале в 40...50 м от колокольни, наблюдались значительные деформации зданий в 1968...71 гг., а затем в 1987 и 2000 гг.

Изысканиями, проведенными в 2001 г., уровень подземных вод зафиксирован на глубине 7,2 м от поверхности.

На территории Академии связи им. Попова, примыкающей к участку застройки кирпичи, поднятием УПВ до глубины 4...5 м. вызваны значительные деформации в стенах учебного корпуса, потребовавшие усиления фундаментов буронабивными сваями.

Замачиванием нижних горизонтов основания кирпичи в результате уполаживания («растекания») куполов подземных вод со смежных участков вызвано нарастание кренов колокольни и башен.



Рис. 6.17. Деформации в продольной стене зала

В период изысканий на участке кирпичи подземных вод не обнаружено, но по степени влажности ИГЭ 4;5 и 6 находились в водонасыщенном состоянии, являясь непросадочными (см. табл. 6.9).

Аналогичный факт «растекания» купола подземных вод зафиксирован в процессе опытного замачивания экспериментального жилого дома на песчаной подушке [41]. Через пять месяцев после окончания подачи воды зафиксировано начало осадки грунтового репера, расположенного на расстоянии 75 м от источника замачивания, а через два года его осадка достигла 6 см [164, С. 149-155].

Экспериментальными исследованиями грунтов буронабивными сваями обоснована их несущая способность. Ниже приведены результаты исследований грунтов двумя буронабивными сваями диаметром 0,3 м, и длиной 11 м.

Таблица 6.9

## Физико-механические характеристики грунтов

№ п/п	Показате- ли	№№ ИГЭ						
		1	2	3	4	5	6	7
1	$\rho_{ss}$ , г/см <sup>3</sup>	2,70	2,69	2,70	2,69	2,70	2,72	2,73
2	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	1,33	1,37	1,44	1,46	1,51	1,57	1,57
3	w -	0,18	0,13	0,17	0,24	0,24	0,22	0,24
4	S <sub>r</sub> -	0,47	0,36	0,52	0,77	0,82	0,81	0,74
5	w <sub>L</sub> -	0,30	0,26	0,33	0,29	0,34	0,38	0,41
6	w <sub>p</sub> -	0,20	0,20	0,20	0,19	0,20	0,22	0,23
7	E, МПа	8/4	6/3	9/8	7/4	10/8	14/12	15
8	$\phi$ , град	21/19	19/17	21/19	20/18	22/20	23/21	21
9	c, кПа	27/18	10/6	30/21	15/9	36/24	39/27	43
10	$\epsilon_{si}$ при p, МПа 0,2 0,3	0,041	0,033	0,011	-	-	-	-
		0,055	0,045	0,018	-	-	-	-

Каждой сваей проведено по три испытания: вертикальной вдавливающей нагрузкой (1.1 и 2.1); сваи с фрагментом низкого ростверка (1.2 и 2.2) и на выдергивающую нагрузку (1.3 и 2.3). Испытания одной сваей выполнено в грунтах природной влажности, а другой – в условиях локального замачивания.

Использование низкого ростверка, не связанного со сваей, позволило провести испытания грунтов отдельно. Вначале одиночной сваей на вдавливающую нагрузку. Затем сваей с фрагментом низкого ростверка, нагрузка на который передавалась с помощью приваренных к обечайке свай косынок. На третьем этапе проведены испытания выдергивающей нагрузкой.

Локальное замачивание выполнено по известной методике [75;78], после окончания испытаний грунтов природной влажности. Замачивание проведено через дренажную траншею шириной 0,4 м, которая была устроена вокруг двух опытных свай длиной 11 и 19 м. Из траншей пройдено шесть скважин, заполненных песком. Площадь замачиваемого участка составила 6,1 м<sup>2</sup>. В течение 7 суток в основание поступило 172 м<sup>3</sup> воды, что составило 28,2 м<sup>3</sup> на 1м<sup>2</sup> замачиваемой площади. Поступление воды контролировалось водомером.

Методика испытаний, схема дренажной системы и графики влажности до и после замачивания грунтов основания свай приведены на рис. 6.18.

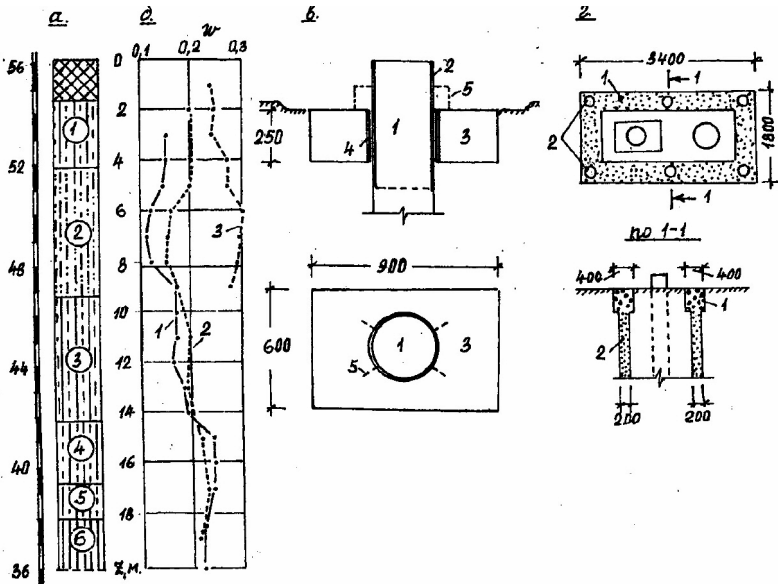


Рис. 6.18. Методика исследований. а) Геологическое строение участка с шкалой абсолютных отметок. б) Влажность по глубине: 1— при изысканиях; 2 — при бурении скважин для свай; 3- после локального замачивания. в) Устройство фрагмента ростверка при комплексном испытании свай: 1—свая; 2;4 — обечайки в свае и ростверке; 3 — фрагмент низкого ростверка; 5 — косынки для соединения сваи с ростверком. г) Дренажная система для локального замачивания: 1 — грунтовый лоток, заполненный щебнем; 2 дренажные скважины, заполненные песком

Вертикальная вдавливающая и выдергивающая нагрузки создавались домкратом ДГ-100. Измерения перемещений свай выполнены двумя прогибомерами 6 ПАО с ценой деления 0,01 мм.

6.4.1. *Результаты исследований вертикальной вдавливающей нагрузки.* Испытания опытных свай проведены по методике циклически возрастающей нагрузки, сущность которой заключается в разгрузке сваи после стабилизации осадки на каждой ступени [171; 176]. По полученным измерениям построены графики зависимости осадок свай и их остаточных составляющих от нагрузки. На рис. 6.19 представлены такие графики по результатам проведенных

испытаний в грунтах природной влажности и после локального замачивания.

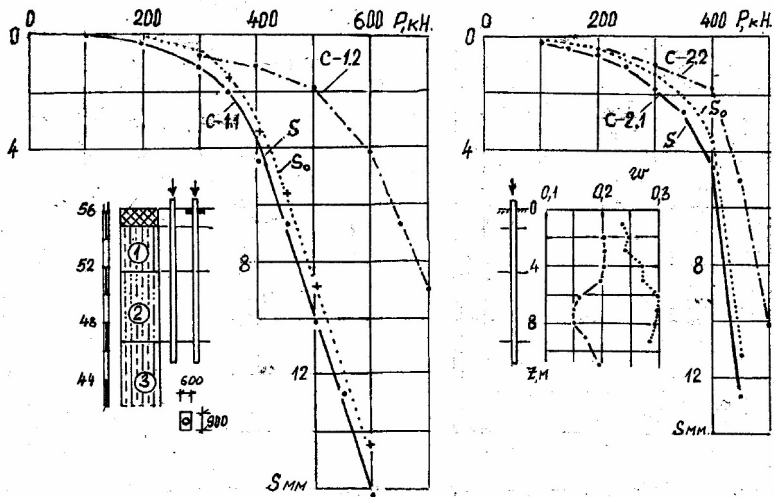


Рис. 6.19. Графики зависимости осадки от нагрузки: а) в грунтах природной влажности; б) после локального замачивания основания. С - 1.1 и С - 2.1 – результаты испытаний на вертикальную, вдавливающую нагрузку, где S и  $S_0$  – осадка сваи и ее остаточная составляющая; С - 1.2 и С - 2.2 – результаты испытаний свай с фрагментом низкого ростверка

Упругая составляющая осадки при каждой ступени нагрузки является разностью между осадкой и ее остаточной составляющей.

Таблица 6.10

Предельные значения сил трения по результатам испытаний грунтов сваями при вдавливании и выдергивании

№ опыта	Параметры сваи		Нагрузка, кН				$f_{cp}$ , кН/м <sup>2</sup>		$P_{f,lim}/P_{v,lim}$
			Вдавлив.		Выдергив.		$P_{f,lim}/A_f$	$P_{v,lim}/A_f$	
	G, кН	$A_f$ , м <sup>2</sup>	$P_f$	$P_{f,lim} = P_f + G$	$P_v$	$P_{v,lim} = P_v - G$			
1.1	18	10,4	320	338	333	315	32,5	30,3	1,07
2.1	18	10,4	250	268	259	241	25,8	23,2	1,11

Примечания: G – вес сваи;  $A_f$  – площадь боковых граней;  $P_f$  и  $P_v$  – нагрузка, равная предельным значениям сил трения, при вдавливании и выдергивании

График зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки в буронабивных сваях с уплотненным забоем имеет три ветви. Каждая из

них соответствует последовательному нарастанию деформаций в одной из трех сред: в пределах ствола, глубины уплотненной зоны и природном грунте. Точки их перелома определяют величину нагрузки, при которой начинают нарастать деформации в очередной среде.

На рис. 6.20 приведены графики нарастания упругой части осадки от нагрузки для двух испытанных свай. Нагрузка, равная точке перелома первой ветви, в сумме с весом сваи является предельной для сил бокового трения. Результаты, полученные при испытаниях, приведены в табл. 6.10.

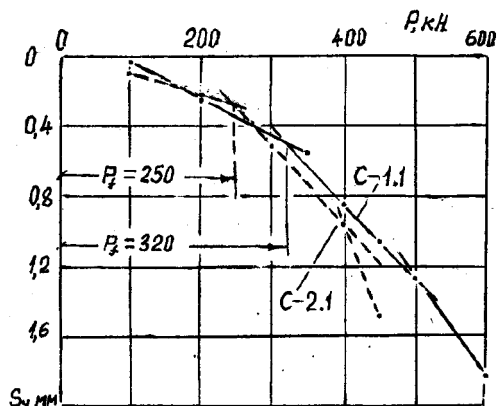


Рис. 6.20. а) графики зависимости упругих составляющих осадки от нагрузки в сваях: С - 1.1 и С - 2.1

6.4.2. *Определение предельного значения сил трения при испытаниях на выдергивающую нагрузку.* Значение предельной выдергивающей нагрузки на сваю по результатам полевых испытаний прямыми измерениями не определяется. Согласно требованиям СНиП [143] за частное значение предельного сопротивления выдергивающей нагрузки принимается ее значение, на одну степень меньшее той, при которой вызван «срыв» (выход сваи из основания).

Не является прямым способ циклических испытаний непрерывно нарастающей нагрузкой, основанный на графическом определении ее значения по точке пересечения графиков нагрузки и разгрузки [99].

В проведенных нами исследованиях применен прямой метод определения предельной нагрузки на выдергивание путем достижения равновесия между приложенным усилием и сопротивлением грунта по боковой поверхности ствола.



Предельное значение выдергивающей нагрузки определено по результатам испытаний двух свай: С-1.3 и С-2.3. Одна свая испытана в грунтах природной влажности, а вторая - после локального замачивания, с доведением степени влажности грунта до значений, близких 0,8. Нагрузка прикладывалась ступенями. Каждая ступень выдерживалась до условной стабилизации.

После достижения критической нагрузки, вызвавшей «срыв», прекращалась подкачка домкрата. Процесс стабилизации сопровождался снижением усилия, передаваемого домкратом. За предельную принята нагрузка, уравновешенная силами трения по боковой поверхности ствола и весом сваи, полученная после стабилизации деформаций.

Последующие приложения критической нагрузки в пульсирующем режиме позволили получить дублирующие значения предельных усилий и определить их среднее значение для каждой сваи.

Результаты исследований приведены на рис. 6.21 и в табл. 6.10.

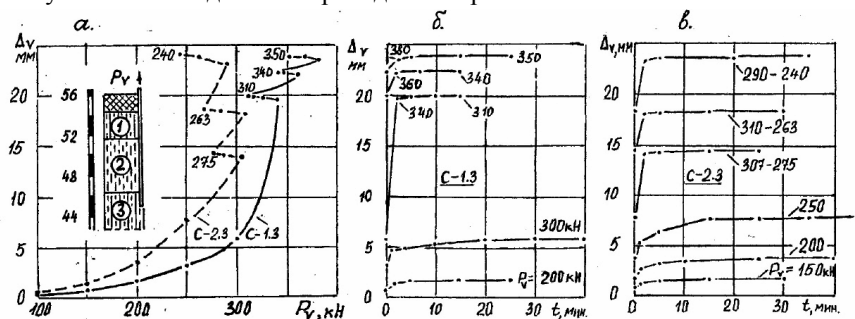


Рис. 6.21. Результаты испытаний свай на выдергивающую нагрузку: С-1.3 и С-2.3 соответственно в грунтах природной влажности и после локального замачивания: а) графики зависимости выхода свай от нагрузки; б, в) графики зависимости выхода свай во времени для каждой ступени нагрузки.

Средние значения предельного сопротивления по боковой поверхности определены разностью предельной нагрузки и веса сваи. Полученные значения сил бокового трения приведены в табл. 6.10. Понижение среднего значения трения по боковой поверхности при локальном замачивании в проведенных испытаниях составило 30%.

Расхождение между значениями сил бокового трения, определенными вдавливающей и выдергивающей нагрузками, составило около 10%.

6.4.3. Влияние низкого ростверка на сопротивление основания внешней нагрузке. В выполненных исследованиях грунтов сваями без ростверка и с фрагментом низкого ростверка получены данные его влияния на сопротивление основания приложенным нагрузкам. В проведенных исследованиях основание ниже подошвы ростверка представлено неоднородными, плохо слежавшимися насыпными грунтами мощностью до 2 м, которые перед устройством ростверка были уплотнены малогабаритной механической трамбовкой на глубину до 30 см.

На рис. 6.19, и в таблице 6.11 приведены результаты испытаний двух свай с фрагментом низкого ростверка в грунтах природной влажности и в водонасыщенном состоянии. Сопротивление вдавливанию ростверка зависит от вида и состояния грунтов. При опирании ростверка на слой насыпного грунта невысокой влажности, уплотненного ниже его подошвы на небольшую глубину, несущая способность сваи повысилась на 44%, тогда как в водонасыщенном грунте только на 13%. При этом давление по подошве ростверка составило соответственно 392 и 109 кПа. При устройстве низкого ростверка насыпные грунты с недостаточным уплотнением по глубине не следует использовать в качестве основания.

Таблица 6.11

Влияние низкого ростверка на сопротивление основания вдавливающей нагрузке

№№ опытов	Параметры ростверка		Нагрузка, кН при осадке 0,4 см.			$\frac{P_c + P_p}{P_c}$	p, кПа
	a x в, м	$A_{p_2}$ , м <sup>2</sup>	$P_c + P_p$	$P_c$	$P_p$		
1.1 и 1.2	0,6x0,9	0,46	590	410	180	1,44	392
2.1 и 2.2			440	390	50	1,13	109

Примечания: a, в – размеры ростверка,  $A_p$  – площадь подошвы ростверка,  $P_c$ ;  $P_p$  – нагрузка на сваю и ростверк; p – давление по подошве ростверка

## Литература

1. Александрь де-Рибась. СТАРАЯ ОДЕССА. Исторические очерки и воспоминания. – Книжный магазинь Георгия Руссо. Коммиссионера Императорского Новороссийского Университета. Ришельевская ул., № 6. – Одесса. – 1913. – 379 с. Тип. Акционерного Южно-Русского О-ва Печатного Дела (Пушкинская, соб.д. № 18). – 1913.
2. Андреев Н.П., Колоколов Н.М. Современные свайные фундаменты мостов. М.: Издательство министерства коммунального хозяйства РСФСР. – 1955. – 256 с.
3. Арутюнов Р.А., Бахолдин Б.В., Егоров А.И., Мамонов В.М., Осколков А.Г., Сафонов В.В., Хабибуллин И.И. Буранабивные сваи на строительстве Камского автомобильного завода // Труды НИИОСП, – Выпуск 65. – Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат. – 1975.– С. 3 – 10.
4. Аршакуни Д.Е., Нагорных И.М., Голубков В.Н. Тугаенко Ю.Ф. Исследования совместной работы забивных коротких свай с грунтами основания // Транспортное строительство. – 1974. – № 4. – С. 41 – 42.
5. Аршакуни Д.Е., Голубков В.Н. Результаты 20 – летних наблюдений за укрепленным способом однорастворной силикатизации Одесского театра оперы и балета // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1979. – № 6 – С. 16 – 17.
6. Аскалонов В.В. Силикатизация лессовых грунтов.- М.: Стройиздат, 1959. – 76 с.
7. Аскалонов В.В. Силикатизация лессовых грунтов в основании здания Одесского театра оперы и балета // Сборник трудов совещания по строительству на лессовых грунтах. К. – 1961. – С. 195 – 211.
8. Баранов Д.С., Мамонов В.М. Сборная, тензометрическая свая // Труды НИИОСП, - выпуск 65. – Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат. – 1975.– С. 84 – 90.
9. Бартоломей А.А., Голофеевский Г.Ф. Опыт применения свайных фундаментов в г. Перми // Сб. докладов и сообщений по свайным фундаментам. – М.: Стройиздат. – 1968. – С. 219 – 224.
10. Бартоломей А.А., Голофеевский Г.Ф., Зенин В.Ф. Полевые экспериментальные исследования работы свайных фундаментов в глинистых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. Материалы III Всесоюзного совещания.- К.: «Будівельник» 1971. – С.335-339.
11. Бартоломей А.А. Расчет осадок ленточных свайных фундаментов. – М.: Стройиздат. – 1972. – 127 с.
12. Бартоломей А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам. М., .Стройиздат. – 1982. – 222 с.
13. Барчукова Т.Н., Марченко М.В., Тугаенко Ю.Ф. Экспериментальное обоснование экономического решения свайных фундаментов // Труды II Всесоюзной конференции « Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР» Расчет и проектирование свай и свайных фундаментов. – Пермь. – 1990. – С. 71 – 72.

14. Барчукова Т.Н., Марченко М.В., Тугаенко Ю.Ф. Влияние низкого ростверка на работу свайного фундамента // Труды V международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения. – М. – 1996. – Дополнение. – С. 5 – 7.
15. Бахолдин Б.В., Игонькин Н.Г. Исследование сопротивления грунта по боковой поверхности свай // Сб. докладов и сообщений по свайным фундаментам. – М.: Стройиздат. – 1968. – С. 53 – 59.
16. Бахолдин Б.В., Мамонов В.М. Совершенствование норм проектирования буронабивных свай // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – № 6 – С. 21 – 22.
17. Бахолдин Б.В., Берман В.И. Исследование напряженно – деформированного состояния свай и околосвайного грунта при его осадке // Труды НИИОСП, – Выпуск 65. – Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат. – 1975. – С. 35 – 44.
18. Бахолдин Б.В., Стуров В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния основания одиночной сваи в глинистом грунте при действии кратковременной нагрузки // Основания, фундаменты и подземные сооружения, - Сб. № 71 НИИ Оснований, - М.: Стройиздат, – 1980. – С. 68–72.
19. Бахолдин Б.В., Макаров Г.И. Экспериментальные исследования свай в песках // Труды V международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения. – М. – 1996. – Том I. – С. 11 – 16.
20. Бахолдин Б.В., Большаков Н.М. Исследование изменения несущей способности свай в слабых грунтах после их погружения // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. – Ленинград. – 1974. – С. 31 –35.
21. Бахолдин Б.В., Большаков Н.М. Исследование несущей способности свай от времени нахождения их в грунте // Труды НИИОСП, – Выпуск 65. – Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат. – 1975. – С. 116 – 134.
22. Бахолдин Б.В. Плитно-свайные фундаменты. Проектирование и особенности технологии возведения // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 5 – С. 24 – 27.
23. Безволев С.Г. Расчетный анализ сопротивления свай и грунта вдавлению плитного ростверка // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. – Труды международной научно-технической конференции посвященной 50-летию БашНИИстроя. – Том 1. Свайные фундаменты. – Уфа. – 2006. – С. 35-42.
24. Березанцев В.Г., Христофоров В.С., Голубков В.Н. Несущая способность и деформации свайных фундаментов // Доклады к V международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Госстройиздат. – 1961. – С. 141 – 149.
25. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений // Л.: – Изд-во литературы по строительству. – 1970. – 207с.

26. Бойко І.П., Карпенко Ю.В., Новофастовський С.М., Подпратов В.С. Дослідження несучої здатності буроін'єкційної палі великого діаметру // Основи і фундаменти. – К.: КНУБА, 2002. – Вип.. 27.
27. Бойко І.П., Карпенко Ю.В., Новофастовський С.М., Подпратов В.С. Методи випробувань ґрунтів за допомогою буроін'єкційної палі великого діаметру // Основи і фундаменти. – К.: КНУБА, 2004. – Вип.. 28. С. 11-16.
28. Бойко І.П., Карпенко Ю.В., Новофастовський С.М., Подпратов В.С. Визначення несучої здатності буроін'єкційної палі великого діаметру за допомогою різних методів // Основи і фундаменти. – К.: КНУБА, 2004. – Вип.. 28. С. 79-94.
29. Вайчайтис Ю.Ю. Работа свай в песчаных грунтах// Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. – Ленинград. – 1974. – С.60 – 62.
30. Волощук І., Михалюк Ю., Снисаренко В. Возрождаем театр сказку. – Одеса: “Астропринт”, 2003. – 160с.
31. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. – М.: “Высшая школа”. – 1978. – 447с.
32. Гамаль эль дин (ОАР) Зависимость несущей способности свай от свойств глин // Механика грунтов и фундаментостроение (Труды V международного конгресса). – М.: – Из-тво литературы по строительству. – 1966. – С. 260 – 269.
33. Гайдас О.Л., Тугаенко Ю.Ф. Влияние способа приложения нагрузки на развитие деформаций в основаниях фундаментов // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск 14. – Одеса. – 2004. – С. 83-87.
34. Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения. М.: Стройиздат. – 1948. – 247 с.
35. Глотов Н.М., Луга А.А., Силин К.С., Завриев К.С. Свайные фундаменты М.: „Транспорт”, 1975. – 431 с.
36. Голубков В.Н. Несущая способность свайных оснований. – М.: – Машстройиздат. – 1950. – 142 с.
37. Голубков В.Н. О расчете свайных оснований по деформациям. // Сб. научных трудов Одесского инженерно-строительного института. – К.: Госстройиздат УССР. – Выход IX. – 1959. – С. 81-95.
38. Голубков В.Н. Исследования деформаций лёссовых грунтов // Известия ВУЗ'ов. - Строительство и архитектура. – 1958. – № 11-12. – С.34-43.
39. Голубков В.Н. Исследования зоны уплотнения грунта в основаниях опытных штампов // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1959. – № 2. – С. 16-18.
40. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Шеховцов В.С. О некоторых закономерностях развития деформаций в лёссовых основаниях, и методы борьбы с осадками // Сб. науч. тр. Вопросы строительства на лёссовых грунтах. – Воронеж. – 1961. – С. 14-17.
41. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Колосова-Егорова Е.С., Макаренко І.В., Гербов В.В. Исследования совместной деформации песчаной подушки и

крупнопанельного дома в условиях по просадочности I типа // Основания фундамента и механика грунтов. – 1967. – № 2. – С. 15–17.

42. Голубков В.Н. Определение конечной осадки свайных фундаментов и развитие осадки во времени // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник. – Выпуск 3. – 1970. – С.36–42.

43. Голубков В.Н., Догадайло А.И., Тугаенко Ю.Ф. Экспериментальные исследования коротких свай различных конструкций в грунтах I типа просадочности // Сб. науч. тр. Свайные фундаменты в просадочных грунтах. - Из-во Киевского Университета. - 1970. - С. 9-16.

44. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Ли Н. Экспериментальные исследования работы коротких висячих свай в лёссовых грунтах I типа по просадочности // Сб. науч. тр. Свайные фундаменты в просадочных грунтах. – Из-во Киевского Университета. – 1970. – С. 136-141.

45. Голубков В.Н., Догадайло А.И., Тугаенко Ю.Ф. Исследование совместной работы крупнопанельного дома на пирамидальных сваях с основанием из просадочных первого типа // Основания и фундаменты. – К.: "Будівельник". – 1970. – Выпуск 3. – С. 14–20.

46. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Хуторянский Б.О. Исследование процесса формирования зоны деформации в основаниях одиночных свай // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник. – Выпуск 4. – 1971. – С. 9 – 13.

47. Голубков В.Н. О природе совместной работы свай и грунта // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник. – Выпуск 5. – 1972. – С. 29 – 34.

48. Голубков В., Тугаенко Ю., Хуторянский Б., Шевчук В. Экспериментальное обоснование технико-экономической эффективности фундаментов промсооружений // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1974. – № 6. – С. 23–25.

49. Голубков В.Н., Догадайло А.И. Развитие осадки свайного в слабых глинистых, водонасыщенных грунтах // Краткие тезисы докладов Всесоюзного научно-технического совещания по теме: «Строительство на слабых, водонасыщенных грунтах». – Одесса. – 1975. – С. 146 – 148.

50. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Юдин В.А. Экспериментальные исследования динамики развития деформаций в основаниях фундаментов из пирамидальных свай // Известия ВУЗ"ов. – Строительство и архитектура. – 1975. – № 8. – С.28–30.

51. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Демчук С.Е. Полевые исследования развития деформаций в основаниях козловых свай // Основания и фундаменты. - К.: "Будівельник". – 1975. – Выпуск 8. – С. 44–48.

52. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Матус Ю.В., Плахотный Г.Н., Юдин В.А. Исследование процесса формирования объема зоны деформации в основаниях опытных фундаментов // Известия ВУЗ"ов. – Строительство и архитектура. – 1976. – № 1. – С. 37–41.

53. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Марченко В.С., Суходоев Ю.Ф. Экспериментальные исследования формирования объема зоны деформации в основании фундаментов из пирамидальных свай // Основания и фундаменты. - К.: "Будівельник". – 1976. – Выпуск 9. – С. 25–30.

54. Голубков В., Тугаенко Ю., Демчук С., Матус Ю., Хуторянский Б. Пирамидальные сваи в промышленном строительстве // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1976. – № 3. – С. 14–15.
55. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Марченко В.С., Суходоев Ю.Ф. Экспериментальные исследования формирования объема зоны деформации в основании фундаментов из пирамидальных свай // Основания и фундаменты. – К.: "Будівельник". – 1976. – Выпуск 9. – С. 25–30.
56. Голубков В., Тугаенко Ю., Демчук С., Матус Ю., Хуторянский Б. Пирамидальные сваи в промышленном строительстве // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1976. – № 3. – С. 14–15
57. Голубков В.Н., Догадайло А.И., Ширшиков А.В. Опыт строительства зданий на пирамидальных сваях уплотнения. ПТИстрой, Минстроя СССР. – Ярославль. – 1979. – 81 с.
58. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Стоянова Т.Н. Сравнительные исследования развития деформаций в основаниях опытного штампа и свайного фундамента // Основания и фундаменты. – К.: "Будівельник". – 1980. – Выпуск 13. – С. 28–31.
59. Голубков В.Н., Тугаенко Ю.Ф., Марченко В.С., Синявский С.Д., Суходоев Ю.Ф., Бич Г.М. Результаты исследований параметров процесса деформаций основания опытных фундаментов // Известия ВУЗ"ов. - Строительство и архитектура. – 1981. – № 10. – С. 25–29.
60. Голубков В.Н., Догадайло А.И., Дуденко Ю.И. Исследования деформаций грунта в основании штампа большой площади. // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1984. – № 5. – С. 18–21.
61. Голубков В.Н., Догадайло А.И. Некоторые особенности совместной работы свай, свайных фундаментов и их оснований // Исследования свайных фундаментов. Межвузовский сборник научных трудов. Изд. – во Воронежского университета. Воронеж. – 1988. – С. 55 – 63.
62. Гончаров Б.В. О погружении свай вдавливанием // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1967. – № 2 – С. 10 – 11.
63. Готман А.Л., Зиязов Я.Ш. Экспериментальные исследования набивных свай в выштампованном ложе на вертикальную нагрузку // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – № 5 – С. 12 – 14.
64. Готман Н.З. Определение параметров сплошного свайного поля из забивных свай // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2003. – № 2 – С. 2 – 6.
65. Григорян А.А., Кулаченко В.Г. Полевые исследования деформаций просадочного грунта под опытными штампами // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1965. – № 3. – С. 7–8
66. Григорян А.А., Мамонов В.М. О работе свай в просадочном грунте // Сб. докладов и сообщений по свайным фундаментам. – М.: Стройиздат. - 1968. – С. 246 – 252.
67. Григорян А.А., Мамонов В.М. Определение несущей способности забивной свай в грунтовых условиях I типа по просадочности // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1969. – № 3 – С. 27 – 30.

68. Григорян А.А., Иванов Е.С. Несущая способность и способ устройства свай в лессовых грунтах // Труды к VIII международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат. – 1973. – С. 140 – 150.
69. Григорян А.А., Усепов А.Х. Несущая способность кустов свай в просадочных грунтах // Известия ВУЗ"ов. - Строительство и архитектура. – 1974. – № 7. – С. 37– 42.
70. Григорян А.А. Расчет набивной сваи с уширенной пятой в просадочных грунтах // Труды НИИОСП, - Выпуск 65. – Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат. – 1975.–С. 22 – 26.
71. Григорян А.А., Григорян Р.Г. Взаимодействие сваи с грунтом при осадке от действия собственного веса толщи // Труды НИИОСП, – Выпуск 65. – Свайные фундаменты. – М.: Стройиздат. – 1975.– С. 45 – 55.
72. Григорян А.А., Хабибуллин И.И. Несущая способность буронабивных свай на площадках строительства Волгодонского завода тяжелого машиностроения // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 2 – С. 13 – 16.
73. Григорян А.А., Хабибуллин И.И. Экспериментальное исследование распределения напряжений в буронабивных сваях значительных размеров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – № 3 – С. 11 – 13.
74. Григорян А.А., Чиненков Ю.А. Буронабивные сваи с уплотненным грунтом в забое скважины на строительстве завода «Атоммаш» // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – № 6 – С. 10 – 13.
75. Григорян А.А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах . – М.: Стройиздат. – 1984. – 162 с.
76. Григорян А.А., Чиненков Ю.А., Старшинов А.А. Длительные осадки из забивных свай в просадочных грунтах // Проблемы свайного фундаментостроения. Труды III международной конференции. Часть I. – Пермь 1992. – С. 26 – 28.
77. Грунты. Методы полевого определения характеристик деформируемости // ГОСТ 20276-85 М.: Госстрой СССР. – 1985. – 57с.
78. Грунты. Методы полевых випробувань палями. // ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94). К.: Укрархбудінформ. – 1997. – 57с.
79. Грутман М.С. Свайные фундаменты. К.: «Будівельник ». – 1969. – 189с.
80. Грутман М.С. Учет работы ростверка и несущей способности свайного фундамента // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник. – Выпуск 8. – 1976. – С.25-31.
81. Гуменский Б.М. Основы физико-химии глинистых грунтов и их использование в строительстве. – Ленинград-Москва. – Стройиздат. – 1965. – 255 с.
82. Гуменский Б.М. К теории метода погружения свай с помощью обмазки полимерами // Известия ВУЗ"ов. – Строительство и архитектура. – 1965. – № 4. – С. 16–21.



83. Дежин Ю.В. Некоторые итоги изучения работы свай в просадочных грунтах // Основания фундамента и подземные сооружения / Сб. научн. работ. – Выпуск 2. М.: Высшая школа. – 1967. – С. 20–26.

84. Денисов Н.Я., Ребиндер П.А. О коллоидно-химической природе связности глинистых грунтов // Доклады АН СССР. Нов. сер., т.65. – 1946. – №6. – С.523 – 525.

85. Денисов Н.Я. Поровое давление и прочность недоуплотненных глинистых грунтов // Доклады к VI международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: – Стройиздат. – 1965. – С. 7 – 15.

86. Денисов Н.Я. Природа прочности и деформаций грунтов. Избранные труды. М.: Стройиздат. – 1972. – 279 с.

87. Денисов О.Г., Наумец Н.И. Взаимодействие грунта со свайей при ее погружении методом вдавливания Известия ВУЗ"ов. – Строительство и архитектура. – 1965. – № 4. – С. 9–15.

88. Дмоховский В.К. Силы сцепления грунтов в свайных основаниях // Труды московского института инженеров транспорта. – Выпуск VI. – М.: Издание московского института инженеров транспорта. – 1927. – С.29 – 46.

89. Догадайло А.И., Тугаенко Ю.Ф. Влияние способа погружения призматических свай на их несущую способность // Труды II Всесоюзной конференции « Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР» Расчет и проектирование свай и свайных фундаментов. – Пермь. – 1990. – С. 180 – 181.

90. Дорошкевич Н.М. Влияние длительного приложения нагрузки и условий работы свай и свайных фундаментов на величину их осадки // Проблемы свайного фундаментостроения. Труды III международной конференции. Часть I. – Пермь 1992. – С. 30 – 31.

91. 73. Егоров К.Е., Голубков В.Н., Демчук С.Е., Тугаенко Ю.Ф. Осадка дымовой трубы на сильносжимаемом основании // Труды V Дунайско-Европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. Том III. - ЧССР. – Братислава. – 1977. – С. 83–89.

92. Еремин В.Я., Еремин А.В. Высотным зданиям надежный фундамент // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. – Труды международной научно-технической конференции посвященной 50-летию БашНИИСтроя. – Том 1. Свайные фундаменты. – Уфа. – 2006. – С. 69-75.

93. Жихович В.В. О характере деформаций меотических глин оползневых склонов одесского побережья // Материалы совещания по вопросам изучения оползней и мер борьбы с ними. Из-во Киевского университета. – 1964. – С. 234-239.

94. Зоценко М.Л. Пальові фундаменти в Україні // Будівельні конструкції. - Випуск 53, книга 1. - Будівельні конструкції. – К.: – НДІБК. – 2000. – С. 401–411.

95. Журнаджи В.А., Дежин Ю.В. Крупнопанельные дома на коротких сваях // Известия ВУЗ"ов. – Строительство и архитектура. – 1965. – № 4. – С. 3–8.

96. Зурнаджи В.А., Ананьев В.П., Гильман Я.Д., Дежин Ю.В. Основания и фундаменты на лессовых просадочных грунтах. – Из-во Ростовского университета. – 1968. – 320 с.

97. Ильичева Л., Миримский Э., Тугаенко Ю., Юдин В. Внедрение пирамидальных свай для строительства 14-этажных домов в Брянске // На стройках России, – 1986. – № 6. – С. 54–55.

98. Карлович В. Основания и фундаменты // Санктпетербург, 1869 г.

99. Коваль В.Е., Ищенко В.И. Новый метод статических испытаний свай // Будівництво України. – 2002. – № 4. – С.42–43.

100. Коркин А.Г., Филатов А.В., Бойко Н.В., Романов Д.А. Опыт применения свайных фундаментов в промышленном строительстве// Основания и фундаменты. – К.: Будівельник. – Выпуск 5. – 1972. – С. 60 – 66.

101. Корякин В.С. О роли пяты в общем сопротивлении буронабивных свай // Основания, фундаменты и механика грунтов. Материалы III Всесоюзного совещания. К.: «Будівельник». – 1971. – С. 312 – 313.

102. Корякин В.С. О раздельной оценке несущей способности буронабивных свай в лессовых грунтах // Свайные фундаменты (тезисы докладов семинара-совещания). – К.: „Будівельник”. – 1971. – С. 62-65

103. Кондрашов В.А. Натурные испытания свайных фундаментов с низким ростверком // Основания, фундаменты и механика грунтов. Материалы III Всесоюзного совещания. К.: «Будівельник». – 1971. – С. 331 – 335.

104. Котлов В.Ф., Кожобаев К.А. Изучение изменения микростроения глинистых пост в ходе тиксотропного упрочнения // Инженерная геология. – М., Из-во «Наука». – 1981. – № 5. – С. 72-81.

105. Колесников Л.И., Тугаенко Ю.Ф., Кодрянова Р.М., Карпюк В.М., Ильичев В.А., Коновалов П.А. Экспериментальное исследование несущей способности буроинъекционных свай в основании здания Одесского театра оперы и балета // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. - № 5 – С. 23 – 29.

106. Колесников Л.И., Тугаенко Ю.Ф., Кодрянова Р.М., Карпюк В.М. Экспериментальное обоснование применения буроинъекционных свай для усиления фундаментов Одесского театра оперы и балета // Сб. научн.трудов „Реставрація, реконструкція, урбоекоталогія” RUR – 2003. – Южно- украинское отделение ICOMOS. – 2003. – С. 59 – 67.

107. Колесников Л.И., Карпюк В.М., Кодрянова Р.М., Тугаенко Ю.Ф., Холодов В.Г., Шаповалов А.И. Методы подготовки и проведения полевых исследований грунтов основания для усиления фундаментов Одесского академического театра оперы и балета // Коммунальное хозяйство городов. – Выпуск 39. – Серия: технические науки. К.: «Техніка». – 2002. – С. 225-229.

108. Кондрашов В.А. Натурные испытания свайных фундаментов с низким ростверком // Основания, фундаменты и механика грунтов. Материалы III Всесоюзного совещания. – К.: «Будівельник». – 1971. – С.312-315.

109. Корнієнко М.В., Лебеда О.Ф., Мовчан В.О. Дослідження несучої здатності основи по глибині при підсиленні фундаментів вдавлюваними

палями // Будівельні конструкції. – Випуск 61. – Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: –НДІБК. – 2004. – Том 1. – С. 332–337.

110. Корнієнко М.В., Пресняков О.Б., Ращенко А.М. Характер ущільнення ґрунту навколо вдавлюваної та забивної напівнатурних паль // Будівельні конструкції. – Випуск 61. – Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: – НДІБК. – 2004. – Том 2. – С. 40–44.

111. Корнієнко М.В., Пресняков О.Б. До розрахунку несучої здатності вдавлюваних паль // Будівельні конструкції. – Випуск 63. Будівельні конструкції. – К.: – НДІБК. – 2005. – С. 106–109.

112. Краев В.Ф. Об инженерно-геологическом значении ритмичного строения грунтов лёссового покрова Украины // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник, 1980. – Випуск 13. – С.66-68.

113. Кузеванов В.В., Шуляев О.А. Влияние технологии изготовления буровых и набивных свай на их несущую способность // Труды V международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения.– М. – 1996. – Том I. – С. 98 – 101.

114. Марченко В.С., Тугаенко Ю.Ф. Результаты полевых исследований деформаций грунта в основании одиночной свай и свайного фундамента // Основания и фундаменты. – К.: "Будівельник". – 1973. – Випуск 6. – С. 84–88.

115. Микитенко М.И., Сернов В.А., Щербицкий Д.Л., Балаш Р.С. Исследования работы свайных фундаментов с низкими ростверками // Будівельні конструкції. – Випуск 61. – Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: – НДІБК. – 2004. – Том 1. – С. 420– 425.

116. Мурманов М.В. Предотвращение разрушения здания Одесского театра оперы и балета // Сб. научных трудов „Реставрація, реконструкція, урбоекологія” RUR – 2003. – Южно- украинское отделение ICOMOS. – 2003. – С. 53 – 58.

117. Новожилов Г.Ф. Увеличение несущей способности одиночных свай во времени // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 2– С. 18 – 19.

118. Новожилов Г.Ф., Платонов Ю.Н. Испытания тензометрических свай в различных грунтовых условиях Ленинграда // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. – Ленинград. – 1974. – С. 56 – 62.

119. Новожилов Г.Ф. Особенности взаимодействия свай с грунтом в процессе загрузки // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. – Ленинград. – 1974. – С. 67 – 70.

120. Новский А.В., Суханов В.Г. Усиление фундаментов здания лютеранской церкви святого Павла (кирхи) в г. Одессе – памятника градостроительства и архитектуры. // Материалы международного совещания «Достижения, проблемы и перспективные направления развития теории и практики механики грунтов и фундаментостроения» – г. Казань. – 2006. – С. 90-92.

121. Новский А.В., Ткалич А.П., Тугаенко Ю.Ф. Экспериментальное обоснование принятых решений по усилению фундаментов здания кирхи в г. Одессе // Будівельні конструкції. – Випуск 66. Армування основ при будівництві та реконструкції будівель та споруд. – К.: –НДІБК. – 2007. – С. 169–175.
122. Новский А.В., Ткалич А.П., Тугаенко Ю.Ф., Василевская Л.А., Новский В.А. Результаты комплексных исследований грунтов буронабивными сваями используемых при усилении фундаментов Кирхи в г. Одессе // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск № 25. – Одеса: Зовнішрекламсервіс. – 2007. – С. 240–246.
123. Новые фундаменты на стройках Одессы / Голубков В.Н. и др. – Одесса: Маяк. – 1976. – 108 с.
124. Нуждин М.Л., Нуждин Л.В., Лавров С.Н. Изготовление малообъемных буронабивных свай с повышенной несущей способностью в сложных грунтовых условиях // Будівельні конструкції. – Випуск 61. – Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: – НДІБК. – 2004. – Том 2. – С. 101-107.
125. Основания зданий и сооружений. СН и П 2.02.01 – 83. – Госстрой СССР. – Москва. – 1985. – 40 с.
126. Паталеев А.В. Расчет свай и свайных оснований, – Из-во Министерства речного флота СССР. – 1949.
127. Прочность, структурные изменения и деформации бетона, под редакцией д-ра техн. наук проф. А.А. Гвоздева // М.: Стройиздат. – 1978. – 297с.
128. Прудентов А.И. Железобетонные полые сборные сваи. – Л.: Госстройиздат. – 1959. – 112 с.
129. Прудентов А.И. Несущая способность железобетонных трубчатых свай с грунтовым ядром. – Л.: Стройиздат. – 1966. – 90 с.
130. Прудентов А.И. Несущая способность железобетонных трубчатых свай с грунтовым ядром // Основания фундаменты и подземные сооружения Сб. научн. работ. – Випуск 1. М.: Высшая школа. – 1967. – С. 263 – 286.
131. Работников А., Корякин В. Несущая способность буронабивных свай в лессовых грунтах // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1968. – № 6. – С.29 – 31.
132. Работников А.И., Корякин В.С. Исследования деформаций лессовых грунтов в скважинах, штампами // Основания и фундаменты. – К.: "Будівельник". – 1969. – Випуск 2. – С. 77-80.
133. Работников А.И., Корякин В.С. Экспериментальные исследования работы буронабивных свай в лессовых грунтах // Свайные фундаменты в просадочных грунтах. – К.: Из-во Киевского университета. – 1970. – С.17-23.
134. Работников А.И. О расчете несущей способности буронабивных свай // Свайные фундаменты в просадочных грунтах. – К.: Из-во Киевского университета. – 1970. – С. 113-116.

135. Работников А.И. К вопросу о методике испытания буронабивных свай // Свайные фундаменты в просадочных грунтах. – К.: Из-во Киевского университета. – 1970. – С. 58-62.

136. Работников А.И. К вопросу о методах статических испытаний и оценке несущей способности буронабивных свай // Свайные фундаменты (тезисы докладов семинара-совещания). – К.: „Будівельник”. – 1971. – С. 58-61.

137. Работников А.И., Кованев Б.М., Нахмуrow А.Н. О сопротивлении грунта по боковой поверхности и под пятой буронабивных свай // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. – Ленинград. – 1974. – С.39 – 42.

138. Радугин А.Е. Исследование влияния «отдыха» свай на их несущую способность // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 6 – С. 14 – 16.

139. Радугин А.Е. Об увеличении несущей способности коротких свай во времени // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1969. – № 2 – С. 16 – 19.

140. Радугин А.Е. О необратимости во времени процесса «засасывания» свай в глинистых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 5 – С. 24 – 26.

141. Раевский И.Е. Влияние размеров штампов на характер просадки лёссовых грунтов // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1962. – № 5. – С. 14-18.

142. Рельтов Б.Ф. Ерыхов Б.П. Производственный опыт применения электроосмоса с целью увеличения несущей способности свай-оболочек // Гидротехническое строительство. – 1963. - № 2. – С.51-52.

143. Свайные фундаменты. СН и П 2.02.03-85. // М.: Госстрой СССР. – 1986. – 45 с.

144. Смиренский Г.М., Нудельман Л.А., Радугин А.Е. Свайные фундаменты гражданских зданий. – М.: Стройиздат. – 1970. – 141 с.

145. Снисаренко В.И., Ратнер Я.Л. Опыт усиления фундаментов здания Одесского театра оперы и балета // Міжнародний семінар ”Проблеми та досвід збереження історичних територій та об’єктів культурної спадщини” Тези доповідей. К.: АртЕк. – 2002. – С. 98 – 101.

146. Совгира В.Н., Курган П.Г., Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П. Усиление несущих конструкций здания библиотеки ОНУ им. Мечникова в г. Одессе // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск 17. – Одеса. – 2005. – С. 236-240.

147. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике (Перевод с английского). – М. : Госстройиздат, 1958. – 607 с.

148. Трофименков Ю.Г., Ободовский А.А. Свайные фундаменты для жилых зданий. – М.: Стройиздат. – 1964. – 183 с.

149. Трофименков Ю.Г., Ободовский А.А. Свайные фундаменты для жилых и промышленных зданий. – М.: Стройиздат. – 1970. – 240 с.

150. Трофименков Ю.Г., Ободовский А.А. Область эффективного применения буро-набивных свай // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – № 6 – С. 19 – 20.

151. Трофименков Ю.Г., Баходдин Б.В., Швец В.Б., Мариупольский Л.Г., Работников А.И., Алексеев А.И., Лобов О.И. Совершенствование методов определения несущей способности свай // Труды к VIII международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М. – Стройиздат. – 1973. – С. 150 – 161.

152. Трузсон 1-й - генерал лейтенант. (перевод из Memorial de l'officier du genie № 11, 1832) Известие о новом способе закладывать фундаменты в слабых грунтах // Инженерные записки издаваемые по повелению инженерного начальства, инженерным отделением Военно-ученого комитета. Часть XXII. – Санкт-Петербург. Печатано в Военной типографии. – 1839. – С. 346–351.

153. Тугаенко Ю.Ф. Экспериментальные исследования совместной работы основания и фундаментов в лёссовых грунтах первого типа // Известия ВУЗ'ов. – Строительство и архитектура. – 1966. – № 2. – С. 22–31.

154. Тугаенко Ю.Ф. Исследования деформаций в основаниях опытных фундаментов в лёссовых грунтах первого типа // Основания фундаменты и подземные сооружения / Сб. научн. раб. Выпуск 2. М.: Высшая школа. –1967. – С. 39–49.

155. Тугаенко Ю.Ф., Хуторянский Б.А. Некоторые результаты полевых исследований деформаций в многослойных основаниях фундаментов // Основания фундаменты и механика грунтов. Материалы III Всесоюзного совещания. – К.: "Будівельник". – 1971. – С. 64–69.

156. Тугаенко Ю.Ф. Расчет деформаций основания по данным полевых исследований // Основания и фундаменты. – К.: "Будівельник". – 1976. – Выпуск 9. – С. 83–85.

157. Тугаенко Ю.Ф., Пасичниченко В. Г. Исследование процесса развития деформаций в лёссовом основании опытного фундамента // Основания и фундаменты. – К.: "Будівельник". – 1980. – Выпуск 13. – С. 85–87.

158. Тугаенко Ю.Ф., Пасичниченко В. Г. Исследование процесса развития деформаций в лёссовом основании опытного фундамента // Основания и фундаменты. – К.: "Будівельник". – 1980. – Выпуск 13. – С. 85–87.

159. Тугаенко Ю.Ф., Марченко В.С. Влияние геометрических параметров пирамидальных свай на их совместную работу с основанием // Известия ВУЗ'ов. – Строительство и архитектура. – 1980. – № 9. – С. 23–26.

160. Тугаенко Ю.Ф., Пасичниченко В. Г. Эффективный метод исследования деформаций в основаниях опытных фундаментов // Труды Всесоюзн. конф. " Теоретические и методические проблемы повышения качества и эффективности инженерно-геологических исследований". – Тема V. – Ростов-на-Дону. – 1980. – С. 112–116.

161. Тугаенко Ю.Ф., Стоянова Т.И., Кушак С.И. Методы и результаты исследований деформаций в основании фундамента, сложенном водонасыщенными песками // Основания и фундаменты в сложных

инженерно-геологических условиях. – Межвузовский сб. научн. трудов. – Казань. – 1981. – С. 48.

162. Тугаенко Ю.Ф., Липей В.Ю. Применение фундаментов из козловых свай в сложных грунтовых условиях // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – К.: "Будівельник". – 1987. № 2. – С. 23–24.

163. Тугаенко Ю.Ф., Пивонос В.М, Марченко М.В. Опыт применения коротких буронабивных свай // Труды V международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения (дополнение).– М. – 1996. – С. 21 – 23.

164. Тугаенко Ю.Ф. Развитие деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки. – Одесса: "Астропринт", 2003. – 222с.

165. Тугаенко Ю.Ф. Структурная прочность. Методы ее определения // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск 13. – Одеса. – 2004. – С. 175–180.

166. Тугаенко Ю.Ф. Определение показателей сжимаемости грунтов в полевых условиях // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск 16. – Одеса. – 2004. – С. 202–205.

167. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Гевондян А.Р. Влияние локального замачивания на несущую способность свай заглубленных в малосжимаемые породы // Будівельні конструкції. – Випуск 61. – Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: – НДІБК. – 2004. –Том 1. – С. 478– 481.

168. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Паламарчук А.А., Гевондян А.Р. Прочность и сжимаемость понтических известняков // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск 16. – Одеса. – 2004. – С. 206–211.

169. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Паламарчук А.А., Шеховцов И.В. Даформативность буронабивных свай в понтических известняках // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск 17. - Одеса. – 2005. – С. 254–257.

170. Тугаенко Ю.Ф., Гайдас О.Л. Процессы формирования уплотненного ядра в основании штампа при действии статических и ударных нагрузок // Будівельні конструкції. – Випуск 61. – Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: – НДІБК. – 2004. – Том 2. – С. 131–134.

171. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Гевондян А.Р. Методика и результаты исследований сопротивления грунтов нагрузке, приложенной к буронабивной свае // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. - Випуск 18. – Одеса. – 2005. – С. 260–264.

172. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Генералов А.И., Василевская Л.А. Определение параметров деформирования грунтов при исследованиях их сваями // Будівельні конструкції. – Випуск 63. Будівельні конструкції. – К.: – НДІБК. – 2005. – С. 275–278.

173. Тугаенко Ю.Ф., Василевская Л.А., Яковлева Д.В. Процессы деформирования системы: буронабивная свая – грунты основания // Вісник

Одесской державной академии строительства та архитектуры. – Випуск № 22. – Одеса. – 2006. – С. 247–252.

174. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П. Развитие деформаций в системе свая грунты основания под действием вертикальной вдавливающей нагрузки // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск 22. – Одеса. – 2006. – С. 253–258.

175. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Новский В.А. Напряженно-деформированное состояние буронабивных свай и их основания, сложенного понтическими известняками // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. – Труды международной научно-технической конференции посвященной 50-летию БашНИИСтроя. – Том 1. Свайные фундаменты. – Уфа. – 2006. – С. 137-141.

176. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П. Результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния системы «свая – грунты основания» // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. – Труды международной научно-технической конференции посвященной 50-летию БашНИИСтроя. – Том 1. Свайные фундаменты. – Уфа. – 2006. – С. 142-147.

177. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П. Деформирование буронабивной сваи и грунтов основания. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск 26. – Одеса. – 2007. – С. 290–296.

178. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П. Определение предельного сопротивления грунтов основания при вдавлении сваи. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Випуск 26. – Одеса. – 2007. – С. 297–300.

179. Тугаенко Ю.Ф., Новский А.В., Ткалич А.П., Василевская Л.А. Дифференциальный подход к оценке повышения сил трения по боковой поверхности свай во времени. // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Випуск 19. – Полтава. – 2007. – С. 114 – 120.

180. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П. Предельная нагрузка и силы трения по боковой поверхности сваи по результатам полевых исследований. // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Випуск 19. – Полтава. – 2007. – С. 121 – 125.

181. Финаев И.В., Канаков Г.В. Экспериментальные исследования несущей способности одиночных свай в лессовых грунтах // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 3 – С. 28 – 31.

182. Финаев И.В. Исследования несущей способности свай в лессовидных грунтах г. Горького // Сб. докладов и сообщений по свайным фундаментам. – М. – 1968. – С. 184 – 191.

183. Финаев И.В., Токарев В.Д. Исследование работы забивных коротких свай в просадочных, лессовых грунтах // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. – Ленинград. – 1974. – С.62 - 66.

184. Финаев И.В. Оценка несущей способности свай в региональных условиях распространения лессовых пород // Исследования свайных



фундаментов. Межвузовский сб. Научных трудов. Из-во Воронежского университета. Воронеж. – 1988. – С. 180 – 190.

185. Хазин В.И. Конструкции фундаментов сельскохозяйственных зданий на коротких пирамидальных сваях, – К.: „Будівельник”. – 1984. – 103 с.

186. Холодов В.Д., Тугаенко Ю.Ф., Марченко М.В., Карпюк Ф.Р., Ефремченков Н.Б. Оценка строительных свойств известняка-ракушечника по результатам полевых испытаний штампами // Будівельні конструкції. – Випуск 63. Будівельні конструкції. – К.: – НДІБК. – 2005. – С. 288–290.

187. Хакимов Х.Р. О применении свайных фундаментов для крупнопанельных зданий на просадочных грунтах Перми // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1962. – № 4 – С. 6 – 8.

188. Хамов А.П. К расчету влияния кустового эффекта на несущую способность свайного фундамента // Основания, фундаменты и механика грунтов. Материалы III Всесоюзного совещания. – К.: «Будівельник» 1971. – С.308–312.

189. Цыганенко В., Миримский Э., Шакин В., Тугаенко Ю., Юдин В. Эффективное применение пирамидальных свай // На стройках России. – 1977. – № 1. – С. 13–15.

190. Цимбал С.Й., Карцева С.Л. Методика розрахунку пальових фундаментів з урахуванням роботи ростверка // Основи і фундаменти. – К.: КНУБА, 2004. – Вип.. 28. С. 121-130.

191. Цыгович Н.А., Дорошкевич Н.М., Знаменский В.В. Расчет стабилизированных осадок свайных фундаментов // Материалы по проектированию сложных фундаментов и оснований и производству изысканий. – Главспецпроектстрой – Центральное бюро научно-технической информации. – М., 1971. – С. 3 – 15.

192. Цыгович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). – М: Высшая школа. – 1983. – 287 с.

193. Шеховцов І.В., Тугаєнко Ю.Ф. Досвід реконструкції 5-поверхового житлового будинку з надбудовою 4-х поверхів // ISSN 0 135-1699. – Будівництво України. – 2004. - № 4. – С. 15 – 17.

194. Яковлев П.И., Готман А.Л., Курмаев А.Г. Взаимодействие сооружений с грунтом и свайные основания. – Одесса. – “Астропринт”. – 2004. – 509с.

195. Яценко Д.В. Экспериментальные исследования работы одиночных свай в просадочных грунтах Красноярска // Основания фундаменты и подземные сооружения Сб. научн. работ. – Выпуск 1. М.: Высшая школа. – 1967. – С. 92 –133.

196. Masters F.M. Timber friction pile foundations // Feld Trans ASCE. Vol 108. – 1943. – p. 162–169.

197. Mohan D. Instrumentation during underpinning of a tank foundation. Conference on geotechnical engineering. – New- Delhi. – 1978. – p. 201-209.

198. Széchy károly. Cölöpök próbatérhelésének pontosabb klertékélese. “Epiteipari és közlek. musz. egyet. tud. közl.”. – 1962. – 8, № 3, 139 – 143. Hozzászólások, 144.

199. K. Frydrich. Odształcenia podłoża gliniastego obciążonego płytą sztywną // Inżynieria i budownictwo. – Warszawa. – Wydawnictwo "Sigma". – 1984. – № 4. – str. 151–153. (Деформация глинистого основания под загруженной жесткой плитой)

200. K. Frydrich. Wpływ wytrzymałości strukturalnej gruntu na odkształcalność podłoża // Inżynieria i budownictwo. – Warszawa. – Wydawnictwo "Sigma". – 1986. – № 3. – str. 122–124. (Влияние структурной прочности грунта на деформируемость глинистого основания)

201. Устройство для измерения деформаций грунта: А.с. 771246 СССР, МКИ Е 02 D 1/00. / В. Г. Пасичниченко, Ю.Ф. Тугаенко (СССР). – № 2612251/29 – 33; Заявлено 3.05.78; Оpubл. 15.10.80, Бюл. № 38. – 5 с. ил.

202. Устройство для измерения послойных деформаций грунта: А.с. 842126 СССР, МКИ Е 02 D 1/00. / В. Г. Пасичниченко, Ю.Ф. Тугаенко (СССР). – № 2806148/29-33; Заявлено 6.08.79; Оpubл. 30.06.81, Бюл. № 24. – 4 с. ил.

203. Устройство для измерения послойных деформаций грунта: А.с. 1219724 СССР, МКИ Е 02 D 1/00. / Тугаенко Ю.Ф., Марченко М.В., Грицаенко Б.А., Крыжановский Г.Г. (СССР). – № 3723215/29-33; Заявлено 13.02.84; Оpubл. 23.03.86, Бюл. № 11. – 2с. ил.

204. Устройство для установки марок в грунт: А.с. 1390298 СССР, МКИ Е 02 D 1/00. / Тугаенко Ю.Ф., Демчук С.Е., Кушак С.И., Марченко М.В. (СССР). – № 4094682/31–33; Заявлено 18.06.86; Оpubл. 23.04.88, Бюл. № 15. – 2 с. ил.

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	3
<b>Раздел 1. МЕТОДЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НДС ОСНОВАНИЯ ОДИНОЧНЫХ СВАЙ .....</b>	<b>6</b>
1.1. Применение фиксаторов для исследований деформаций грунтов основания одиночной сваи .....	6
1.2. Измерения вертикальных усилий в поперечных сечениях ствола сваи на разных горизонтах ее длины .....	9
1.3. Измерения перемещений подошвы и промежуточных точек ствола сваи .....	11
1.4. Применение свай-штампов для раздельного определения сопротивления грунтов по боковой поверхности и подошве ...	12
1.5. Определение параметров деформирования ствола сваи и грунтов основания методом циклически возрастающей нагрузки .....	13
<b>Раздел 2. НАРАСТАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ В ПРОЦЕССЕ ЗАБИВКИ (ПОГРУЖЕНИЯ) СВАИ .....</b>	<b>14</b>
2.1. Влияние способа приложения нагрузки на развитие деформаций в основании опытного штампа .....	15
2.2. Нарастание деформаций — уплотнения в основании подошвы сваи при ее погружении .....	19
2.3. Сплошность примыкания уплотненного грунта к граням ствола .....	21
<b>Раздел 3. ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ СИСТЕМЫ СВАЯ — ГРУНТЫ ОСНОВАНИЯ .....</b>	<b>24</b>
3.1. Деформирование ствола сваи .....	24
3.2. Процессы деформирования основания ниже подошвы сваи ..	31
3.3. Несущая способность свай в лессовых грунтах .....	32
3.4. Увеличение несущей способности свай во времени .....	34
3.5. Влияние замачивания грунта через лидерную скважину на повышение несущей способности сваи .....	42
<b>Раздел 4. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ГРУНТОВ СВАЯМИ В ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ ОДЕССКОГО РЕГИОНА. ....</b>	<b>47</b>
4.1. Инженерно-геологические условия участков застройки в г. Одессе .....	47

4.2. Определение параметров деформирования забивных свай и грунтов их основания . . . . .	50
4.3. Повышение несущей способности свай при локальном замачивании грунта через лидерные скважины . . . . .	57
4.4. Дифференциальная оценка повышения сил бокового трения во времени . . . . .	61
4.5. Определение предельного сопротивления грунтов основания при вдавливании сваи . . . . .	67
4.6. Процессы совместного деформирования буронабивной сваи и грунтов основания . . . . .	70
4.7. Результаты комплексных исследований грунтов сваями для определения параметров их предельного состояния . . . . .	79
4.7.1. <i>Предельная нагрузка на сваю</i> . . . . .	80
4.7.2. <i>Определение предельного значения сил бокового трения</i> . . . . .	80
4.7.3. <i>Определение предельной нагрузки на основание ниже острия сваи</i> . . . . .	84
4.8. Строительные свойства понтических известняков. . . . .	85
4.8.1 <i>Прочность и сжимаемость понтических известняков</i> . . . . .	85
4.8.2. <i>Напряженно-деформированное состояние буронабивных свай и их основания</i> . . . . .	93
<b>Раздел 5. ПРОЦЕССЫ РАЗВИТИЯ ДЕФОРМАЦИЙ В ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТОВ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ . . . . .</b>	<b>97</b>
5.1. Геологические условия и методика исследований деформаций в основаниях фундаментов . . . . .	99
5.1.1. <i>Инженерно-геологические условия грунтовых толщ</i> . . . . .	99
5.1.2. <i>Особенности методики исследований</i> . . . . .	101
5.2. Деформирование грунтов в основаниях фундаментов. . . . .	107
5.2.1. <i>Зона остаточных деформаций</i> . . . . .	107
5.2.2. <i>Сжимаемость грунтов</i> . . . . .	112
5.3. Развитие деформаций в основаниях пирамидальных свай и свайных фундаментов, сложенных лессовыми, просадочными грунтами . . . . .	116
5.3.1. <i>Влияние геометрических параметров на НДС системы пирамидальная свая — грунты основания</i> . . . . .	116
5.3.2. <i>Влияние длины свай на НДС грунтов их оснований</i> . . . . .	120
5.3.3. <i>Влияние длины свай в свайных фундаментах на развитие деформаций в их основаниях</i> . . . . .	124
5.4. Процессы нарастания деформаций в основаниях фундаментов, свай и свайных фундаментов . . . . .	134
5.4.1. <i>Фундаменты из призматических свай</i> . . . . .	137
5.4.2. <i>Фундаменты из пирамидальных свай</i> . . . . .	140

5.4.3. <i>Фундаменты из козловых свай</i> . . . . .	146
5.5. Влияние геометрических параметров свайных фундаментов на развитие деформаций в их основаниях . . . . .	152
5.5.1. <i>Определение средней плотности грунтов межсвайного пространства</i> . . . . .	155
5.5.2. <i>Влияние площади ростверка на сопротивление основания внешней нагрузке</i> . . . . .	157
5.5.3. <i>Влияние плотности грунта на величину осадки</i> . . . . .	159
5.5.4. <i>Влияние площади свайных фундаментов при равном количестве свай на развитие деформаций в их основаниях</i> . . . . .	161
<b>Раздел 6. УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ</b> . . . . .	<b>163</b>
6.1. Усиление фундаментов Одесского театра оперы и балета . . . . .	163
6.2. Результаты экспериментальных исследований грунтов основания буроинъекционными сваями . . . . .	167
6.2.1. <i>Инженерно-геологические условия участка</i> . . . . .	167
6.2.2. <i>Показатели деформативных свойств просадочных грунтов по результатам полевых исследований</i> . . . . .	170
6.2.3. <i>Методика исследований</i> . . . . .	171
6.2.4. <i>Полевые исследования прочности и сжимаемости известняков</i> . . . . .	174
6.2.5. <i>Деформации основания фрагментов буроинъекционных свай в непросадочной части грунтовой толщи</i> . . . . .	176
6.2.6. <i>Результаты исследований грунтов буроинъекционными сваями в пределах просадочных грунтов</i> . . . . .	178
6.3. Технология выполнения свайных работ и контроль качества их изготовления . . . . .	180
6.3.1. <i>Проектные решения и технология производства работ</i> . . . . .	180
6.3.2. <i>Методика контроля качества работ при изготовлении свай</i> . . . . .	181
6.3.3. <i>Методика контрольных испытаний и «обжатия» свай</i> . . . . .	181
6.3.4. <i>Результаты контрольных испытаний и «обжатия» свай</i> . . . . .	184
6.4. Исследования грунтов буронабивными сваями на территории Кирхи в г. Одессе . . . . .	186
6.4.1. <i>Результаты исследований вертикальной вдавливающей нагрузкой</i> . . . . .	190
6.4.2. <i>Определение предельного значения сил трения при испытаниях на выдергивающую нагрузку</i> . . . . .	192
6.4.3. <i>Влияние низкого ростверка на сопротивление основания внешней нагрузке</i> . . . . .	194
Литература. . . . .	195



## ООО «ВЛАДМА-СТРОЙИНДУСТРИЯ»

**Принимает заказы на выполнение комплекса работ по погружению железобетонных свай, шпунтов, труб и других строительных профилей методом статического вдавливания, а также по разработке грунта, устройства фундаментов.**

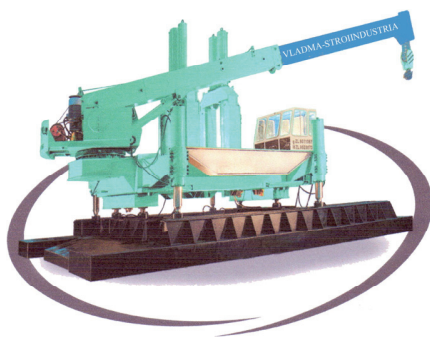
Бесшумность, экологическая безопасность, отсутствие механических повреждений и разрушения свай при погружении обеспечивается применением надежного, хорошо зарекомендовавшего себя на практике, гидравлического механизма вдавливания.

Применяемая установка обеспечивает погружение свай сечением до 500 мм, с усилием вдавливания до 240 тонн (2,4 МН) и выше. Ее конструкция позволяет выполнять работы по вдавливанию свай и шпунта на расстоянии до 80 см от стен существующих зданий, что существенно на участках с плотной застройкой.

При производстве работ обеспечивается непрерывный контроль прилагаемого усилия, позволяющий оценить сопротивление каждой сваи при ее погружении.

Самоходность установки, ее высокая производительность (до 20...40 свай за световой день) позволяют сократить длительность выполнения свайных работ.

За полтора года одной установкой погружено около 12000 свай в различных регионах Украины. В Одессе нами выполнены свайные работы на объектах компаний «МикроМегас», «Интострой», «Полесье», СМУ-1,6,9. В г. Борисполь, Киевской обл. на объектах «Агробудмеханизация» и ряде других.



**65029, Украина, г. Одесса, ул. Большая Арнаутская 2 б, офис 206**  
тел.: (067) 557-12-65; (067) 557-12-54; (067) 557-12-74  
e-mail: vladmasgroup@mail.ru

Учредители: **Шеховцов Сергей Николаевич**  
**Болгар Юрий Андреевич**

**Тугаенко Ю. Ф.**

**Т814** Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов, свай и свайных фундаментов. — Одесса: Астропринт, 2008. — 216 с.

Рос. мовою.

ISBN 978-966-318-912-3.

В монографии обобщены результаты натурных исследований процессов нарастания деформаций в основаниях свай, фундаментов и свайных фундаментов. Представлены результаты исследований формирования зоны уплотнения при забивке свай и развитие зоны деформации от внешней нагрузки. Изменение методики приложения нагрузки при испытаниях одиночных свай позволило определить дополнительные параметры сопротивления грунтов вдоль ствола и ниже его подошвы.

Приведены опытные данные исследований влияния размеров ростверка, конструкции свай, их длины, компоновки в свайном фундаменте на процессы деформирования грунтов в основаниях свайных фундаментов.

Заключительный раздел содержит результаты исследований грунтов опытными штампами и буроинъекционными сваями с целью экспериментального обоснования возможности их применения для усиления фундаментов здания Одесского академического театра оперы и балета и лютеранской церкви святого Павла (кирхи).

**ББК 38.582.5**

**УДК 624.154**

У монографії узагальнені результати натурних досліджень процесів наростання деформацій в основах паль, фундаментів і пальових фундаментів. Представлені результати досліджень зони ущільнення при забивці паль і розвиток зони деформації від зовнішнього навантаження. Зміна методики прикладення навантаження при випробуваннях окремих паль дозволила визначити додаткові параметри опору ґрунтів уздовж стовбура та нижче його підшови.

Наведені експериментальні дані досліджень впливу розмірів ростверку, конструкції паль, їх довжини, компоновки в пальовому фундаменті на процеси деформування ґрунтів в основах пальових фундаментів.

Заключний розділ містить результати досліджень ґрунтів дослідними штампамі та буроін'єкційними палями з метою експериментального обґрунтування можливості їх застосування для підсилення фундаментів будови Одеського академічного театру опери і балету та лютеранської церкви святого Павла (кірхи).

*Наукове видання*

**ТУГАЄНКО Юрій Федорович**

## **ПРОЦЕСИ ДЕФОРМУВАННЯ ҐРУНТІВ У ОСНОВАХ ФУНДАМЕНТІВ, ПАЛЬ І ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ**

Монографія

*Російською мовою*

Зав. редакцією Т. М. Забанова  
Голов. редактор Ж. Б. Мельниченко  
Технічний редактор О. М. Петренко  
Коректор Ф. М. Подгаєць

---

Підписано до друку 07.04.2008.

Формат 60×84/16. Папір офсетний. Гарнітура «Times». Друк офсетний.  
Ум. друк. арк. 12,56. Тираж 300 прим. Вид. № 039. Зам. № 64.

Надруковано з готового оригінал-макета  
Видавництво і друкарня «Астропринт». 65091, м. Одеса, вул. Разумовська, 21  
Тел.: (0482) 37-07-95, 37-14-25, 33-07-17. [www.astroprint.odessa.ua](http://www.astroprint.odessa.ua)  
Свідоцтво ДК № 1373 від 28.05.2003 р.