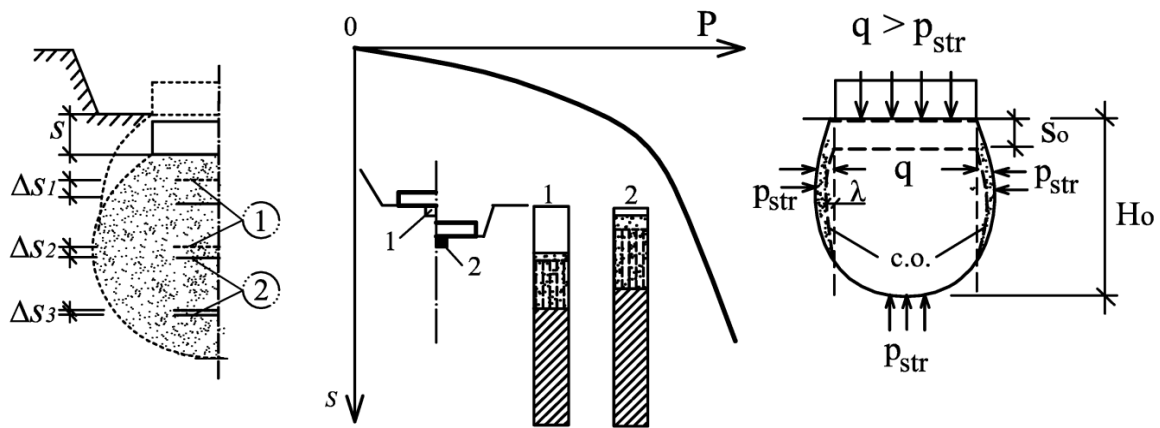


# ПРИРОДА ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ



«Астропринт»  
Одесса,  
2017

УДК 624.131.38; 624.131.4; 624.154  
П 77

Авторы:

Ю. Ф. Тугаенко, М. В. Марченко, А. П. Ткалич, Л.А. Логинова

Рецензенты:

**М. П. Дубровский**, доктор технических наук, профессор  
Одесского национального морского университета;

**В. М. Карнюк**, доктор технических наук, профессор Одесской  
государственной академии строительства и архитектуры

Природа деформирования грунтов:

П 77 [Монография] //авт.: Ю. Ф. Тугаенко, М. В. Марченко,  
А. П. Ткалич, Л.А. Логинова

Одесса: Астропринт, 2017. – 160с.  
ISBN 978-966-927-279-9

В монографии рассмотрены две темы: 1) природа и процессы деформирования грунтов; 2) новые методики испытаний грунтов сваями. Для прогноза и оценки деформаций в грунтах основания фундаментов применена фазовая модель расчета. Новые методики испытаний грунтов сваями разработаны для дифференцированной оценки характеристик их сопротивления нагрузкам от свай.

ISBN 978-966-927-279-9 ©Тугаенко Ю. Ф., Марченко М. В.,  
Ткалич А.П. и др., 2017

## ВВЕДЕНИЕ

Монография состоит из одиннадцати разделов. В десяти рассмотрены природа и процессы деформирования грунтов в зависимости от соотношения их фаз и фазовых компонентов. В одиннадцатом – описаны разработанные и экспериментально апробированные новые методики испытаний грунтов сваями.

Глинистые грунты являются дисперсной средой, состоящей из трех фаз: минеральных частиц, воды и газов.

Частицы скелета условно считаются несжимаемыми, а вода и газ – термодинамическими системами. Н. М. Герсеванов считал газ термодинамической системой, а воду рассматривал в трех состояниях: молекулярном, капиллярном и гравитационном (1948).

Термодинамическая система – это совокупность тел, имеющих потенциальную возможность обмениваться между собой и другими телами веществом и энергией. Телами газа являются атомы, а воды – молекулы. Их взаимодействие происходит под влиянием атмосферных процессов, внешней нагрузки и других факторов.

Сопrotивление грунтов нагрузкам и их деформирование происходят в точках контактов между минеральными частицами, которые окружены оболочкой молекулярно-связанной воды. Ее количество при максимальной толщине оболочек определяет максимальную молекулярную влагоемкость. С уменьшением их толщины увеличивается «вязкость» воды, повышая сопротивление нагрузкам.

М. Н. Гольдштейном предложена фазовая модель оценки сжимаемости грунтов (1971 г.), впервые примененная К.Терцаги (1925 г.)

В монографии приведены результаты исследований влияния изменения соотношений фаз и фазовых компонентов на процессы деформирования грунтов.

Деформации уплотнения являются следствием сокращения объема пор, заполненных газом и гравитационной частью воды. Молекулярно-связанная и зацементированная вода из пор не вытесняются. С повышением дисперсности частиц скелета увеличивается их емкость, уменьшая сумму емкостей газа и свободной воды. В результате, при прочих равных условиях, уменьшается сжимаемость грунта.

Применение фазовой модели оценки состояния грунтов позволяет прогнозировать их деформативные свойства.

Новые методики при испытаниях грунтов сваями вертикальной вдавливающей нагрузкой применены для определения следующих характеристик: сопротивления грунтов сдвигу по поверхности ствола в среднем и на отдельных участках его длины; предельного сопротивления сжатию ниже острия; значения структурной прочности несущего слоя и предельной нагрузки на сваю.

Материалы исследований, приведенные в монографии, содержат новые идеи и могут быть использованы в учебном процессе при подготовке магистерских работ.

Монография подготовлена коллективом авторов: Ю. Ф. Тугаенко – все разделы и общая редакция; М. В. Марченко – разделы 3 – 5; 7; 9;10; А. П. Ткалич – 11; Л. А. Логинова – 4; 10; 11.

## Раздел 1

### ФАЗЫ И ФАЗОВЫЕ КОМПОНЕНТЫ ГРУНТОВОЙ СРЕДЫ

#### 1.1. ОСОБЕННОСТИ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ ОДЕССКОГО РЕГИОНА И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Лессовые породы в Одесском регионе, расположенном в междуречье Южный Буг – Днестр Западного Причерноморья, залегают повсеместно и отсутствуют только в зонах долинно-балочных врезов (поймы, надпойменные террасы речных долин, днища балок и др.). Мощность лессовой толщи колеблется от 6,0 до 25,0 м. Она состоит из чередующихся слоев лессовых суглинков (средних и тяжелых) и супесей (легкие суглинки). Гранулометрический состав представлен мелкими песчаными, пылеватыми и глинистыми частицами. Средние значения содержания фракций приведены в табл. 1.1. В таблице 1.2 приведены некоторые характеристики грунтов этого региона.

Таблица 1.1. Гранулометрический состав лессовых отложений

Лессовые суглинки	Средние значения содержания фракций в %		
	2 – 0,05 мм	0,05–0,005 мм	<0,005 мм
легкие	16,9	69,72	13,38
средние	9,55	73,40	17,05
тяжелые	9,95	65,65	24,4

Таблица 1.2. Значения характеристик лессовых отложений

Лессовые суглинки	Средние значения				
	$n$ , д.е.	$w_p$ , д.е.	$w_L$ , д.е.	$h_k$ , м	$k_{\phi}$ , м/сут
легкие	0,50	0,18	0,31	3,55	1,54
средние	0,47	0,19	0,34	–	0,072–1,05
тяжелые	0,41	0,19	0,35	3,92	0,046–0,077

Примечания:  $n$  – пористость;  $w_p$  и  $w_L$  – пределы пластичности;  $h_k$  – высота поднятия капиллярной каймы над уровнем подземных вод;  $k_{\phi}$  – коэффициент фильтрации

Лессовые отложения характеризуются невысокой природной влажностью, значение которой ниже предела раскатывания. Исключением являются территории городов в пределах жилой застройки, в которых лессовая толща обводнена.

## **1.2.ХАРАКТЕРИСТИКА ФАЗ**

Грунтовая среда является трехфазной системой, состоящей из твердой, жидкой и газообразной фаз. Каждая фаза обладает физическими свойствами, оказывающими влияние на деформирование грунтов под действием нагрузок от зданий и сооружений.

**1.2.1.Твердая фаза.** При оценке сжимаемости грунтов их минеральные частицы считаются несжимаемыми. Условно эта фаза считается однокомпонентной. Она состоит из смеси минеральных частиц разных размеров. На свойства твердой фазы оказывают влияние минералогический состав, форма частиц и их дисперсность. С повышением дисперсности увеличивается удельная поверхность грунтовой среды. Все эти факторы оказывают влияние на взаимодействие частиц скелета с поровой водой.

**1.2.2. Жидкая фаза** представлена водой, находящейся в порах. Вода несжимаема. Ее состояние оценивается следующими основными компонентами: молекулярной, капиллярной и гравитационной влагоемкостью. Составляющие фазовых компонентов жидкой фазы схематично показаны на рис. 1.1. Оболочка молекулярно-связанной воды не является однородной. Сила притяжения молекул воды снижается при увеличении их расстояния к поверхности частицы скелета. Частицы скелета грунта заряжены отрицательно. Молекулы воды являются диполями. Со стороны атома кислорода – отрицательно заряженными, а со стороны двух атомов водорода – положительно.

*Характеристики молекулярной влагоемкости.*

А.Ф. Лебедевым экспериментально установлена невозможность ее отделения от частиц грунта при силе тяжести, в  $7 \cdot 10^4$  раз превышающей гравитационную. Таким образом, молекулярно-связанная вода в процессе уплотнения под влиянием внешней нагрузки от сооружения не вытесняется из пор грунта.

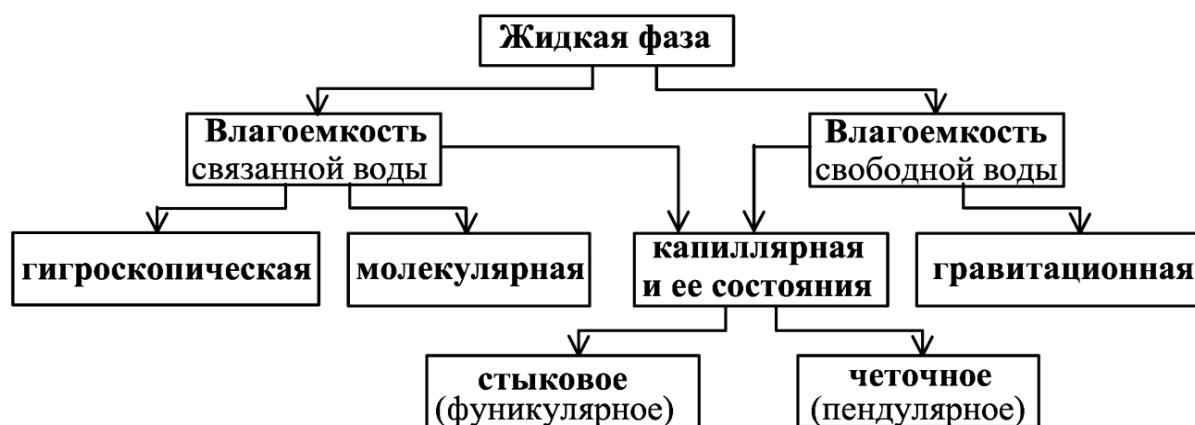


Рис. 1.1. Схема фазовых компонентов жидкой фазы

Емкость – часть единицы объема, занимаемая фазой или фазовым компонентом (емкость частиц скелета, влагоемкость, газоемкость)

Перемещение молекул связанной воды происходит под влиянием электро-молекулярных сил от частицы с большей толщиной пленки к частицам с меньшей ее толщиной, независимо от направления сил гравитации. Толщина их оболочек определяется условно изависит от размера, формы частиц и их минералогического состава. У разных авторов приведенные сведения о толщине пленок значительно отличаются.

В.А. Приклонский по этому поводу отмечает, что *"...Существующие в литературе данные о толщине пленок весьма противоречивы. Это объясняется, в частности, трудностью определения удельной поверхности породы, большой изменчивостью толщины пленок в зависимости от характера внешней среды, наличием воды внутри решеток многих минералов и др. .... По данным разных исследователей, толщина пленок воды на поверхности твердого тела колеблется от долей до нескольких микрон. Можно думать, что вследствие микронеровностей на поверхности минеральной частицы толщина пленки воды на разных участках этой поверхности различна..."*. *"...наибольшая толщина пленки с аномальными свойствами была определена Б.В. Дерягиным (1936) для химически чистой воды на поверхности мусковита; она достигла 2,1 мкм, т.е. около 7600 диаметров молекулы воды"* [34].

Н.М. Герсевановым отмечено влияние оболочек молекулярно-связанной воды на механические свойства грунтов *"...В точках контактов молекулярная оболочка несколько сдавлена в*

зависимости от сил, передающихся от частицы к частице от внешней нагрузки, в результате чего частицы являются склеенными между собой в точках контакта благодаря молекулярным оболочкам. Это обстоятельство является причиной связности грунтов, таких как глина, суглинки, илы. Связные грунты обладают силой сцепления, которая обуславливает сопротивление грунта сдвигу и растяжению" [10].

В табл. 1.3 приведены значения толщины пленок и количества рядов молекул воды в пределах их толщины.

Максимальное количество воды, удерживаемое минеральными частицами грунта, А.Ф. Лебедевым названо максимальной молекулярной влагоемкостью.

"Обладая свойствами, близкими к свойствам твердых тел, пленки воды при небольшой их толщине затрудняют взаимное перемещение частиц, обуславливая высокое статическое трение между ними и облегчая их взаимное притяжение. С увеличением толщины пленок влияние их на механические свойства грунта меняется. Толстые пленки, наоборот, уменьшают трение между частицами, облегчают их взаимное перемещение" [10]. Эти свойства могут быть одним из критериев, определяющих структурную прочность лессовых грунтов, снижающейся при повышении влажности.

Таблица 1.3. Характеристика пленок молекулярной воды

Авторы	Толщина пленки, нм	Количество рядов молекул воды
А.Ф. Лебедев	6...56	20...200
Н.М. Герсеванов	250...500	900...1800
В.А. Приклонский	5...10	18...36

Примечание: размер молекулы воды 0,276 нм (нанометра).

"...Максимальная молекулярная влагоемкость используется: 1) как классификационная характеристика; 2) как ее величина, очень близкая к так называемому нижнему пределу пластичности" [34].

Ее значение зависит от степени дисперсности. Для крупного песка соответствует 2% весовой влажности, а для тонкодисперсных глин достигает 45%. Для лессовых грунтов максимальной



молекулярной влагоемкости соответствует весовая влажность, равная 16%. В лессовых грунтах Одесского региона значение весовой влажности при максимальной молекулярной влагоемкости на 2...3% меньше влажности на пределе раскатывания. Для практических расчетов можно принять условно 2%, тогда значение  $w_m$  определяется по зависимости

$$w_m = w_p - 0,02. (1.1)$$

Капиллярная вода отнесена А.Ф. Лебедевым к гравитационной. Однако, по некоторым своим свойствам, она отличается тем, что занимает промежуточное положение между молекулярной и гравитационной.

Гравитационная вода заполняет крупные поры и пустоты и перемещается в грунтах под влиянием силы тяжести.

Отличием капиллярной воды является ее подъем над уровнем подземных вод против сил тяжести. Вода из капиллярной зоны не вытекает в выработки и пустоты. Температура ее замерзания – ниже нуля.

В.А. Приклонский отмечает: "*... О механизме передвижения капиллярной воды, в частности подъема ее против силы тяжести в мелкозернистых породах нет единого мнения*" [34].

А.Ф. Лебедевым выделено два вида капиллярной воды: капиллярно-поднятую и капиллярно-подвешенную.

Капиллярно-поднятая формируется над уровнем подземных вод. В лессовых грунтах поднимается на высоту до 3,0...4,0м. При постоянном горизонте зеркала подземных вод высота ее поднятия сохраняется неизменной, а при испарении быстро восстанавливается.

Капиллярно-подвешенная образуется в зоне аэрации от поверхностных источников питания (орошения, утечек водонесущих коммуникаций, искусственного замачивания при испытаниях фундаментных конструкций). Эта вода не имеет связи с подземной. После прекращения увлажнения, в результате испарения ее уровень понижается. А после длительного испарения – может исчезнуть.

Состояние капиллярной влагоемкости экспериментально исследовано в песчаных грунтах. Лессовые отложения состоят, в основном, из пылеватых частиц, имеющих форму песчаных, но

значительно меньших размеров. Поэтому полученные результаты использованы для оценки состояния капиллярной влагоемкости в лессовых грунтах. Эти же результаты использованы А.Ф. Лебедевым для оценки состояния капиллярной влагоемкости в почвах, названного им фуникулярное и пендулярное (по В.А. Приклонскому – стыковое и четочное).

При капиллярно-стыковом состоянии вокруг точек контактов между минеральными частицами грунта с пленками молекулярной воды образуются кольцевые (круговые) мениски. Газ в порах свободно сообщается с атмосферным. Эта часть капиллярной воды получила название – состояние с заземленной водой (по Н.М. Герсеванову). Ее схема приведена на рис.1.2.

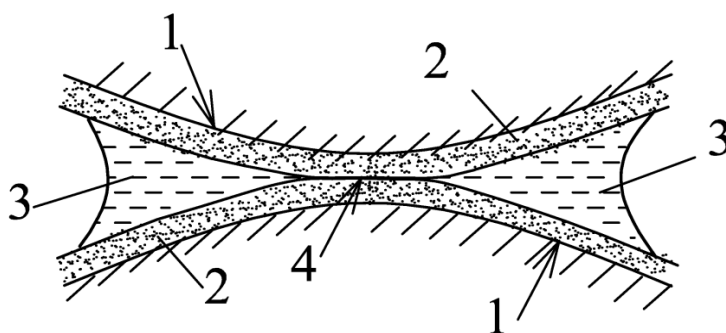


Рис. 1.2. Схема кольцевого мениска вокруг контакта двух частиц: 1 – поверхность частиц; 2 – молекулярная вода; 3 – капиллярно-стыковая, "заземленная" вода; 4 – площадь контакта частиц

При капиллярно-четочном состоянии воды происходит защемление газа в порах грунта. Увеличивающаяся капиллярная влагоемкость после достижения стыкового состояния заполняет часть пор, вытесняя газ, одновременно снижая газопроницаемость. При достижении четочного состояния защемленный газ препятствует дальнейшему повышению капиллярной влагоемкости. Можно полагать, что четочное состояние является границей максимальной капиллярной влагоемкости. Четочное состояние Н.М. Герсевановым определено как состояние с защемленным воздухом. Схемы стыкового и четочного состояния капиллярной влагоемкости представлены на рис.1.3.

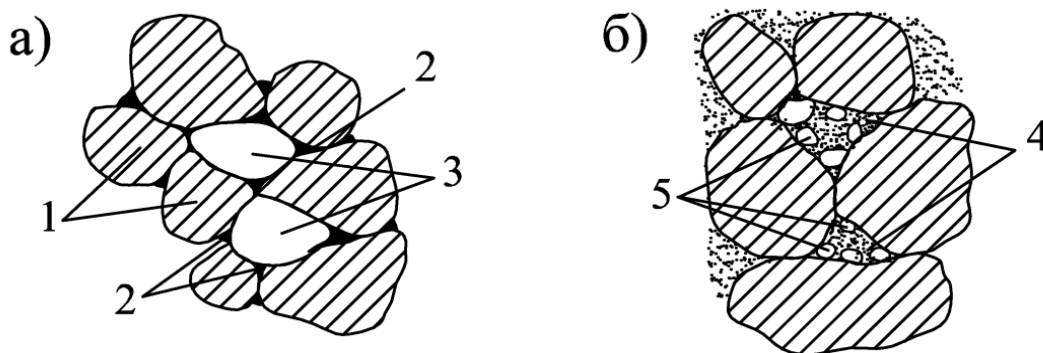


Рис. 1.3. Схемы состояния капиллярной влагоемкости: а) капиллярно-стыковое; б) капиллярно-четочное: 1 – минеральные частицы; 2 – капиллярно-стыковое состояние (защемленная вода); 3 – свободный газ; 4 – капиллярно-четочное состояние; 5 – защемленный газ в порах

Граничные значения влажности при стыковом и четочном состояниях капиллярной влагоемкости зависят от вида грунтов и их дисперсности. В выполненных исследованиях их значения для лессовой супеси одесского региона (ИГЭ-3) соответствуют весовой влажности, близкой к значениям 0,21 и 0,25.

**1.2.3. Газообразная фаза** принята условно однокомпонентной средой, которая может находиться в свободном и растворенном состояниях. Под воздействием внешней нагрузки, при сокращении объема пор в процессе уплотнения, происходит изменение объема этой фазы в результате эффузии, сжатия и диффузии.

В пределах зоны аэрации газ, находящийся в порах грунта, имеет состав атмосферного с примесью водяного пара, а в некоторых случаях содержит газ органического происхождения. Отношение объема пор, заполненных газом, ко всему объему называют коэффициентом аэрации.

В порах природного грунта можно выделить два состояния газа: свободное и защемленное. В свободном состоянии поровый газ сообщается с атмосферным и при его защемлении находится в виде замкнутых пузырьков, окруженных водой. *"... Он не сообщается с наружной атмосферой и находится под несколько повышенным давлением. Путем простого механического воздействия на породу такой воздух удалить не удастся. При сжатии породы под действием внешней нагрузки защемленный*

воздух сообщает ей дополнительную упругость, принимая на себя часть внешней нагрузки" [34]. Газ в сжатом состоянии способствует вытеснению воды из пор. Часть его в растворенном виде удаляется с вытесняемой водой.

Отношение объема растворенного газа к объему воды при данной температуре и давлении величина постоянная, называемая коэффициентом растворимости. Его значение при атмосферном давлении и температуре  $10^{\circ}\text{C}$  равно 0,02.

При понижении порового давления объем сжатого газа увеличивается с одновременным выделением его растворенной части.

### 1.3. ФАЗОВАЯ МОДЕЛЬ ОЦЕНКИ ДЕФОРМАЦИЙ УПЛОТНЕНИЯ

Модель для расчета осадки была предложена К. Терцаги в 1925 г. М.Н. Гольдштейном она названа фазовой (1971 г.). Ее сущность заключается в следующем: 1) минеральные частицы скелета считаются несжимаемыми; 2) вода несжимаема; 3) уплотнение грунта происходит в результате сокращения объема пор, при сохранении объема минеральных частиц; 4) осадка грунта, поры которого заполнены водой, протекает со скоростью ее вытеснения.

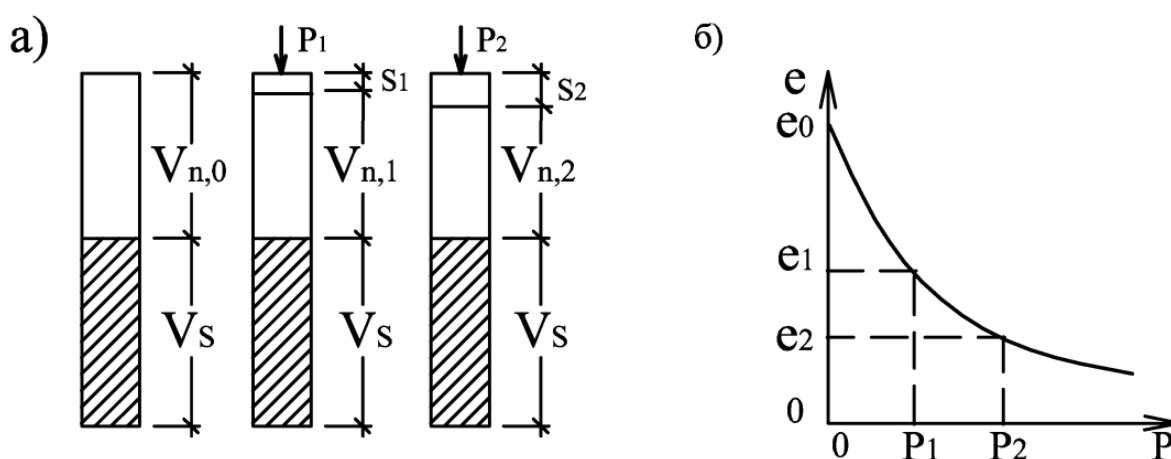


Рис.1.4. Схема фазовой расчетной модели К. Терцаги для определения сжимаемости грунтов: а) схема изменения объема пор; б) компрессионная кривая

Для определения сжимаемости им введена дополнительная характеристика – коэффициент пористости. Его значением является отношение объема пор к объему частиц скелета:  $e = V_n/V_s$ . От внешней нагрузки происходит сокращение объема пор при сохранении объема частиц и в результате уменьшается значение коэффициента пористости. График зависимости коэффициента пористости от давления, построенный по результатам испытаний, т. е. компрессионная кривая – используется для определения сжимаемости в лабораторных условиях до настоящего времени. На рис. 1.4 представлена схема этого метода.

В расчетной модели К. Терцаги не учтены особенности физических свойств грунтов, установленные в последующие годы. К ним относятся наличие молекулярно-связанной и заземленной воды. Эта вода в процессе уплотнения не вытесняется из пор.

## Раздел 2

---

### СТРУКТУРНАЯ ПРОЧНОСТЬ

Процесс уплотнения грунтов сопровождается взаимным сдвигом минеральных частиц скелета. Структурная прочность это сумма предельных значений сопротивления сдвигу в точках контактов между минеральными частицами в пределах единицы загруженной площади. Препятствует сдвигу "вязкость" молекулярно-связанной воды. Ее сопротивление увеличивается при сокращении толщины пленок, т.е. при уменьшении влажности значение структурной прочности повышается, а при увеличении снижается.

На величину структурной прочности оказывает влияние плотность скелета, при повышении которой увеличивается количество контактов между минеральными частицами. При равных прочих условиях значение структурной прочности увеличивается с повышением плотности скелета грунта.

После разрушения структурных связей их восстановление требует длительного времени.

Значение структурной прочности можно определять в лабораторных условиях, по результатам испытаний грунтов опытными фундаментами, сваями, и измерениями деформаций в основаниях зданий и сооружений в процессе их возведения.

#### 2.1. ЗАВИСИМОСТЬ СТРУКТУРНОЙ ПРОЧНОСТИ ОТ ВЛАГОЕМКОСТИ ГРУНТА

Влияние влагоемкости на величину структурной прочности определено по результатам испытаний лессовой супеси опытными фундаментами. Максимальной молекулярной влагоемкости лессовых грунтов соответствует весовая влажность  $w=0,16$ . При этой влажности значение структурной прочности по результатам полевых испытаний составило 0,13 МПа. При повышении влагоемкости до максимального капиллярного значения

( $w=0,24\dots 0,25$ ) величина структурной прочности снизилась до  $0,075\dots 0,08$  МПа.

## 2.2. ВЛИЯНИЕ ПЛОТНОСТИ СКЕЛЕТА ГРУНТА НА ВЕЛИЧИНУ СТРУКТУРНОЙ ПРОЧНОСТИ

С повышением плотности скелета увеличивается количество контактов между частицами грунта. В результате, при равных прочих условиях, наблюдается увеличение структурной прочности с ростом плотности скелета.

Приведены результаты исследований по определению структурной прочности в основании опытных штампов в приборе с возможностью боковых деформаций. Исследования выполнены с грунтами, уплотненными до плотности 1,4; 1,6 и 1,8 г/см<sup>3</sup> по специально разработанной методике. При равных прочих условиях в образце грунта с плотностью скелета 1,4 г/см<sup>3</sup>, значение структурной прочности составило около 0,08 МПа (близкое к природному грунту с ненарушенной структурой).

При плотности скелета грунта 1,8 г/см<sup>3</sup> значение структурной прочности составило около 0,45 МПа. График зависимости структурной прочности от плотности скелета грунта приведен на рис. 2.1.

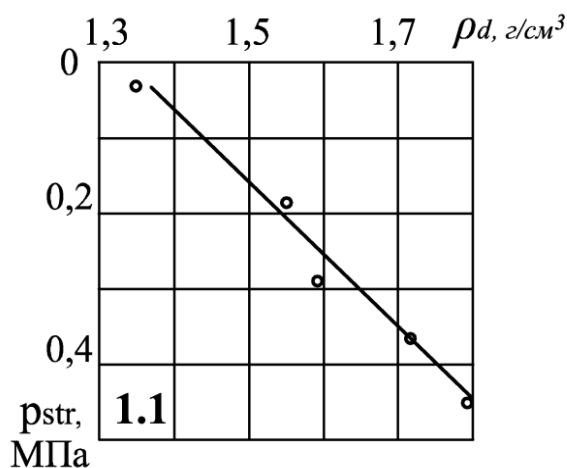


Рис. 2.1. График зависимости структурной прочности от плотности скелета грунта

## 2.3. ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРНОЙ ПРОЧНОСТИ НА ПРОЦЕССЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ

В 1920 г. К. Терцаги экспериментально установил факт наличия бокового давления. В 30-х годах разными научными школами получены численные значения коэффициента бокового давления по результатам лабораторных исследований песчаных и глинистых грунтов. С 60-х годов определено влияние структурной прочности на процессы деформирования, особенно проявляющиеся в слабых глинистых грунтах. Н.А. Цытович обобщил полученные данные: *"Как показывают исследования последних лет, наиболее характерным свойством слабых глинистых грунтов является их структурная прочность. Если внешняя нагрузка на слабый глинистый грунт менее структурной прочности, то деформации грунта будут настолько малы, что ими можно пренебречь"*. *"... несомненно, что реальной физической характеристикой грунтов, определяющей границу их деформируемости (уплотняемости), является их структурная прочность"* [54].

Вместе с тем полученные характеристики, подтвержденные результатами натурных исследований, пока не учитываются в расчетах.

Накопление результатов экспериментальных исследований в геомеханике позволяет изменить представление о процессах трансформирования напряженно-деформируемого состояния грунтов основания под влиянием внешней нагрузки. Появились новые показатели при оценке деформативных свойств грунтов.

Оценка деформаций в грунтах оснований фундаментов по действующим нормам выполняется по критериям ряда условных допущений, которые не отвечают результатам натурных исследований, а именно:

1. Грунтовая среда считается упругим, изотропным линейно-деформируемым полупространством. Расчетные значения напряжений по глубине не зависят от вида грунтов, их состава и состояния.

2. Глубина сжимаемой толщи принимается условной по соотношению напряжений от собственного веса грунта и дополнительной нагрузки, и не зависит от показателей деформативных свойств грунтов.

3. Модуль деформации определяется по результатам полевых испытаний в пределах спрямленного линейного участка зависимости осадки от нагрузки. При этом деформативные



свойства грунтов оцениваются величиной осадки, размером штампа и давлением без учета параметров, характеризующих процессы деформирования грунтов.

Авторами выполнены исследования процессов деформирования грунтов в пределах каждой фазы напряженно-деформированного состояния основания однородной грунтовой среды и при увеличении структурной прочности, обусловленной возрастом изготовленного грунтового массива.

**Методика исследований.** Для создания грунтовой массы в котловане пройден шурф размерами в плане 1,2x1,2 м и глубиной 1,0 м. Вынутый грунт размельчался, перемешивался с водой, а полученная пульпа через сито сливалась в шурф. Искусственная масса в заполненном шурфе защищалась от влияния атмосферных и механических воздействий. Плотность приготовленного грунта составила в среднем 1,54 г/см<sup>3</sup> (природного 1,47 г/см<sup>3</sup>). Влажность в период испытаний колебалась в пределах 0,26...0,24. Исследования проведены через 3; 10; 23 и 33 месяца после его приготовления с помощью круглого штампа площадью 0,03 м<sup>2</sup>. Измерения послойных перемещений выполнены с помощью грунтовых магнитных марок, установленных вдоль его вертикальной оси с интервалом 5,0 см. Нагрузка на штамп прикладывалась путем укладки тарированного груза массой 20 кг.

Испытания проведены по технологии циклически возрастающей нагрузки, при которой каждая ступень представляла самостоятельный цикл: приложение нагрузки, выдерживание ее до условной стабилизации и разгрузка. При этом измерялись: осадка штампа и перемещения глубинных марок ( $s$ ), их остаточные составляющие ( $s_0$ ), по которым определялись значения упругой части ( $s_y = s - s_0$ ). После окончания испытания и демонтажа оборудования определялись значения плотности скелета грунта и влажность под штампом и за пределами зоны деформаций.

В 1930 г. Н.М. Герсеванов, отмечая недостаточность экспериментальных работ по определению допускаемых нагрузок на грунт, считал необходимым "...основательное изучение процесса разрушения грунта и создания теории этого разрушения". На основании накопленного к тому времени опыта им предложено "... процесс деформирования грунта расчленить на три основные фазы... фазу уплотнения грунта, фазу образования боковых сдвигов и фазу выпирания грунта" [9].

Наличие линейной зависимости осадки от нагрузки фундаментов на начальном участке позволило Н.М. Герсеванову применить теорию упругости для расчета основания в пределах I фазы НДС грунтов, без учета фактических процессов их деформирования. Его идеи были положены в основу расчета оснований по деформациям, действующим до настоящего времени.

В пределах первой фазы наблюдаются преимущественно упругие деформации, исчезающие после снятия нагрузки. Зафиксированные незначительные остаточные деформации можно объяснить смятием контактных неровностей в плоскости примыкания подошвы штампа к поверхности основания. Первая фаза заканчивается при давлениях, равных значению структурной прочности.

Вторая фаза начинается при давлениях, превышающих структурную прочность. Она характеризуется разрушением структурных связей между частицами грунта, сопровождающееся снижением его пористости. Уплотнение происходит в пределах сжимаемого объема, ограниченного подошвой штампа, боковой поверхностью по его периметру и нижней границей зоны деформации. Последняя находится на глубине, где сумма напряжений от внешней нагрузки и дополнительного давления равна структурной прочности. При повышении структурной прочности, при равных прочих условиях уменьшается глубина зоны деформации. На рис.2.2 приведены графики зависимости остаточных значений осадки и глубины зоны деформации от давления.

Поперечные деформации, возникающие в результате бокового давления в пределах этой фазы, отсутствуют. Боковое давление уравнивается структурной прочностью грунта, окружающего сжимаемый объем. Предельным для второй фазы является давление  $p_q$ , при котором боковое давление  $q$  равно структурной прочности окружающего грунта. Во второй фазе, при небольших значениях остаточных осадок, в интервале давлений от  $p_{str}$  до  $p_q$  происходит значительное увеличение глубины зоны остаточных деформаций. Процесс уплотнения нарастает по глубине без поперечного расширения (рис.2.3).

Третья фаза начинается при боковом давлении, превышающем структурную прочность. Нарастание остаточных деформаций происходит по глубине, в пределах сжимаемого объема и в

поперечном направлении. Сжимаемый объем приобретает «бочкообразную» форму (рис.2.4 и табл.2.1).

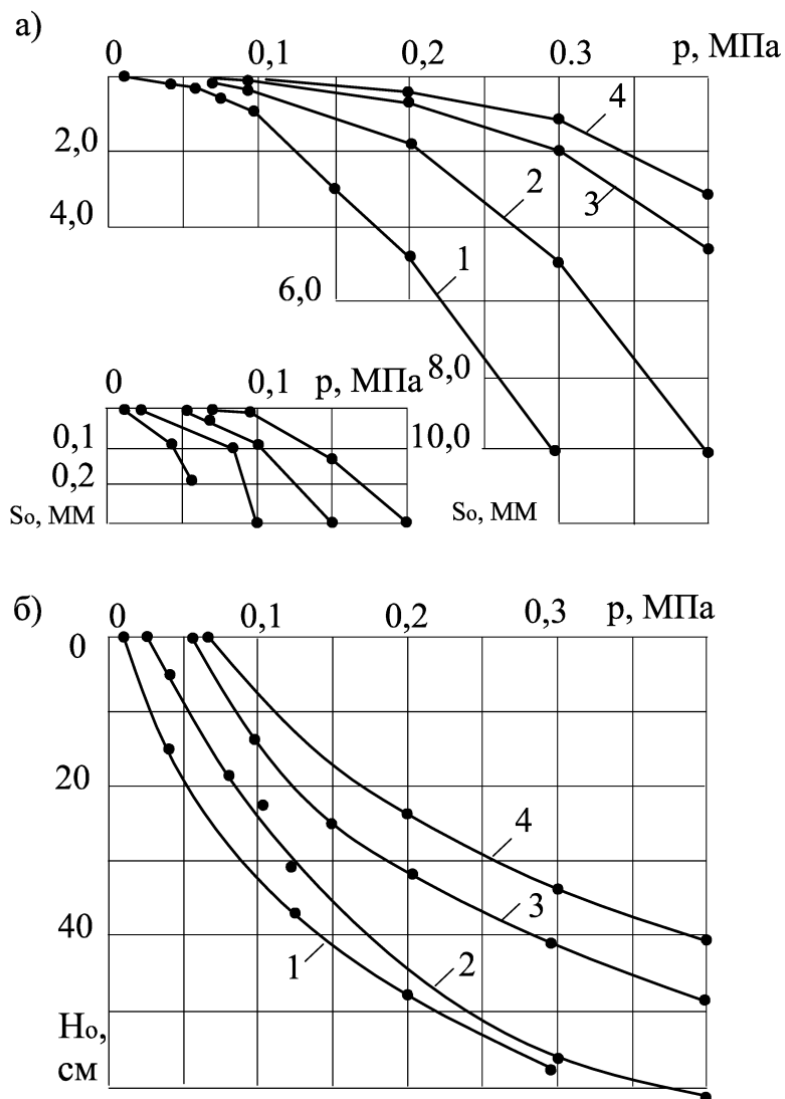


Рис. 2.2. Графики нарастания остаточных осадок (а) и глубины зоны остаточных деформаций (б) от давления (цифрами показаны номера опытов)

Таблица 2.1. Параметры зоны остаточных деформаций

№ опыта	$p$ , МПа	$p_{str}$ , МПа	$p_q$ , МПа	$\varepsilon_n$	$H_o$ , см	$s_o$ , см	$s_n$ , см	$s_v$ , см	$\nu$
1	0,3	0,012	0,03	0,05	59	10,49	2,95	7,54	0,36
2	0,4	0,03	0,075	0,05	63	10,13	3,15	6,98	0,34
3	0,4	0,057	0,142	0,05	48	4,17	2,4	1,77	0,21
4	0,4	0,07	0,175	0,05	41	3,08	2,05	1,03	0,17

Примечания: 1)  $\varepsilon_n = 1 - \rho_d / \rho_{d,com,cp}$ ; 2)  $\rho_{d,com,cp}$  – определено как среднее значение (полусумма) плотности скелета под подошвой штампа и на нижней границе зоны остаточных деформаций. Его значение для всех опытов равно  $1,62 \pm 0,005$  г/см<sup>3</sup>.

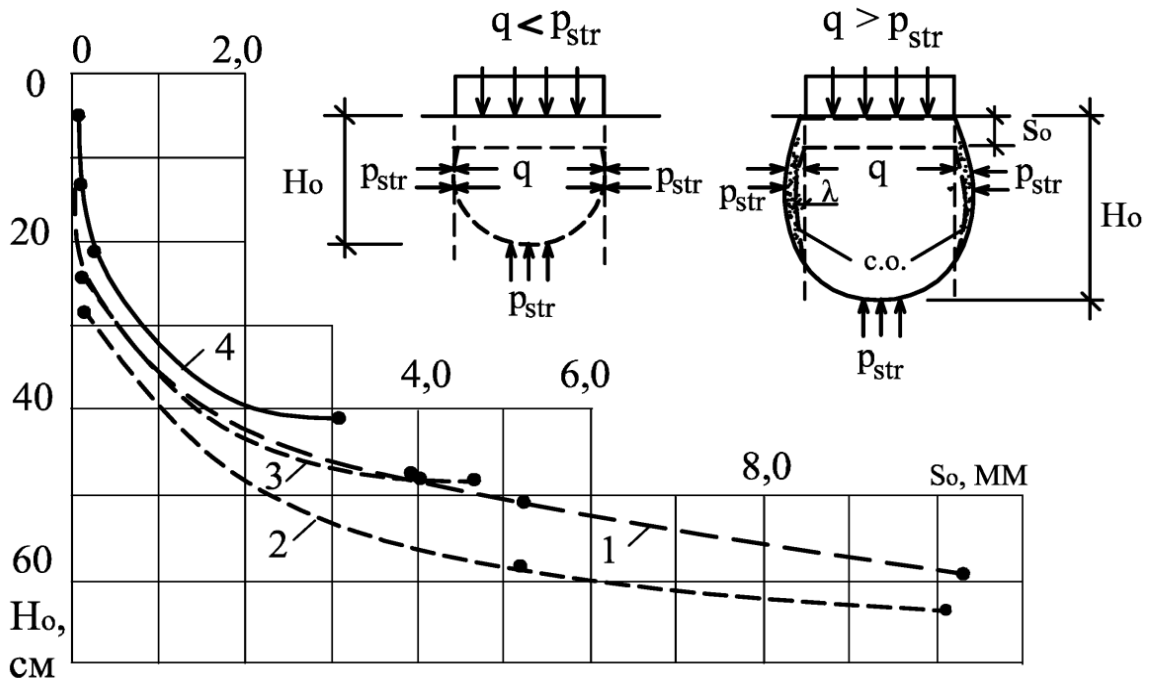


Рис.2.3. Зависимость глубины зоны деформации от остаточной осадки, с.о. – сжимаемый объем

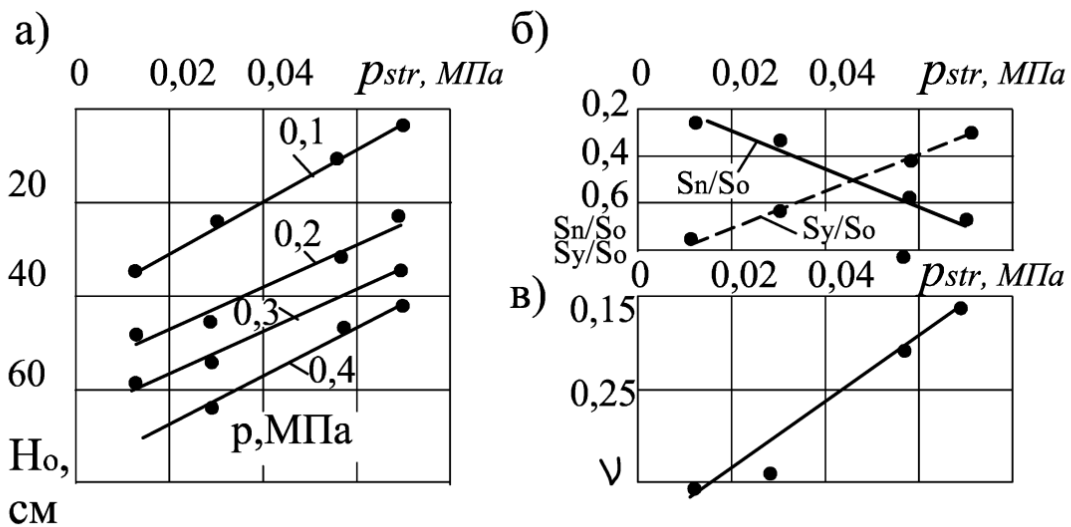


Рис.2.4. Влияние структурной прочности на процесс деформирования: а) зависимость глубины зоны деформации от  $p_{str}$ ; б) влияние  $p_{str}$  на соотношение осадок, вызванных уплотнением и

поперечным расширением; в) зависимость коэффициента поперечного расширения от  $p_{str}$

## 2.4. ИЗМЕНЕНИЕ СТРУКТУРНОЙ ПРОЧНОСТИ ПО ГЛУБИНЕ ЛЕССОВОЙ ТОЛЩИ ОДЕССКОГО РЕГИОНА

Значения структурной прочности на разных горизонтах по глубине лессовой толщи определены по результатам испытаний грунтов опытными штампами малой площади, опытными фундаментами, сваями. Значительное количество их значений получено по результатам наблюдений за послойными перемещениями грунтов в основаниях фундаментных плит многоэтажных зданий в процессе их строительства и эксплуатации.

На рис.2.5 приведен базовый график изменения значений структурной прочности грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод (УПВ).

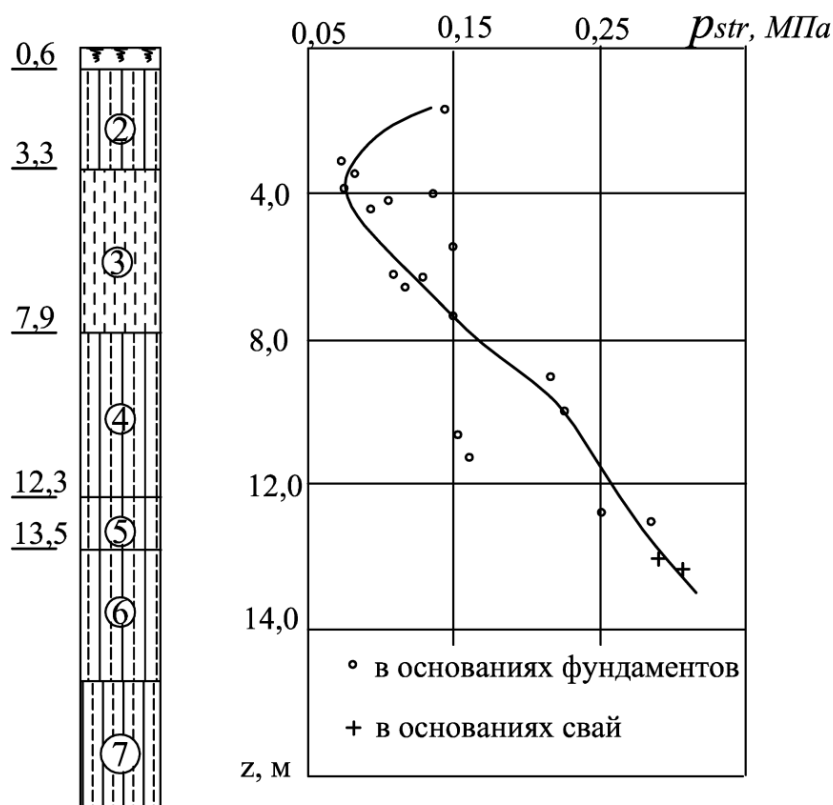


Рис.2.5. График изменения структурной прочности по глубине в инженерно-геологических элементах лессовой толщи Одесского региона, залегающих ниже уровня подземных вод

По графику можно определить нижнюю границу зоны остаточных деформаций, которая находится на глубине, где сумма напряжений от дополнительной нагрузки и веса грунта равна структурной прочности.

## Раздел 3

---

### УПРУГИЕ ДЕФОРМАЦИИ

#### 3.1. ВВЕДЕНИЕ

Результаты измерений упругих деформаций в основаниях опытных фундаментов показывают, что они нарастают по линейному закону и имеют конечную границу, глубина которой больше границы остаточных деформаций.

В опубликованных работах зафиксированы факты изменения упругих деформаций по глубине и их количественная оценка по измеренным параметрам. Не определена природа упругих деформаций, факторы, оказывающие влияние на их нарастание, принципы оценки их значений.

О наличии упругих деформаций в основаниях фундаментов свидетельствует близкая сходимость зависимости осадки от нагрузки к прямолинейной, получаемой по результатам испытаний грунтов. Эта зависимость наблюдается на начальной стадии загрузки. Обосновывая возможность применения теории упругости для определения допускаемых нагрузок на грунты, Н.М. Герсеванов отмечал: *«...после первого загрузки грунт не будет давать остающихся осадок, а будет иметь лишь упругие осадки»* [9]. Сознвая недостаточность опытных данных, считал: *«...Для научного обоснования допускаемых нагрузок на грунт требуется основательное изучение процессов разрушения грунта и создание теории этого разрушения»* [9].

Упругие деформации, их граница и изменение по глубине впервые измерены по результатам полевых исследований грунтов опытными фундаментами площадью 1,0 и 4,0 м<sup>2</sup>. На промежуточных ступенях снималась нагрузка и измерялись значения упругого поднятия фундамента и грунтовых марок, установленных ниже их подошвы. В последующие годы

аналогичные исследования проведены опытными штампами и фундаментами площадью 0,03–1,0 м<sup>2</sup>.

### 3.2. МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ УПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ ОПЫТНЫМИ ШТАМПАМИ

Исследования проведены опытными штампами площадью 0,03 м<sup>2</sup> в полевых условиях в пределах: ИГЭ-2 – суглинка лессового и верхнего горизонта, ИГЭ-3 – супеси лессовой. Мощность лессовой толщи на данном участке около 18,0 м.

Геологическое строение участка, на котором выполнены исследования, и характеристики грунтов приведены в разделе 4 на рис 4.1, а и в таблице 4.1.

Испытания начаты на глубине 1,0 м со дна котлована и выполнены в шурфе на восьми горизонтах с интервалом по глубине 0,5 м. Дно шурфа углублялось после окончания предыдущего испытания. Схема параметров деформаций приведена на рис.3.1, а. По результатам испытаний зафиксированы значительные изменения физических характеристик по глубине. Так, на отметке установки штампов плотность скелета природного грунта изменялась в пределах от 1,39 до 1,65 г/см<sup>3</sup>, а структурная прочность – 0,08–0,15МПа. Значения характеристик на отметке установки штампов приведены в табл.3.1.

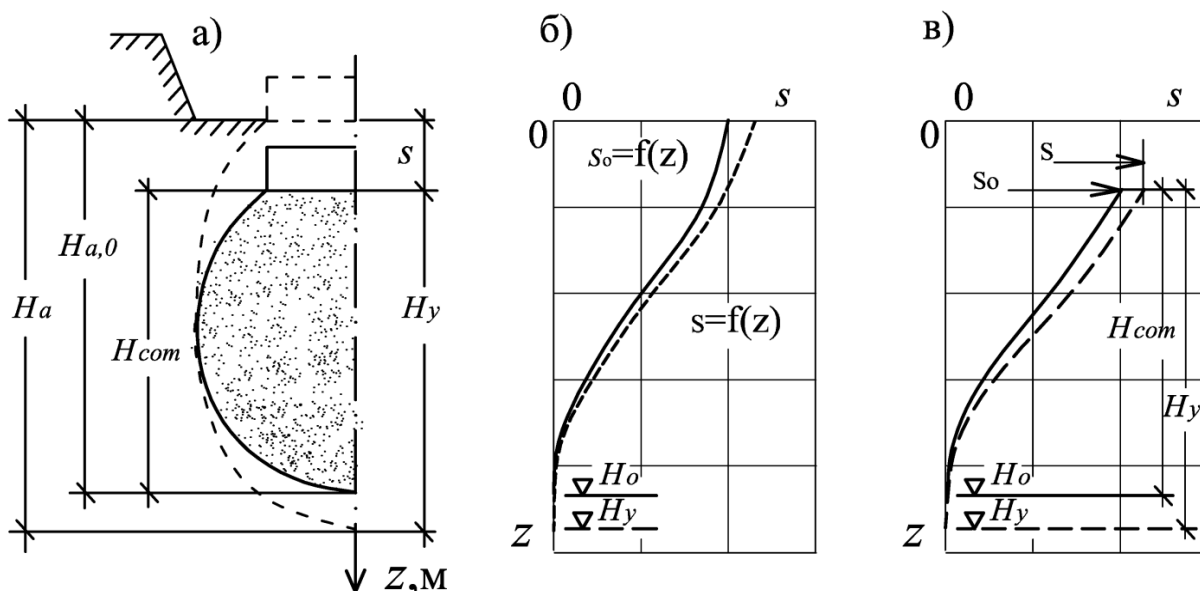


Рис. 3.1. Схемы результатов испытаний грунтов опытными штампами: а) параметры деформаций; б) эпюры деформаций:

полных и остаточных деформаций; в) деформаций уплотненного грунта

Таблица 3.1. Характеристики грунтов в основаниях опытных штампов

№	$\rho_{str}$ , МПа	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>			w, д.е.	w <sub>com</sub> , д.е.
		$\rho_d$	$\rho_{d,commax}$	$\rho_{d,com}$ ср		
1.1	0,12	1,55	1,63	1,59	0,21	0,22
1.2	0,13	1,58	1,68	1,63	0,19	0,23
1.3	0,13	1,65	1,71	1,68	0,20	0,22
1.4	0,14	1,60	1,65	1,62	0,20	0,22
1.5	0,15	1,47	1,68	1,57	0,22	0,21
1.6	0,11	1,41	1,73	1,57	0,23	0,20
1.7	0,09	1,43	1,70	1,56	0,26	0,21
1.8	0,08	1,39	1,71	1,55	0,28	0,22

Примечание:  $\rho_{d,com\ ср} = (\rho_d + \rho_{d,commax})/2$ .

Исследования проведены в условиях локального замачивания грунтов основания штампов в опытах 1.1 – 1.5 и без замачивания – 1.6 – 1.8 в условиях высокой капиллярной влагоемкости. Измерения послойных перемещений ниже подошвы штампа выполнялись с помощью магнитных марок, установленных в скважине по оси фундамента с интервалом по глубине равным 5 см, с точностью отсчета 0,1 мм.

Давления прикладывались ступенями по методике циклически-возрастающей нагрузки. Каждая ступень являлась самостоятельным циклом, состоящим из приложения нагрузки, выдерживания ее до условной стабилизации деформаций и разгрузки.

По результатам измерений осадок фундамента и перемещений грунтовых марок для каждой ступени нагрузки построены графики изменения осадок по глубине – эпюры послойных перемещений. После снятия нагрузки происходит упругое поднятие штампа и грунтовых марок. По измеренным значениям строится эпюра остаточных перемещений. Пересечение этих эпюр с вертикальной



осью определяет глубину зоны упругих и остаточных деформаций  $H_y$  и  $H_o$  (рис.3.1,б).

Под загруженным штампом измерены полные значения осадок штампа и грунтовых марок, а после ее снятия – остаточные. Упругие являются их разностью.

### 3.3. ПРИРОДА УПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Принимая минеральные частицы несжимаемыми при нагрузках от фундаментов, основной причиной упругих деформаций следует считать процессы, протекающие на их контактах. Каждая минеральная частица окружена оболочкой (пленкой) молекулярной воды. Сила ее притяжения достигает  $70 \cdot 10^4$  атмосфер. Интенсивность молекулярного притяжения снижается при удалении от поверхности частицы. Под влиянием внешней нагрузки происходит упругое вытеснение периферийной части молекулярной воды в точках контактов частиц, которое исчезает после снятия нагрузки. Таким образом, упругая часть осадки является следствием упругого вытеснения молекулярно-связанной воды.

Максимальная молекулярная влагоемкость при испытаниях в условиях локального замачивания сохраняется в процессе уплотнения грунта. Ее значение остается постоянным до, в процессе и после уплотнения. Упругое вытеснение молекулярной воды из оболочек на контактах частиц является причиной упругой части осадки, исчезающей после снятия нагрузки. Это иллюстрируется результатами проведенных исследований. С увеличением давления пропорционально увеличиваются глубина зоны упругих деформаций и величина упругой части осадки. Их относительное значение для данного грунта является величиной постоянной как для грунтов ненарушенной структуры, так и в процессе уплотнения:  $s_y/H_y = \text{const}$ . После снятия нагрузки упругая часть осадки исчезает в результате восстановления толщины смятых участков оболочки молекулярной воды.

Суммарная емкость вытесненной воды при сжатии молекулярных оболочек в огромном количестве точек контактов между частицами определяет величину упругой составляющей осадки.

Например: в лессовых грунтах около 75% пылеватых частиц с размерами 0,05 – 0,005 мм, а глинистых менее 0,001мм – около 15

%. Если пылеватую частицу со средним размером 0,01мм представить в виде шара, то в одном кубическом миллиметре их количество составит  $1 \cdot 10^6$  – без учета наличия в промежутках более мелких глинистых частиц. У каждой частицы не менее шести точек контактов. По результатам выполненных исследований 1,0 ммупругой части осадки достигается при сжатии около 200 мм<sup>3</sup> грунтовой призмы по глубине.

### 3.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Упругие деформации нарастают с началом приложения нагрузки и увеличиваются пропорционально ее повышению. Остаточные деформации являются следствием уплотнения в продольном направлении вдоль вертикальной оси и в поперечном – по периметру сжимаемого объема.

При давлениях, меньших структурной прочности, измерены значения упругих осадок и глубины зоны деформаций. В табл.3.2 и на рис. 3.2 приведены результаты этих измерений.

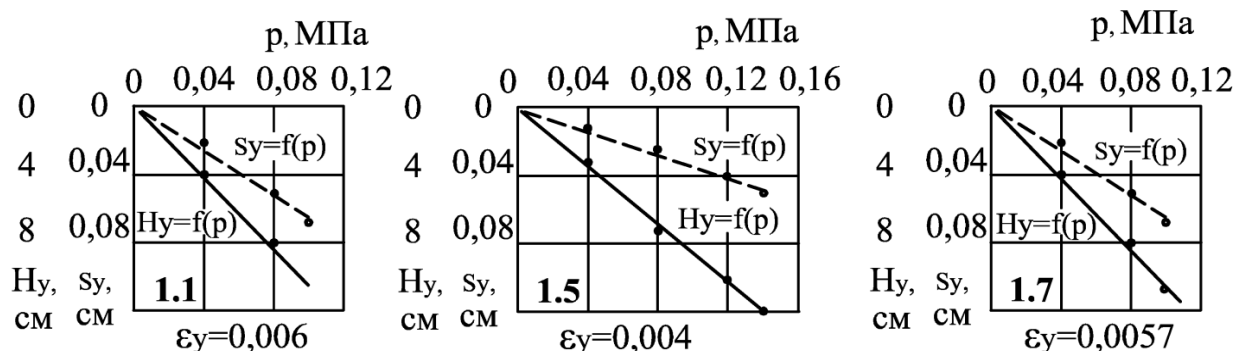


Рис.3.2. Графики зависимости упругой осадки и глубины зоны деформации от давления при нагрузках меньших  $p_{str}$

Таблица 3.2. Параметры упругого сжатия грунта при  $p \leq p_{str}$  в основаниях опытных штампов

p МПа	1.1			1.2			1.3			1.4		
	$s_y$	$H_y$	$\epsilon_y \cdot 10^{-3}$	$s_y$	$H_y$	$\epsilon_y \cdot 10^{-3}$	$s_y$	$H_y$	$\epsilon_y \cdot 10^{-3}$	$s_y$	$H_y$	$\epsilon_y \cdot 10^{-3}$
0,04	0,02	4	5,0	0,02	4	5,0	0,01	3	3,3	0,02	5	40
0,08	0,05	8	6,2	0,04	8	5,0	0,03	8	3,8	–	–	–
0,10	0,07	11	6,4	0,05	11	4,5	0,04	10	4,0	0,04	9	4,4
0,12	–	–	–	0,06	13	4,6	0,07	14	5,0	0,06	12	5,0

0,14	–	–	–	–	–	–	–	–	–	0,07	14	5,0
$\varepsilon_{y, cp} \cdot 10^{-3}$			5,9				4,8				4,0	4,6

Продолжение табл.3.2

$p$ МПа	1.5			1.6			1.7			1.8		
	$s_y$	$H_y$	$\varepsilon_y \cdot 10^{-3}$	$s_y$	$H_y$	$\varepsilon_y \cdot 10^{-3}$	$s_y$	$H_y$	$\varepsilon_y \cdot 10^{-3}$	$s_y$	$H_y$	$\varepsilon_y \cdot 10^{-3}$
0,04	0,01	3	3,3	0,02	4	5,0	0,02	4	5,0	0,02	4	5,0
0,08	0,02	7	2,9	0,04	7	5,7	0,05	8	6,2	0,05	9	5,5
0,10	–	–	–	0,05	9	5,6	0,06	11	6,4	–	–	–
0,12	0,04	10	4,0	–	–	–	–	–	–	–	–	–
0,14	0,05	12	4,2	–	–	–	–	–	–	–	–	–
$\varepsilon_{y, cp} \cdot 10^{-3}$			3,7				5,4				5,8	5,3

По данным наблюдений построены графики зависимости полученных параметров от давления по результатам испытаний на трех горизонтах по глубине. Характерной особенностью упругого деформирования является постоянное значение относительной деформации на каждом горизонте выполненных исследований, не зависящее от давления.

Напряженно-деформируемое состояние системы «фундамент – грунты основания» характеризуется следующими параметрами, приведенными на рис.3.2. и в табл.3.2: 1) давлением  $p$ ; 2) осадкой фундамента  $s$ , ее упругой  $s_y$  и остаточной  $s_o$  составляющими; 3) параметрами зоны деформации – общей глубиной  $H_a$ ; глубиной остаточных  $H_o$  и упругих деформаций  $H_y$ ; мощностью уплотненного ядра  $H_{com} = H_a - s$ .

Упругие деформации нарастают в результате вытеснения молекулярно-связанной воды из периферийных участков оболочки в точки контактов между частицами, в пределах глубины зоны упругих деформаций. Их внешним проявлением является упругая составляющая осадки  $s_y$ . После снятия нагрузки толщина пленок молекулярно-связанной воды восстанавливается, а упругие деформации исчезают.

Величина упругой составляющей осадки зависит от емкости молекулярно-связанной воды. Испытания проведены в условиях локального замачивания при максимальной молекулярной

влажностности. Для лессовых грунтов ее значению соответствует весовая влажность, равная 0,16.

В грунтах ненарушенной структуры в процессе и после их уплотнения емкость молекулярной воды сохраняется постоянной. Связанная вода не вытесняется в процессе уплотнения. Вследствие этого относительное значение упругой части деформаций является величиной постоянной для данной грунтовой среды и зависит от ее состава и состояния.

В табл.3.3 приведены результаты измерений параметров, характеризующих процессы деформирования грунтов в основаниях штампов, установленных на трех горизонтах по глубине. По измеренным данным построены графики зависимости упругих значений осадки и глубины зоны деформации от давления.

Таблица 3.3

№	P МПа	Осадка, см			$s_y/s$	Зона деформации, см				$H_a/H_o$	$\varepsilon_y \cdot 10^{-3}$	
		s	$s_o$	$s_y$		$H_a$	$H_{a,o}$	$H_{a,com}$	$H_y$		$\varepsilon_y$	$\varepsilon_{y, cp}$
1.1	0,2	0,18	0,08	0,10	0,55	21	11	11	21	1,9	4,8	5,6
	0,3	0,79	0,62	0,17	0,21	32	23	22	31	1,39	5,5	
	0,4	1,50	1,27	0,23	0,15	41	29	28	39	1,41	5,9	
	0,5	2,57	2,28	0,29	0,11	50	36	34	47	1,39	6,2	
1.5	0,2	0,28	0,21	0,07	0,25	19	11	11	19	1,73	3,7	4,2
	0,3	1,67	1,57	0,10	0,06	31	21	19	29	1,48	3,4	
	0,4	4,03	3,89	0,14	0,035	37	31	27	33	1,19	4,2	
	0,5	5,99	5,78	0,21	0,03	44	35	29	38	1,26	5,5	
1.7	0,2	0,95	0,85	0,10	0,105	21	15	14	20	1,4	5,0	5,8
	0,3	2,99	2,84	0,15	0,050	28	25	22	25	1,12	6,0	
	0,4	5,76	5,57	0,19	0,033	38	32	24	32	1,19	5,9	
	0,5	9,16	8,93	0,23	0,025	46	42	33	37	1,09	6,2	

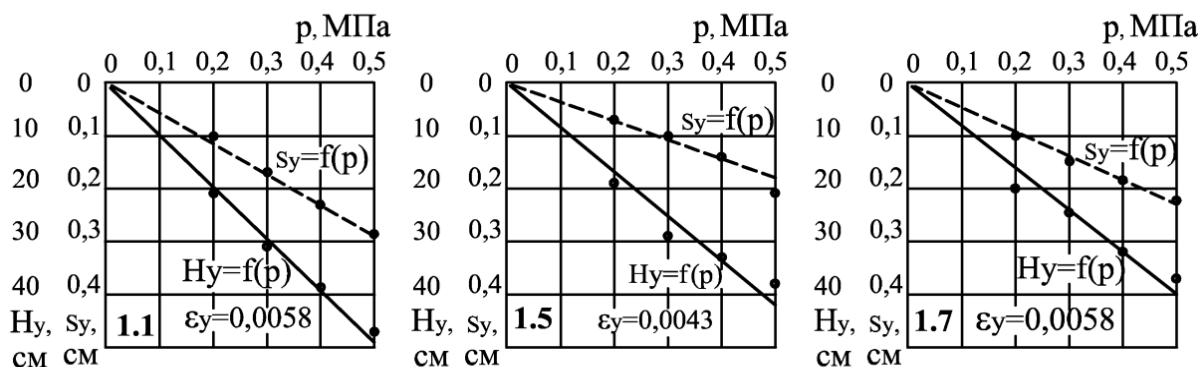


Рис.3.3. Графики зависимости упругой осадки и глубины зоны деформации от давления при  $p > p_{str}$

Из рис.3.3 видно, что относительные значения упругих деформаций  $\epsilon_y$  не зависят от процесса деформирования. В каждом опыте их значения совпадают при определении давлений, меньших или больших структурной прочности.

В табл.3.4 приведены результаты измерений параметров упругих деформаций для всех опытов этой серии.

Таблица 3.4

№	$s_y$ , см при $p$ , МПа				$H_y$ , см при $p$ , МПа				$\epsilon_y \cdot 10^{-3}$ при $p$ , МПа				$\epsilon_y \cdot 10^{-3}$
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,2	0,3	0,4	0,5	0,2	0,3	0,4	0,5	
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1.1	0,10	0,17	0,23	0,29	21	31	39	47	4,8	5,5	5,9	6,2	5,6
1.2	0,10	0,17	0,23	0,28	20	25	29	32	5,0	7,4	6,8	8,7	7,0
1.3	0,07	0,11	0,14	0,17	19	23	31	34	3,7	4,8	4,5	5,0	4,5
1.4	0,07	0,13	0,19	0,25	20	25	30	33	3,5	5,2	6,3	7,6	5,6
1.5	0,07	0,10	0,14	0,21	19	29	33	38	3,7	3,4	4,2	5,5	4,2
1.6	0,08	0,14	0,18	0,22	21	28	34	40	3,8	5,0	5,3	5,5	4,9
1.7	0,10	0,15	0,19	0,23	20	25	32	37	5,0	6,0	5,9	6,2	5,8
1.8	0,09	0,15	0,19	0,26	24	31	39	46	3,8	4,8	4,9	5,7	4,8
	0,085	0,14	0,19	0,24	21	27	33	38	4,1	5,2	5,5	6,3	5,3

### Выводы

1. Упругая составляющая осадки фундамента является следствием упругого вытеснения из периферийной части оболочек молекулярно связанной воды в точках контактов между минеральными частицами.

2. Упругая осадка и соответствующая ей глубина зоны упругих деформаций увеличиваются пропорционально давлению, а их

соотношение (относительная деформация) сохраняется постоянным при равных прочих условиях.

3. Относительное значение упругих деформаций зависит от молекулярной влагоемкости грунтовой среды.

## Раздел 4

### УПРУГИЕ И ОСТАТОЧНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ

#### 4.1.МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ИССЛЕДОВАНИЙ

В г. Одесса на участке Причерноморского плато проведены два натуральных испытания грунтов опытными фундаментами площадью  $1,0 \text{ м}^2$ , квадратной формы в плане по одинаковой методике. Геологическое строение верхней части лессовой толщи приведено на рис.4.1, а. Ниже дневной поверхности залегают следующие грунты: ИГЭ-1 – почвенно-растительный слой – 0,6м; ИГЭ-2 – суглинок лессовый – 2,7м; ИГЭ-3 – супесь лессовая – 4,8м; ниже залегают ИГЭ-4, 5, 6, 7 – лессовые суглинок, супесь и суглинок, подстилаемые красно-бурой глиной. Уровень подземных вод в период испытаний зафиксирован на глубине 4,9м. Основные показатели физико-механических характеристик приведены в табл.4.1.

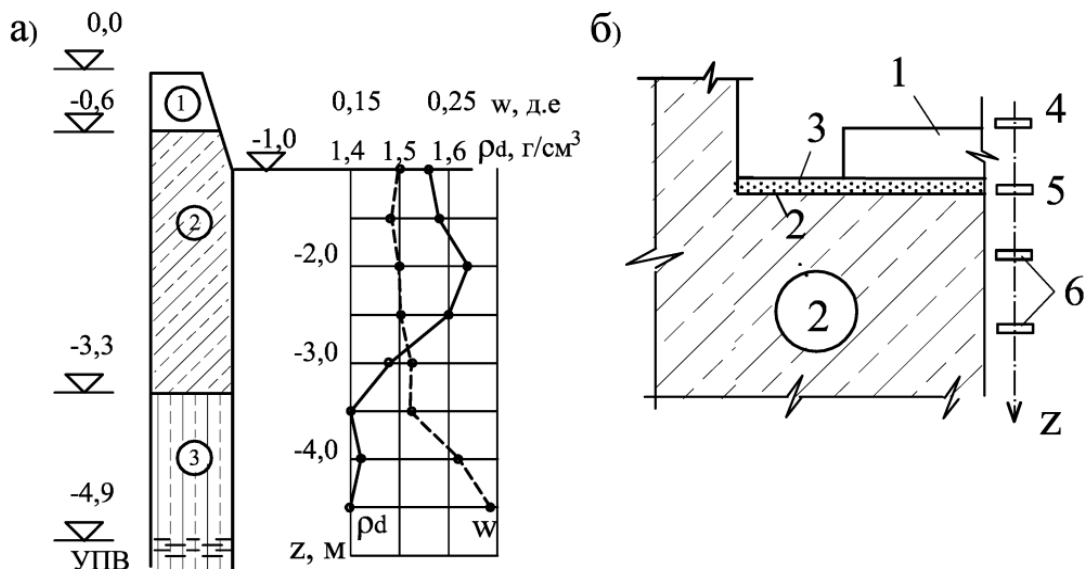


Рис.4.1. Геологическое строение участка и схема подготовки основания опытных фундаментов к испытаниям: 1 – опытный фундамент; 2 – поверхность грунта основания; 3 – песчаная подготовка; 4 – магнитная марка в фундаменте; 5 – контактная

грунтовая марка на поверхности грунта; б – грунтовые марки вдоль центральной оси

Таблица 4.1. Характеристики грунтов

№ ИГЭ	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$w_p$ , д.е.	$w_L$ , д.е.	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
2	2,68	0,19	0,32	20	25
3	2,68	0,18	0,26	18	20

Каждый из фундаментов установлен в котловане размером 2,0x2,0 м, подошва которого заглублена на 1,0 м ниже отметки природного рельефа. Для уменьшения и фиксации контактных остаточных деформаций в интервале от плоскости подошвы фундамента до поверхности грунта основания выполнены: тщательная, по уровню, зачистка дна котлована под площадью фундаментов; устройство песчаной подготовки из просеянного песка толщиной около 2 см; установка дополнительных магнитных марок на поверхности грунта основания и в фундаменте. Схема подготовки основания для испытаний приведена на рис.4.1, б.

Осадки фундаментов и послойные перемещения грунта измерялись магнитными марками, которые впервые разработаны и использованы в практике экспериментальных исследований в Чехословакии в 1982г. В ОГАСА применена своя конструкция магнитных марок, способ их установки и система измерений их осадок. Грунтовые марки установлены в одной скважине по центру фундаментов с интервалом 20 см по глубине. Измерения деформаций в пределах подошвы фундаментов и поверхностью грунта основания определены по измерениям осадок дополнительных марок №№ 4; 5, в результате чего за осадку фундамента приняты данные измерений перемещений поверхностной марки №5.

Непрерывное замачивание основания проводилось за трое суток до начала испытаний. Вода подавалась из периодически заполняемой емкости шлангом, нижний торец которого, в котловане, оборудован поплавковым затвором. Нагрузка выполнялась чугунными гирями весом 20 кН, ступенями с интервалом давлений по подошве фундаментов 0,1 МПа. На каждый фундамент приложено по 5 ступеней от 0,1 до 0,5 Мпа. На каждой ступени после условной стабилизации деформаций нагрузка снималась для измерений остаточных осадок фундаментов и



грунтовых марок. Упругая часть осадки определялась разностью их значений до и после снятия нагрузки.

## 4.2. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ

Основные результаты измерений осадок фундаментов, грунтовых марок, определения глубины зоны деформаций на каждой ступени под загруженными фундаментами и после снятия нагрузки приведены в таблице 4.2.

Результаты исследований деформаций в основаниях двух опытных фундаментов, расположенных в непосредственной близости один от другого, имеют близкую сходимость. Это может являться свидетельством достоверности полученных измерений, подтвержденных дублирующими испытаниями.

Таблица 4.2. Параметры деформаций грунтов в основаниях опытных фундаментов

Обознач.	Размерность	Опытный фундамент 4.2					Опытный фундамент 4.3				
		ступени давлений, кПа					ступени давлений, кПа				
		100	200	300	400	500	100	200	300	400	500
s	мм	1,4	4,8	15,0	35,0	83,0	1,0	5	21	41	72
s <sub>y</sub>	мм	1,4	3,2	6,2	8,4	11,0	1,0	3,4	6,4	8,6	10,4
s <sub>0</sub>	мм	–	1,6	8,8	26,6	72,0	–	1,6	14,6	32,4	61,6
H <sub>y</sub>	см	100	140	176	210	244	96	136	170	204	236
H <sub>0</sub>	см	–	82	116	150	184	–	76	116	144	184
$\varepsilon \cdot 10^{-2}$	–	0,14	0,3	0,9	1,70	3,4	0,1	0,4	1,2	2,0	3,1
$\varepsilon_y \cdot 10^{-3}$	–	1,4	2,3	3,5	4,0	4,5	1,0	2,5	3,8	4,2	4,4
$\varepsilon_0 \cdot 10^{-2}$	–	–	0,2	0,8	1,8	3,9	–	0,2	1,3	2,2	3,3
s <sub>y</sub> /s	–	1,0	0,67	0,41	0,24	0,13	1,0	0,68	0,30	0,21	0,14
s <sub>0</sub> /s	–	0	0,33	0,59	0,76	0,87	0,0	0,32	0,70	0,79	0,86

Примечания: 1) s, s<sub>y</sub>, s<sub>0</sub> – осадка полная, упругая и остаточная; 2) H<sub>y</sub>, H<sub>0</sub> – глубина зоны деформаций упругих и остаточных; 3)  $\varepsilon$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_0$  – значения относительных деформаций полных, упругих и остаточных (s/H)

### 4.3. ФАЗОВАЯ МОДЕЛЬ ОЦЕНКИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ

Н.М. Герсевановым в 1930 г. для обоснования допускаемых нагрузок на грунт предложено "... процесс деформирования грунта расчленим на три фазы" [9]. Результаты натурных исследований, выполненных в последние десятилетия, изменили представления о процессах деформирования грунтов в пределах каждой фазы.

При росте давлений по подошве фундамента в грунтах основания наблюдается два вида деформаций – упругие и остаточные. Упругие нарастают сразу после приложения нагрузки и исчезают после ее снятия. Остаточные могут быть двух видов – уплотнения в продольном и поперечном направлении. Осадки в результате деформаций уплотнения в продольном направлении наблюдаются в грунтах оснований фундаментов любой площади, при давлениях, превышающих структурную прочность. Осадки от деформаций в поперечном направлении по глубине являются следствием уплотнения грунта, окружающего сжимаемый объем под площадью фундамента. Их значение снижается при увеличении площади подошвы и в основаниях фундаментных плит большой площади пока не зафиксированы. В зависимости от величины приложенной нагрузки в основаниях фундаментов в каждой фазе наблюдается один, два или три вида деформаций, определяющих его осадку.

В первой фазе при давлении, меньшем структурной прочности, наблюдаются только упругие деформации, исчезающие после снятия нагрузки.

Вторая фаза начинается при давлении, равном структурной прочности, и заканчивается при давлении  $p_{com}$ . Его значение определяется при условии равенства бокового давления  $q$  и структурной прочности грунта  $p_{str}$ , окружающего сжимаемый объем. С этой целью используется зависимость бокового давления  $q$  от давления по подошве фундамента  $p$ :

$$q = p \cdot \xi, \quad (4.1)$$

где  $\xi$  – коэффициент бокового давления. Его значение для лессовых грунтов Одесского региона, определенное в

полевых условиях, составляет 0,4, используя зависимость (1) значение  $p_{com}$  определяется по формуле

$$p_{com} = p_{str} / \xi. \quad (4.2)$$

В проведенных испытаниях при  $p_{str}=0,11$  МПа;  $p_{com}=0,11/0,4=0,28$  МПа. В выполненных расчетах принято допущение о равенстве структурной прочности в вертикальном и горизонтальном направлении для лессовых грунтов, залегающих ниже УПВ. В этой фазе наблюдаются два вида деформаций – упругие и остаточные деформации уплотнения в продольном направлении.

В третьей фазе осадка фундамента является суммой осадок от упругих деформаций, деформаций уплотнения в продольном направлении в пределах сжимаемого объема и в поперечном направлении, проявляющихся в результате уплотнения грунта, окружающего сжимаемый объем.

Деформации уплотнения в поперечном направлении начинают нарастать при боковом давлении  $q$ , превышающем структурную прочность окружающего грунта, значение которого в проведенных исследованиях соответствует давлению по подошве фундамента, равному 0,28 МПа. Схемы напряженно-деформируемого состояния системы «фундамент – грунты основания» приведены на рис.4.2.

Упругие деформации наблюдаются в пределах каждой фазы. Процессы деформирования грунтов не оказывают влияния на общую величину упругой части осадки фундамента. Ее значение увеличивается пропорционально давлению. На рис.4.3,а приведен график зависимости упругой части осадки от давления по результатам испытаний двух фундаментов. Несовпадение зависимости с началом координат можно объяснить построением графика по результатам измерений мгновенно-упругих значений осадок, без учета упруго-вязких.

Зависимость среднего значения относительной деформации упругой части осадки от давления  $\varepsilon_y = s_y / H_y$  характеризуется двумя ветвями. Первая наблюдается в пределах первых двух фаз, а вторая – в пределах третьей.

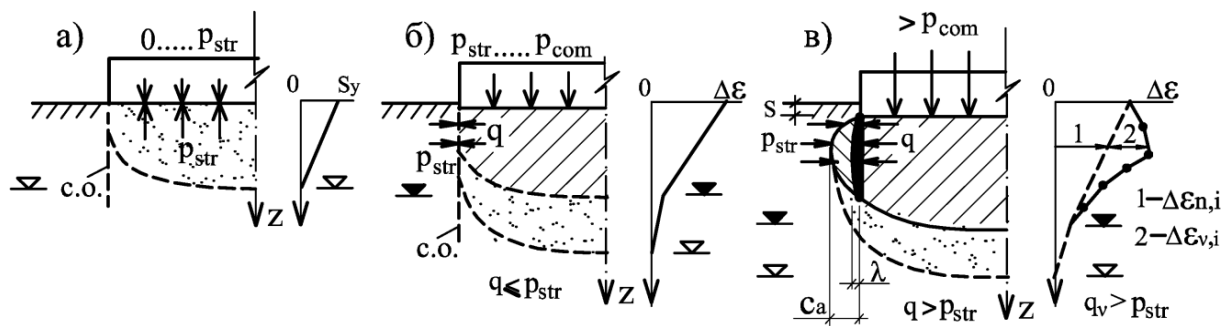


Рис.4.2. Схемы напряженно-деформируемого состояния системы «фундамент – грунты основания»: с.о. – граница сжимаемого объема;  $\nabla$  –  $\nabla$  – отметки границы зоны уплотнения  $H_0$  и зоны упругих деформаций  $H_y$ ;  $C_a$  – зона уплотнения в поперечном направлении;  $q$  – боковое давление;  $\lambda$  – расширение сжимаемого объема в результате уплотнения грунтов в поперечном направлении

На рис. 4.3,б приведен график, построенный по результатам испытаний двух опытных фундаментов. Изменение упругих деформаций по глубине (эпюры деформаций) отражают процессы деформирования грунтов основания.

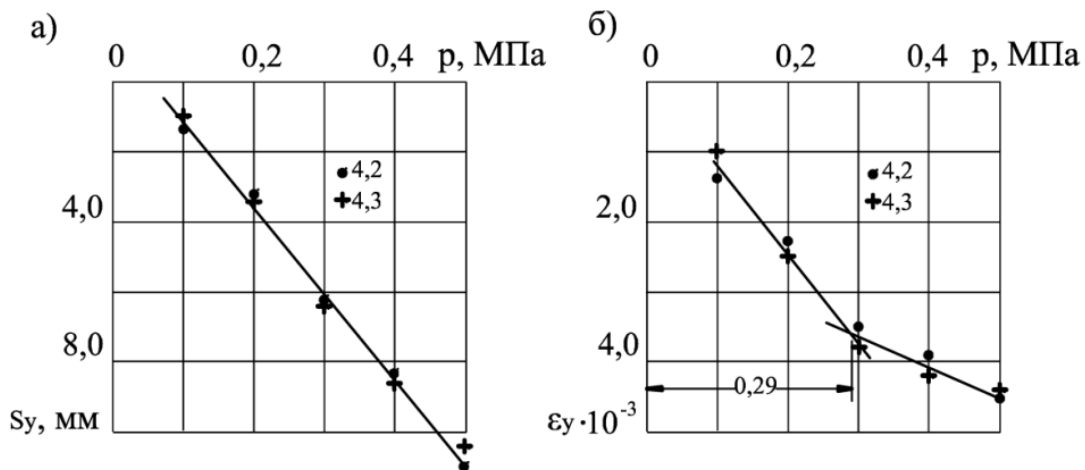


Рис. 4.3. Зависимость от давления: а) упругой части осадки фундамента; б) среднего значения относительной упругой деформации

На рис.4.4. приведены графики упругих деформаций по глубине для каждой ступени нагрузки.

**В первой фазе** значения упругих послойных деформаций измерены при давлении 0,1 МПа, меньшем структурной прочности (0,11 МПа). Эпюра прямолинейная, имеет треугольную форму

(рис.4.4,а, первая зависимость). Послойные значения относительных деформаций по глубине сохраняются постоянными (рис.4.4,б).

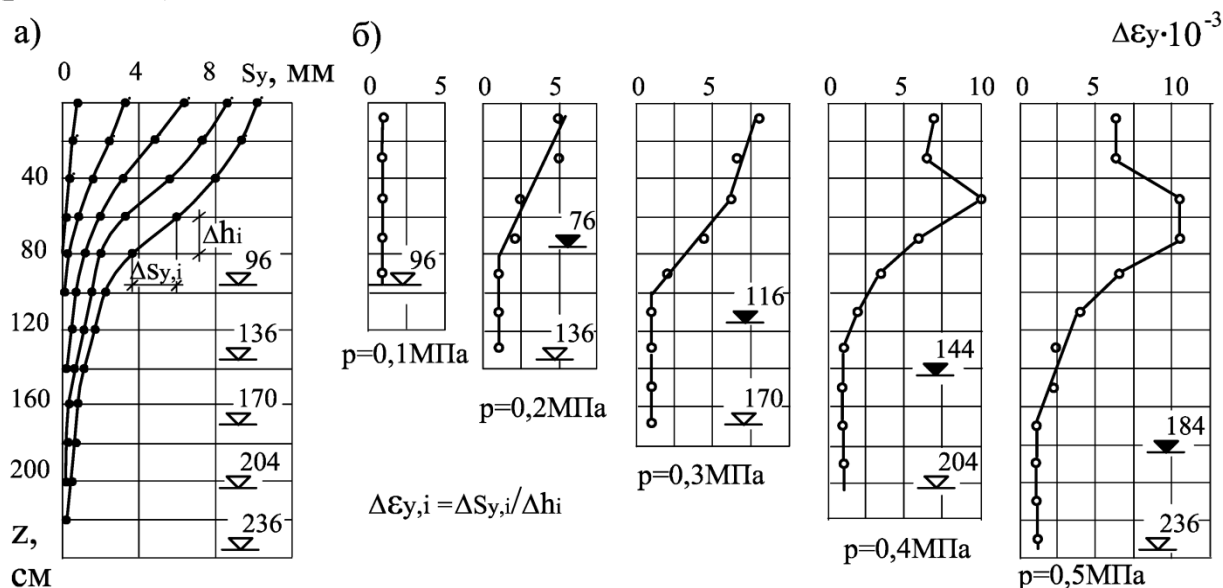


Рис.4.4. Результаты измерений упругих деформаций в грунтах основания опытного фундамента 4.3; а) эпюры упругих деформаций по оси фундамента при давлениях от 0,1 до 0,5 МПа, с интервалом 0,1 МПа; б) изменение значений относительных послойных деформаций по глубине. Отметками обозначены: черной – границы зоны уплотнения, светлой – упругих деформаций

**Во второй фазе** при давлении в интервале 0,11...0,28 (см. табл.4.1) наблюдаются два вида деформаций: упругие и остаточные – уплотнения в продольном направлении вдоль оси  $z$ . В пределах уплотняемой зоны с повышением плотности скелета увеличивается количество контактов между минеральными частицами. Эпюра упругих деформаций по глубине представлена двумя ветвями. Верхняя – в пределах зоны уплотнения, с повышенным количеством точек контактов, и нижняя – в пределах грунта с ненарушенной структурой. Точка перелома зависимостей расположена вблизи нижней границы зоны остаточных деформаций. Зависимость послойных значений относительных деформаций имеет вид, близкий к прямолинейному. Эпюры измеренных значений упругих деформаций в пределах давлений 0,11...0,3 МПа представлены на рис.4.4,а (2-я и 3-я зависимости), а послойных относительных деформаций на рис.4.4,б. Эпюры

построены при давлениях 0,2 и 0,3 МПа при граничном давлении для этой фазы 0,28 МПа.

На рис. 4.5 представлены графики нарастания остаточных деформаций по глубине основания. Их нарастание в этом интервале давлений незначительно.

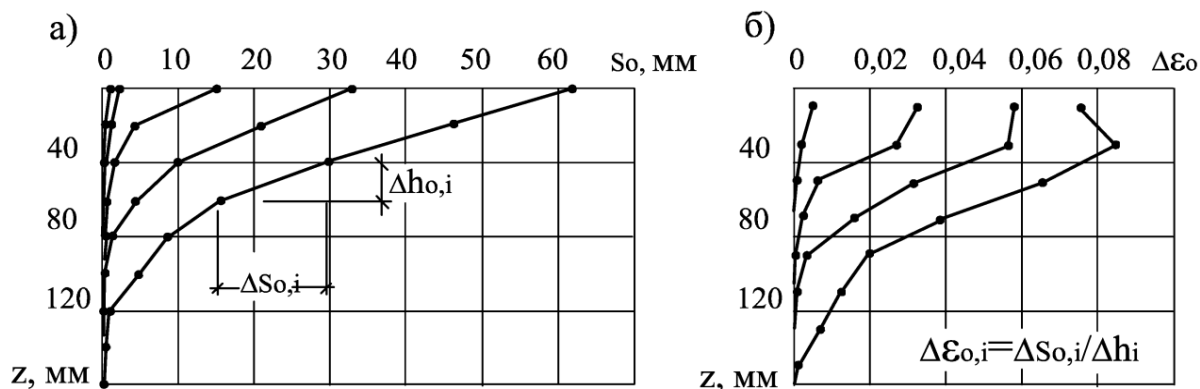


Рис.4.5. Эпюры остаточных деформаций в основании фундамента 4.3: а) изменения по глубинеосадки; б) послойных относительных деформаций

**В пределах третьей фазы** в интервале давлений по подошве фундамента 0,28...0,5 МПа наблюдались три вида деформаций: упругие, уплотнения в продольном и поперечном направлениях. Боковое давление вызывает уплотнение грунта вокруг сжимаемого объема. В процессе уплотнения упругие деформации наблюдались в интервале глубины 40...90 см ниже подошвы фундамента, где зафиксированы максимальные значения уплотнения в поперечном направлении (см. рис. 4.2,в и 4.4,б).

*Остаточные деформации* нарастают при давлениях, превышающих структурную прочность во второй и третьей фазах НДС грунтов основания. В табл.4.2 и на рис. 4.6; 4.7 приведены основные результаты исследований – графики зависимости от давления осадок фундамента, грунтовых марок и глубины зоны упругих и остаточных деформаций. В точках пересечения зависимостей глубины остаточных деформаций от давления определены значения структурной прочности, равные 0,11 и 0,115 МПа. В дальнейшем ее значение принято равным 0,11 МПа.

По результатам измерений осадок фундамента и грунтовых марок построены эпюры изменения полных деформаций по глубине. На рис.4.7,а приведены графики зависимости осадки от глубины.

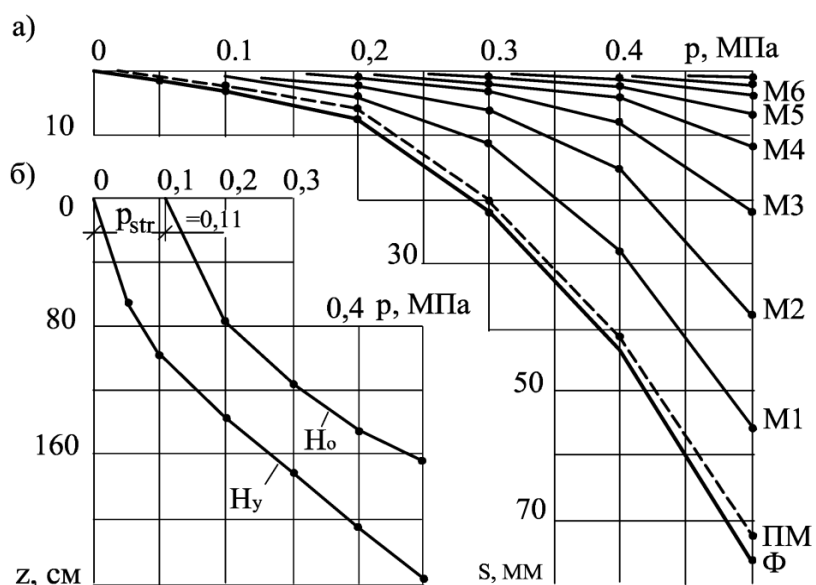


Рис.4.6. Графики зависимости от давления: а) осадки фундамента и грунтовых марок (ПМ – поверхностная марка); б) глубины зон остаточных и упругих деформаций

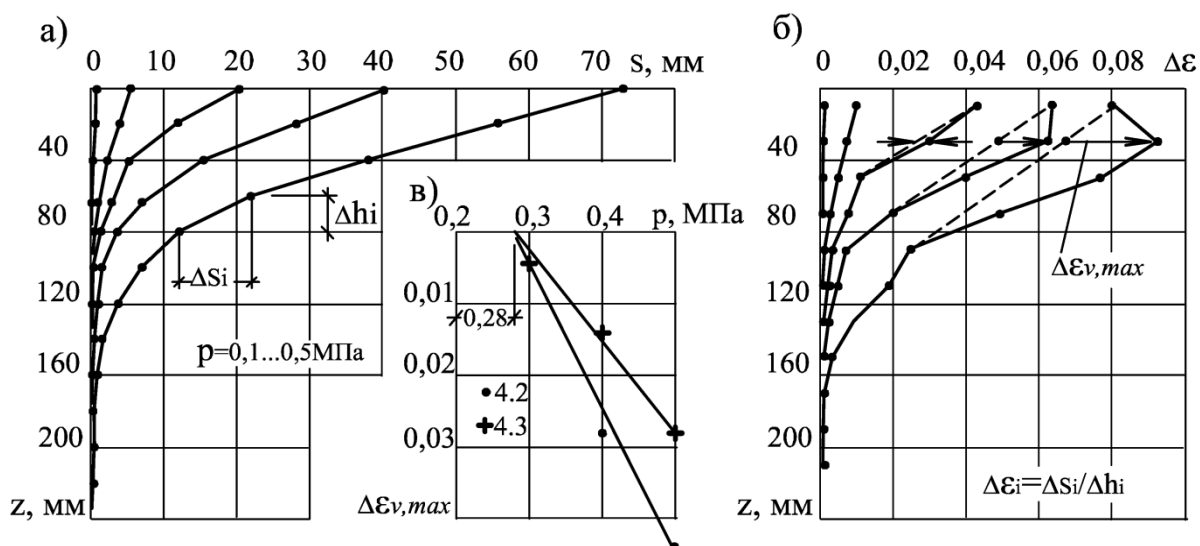


Рис. 4.7. Эпюры полных деформаций в основании фундамента 4.3 и графики изменения по глубине: а) осадки; б) послойных значений относительных деформаций; в) зависимости максимальных значений относительных деформаций от давления в поперечном направлении

По эпюрам деформаций можно оценить характер деформирования каждого условного слоя, находящегося между двумя смежными грунтовыми марками. На рис. 4.7,б приведен график изменения значений послойных относительных деформаций по глубине.

При наличии уплотнения в поперечном направлении в верхней ветви зависимости появляются дополнительные значения относительных деформаций поперечного расширения  $\Delta\varepsilon_v$  начиная с давления по подошве фундамента, равного 0,3 МПа.

Таблица 4.3. Максимальные значения относительных деформаций поперечного расширения

№ опыта	Относительная деформация	Давление $p$ , МПа		
		0,3	0,4	0,5
4.2	$\varepsilon_{v, \max}$	0,004	0,028	0,044
4.3	$\varepsilon_{v, \max}$	0,004	0,014	0,028

В табл. 4.3 приведены результаты определения  $\varepsilon_{v, \max}$ , а на рис. 4.7 их зависимости от давлений, по которым определены значения  $p_n$  – конечные для второй фазы и начальные для третьей. По результатам испытаний двух опытных фундаментов его значение получено близким к 0,28 МПа.

### **Выводы**

1. Под влиянием внешней нагрузки в грунтах основания фундаментов нарастают упругие и остаточные деформации.
2. Упругие деформации являются обратимыми, исчезающими после снятия нагрузки. Они возникают в результате сопротивления оболочек молекулярно связанной воды сокращению их толщины в точках контактов минеральных частиц, под влиянием внешней нагрузки.
3. Остаточные деформации являются необратимыми, сохраняются после снятия нагрузки. Они являются следствием уплотнения грунтов в вертикальном и горизонтальном направлениях.
  - 3.1. В вертикальном направлении деформации уплотнения начинаются при давлениях, превышающих структурную прочность грунта. Глубина зоны уплотнения увеличивается по глубине при отсутствии уплотнения в поперечном направлении.
  - 3.2. Деформации уплотнения в горизонтальном направлении, вокруг сжимаемого объема, начинают нарастать при боковом давлении, превышающем структурную прочность грунта окружающего сжимаемый объем.



# ДЕФОРМАЦИИ В ВЕРТИКАЛЬНОМ И ГОРИЗОНТАЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ. БОКОВОЕ ДАВЛЕНИЕ

Наблюдения за развитием деформаций выполнены в основаниях опытных штампов в полевых условиях. Испытания проведены на однородном искусственно приготовленном массиве с ненарушенной структурой, уплотненном ударной и статической нагрузками.

### 5.1.МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ИСПЫТАНИЙ

Испытания грунтов проведены опытным штампом площадью  $0,03\text{м}^2$ . Осадка штампа и грунтовых марок, установленных вдоль центральной оси с интервалом 5 см, измерялись прибором с герконовым датчиком. В исследованиях применены магнитные марки, установленные в одной скважине вдоль оси с необходимым интервалом по глубине.

Статическая нагрузка создавалась путем укладки тарированных гирь массой 20кг.

При испытаниях применена методика циклически возрастающей нагрузки. Каждая ступень являлась самостоятельным циклом, включающим приложение нагрузки, выдерживание ее до стабилизации деформаций и разгрузку. Это позволило измерить полную величину осадки штампа и грунтовых марок и их остаточную и упругую составляющие.

### 5.2. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ИСКУССТВЕННО ПРИГОТОВЛЕННОЙ ГРУНТОВОЙ СРЕДЫ

Технология создания искусственного массива приведена в разделе 2. Учитывая его однородность, принято допущение о равенстве структурной прочности в вертикальном и горизонтальном направлениях.

По результатам измерений осадки штампа и перемещений грунтовых марок для каждой ступени нагрузки построены эпюры полных (1) и остаточных (2) деформаций по глубине (рис. 5.1, а).

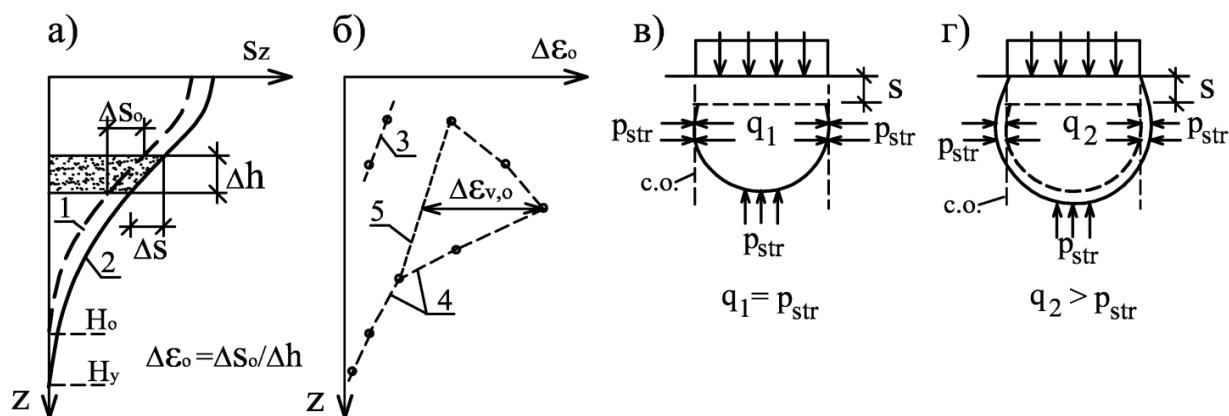


Рис.5.1. Эпюры: а) полных (1) и остаточных (2) деформаций по глубине основания; б) относительных значений послойных остаточных деформаций: (3) – при  $q \leq p_{str}$ ; (4) – при  $q > p_{str}$ ; в); г) схемы деформирования грунта при:  $q_1 \leq p_{str}$  (в) и  $q_2 > p_{str}$  (г); с.о. – граница сжимаемого объема

Для каждого условного слоя, находящегося между смежными марками, определены значения относительных остаточных деформаций  $\Delta s_0$  и построены эпюры их изменений по глубине (рис. 5.1, б).

Остаточные деформации нарастают при давлениях, превышающих структурную прочность в пределах II и III фаз НДС грунтов основания. В пределах II фазы деформации уплотнения нарастают по глубине в пределах сжимаемого объема под площадью подошвы. Сжимаемый объем (с.о.) ограничен вертикальной поверхностью по периметру площади фундамента (рис.5.1, в). Давление по подошве штамп  $p_q$  является предельным для этой фазы, при котором боковое давление  $q_1$  равно структурной прочности грунта, окружающего сжимаемый объем. Значение  $p_q$  можно определить по зависимости

$$p_q = q_1 / \xi, \quad (5.1)$$

где  $\xi$  – коэффициент бокового давления;

$q_1$  – боковое давление, равно структурной прочности.

В этом интервале давлений эпюра послойных относительных деформаций имеет прямолинейный характер (рис. 5.1, б – 3).

В III фазе, с увеличением давления, наблюдаются деформации в пределах сжимаемого объема и в поперечном направлении – по площади его периметра.

Графики послойных относительных деформаций по глубине отражают процессы деформирования грунта в основании фундамента.

При боковом давлении  $q_1 \leq p_{str}$  уплотнение нарастает под площадью подошвы в пределах сжимаемого объема (с.о.). При боковом давлении  $q_2 > p_{str}$  – деформации уплотнения нарастают по глубине и в стороны – по площади периметра сжимаемого объема (рис. 5.1, в, г).

На графике полных значений послойных относительных деформаций по глубине (рис. 5.1, б – 4) проводится линия, соединяющая верхнее значение у подошвы штампа с нижним, линейным участком эпюры (рис. 5.1, б – 5), которая представляет эпюру относительных деформаций уплотнения по глубине. Для всех ступеней нагрузки определяется максимальное значение относительных деформаций уплотнения в поперечном направлении  $\varepsilon_{v.o}$ . По результатам определений для каждого опыта строится зависимость  $\varepsilon_{v.o} = f(p)$ .

Ее пересечение с осью « $p$ », определяет предельную величину давления по подошве штампа, при котором боковое давление равно структурной прочности окружающего грунта. В этом случае коэффициент бокового давления можно определить по зависимости

$$\xi = p_{str} / p_q . (5.2)$$

### 5.3. ОЦЕНКА ОПЫТНЫХ ДАННЫХ

Ниже приведены результаты четырех исследований с разными интервалами времени после изготовления грунтовой среды с ненарушенной структурой.

На рис. 5.2 приведены эпюры относительных деформаций по глубине в опыте №2 для четырех ступеней нагрузки.

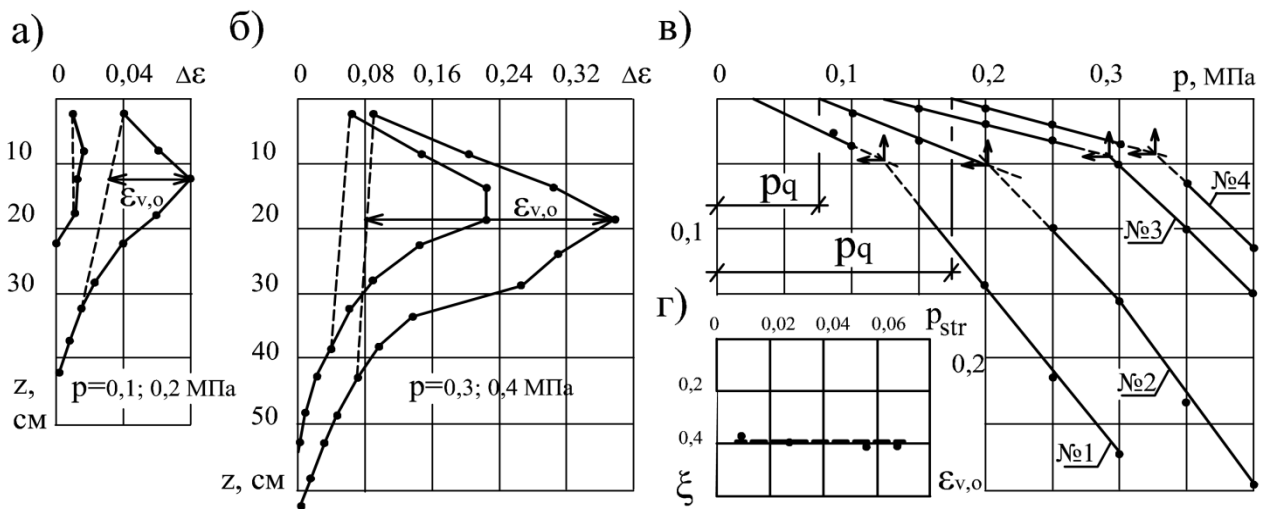


Рис. 5.2. Графики зависимостей: а) и б) относительных послойных деформаций по глубине  $\Delta\varepsilon_{v,o}$  в опыте №2; в) относительных деформаций  $\varepsilon_{v,o}$  от давления по подошве штампа; г) коэффициента бокового давления от величины структурной прочности

По графикам определены максимальные значения  $\varepsilon_{v,o}$  для каждой ступени нагрузки. В табл.5.1 приведены результаты определений для четырех опытов.

Таблица 5.1. Координаты точек зависимостей  $\varepsilon_{v,o} = f(p)$

№№ опыта	Максимальные значения зависимостей $\varepsilon_{v,o}$ при $p$ , МПа								
	0,08	0,10	0,12	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
1	0,018	0,034	0,041	0,073	0,140	0,23	0,27	—	—
2	—	—	—	0,029	0,052	0,102	0,156	0,24	0,29
3	—	—	—	0,06	0,017	0,031	0,05	0,097	0,147
4	—	—	—	—	0,009	0,022	0,029	0,062	0,116

По полученным координатам построены графики зависимости относительных деформаций уплотнения в поперечном направлении  $\varepsilon_{v,o}$  от давления по подошве фундамента, приведенные на рис. 5.2, в. Их пересечение с осью  $p$  определяет величину давления  $p_q$ , при котором боковое давление  $q$  равно структурной прочности, т.е. предельное давление по подошве фундамента, при котором отсутствуют остаточные деформации в поперечном направлении. В табл. 5.2 приведены результаты исследований деформативных свойств грунта.

Таблица 5.2. Результаты исследований

### деформативных свойств грунта

№№ опыта	t, месяцев	Координаты точки перелома зависимостей $\varepsilon_{v.o} = f(p)$				Параметры деформативных свойств грунтов				
		p, МПа	$\varepsilon_{v.o}$	s <sub>o</sub> , мм	H <sub>a,o</sub> см	p <sub>str</sub> , МПа	p <sub>q</sub> , МПа	ξ	при p <sub>q</sub>	
									s <sub>o</sub> , мм	H <sub>o</sub> , см
1	3	0,13	0,046	20	38	0,012	0,035	0,34	0,9	15
2	10	0,215	0,056	18	46	0,03	0,08	0,38	1,1	19
3	23	0,29	0,043	14	40	0,057	0,135	0,42	2,9	21
4	33	0,33	0,04	16	36	0,070	0,171	0,41	2,0	20

Для графиков зависимости  $\varepsilon_{v.o} = f(p)$  характерно наличие точки перелома. На первой ветви при равном приращении давления приращение относительной деформации меньше, чем на второй. Это можно объяснить изменением состояния грунта в процессе его деформирования. В начальном состоянии плотность его скелета – 1,54г/см<sup>3</sup> при степени влажности 0,87. В точке перегиба плотность скелета достигает 1,6...1,63г/см<sup>3</sup> при степени влажности, близкой к единице. При этом снижается водопроницаемость. Все это может оказывать влияние на увеличение приращения боковых деформаций. Этот вопрос требует дополнительных исследований.

На рис. 5.2,г приведены результаты полевых исследований по определению коэффициента бокового давления, которые показали близкое совпадение с данными его определения для лессовых грунтов, полученных в лабораторных условиях [2].

#### **Выводы**

1. Коэффициент бокового давления – показатель, величину которого можно оценить по характеру процесса деформирования грунтов в основаниях опытных фундаментов, выполненных в полевых условиях.

2. При боковом давлении, меньшем структурной прочности, уплотнение грунта происходит преимущественно под площадью подошвы фундамента. Увеличение его значения вызывает уплотнение в поперечном направлении.

3. В проведенных исследованиях величина коэффициента бокового давления не зависит от структурной прочности при равных прочих условиях.

#### 5.4. ИСПЫТАНИЯ ПРИРОДНОГО И УПЛОТНЕННОГО ГРУНТА

Испытания проведены в пределах лессовой супеси (ИГЭ-3) высокой влажности и уплотненной ударной и статической нагрузкой. Схема испытания представлена на рис.5.3.

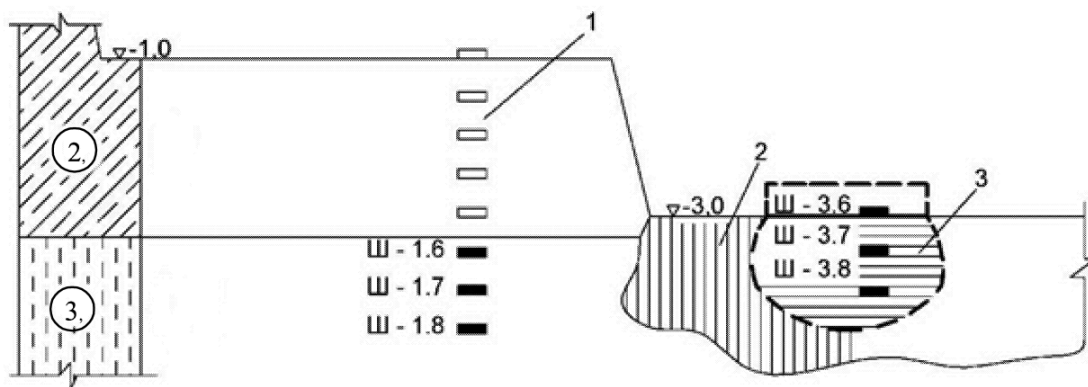


Рис. 5.3. Схема полевых испытаний опытными штампами: 1 – природный грунт; 2 – грунт, уплотненный тяжелой трамбовкой; 3 – зона деформации после испытания опытными фундаментами

**Результаты исследований** представлены на рисунках и в таблицах. Графики полных и остаточных значений осадки и глубины зоны деформаций от давления при близких значениях структурной прочности и разной плотности скелета грунта даны на рис. 5.4, а, б. Пересечение их остаточных значений с осью давлений определяет величину структурной прочности, значение которой принято средним. На рис. 5.4, в приведены эпюры полных осадок. По ним определены значения послойных относительных деформаций для каждого интервала глубин по соотношению 5.3, графики изменения которых даны на рис. 5.5, а, б:

$$\varepsilon_i = \Delta s_i / \Delta h_i \quad (5.3)$$

Из рис.5.5 видно влияние плотности скелета грунта на величины и распределение по глубине относительных послойных деформаций  $\Delta\varepsilon$ .

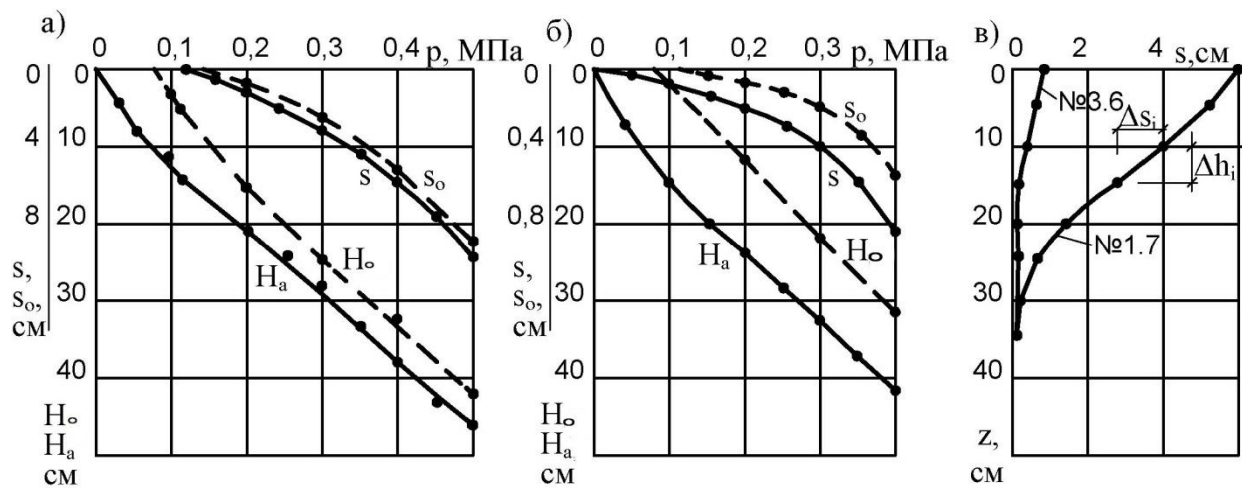


Рис. 5.4. Результаты испытаний грунтов: а) зависимость осадки и глубины зоны полных и остаточных деформаций от давления; б) то же в опыте 3.6; в) эпюры осадок по глубине при давлении 0,4 МПа по подошве штампа в опытах 1.7 и 3.6

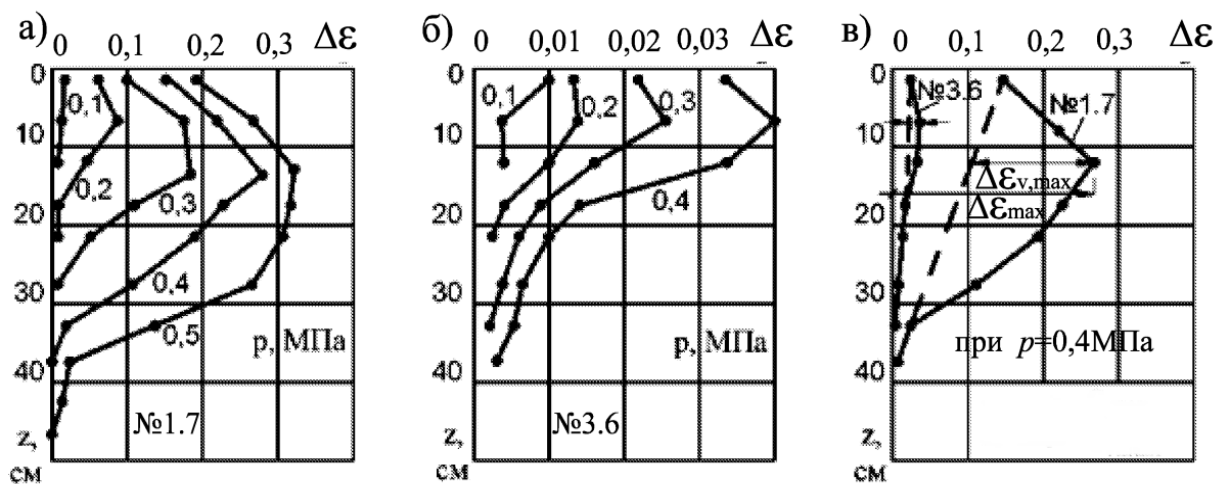


Рис. 5.5. Изменение эпюр относительных послойных деформаций по глубине с увеличением давления в опытах 1.7 (а) и 3.6 (б); в) то же при давлении 0,4 МПа по подошве штампа в опытах 1.7 и 3.6

Приняв допущение о линейности эпюры послойных относительных деформаций при уплотнении грунта по глубине, можно выделить ее часть – уплотнение в поперечном направлении (рис.5.5 –  $\Delta \epsilon_{v,max}$ ).

На рис. 5.6 приведены графики зависимости максимальных значений  $\Delta \epsilon_v$  от давления по подошве штампа. Пересечение этих графиков с осью давлений определяет величину нагрузки  $p_q$ , при

которой отсутствуют остаточные поперечные деформации, вызываемые боковым давлением  $q$ , вследствие сопротивления окружающего массива прочностью структурных связей. Следует отметить, что в данном случае условно принято допущение о равенстве величины структурной прочности в вертикальном и горизонтальном направлениях.

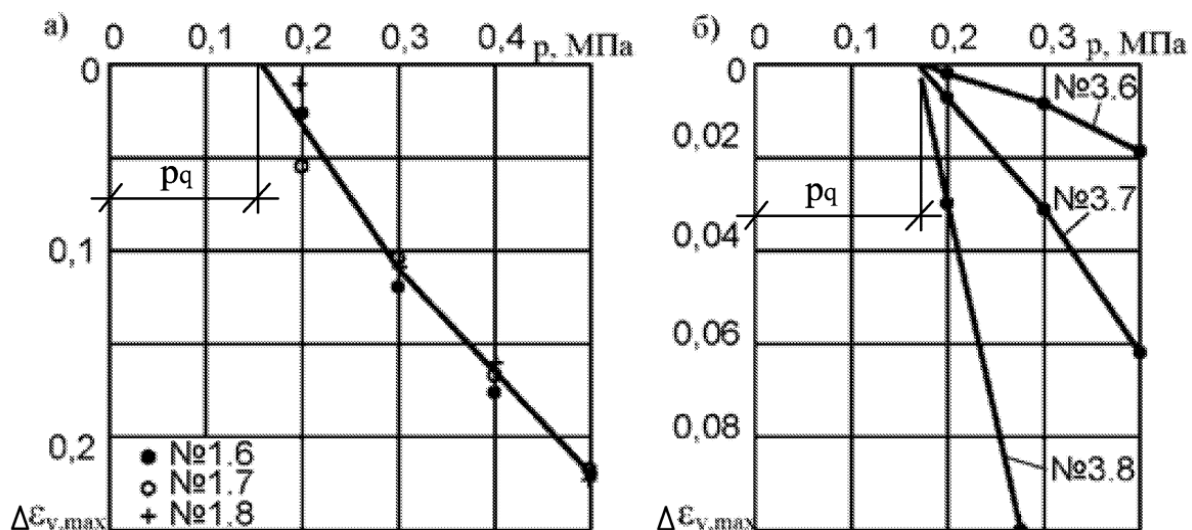


Рис. 5.6. Зависимости максимальных значений относительных деформаций от давления: а) по результатам серии опытов на грунтах природной структуры (1.6–1.8); б) на искусственно уплотненном грунте (3.6 – 3.8)

Для трех опытов на грунте природного сложения при близких значениях структурной прочности и плотности скелета, полученные зависимости практически совпадают. Среднее значение  $p_q$  для них равно 0,165 МПа. Эти результаты приведены на рис. 5.6 и в табл. 5.3.

Результаты исследований, выполненных в грунтах с ненарушенной структурой и после уплотнения ударной и статической нагрузкой, приведены на рис. 5.6, б и в табл. 5.4. Данные свидетельствуют, что с повышением плотности скелета грунта значения относительных деформаций снижаются. Пересечения полученных зависимостей с осью давлений определяют величину вертикального давления  $p_q$ , при котором его горизонтальная составляющая – боковое



давление  $q$  уравновешивается структурной прочностью окружающего грунта.

Таблица 5.3. Результаты исследований параметров НДС природного грунта

№№ опытов	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,com}$ , г/см <sup>3</sup>	$p_{str}$ , МПа	$\Delta\varepsilon_{v,max}$ при $p$ , МПа				$p_q$ , МПа при $\Delta\varepsilon_{max}$		$\xi$ , при $\Delta\varepsilon_{max}$	
				0,2	0,3	0,4	0,5	$\varepsilon_v$	$\varepsilon_{v,0}$	$\varepsilon_v$	$\varepsilon_{v,0}$
1.6	1,4	1,71	0,1	0,03	0,12	0,18	0,22	0,18	0,17	0,56	0,59
1.7	1,41	1,70	0,09	0,06	0,11	0,177	0,22	0,15	0,14	0,47	0,50
1.8	1,39	1,70	0,08	0,01	0,115	0,16	0,225	0,18	0,17	0,50	0,53
среднее	1,40	1,70	0,09	0,03	0,115	0,47	0,22	0,17	0,16	0,51	0,54

Таблица 5.4. Результаты исследований параметров НДС в уплотненных грунтах

№№ опытов	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,com}$ , г/см <sup>3</sup>	$p_{str}$ , МПа	$\varepsilon_{v,max}$ при $P$ , МПа			$p_q$ , МПа при $\varepsilon_{max}$		$\xi$ , при $\varepsilon_{max}$	
				0,2	0,3	0,4	$\varepsilon_v$	$\varepsilon_{v,0}$	$\varepsilon_v$	$\varepsilon_{v,0}$
3.6	1,65	1,67	0,093	0,003	0,009	0,018	0,16	0,15	0,58	0,61
3.7	1,52	1,58	0,077	0,008	0,03	0,064	0,16	0,15	0,48	0,51
3.8	1,45	1,50	0,073	0,03	0,12	–	0,165	0,15	0,44	0,46
среднее	1,54	1,58	0,081	0,014	0,05	0,05	0,16	0,15	0,50	0,53

Коэффициентом бокового давления является отношение бокового давления  $q$  и соответствующего давления по подошве штампа  $p_q$ , тогда с учетом отсутствия деформаций поперечного расширения  $q = p_{str}$  коэффициент поперечного расширения может быть принят по соотношению

$$\xi = p_{str} / p_q \quad (5.4)$$

где  $p_{str}$  — определяется по графикам зависимости остаточных значений осадки и глубины зоны деформации от давления (рис. 5.6, а, б);

$p_q$  определяется по графикам зависимости послойных относительных деформаций по глубине от давления.

***Выводы***

1. Коэффициент бокового давления в полевых условиях следует определять при НДС грунтов, при котором отсутствуют деформации в поперечном направлении.

2. Плотность скелета в лессовых грунтах не оказывает влияние на величину коэффициента бокового давления, окружающего сжимаемый объем.

## Раздел 6

---

### КАПИЛЛЯРНАЯ ВЛАГОЕМКОСТЬ

На процессы деформирования грунтов значительное влияние оказывает изменение их влажности. К одному из видов влагоемкости относится капиллярная.

А.Ф. Лебедевым выделено два вида капиллярной влагоемкости: поднятая и подвешенная. Оба вида отнесены к гравитационной части воды, хотя имеют свои особенности.

Капиллярно-поднятая формируется над уровнем подземных вод, поднимаясь против сил гравитации. Ее подъем сопровождается вытеснением из пор грунта значительной части газа. В выполненных наблюдениях в лессовых грунтах весовая влажность на отметке уровня подземных вод достигала 0,28...0,3, а коэффициент водонасыщения близкий к единице. На высоте 1,5...2,0 м значения снизились до влажности 0,23...0,24 и коэффициента водонасыщения до 0,7...0,75.

Капиллярно-подвешенная формируется в пределах поверхностных источников, зоны аэрации (орошение, утечки изводонесущих коммуникаций, локального замачивания оснований при испытаниях грунтов фундаментами и сваями). Проникание капиллярной воды вглубь грунтовой толщи защемляет часть воздуха в порах. Максимальная величина влажности в проведенных исследованиях составила 0,25–0,26 при коэффициенте водонасыщения 0,7...0,75.

В данном разделе рассмотрены изменения емкостей фазовых компонентов в лессовых грунтах, для которых максимальной молекулярной влагоемкости соответствует весовая влажность, равная 0,16.

#### 6.1. МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ

На объекте по ул. Парковой в г. Одессе проведено испытание грунтов буронабивной свай с локальным замачиванием основания. Геологическое строение участка приведено на рис.6.1,а. Локальное

замачивание одиночной сваивыполнено в соответствии с требованиями действующего стандарта. Свая испытана трижды, с интервалами 37 и 29 суток. Перед каждым испытанием выполнено предварительное замачивание. Перед первым – в течение трех недель, а двумя последующими – по две недели. Расход воды измерялся водомером и составил соответственно 80; 45 и 40 м<sup>3</sup>, с общим количеством – 165 м<sup>3</sup>.

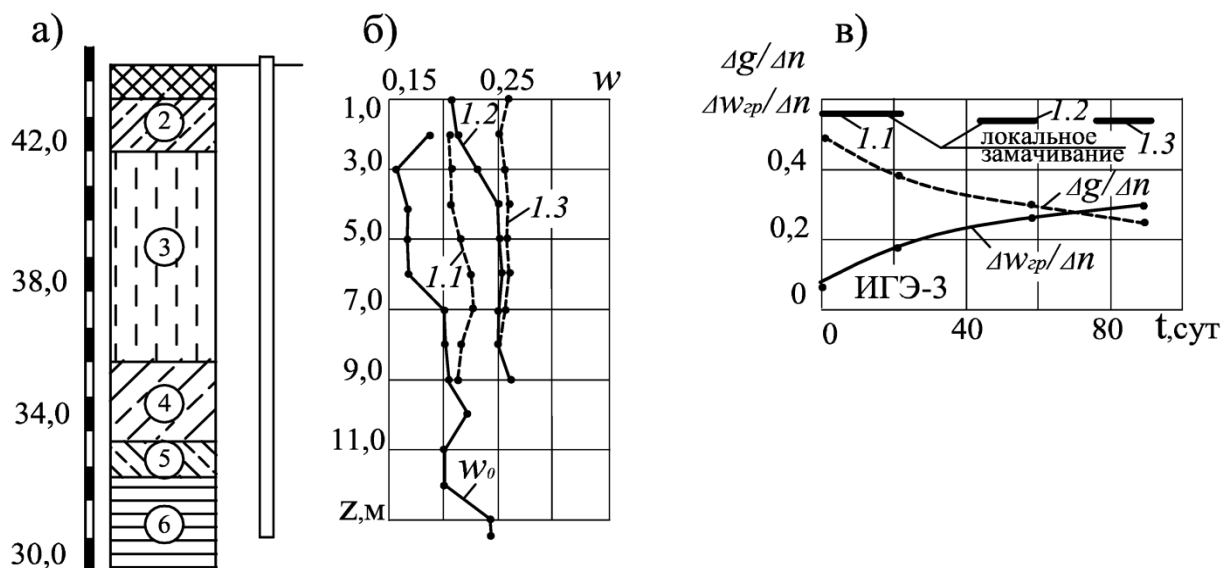


Рис. 6.1. Результаты локального замачивания основания сваи по ул. Парковой в г. Одессе: а) геологический разрез с абсолютными отметками: 2; 4 – лессовые суглинки; 3; 5 – лессовые супеси; 6 – суглинок низкопористый; б) влажность природная и в конце каждого этапа; в) изменение степени заполнения объема пор водой и газом

На участке Лютеранской кирхи проведены испытания грунтов с локальным замачиванием двух опытных свай, результаты которых использованы при разработке проекта реконструкции здания.

После окончания испытаний при природной влажности повторно проведены испытания с предварительным локальным замачиванием. Вода подавалась в траншею шириной 0,4 м, замкнутую по прямоугольному контуру вокруг свай. Из траншей пройдено шесть скважин, которые были заполнены песком. Схема устройства дренажной системы показана на рис.6.2, в.

Геологическая колонка и графики изменения влажности по глубине приведены на рис. 6.2, а; б.

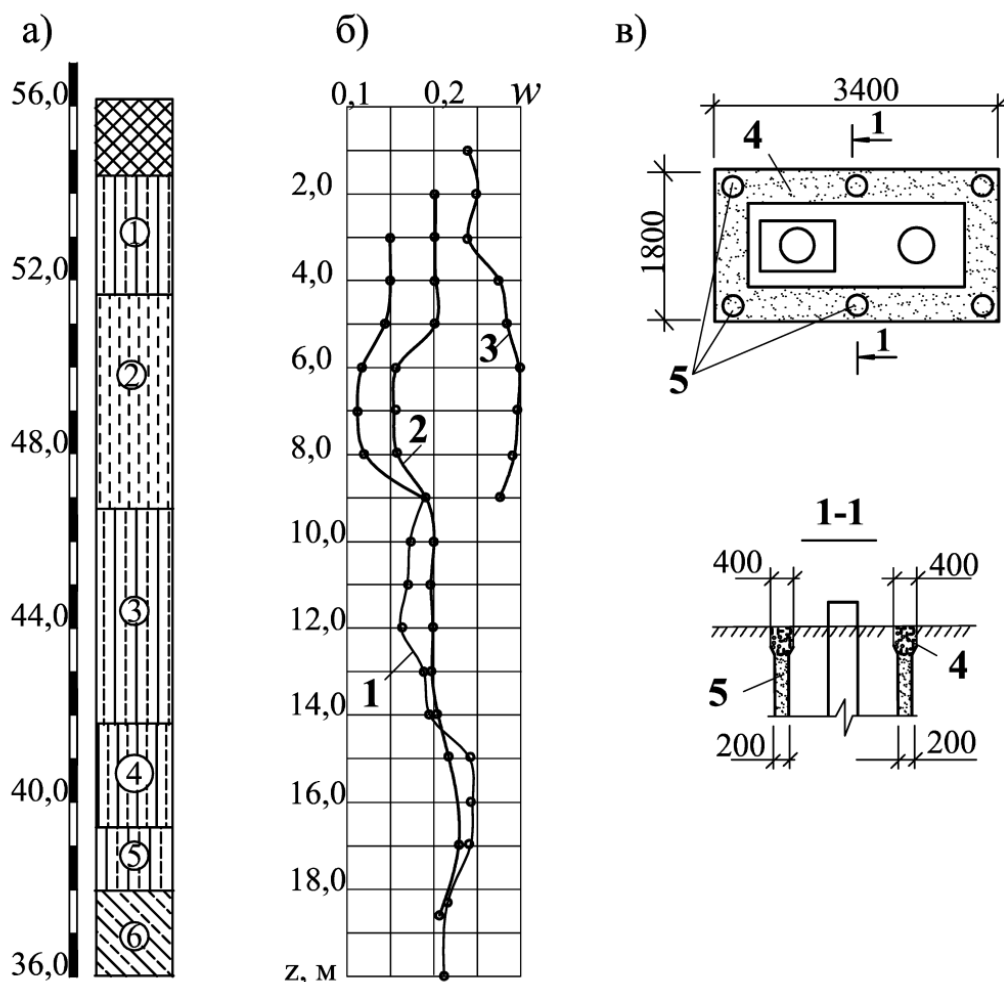


Рис. 6.2. Схема локального замачивания на участке Кирхи: а) геологическое строение со шкалой абсолютных отметок: ИГЭ-1; 3; 5 – лессовые суглинки; ИГЭ-2; 4 – лессовые супеси; б) влажность: 1; 2; 3 – соответственно при изысканиях; проходке скважин для свай; в конце локального замачивания; 4; 5 – лоток, заполненный щебнем; скважины, заполненные песком

## 6.2. ОЦЕНКА ИЗМЕНЕНИЙ ЕМКОСТЕЙ ФАЗ И ФАЗОВЫХ КОМПОНЕНТОВ ПРИ ЛОКАЛЬНОМ ЗАМАЧИВАНИИ

В процессе локального замачивания вода из дренажной системы проникает в грунт. Для песчаных грунтов существует два состояния капиллярной влагоемкости: стыковое и четочное (по А.В. Лебедеву фуникулярное и пендулярное). В лессовых отложениях форма пылеватых частиц качественно напоминает песчаные,

поэтому принято допущение о наличии в них таких же состояний капиллярной влагоемкости.

Таблица 6.1. Изменение емкостей фаз и фазовых компонентов при локальном замачивании опытной буронабивной сваи по ул. Парковой в г. Одессе

№ ИГЭ	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	Лок. зам.	$w$ д.е.	$S_r$ д.е.	$S_{r,m}$ д.е.	$\Delta m$ д.е.	$Ind.e$	$\Delta w$ д.е.	$\Delta w_m$ д.е.	$\Delta w_{zp}$ д.е.	$\Delta g$ д.е.	$\Delta w_{zp}$ $\Delta n$	$\Delta g$ $\Delta n$
2	2,69	1,41	$w_o$	0,19	0,56	0,47	0,53	0,47	0,26	0,22	0,04	0,21	0,08	0,47
			1.1	0,205	0,61	"	"	"	0,29	"	0,07	0,18	0,15	0,38
			1.2	0,22	0,65	"	"	"	0,30	"	0,08	0,17	0,17	0,36
			1.3	0,25	0,74	"	"	"	0,35	"	0,13	0,12	0,28	0,26
3	2,66	1,39	$w_o$	0,185	0,54	0,48	0,52	0,48	0,25	0,22	0,03	0,23	0,06	0,48
			1.1	0,215	0,63	"	"	"	0,30	"	0,08	0,18	0,17	0,38
			1.2	0,25	0,73	"	"	"	0,34	"	0,12	0,14	0,25	0,29
			1.3	0,26	0,76	"	"	"	0,36	"	0,14	0,12	0,29	0,25

Примечания: 1) лок. зам. – локальное замачивание;

2)  $S_r$ ;  $S_{r,m}$  – коэффициент водонасыщения, определенный при замачивании и максимальной молекулярной влагоемкости

Повышение капиллярной влагоемкости сопровождается уменьшением газопроницаемости. При достижении капиллярно-четочного состояния происходит защемление части газа в порах грунта. Защемленный газ препятствует заполнению пор водой, в результате чего значение коэффициента водонасыщения в проведенных исследованиях зафиксировано в пределах 0,6...0,8.

В табл.6.1 и на рис.6.1 приведены результаты определения влажности в конце каждого из трех периодов локального замачивания основания сваи на участке строительства по ул. Парковой. Полученные данные позволили определить изменения фазовых компонентов в пределах ИГЭ–2 и 3, результаты которых иллюстрирует рис. 6.3.

При отсутствии внешней нагрузки объем минеральных частиц грунта и пор сохраняются неизменными. Поры заполнены водой и газом. Молекулярная влагоемкость в порах сохраняется. При локальном замачивании изменяется соотношение между частью пор, заполненных водой и газом. Повышение влагоемкости снижает газоемкость вследствие вытеснения части газа (эффузия) из пор. Увеличение влагоемкости от стыкового до четочного состояния снижает газопроницаемость грунтов, после

прекращения которой происходит защемление газа, препятствующего дальнейшему поступлению воды. Увеличение влажности со временем снижается (см. рис.6.1, в).

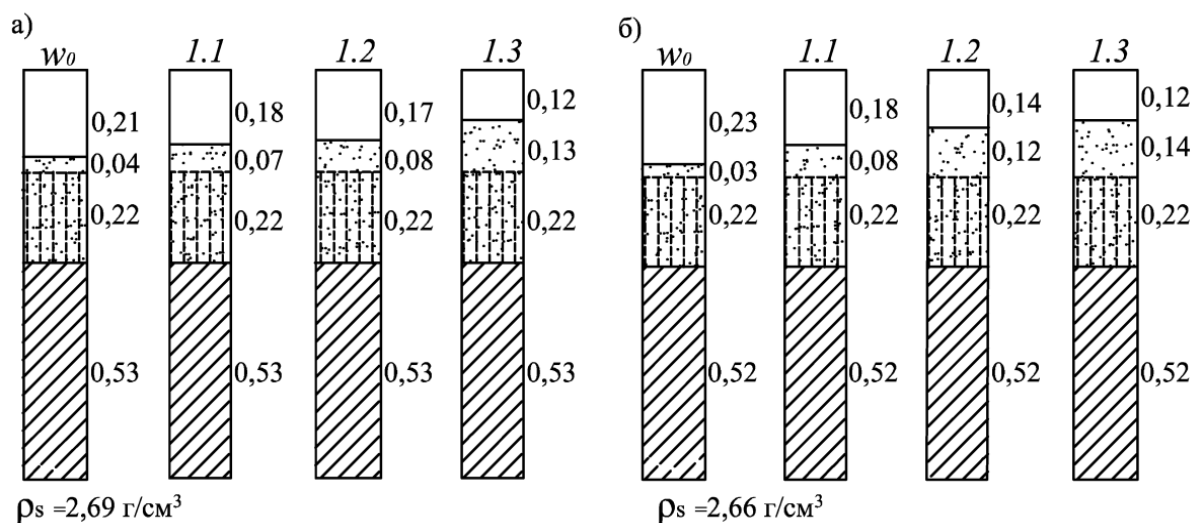


Рис.6.3. Изменение емкостей фаз и фазовых компонентов при поэтапном локальном замачивании основания сваи по ул. Парковой в г. Одессе: а) в пределах ИГЭ-2; б) в пределах ИГЭ-3

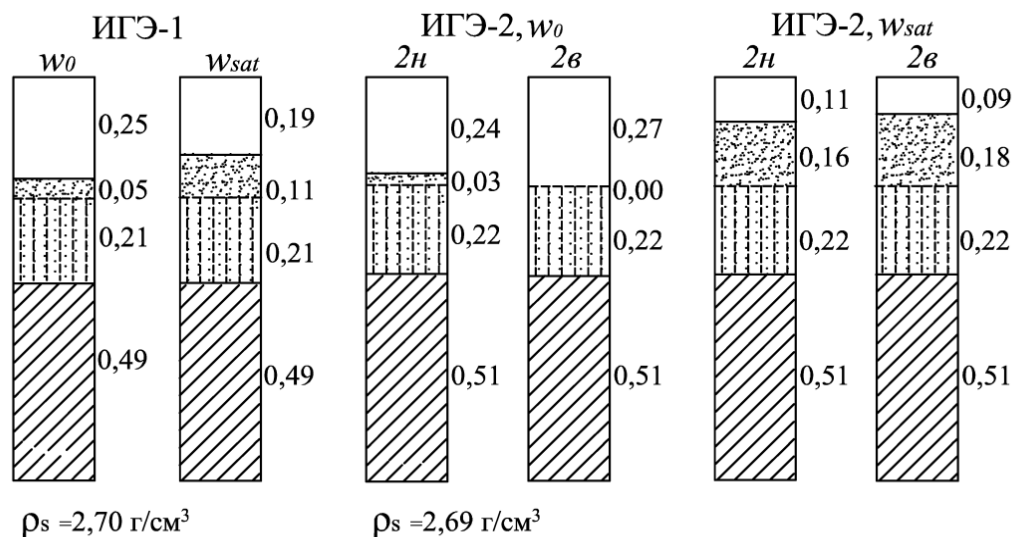


Рис. 6.4. Изменение емкостей фаз и фазовых компонентов при локальном замачивании грунтов на участке Кирхи в г. Одессе

Значение коэффициента водонасыщения к концу третьего цикла замачивания в ИГЭ-2 и 3 достигло 0,74 и 0,76, а емкость газа в порах сократилась на 0,21 и 0,23.

Результаты определения изменений влажности и емкостей фазовых компонентов при локальном замачивании на участке застройки Кирхи в г. Одессе приведены в табл.6.2 и на рис. 6.2 и 6.4. Из приведенных данных видно, что объем пор и заполнение их молекулярной водой остались неизменными. Изменились соотношения заполнения пор гравитационной частью воды и газом.

В выполненных исследованиях при локальном замачивании в пределах подвешенной капиллярной влагоемкости значения коэффициентов водонасыщения получены в пределах 0,6...0,8, а объем заземленного газа – до 0,1...0,12. При капиллярно-поднятой влагоемкости значение коэффициента водонасыщения снижается с удалением от уровня подземных вод. В работе [12] приведены изменения коэффициента водонасыщения по высоте поднятия: в пределах 0,4 м от уровня подземных вод его значение близко к единице; в интервале от 0,4 до 1,0 м – уменьшается до 0,8; от 1,0 до 3,0 м – около 0,7.

Таблица 6.2. Изменение емкостей фаз и фазовых компонентов при локальном замачивании основания двух свай на участке Кирхи в г. Одессе

№ ИГЭ	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$w/w_{sat}$	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w$ д.е.	$S_r$ д.е.	$S_{r,m}$ д.е.	$\Delta m$ д.е.	$\Delta n$ д.е.	$\Delta w$ д.е.	$\Delta w_m$ д.е.	$\Delta w_{zp.}$ д.е.	$\Delta g$ д.е.
1	2,7	$w$	1,33	0,20	0,52	0,42	0,49	0,51	0,26	0,21	0,05	0,25
		$w_{sat}$	1,33	0,24	0,63	0,42	0,49	0,51	0,32	0,21	0,11	0,19
2в 2н	2,69	$w$	1,37	0,18	0,50	0,45	0,51	0,49	0,25	0,22	0,03	0,24
			1,37	0,16	0,45	0,45	0,51	0,49	0,22	0,22	0,00	0,27
2в 2н	2,69	$w_{sat}$	1,37	0,275	0,77	0,45	0,51	0,49	0,32	0,22	0,16	0,11
			1,37	0,29	0,81	0,45	0,51	0,49	0,40	0,22	0,18	0,09

Примечания: 1) ИГЭ-2 условно разделен на две половины: верхнюю (2в) и нижнюю (2н); 2) Выделены два состояния весовой влажности грунтов:  $w_0$  – природное, до замачивания и  $w_{sat}$  – после локального замачивания.

### 6.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЛИЯНИЯ КАПИЛЛЯРНОГО УВЛАЖНЕНИЯ НА СООТНОШЕНИЕ ЕМКостей ФАЗОВЫХ КОМПОНЕНТОВ В ЛАБОРАТОРНЫХ УСЛОВИЯХ



Испытания проведены на образцах лессовой супеси природной влажности, отобранных в кольцо компрессионного прибора диаметром 8,7см, высотой 2,5см. Увлажнение производилось снизу (при капиллярном поднятии воды) и сверху – для создания подвешенной капиллярной влагоемкости.

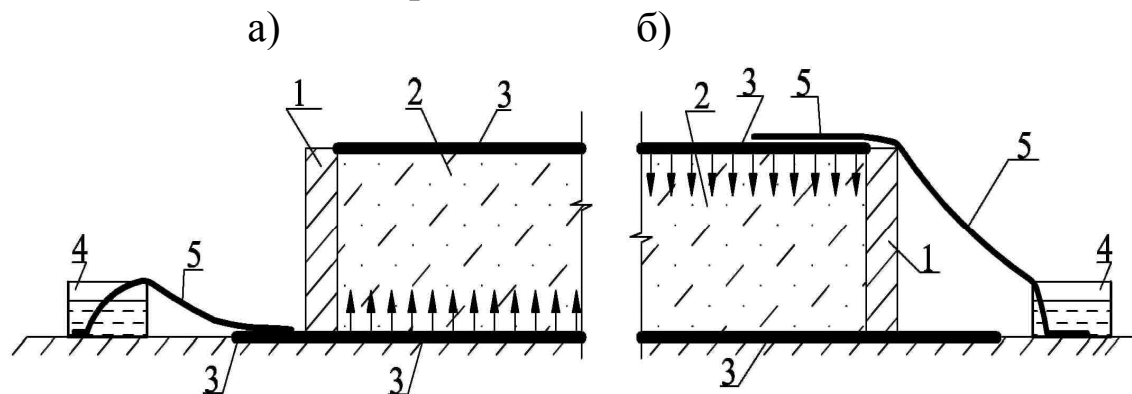


Рис.6.5. Схемы капиллярного увлажнения: а) поднятого; б) подвешенного: 1) кольцо прибора; 2) образец грунта; 3) хлопчатобумажная ткань (фильтровальная бумага); 4) емкость с водой; 5) фитиль из хлопчатобумажной ткани

Таблица 6.3. Соотношение емкостей фаз и фазовых компонентов при поднятой подвешенной капиллярной влагоемкости

№	К.В.	$t$ , час	$\rho_{d_3}$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$S_{r,m}$ , д.е.	$\Delta m$ , д.е.	$\Delta n$ , д.е.	$\Delta w$ , д.е.	$\Delta w_m$ , д.е.	$\Delta w_{zp}$ , д.е.	$\Delta g$ , д.е.	лаб. №
а	поднятая	4	1,4	0,16	0,48	0,47	0,52	0,48	0,23	0,22	0,01	0,25	59
			1,4	0,28	0,83	0,47	0,52	0,48	0,41	0,22	0,19	0,07	
б	поднятая	1,5	1,37	0,17	0,48	0,45	0,51	0,49	0,23	0,22	0,01	0,26	60
			1,37	0,29	0,81	0,45	0,51	0,49	0,40	0,22	0,18	0,09	
в	подвешенная	1,5	1,37	0,15	0,43	0,43	0,51	0,49	0,21	0,21	-	0,28	52
			1,37	0,25	0,7	0,45	0,51	0,49	0,34	0,22	0,12	0,15	
г	подвешенная	2	1,4	0,16	0,47	0,47	0,52	0,48	0,23	0,23	-	0,25	61
			1,4	0,26	0,75	0,47	0,52	0,48	0,36	0,23	0,13	0,12	

Примечания: К.В. – капиллярная влагоемкость;  $t$  – длительность увлажнения.

Для увлажнения снизу подготовленный образец грунта устанавливался на хлопчатобумажную ткань, выходящую за пределы его контура. На выступающую часть ткани из небольшой емкости фитилем подавалась вода. Увлажнение происходило путем

капиллярного поднятия, достаточность которого определялась появлением влаги на поверхности образца.

Увлажнение сверху производилось с подачей воды на верхнюю поверхность образца, покрытую тканью, и контролировалось увлажнением ткани, уложенной под образцом. Количество воды, образовавшей капиллярно-подвешенную влагоемкость, фиксировалось взвешиванием до и после увлажнения. На рис. 6.5 приведены схемы увлажнения.

В табл. 6.3 и на рис. 6.6, а, б приведены результаты испытаний в условиях капиллярно-поднятой влагоемкости.

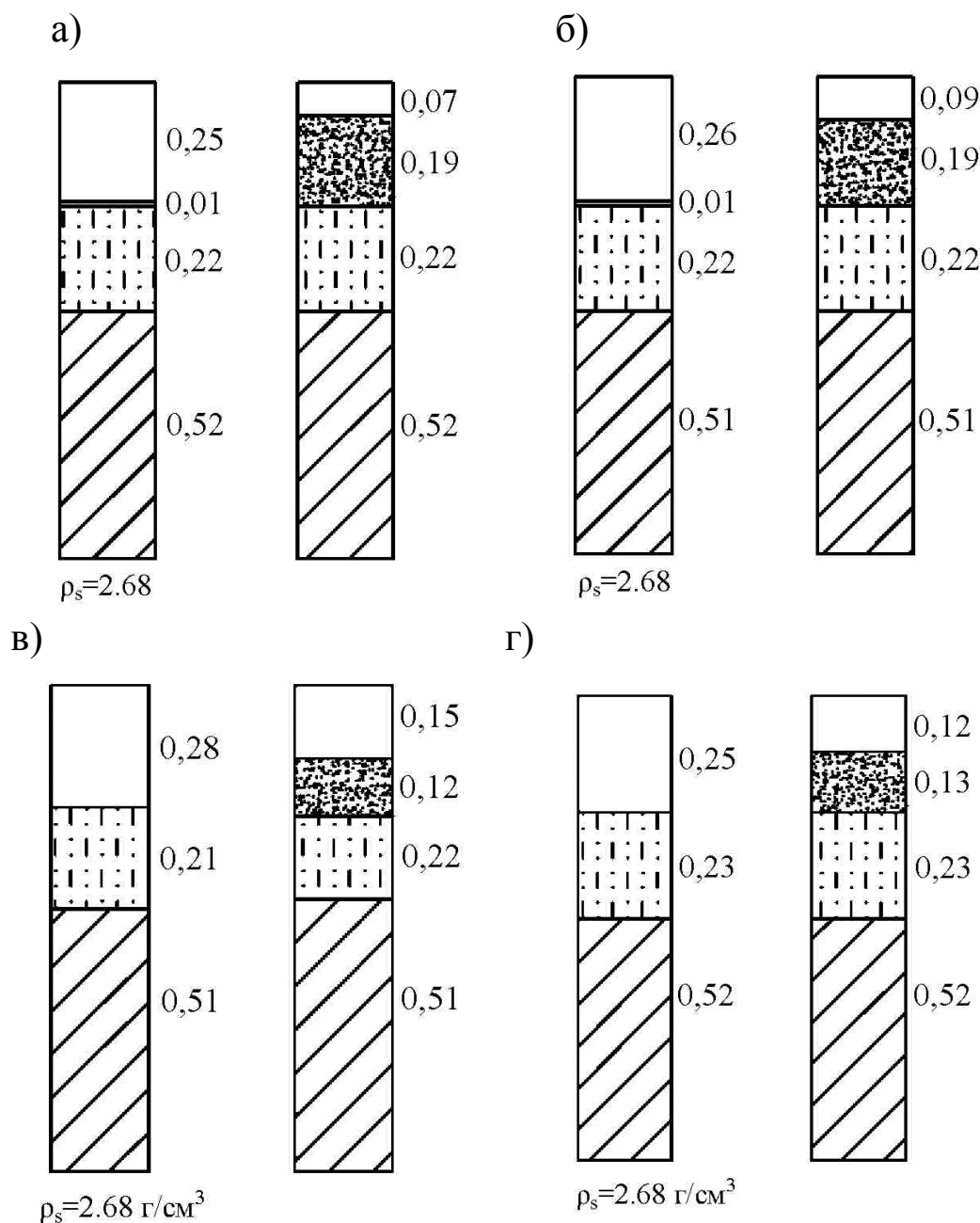


Рис.6.6. Изменение емкостей фаз и фазовых компонентов при влагоемкости: а, б) капиллярно-поднятой; в, г)капиллярно-подвешенной по результатам лабораторных испытаний

Подъем фронта капиллярного увлажнения сопровождался вытеснением газа до момента его заземления (при достижении капиллярно-четочного состояния).

Среднее значение коэффициента водонасыщения составило 0,82. Объем газа сократился с 0,255 до 0,08. В табл. 6.3 и на рис. 6.6, в, г приведены результаты увлажнения сверху в условиях формирования подвешенной капиллярной влагоемкости.

Таблица 6.4. Влияние условий капиллярного увлажнения на изменение фазовых компонентов

№ опытов	Капиллярная влагоемкость	Средние значения		Приращение	
		$w, д.е.$	$S_r, д.е.$	$\Delta w_{зр}, д.е.$	$\Delta g, д.е.$
а; б	поднятая	0,285	0,82	+0,175	- 0,175
в; г	подвешенная	0,255	0,72	+0,125	- 0,13

Примечание: + увеличение; – снижение.

Продвижение фронта капиллярного увлажнения сверху вниз ограничивает свободное вытеснение газа. В связи с этим увеличивается емкость заземленного газа, снижающего капиллярное увлажнение. Значение коэффициента водонасыщения в этом случае составило в среднем 0,72. В табл. 6.4 приведены средние результаты, полученные в проведенных исследованиях.

### **Выводы**

1. Капиллярно-подвешенная влагоемкость формируется при локальном замачивании в пределах зоны аэрации. Ее емкость ограничивается заземленным газом. По результатам исследований в полевых условиях значение коэффициента водонасыщения находится в пределах 0,6...0,8, а емкость заземленного газа около 0,10.

2. При капиллярно-поднятой влагоемкости коэффициент водонасыщения, с удалением от уровня подземных вод, по опубликованным данным, снижается от значения 1,0 до 0,7.

3. Параметры соотношений фазовых емкостей, определенные в лабораторных условиях для лессовой супеси, следующие:

коэффициент водонасыщения при поднятой влагоемкости составил 0,82, при подвешенной – 0,72, а заземленного газа соответственно 0,08 и 0,135.

## Раздел 7

---

# ВЛИЯНИЕ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ НА ИЗМЕНЕНИЕ ФАЗОВЫХ СООТНОШЕНИЙ

## 7.1. ВВЕДЕНИЕ

Оценка состава и состояния грунтов выполняется по значениям физических характеристик, определяемых в соответствии с требованиями действующих стандартов.

А.Ф. Лебедевым предложено оценивать состояние грунтов по емкости фаз и фазовых компонентов, занимающих единицу объема грунта (емкость минеральных частиц, влагоемкость, газоемкость).

Емкость каждого фазового фрагмента является частью единичного объема и выражается в % или долях единицы. Зависимости для их определения приведены в таблице 10.1 (раздел 10).

Ниже приведены результаты исследований деформаций, проведенных в основаниях двух опытных фундаментов площадью 1,0 м<sup>2</sup>. Фундаменты установлены в прямках, разработанных в котловане, дно которых заглублено ниже отметки кровли лессовой супеси (ИГЭ-3). Нагрузка прикладывалась ступенями до давления 200 кПа. После достижения стабилизации в прямок подавалась вода шлангом из периодически заполняемой емкости. Нижний конец шланга оборудован поплавковым затвором.

В процессе замачивания измерялись осадка фундаментов и грунтовых марок, а также периодически определялась влажность.

После окончания испытаний и снятия нагрузки в поперечных сечениях оснований отобраны образцы для определения влажности и плотности скелета грунта.

*В период локального замачивания основания инфильтрация воды проходила под загруженным фундаментом и за его пределами. Под ненагруженной частью замачиваемого участка повышение капиллярной влагоемкости сопровождается вытеснением газа при сохранении объема пор и прекращается*

после достижения газонепроницаемости. В выполненных исследованиях значение коэффициента водонасыщения не превышало 0,8.

Деформации уплотнения грунта под внешней нагрузкой при капиллярном увлажнении можно оценивать по изменению емкостей фаз и фазовых компонентов. По результатам выполненных экспериментов их значения определены в природном грунте и под площадью подошвы фундамента после окончания испытаний.

Изложенное иллюстрируется результатами натурных исследований, в которых определено влияние локального замачивания на изменения емкостей фаз и фазовых компонентов. Ниже приведены данные испытаний грунтов опытными фундаментами площадью  $1,0 \text{ м}^2$  с давлением по подошве 0,2 и 0,35 МПа.

*Опытный фундамент №1.* Загрузка выполнена до давления 0,2 МПа. Стабилизированная осадка составила 5,3 см. Схема испытаний показана на рис.7.1.

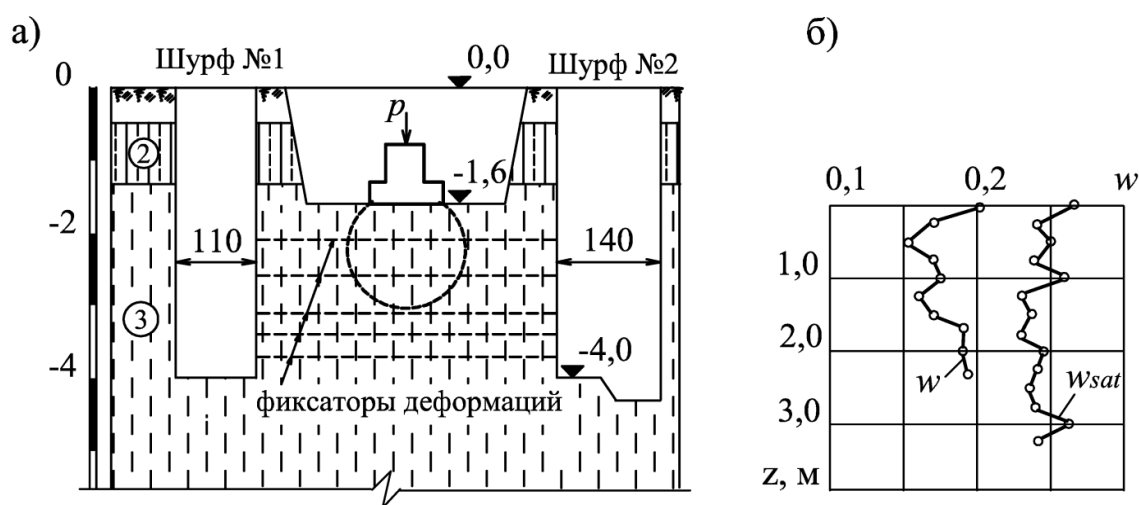


Рис. 7.1. Схема испытаний грунта опытным фундаментом №1: а) геологическое строение участка; б) влажность грунта

До начала локального замачивания и в его процессе, длившемся 36 суток, определена влажность грунта с интервалом по глубине 0,25 м. Образцы отобраны из двух скважин, расположенных с противоположных сторон опытного фундамента. По полученным данным определено среднее значение для каждой глубины. В процессе замачивания влажность определялась

дважды на 12-е и 29-е сутки после его начала. По результатам двух определений принято среднее значение. При продолжении замачивания после 12 суток влажность практически не изменилась. На рис. 7.1 приведены графики изменения влажности до начала и в процессе замачивания.

## 7.2. ИЗМЕНЕНИЯ ФАЗОВЫХ КОМПОНЕНТОВ ПРИ ЛОКАЛЬНОМ ЗАМАЧИВАНИИ ЗА ПРЕДЕЛАМИ ЗАГРУЖЕННОЙ ПЛОЩАДИ

В процессе перемещения фронта капиллярного увлажнения повышается влагоемкость грунта от капиллярно-стыкового до капиллярно-четочного состояния. При этом происходит защемление газа в порах грунта после достижения газопроницаемости. Повышение капиллярной влагоемкости в результате вытеснения газа прекращается после его защемления, что подтверждается постоянством значений влажностей, определенных через 12 и 29 дней после начала замачивания.

В табл.7.1 и на рис.7.2 приведены результаты определения фазовых соотношений до начала и в процессе замачивания.

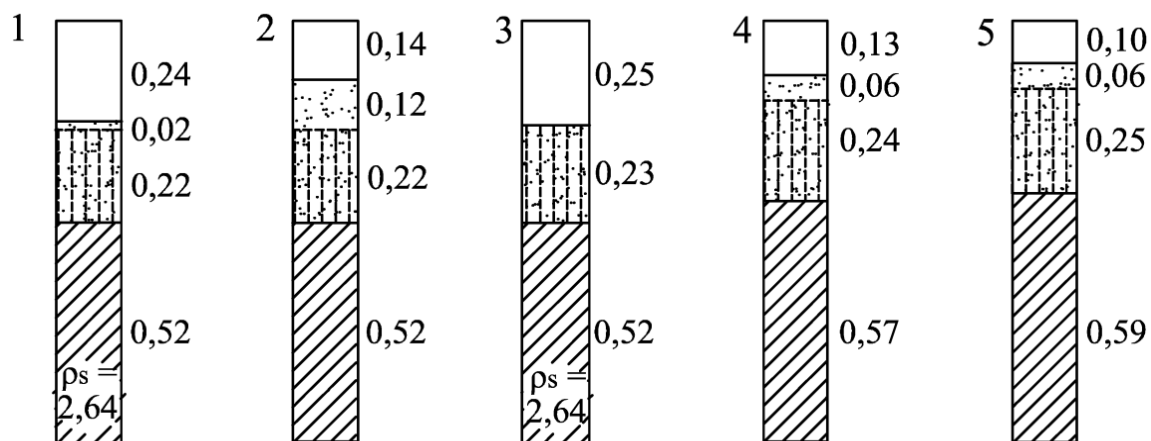


Рис. 7.2. Емкости фаз и фазовых компонентов в основании фундамента №1, в пределах зоны деформации

При отсутствии внешней нагрузки объем пор, заполненных газом, уменьшился на 21% в результате вытеснения его водой. Защемление газа ограничило поступление воды. Коэффициент водонасыщения пор составил 0,71. Весовую влажность при этом состоянии следует считать соответствующей максимальной

капиллярной влагоемкости. Ее значение в опыте №1 зафиксировано при весовой влажности, равной 0,245, что на 0,085 выше весовой влажности при максимальной молекулярной влагоемкости.

Таблица 7.1. Изменения емкостей фазовых компонентов при локальном замачивании оснований фундаментов №1 и №2

№	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$p$ , МПа	$s$ , см	$H_a$ , см	№	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$S_{r,m}$ , д.е.	$\Delta m$ , д.е.	$\Delta n, \delta$ , д.е.	$\Delta w$ , д.е.	$\Delta w_m$ , д.е.	$\Delta w_{ep}$ , д.е.	$\Delta g$ , д.е.
1	2,64	0,2	22,7	125	1	1,38	0,175	0,50	0,46	0,52	0,48	0,24	0,22	0,02	0,24
					2	1,38	0,245	0,70	0,46	0,52	0,48	0,34	0,22	0,12	0,14
					3	1,38	0,16	0,47	0,47	0,52	0,48	0,23	0,23	—	0,25
					4	1,51	0,20	0,70	0,56	0,57	0,43	0,30	0,24	0,06	0,13
					5	1,55	0,20	0,79	0,60	0,59	0,41	0,31	0,25	0,06	0,10
2	2,68	0,35	38,4	162	6	1,42	0,19	0,57	0,48	0,53	0,47	0,27	0,23	0,04	0,20
					7	1,62	0,21	0,86	0,66	0,60	0,40	0,34	0,26	0,08	0,06
					8	1,70	0,21	0,98	0,74	0,64	0,36	0,35	0,27	0,08	0,01
					9	1,68	0,21	0,945	0,72	0,63	0,37	0,35	0,27	0,08	0,02
					10	1,56	0,22	0,82	0,60	0,58	0,42	0,34	0,25	0,09	0,08
					11	1,44	0,22	0,68	0,50	0,54	0,46	0,31	0,23	0,08	0,15

Примечания:  $\rho_s$ ,  $p$ ,  $s$ ,  $H_a$  – плотность частиц, давление, осадка, глубина зоны деформации в основании фундамента;  $\rho_d$  – плотность скелета в пределах и за пределами зоны деформации;  $S_r$ ,  $S_{r,m}$  – коэффициенты водонасыщения при влагоемкости общей и молекулярной. Фазовые соотношения: 1; 2 – под незагруженной площадью, в пределах приямка до начала и в конце замачивания; 3; 6 – средние значения после окончания испытаний за пределами зоны деформаций; 4; 7 – по оси фундамента, в пределах зоны деформации; 5; 8 – максимальные значения под подошвой фундамента; 9, 10, 11 – на глубине 80, 140 и 160 см ниже начального положения опытного фундамента №2.

После окончания испытаний в продольном сечении основания отобраны образцы грунта в пределах и за пределами зоны деформации, по которым определены значения плотности скелета грунта и влажности. Схема отбора образцов и результаты определений приведены на рис. 7.3.

В пределах глубины зоны деформации определения фазовых компонентов выполнены для средних и максимальных значений характеристик. В этом опыте, при локальном замачивании под загруженным фундаментом сокращение объема пор является следствием вытеснения газа.

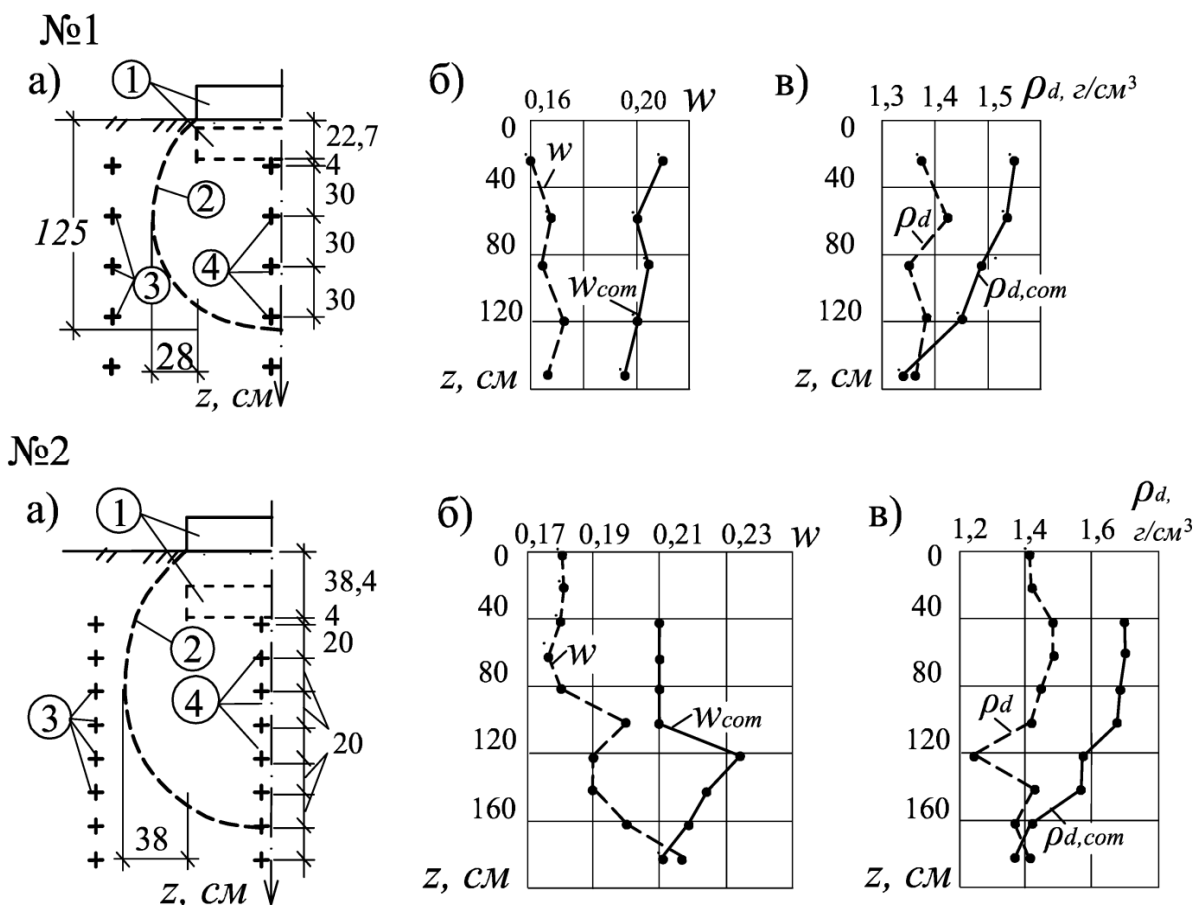


Рис. 7.3. Результаты определения влажности и плотности скелета грунта в основаниях опытных фундаментов №1 и 2: а) схема поперечного сечения основания: 1 – начальное и конечное положение фундамента; 2 – граница зоны деформации; 3, 4 – точки отбора образцов грунта; б; в) графики изменения влажности и плотности скелета по глубине

*Опытный фундамент №2.* После стабилизации деформаций при давлении 200 кПа при природной влажности грунтов основания выполнено локальное замачивание. В условиях его непрерывного проведения, давление было повышено ступенями по 50 кПа до 350 кПа.

В данном опыте емкости фазовых компонентов определены на разных отметках зоны деформации по оси фундамента, результаты которых приведены в табл.7.1 и на рис.7.4. Из приведенных данных видно, что сокращение объема пор, как и в предыдущем опыте, является следствием вытеснения из пор газа.



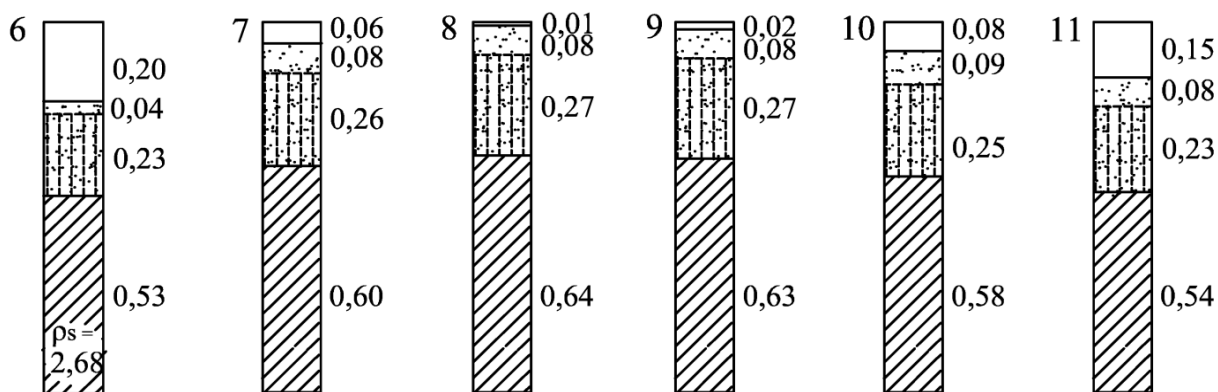


Рис. 7.4. Емкости фаз и фазовых компонентов в основании опытного фундамента №2 после окончания испытаний

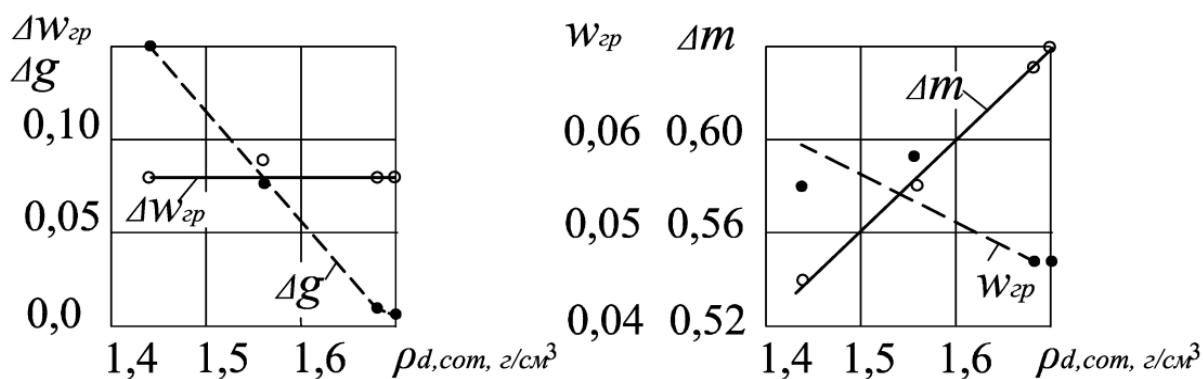


Рис. 7.5. Графики зависимости емкостей фаз и фазовых компонентов от плотности скелета грунта в опыте №2

В процессе локального замачивания основания при наличии внешней нагрузки происходит уплотнение грунта в результате сокращения объема пор, заполненных газом. Часть объема пор, заполненных молекулярно-связанной и защемленной капиллярной водой, сохраняется. Об этом свидетельствует постоянство объема капиллярной влагоемкости при увеличении плотности скелета грунта, приведенные на рис. 7.5, а. При этом значение весовой влажности снижается (рис. 7.5, б).

При проникании фронта капиллярного увлажнения вглубь основания под фундаментом увеличивается количество воды на контактах между минеральными частицами, формируя ее стыковое состояние (состояние защемленной воды, по Н.М. Герсванову). Ее максимальное значение зафиксировано при весовой влажности

около 20...21%, или на 0,04...0,05 больше весовой влажности при максимальной молекулярной влагоемкости.

Защемленная емкость капиллярной воды при ее стыковом состоянии "образует кольцевые мениски вокруг контактов частиц" [34], которые в процессе уплотнения сохраняются. О сохранности защемленной воды может свидетельствовать ее постоянство в пределах зоны деформации.

Максимальные значения весовой влажности при стыковом состоянии капиллярной влагоемкости ( $w_k$ ) (табл.7.2), определены по зависимости

$$w_k = \Delta w_k \cdot \rho_w / \Delta m \cdot \rho_s \quad (7.1)$$

Таблица 7.2. Состояние защемленной воды (капиллярно-стыковое состояние) при среднем и максимальном значениях плотности скелета грунта

№ опыта	$p$ , МПа	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,cp}$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,max}$ , г/см <sup>3</sup>	$\Delta w_k$	$w_k$
1	0,2	1,38	1,51	-	0,06	0,04
			-	1,55	0,06	0,039
2	0,35	1,42	1,62	-	0,08	0,049
			-	1,70	0,08	0,047

Примечания:  $\rho_{d,cp}$  и  $\rho_{d,max}$  – среднее значение плотности скелета в пределах зоны деформации и максимальное – под подошвой фундамента;  $\Delta w_{k,c}$  и  $w_{k,c}$  – емкость защемленной капиллярной влагоемкости и соответствующая ей весовая влажность.

Уплотнение является следствием сокращения объема пор в результате повышения емкостей минеральных частиц, молекулярно-связанной и капиллярно-защемленной воды в единице объема грунта. Поэтому разница емкостей пор, заполненных газом, до начала испытаний и после их окончания, при достигнутой стабилизации деформаций, является относительной деформацией уплотнения ( $\epsilon'_n$ ). Произведение ее среднего значения на глубину зоны деформации определяет осадку ( $s'_n$ ), вызванную уплотнением. Часть осадки от уплотнения в поперечном направлении ( $s'_v$ ) является разностью при вычитании осадки уплотнения от измеренной остаточной:

$$s'_v = s'_0 - s'_n \quad (7.2)$$

### **Выводы**

1. От поверхностного источника замачивания формируется подвешенный горизонт капиллярной влагоемкости.

2. При отсутствии внешней нагрузки повышение влажности продолжается до защемления газа. В проведенных исследованиях защемление газа зафиксировано при весовой влажности 0,245, что на 0,085 превышает максимальную молекулярную влагоемкость.

3. Под загруженным фундаментом капиллярное увлажнение сопровождается уплотнением, снижающим газо- и водопроницаемость. В выполненных исследованиях весовая влажность при стыковом защемлении воды составила 0,20...0,21, что на 0,04 – 0,05 выше максимальной молекулярной.

4. Относительной деформацией уплотнения  $\varepsilon'_n$  следует считать отношение сократившегося объема пор к начальному объему. Для единичного объема ее значением является разность емкостей пор, заполненных газом, до и после уплотнения. В выполненных исследованиях эти значения составили 0,12 и 0,14.

### УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ УДАРНОЙ НАГРУЗКОЙ

Под влиянием ударной нагрузки происходит уплотнение грунтов, повышающее их несущую способность. В строительной практике для уплотнения просадочных грунтов применяются тяжелые трамбовки, которые получили широкое применение.

#### 8.1. ВЛИЯНИЕ ГЕНЕТИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЕЙ НА ПРОЦЕССЫ УПЛОТНЕНИЯ

**8.1.1. Введение.** Существует ряд гипотез об образовании лессовых пород. Каждая из них отражает особенности их свойств в зависимости от генетических и постгенетических условий их образования. Ниже приведены результаты наблюдений изменения свойств лессовых пород после уплотнения ударной нагрузкой, которое выполнено в пределах капиллярно-поднятой влагоемкости на двух участках.

Первый участок расположен в г. Одессе на лессовом плато северного Причерноморья с абсолютной отметкой поверхности около 46,0 м. Здесь наиболее вероятно эоловое происхождение лессовой толщи мощностью около 20,0 м. Ее геологическое строение представлено тремя слоями суглинка и двумя – супесью. На данном участке в период проведения испытаний лессовая толща была обводнена. Уровень подземных вод антропогенного происхождения залегал на глубине 4,9 м.

Второй участок отведен для строительства Измаильского целлюлозного комбината, который расположен в пределах речной долины на левом берегу р. Дунай ниже г. Измаил на расстоянии 380 м от берега реки. Территория, по данным изысканий, представляет собой надпойменное плато (древняя надпойменная терраса), отделенное обрывом от современной надпойменной террасы, защищенной от подтопления дамбой, возведенной вдоль берега реки. Схема поперечного сечения участка приведена на рис. 8.1.

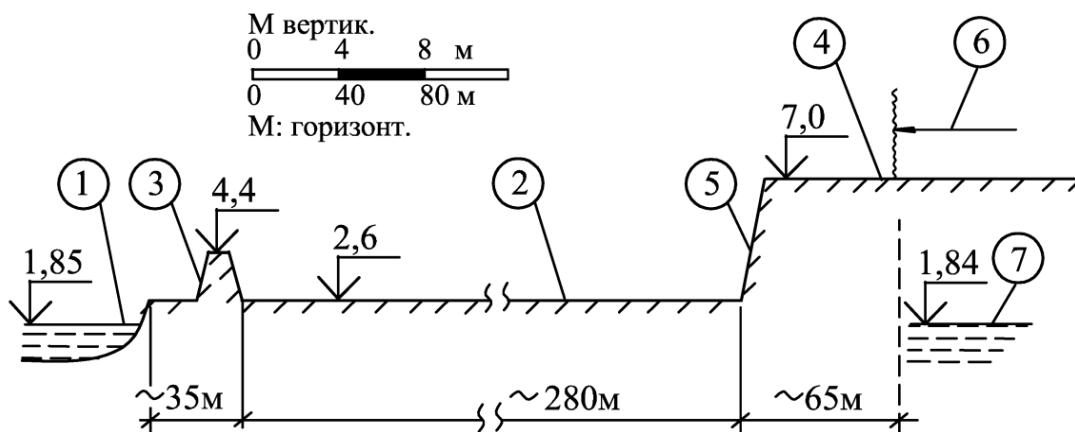


Рис. 8.1. Схема расположения участка для строительства Измаильского целлюлозного комбината (1961г.): 1 – русло р. Дунай; 2 – надпойменная терраса; 3 – дамба, ограждающая террасу от затопления; 4 – надпойменное плато; 5 – обрыв, отделяющий плато от террасы; 6 – участок для строительства целлюлозного комбината; 7 – уровень подземных вод

Геологическое строение участка строительства представлено лессовой толщей, визуалью однородной по глубине с уровнем подземных вод на абсолютной отметке 1,84м, совпадавшей с уровнем воды в реке в период проведения исследований (август-сентябрь 1961г.). Возможно, лессовые отложения имеют аллювиальное происхождение. Общая характеристика лессовых отложений приведена в табл.8.1.

Таблица 8.1. Общая характеристика лессовых отложений

№ участка	Город	Генезис отложений	Расположение опытных участков	Характер лессовых отложений
1	Одесса	Эоловые	Причерноморское плато	Многослойная толща лессовых суглинков и супесей на глубину до 20м
2	Измаил	Аллювиальные	Долина р. Дунай	Однослойная на пройденную глубину до 8 м

**8.1.2. Результаты испытаний.** На процессы уплотнения, при равных прочих условиях, оказывает влияние влагоемкость лессовых пород и их структурная прочность. Величина структурной прочности при ненарушенной структуре зависит от генетических особенностей пород и влагоемкости. При повышении влажности значение структурной прочности снижается.

Значения влагоемкости оказывают существенное влияние на процессы уплотнения ударной нагрузкой. При влажности, меньшей максимальной молекулярной влагоемкости (для лессовых грунтов – 0,16), уплотнение является следствием сокращения объема пор под площадью подошвы трамбовки с незначительным поперечным расширением уплотняемого объема, ограниченного вертикальной поверхностью по ее периметру.

Прикапиллярной влагоемкости, превышающей максимальную молекулярную, увеличиваются поперечные деформации от расклинивающего действия воды и защемленного газа в порах при ударном импульсе трамбовки.

Параметры и характеристики грунтов до и после уплотнения приведены в таблице 8.2, а результаты определения плотности скелета и влажности грунтов на участках №№ 1 и 2 на рис.8.2 и 8.3.

Таблица 8.2. Характеристики лессовых грунтов до и после уплотнения

№ уч.	$p_{str}$ кПа	$p_{str,com}$ кПа	$H_a$ см	$H_{com}$ см	$s_{com}$ см	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,com}$ г/см <sup>3</sup>	$\varepsilon_n$ –	$S_n$ см	$S_n/S_{com}$ –
1	90...110	60...70	150	127	23	1,43	1,52	0,062	9,2	0,40
2	32...54	22	255	1,91	64	1,40	1,58	0,11	28	0,44

Примечания: № уч. – номер участка;  $p_{str}$ ;  $p_{str,com}$  – структурная прочность до и после уплотнения;  $H_a$ ,  $H_{com}$  и  $s_{com}$  на рис. 8.2 и 8.3;  $\rho_d$  и  $\rho_{d,com}$  – средние значения плотности природного и уплотненного грунта;  $\varepsilon_n$  – относительная деформация уплотнения ( $\varepsilon_n = 1 - \rho_{d,cp} / \rho_{d,com,cp}$ );  $S_n$  – осадка в результате уплотнения

На процессы уплотнения под действием ударной нагрузки оказывает влияние значение структурной прочности грунта.

Так, на участке №1 в г. Одессе значение структурной прочности в пределах глубины зоны уплотнения колебалось в пределах 90...110 кПа, а после уплотнения снизилось до 60...70 кПа

и на участке №2 в г. Измаиле соответственно 32...54 кПа со снижением до 22 кПа.

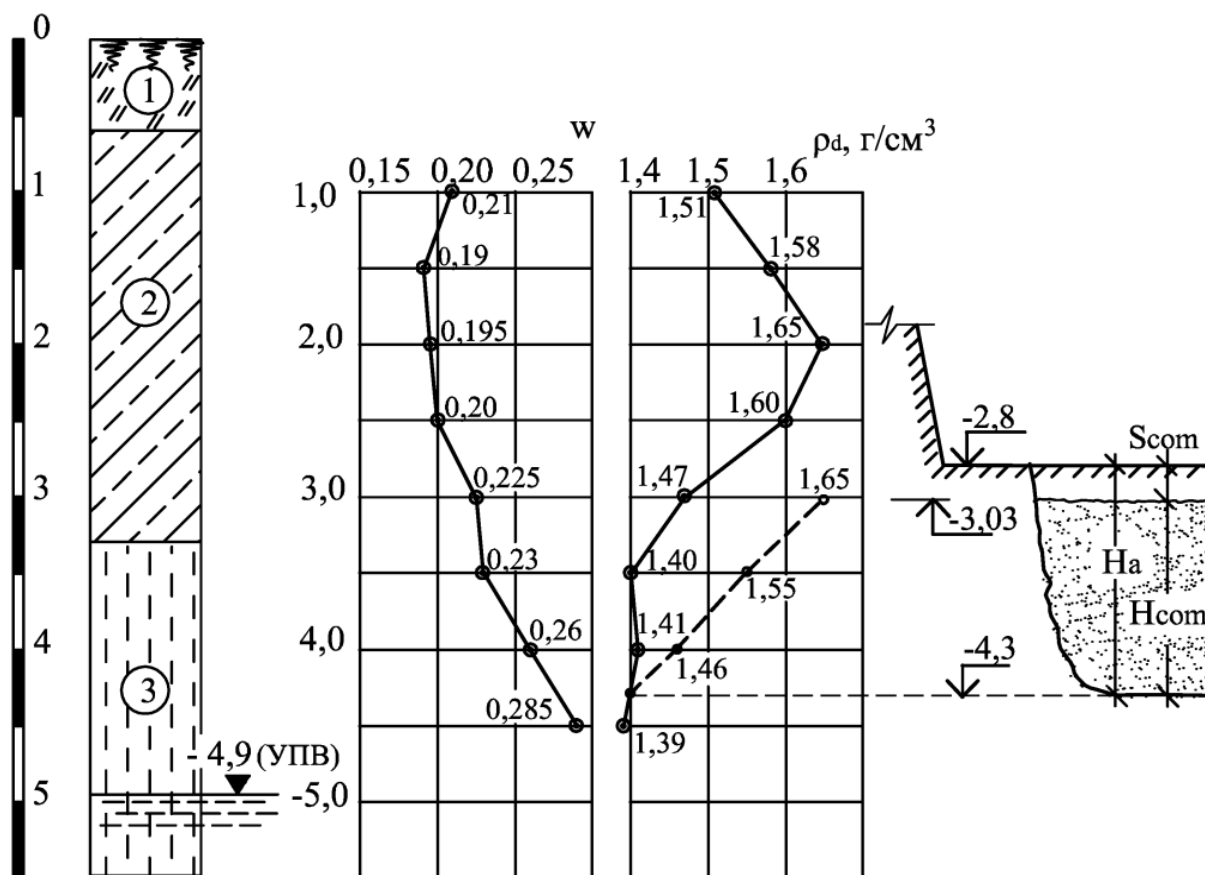


Рис. 8.2. Характеристики грунтов и параметры зоны уплотнения на участке №1

Параметры и характеристики уплотненного грунта выше в основаниях с низким значением структурной прочности. Так, глубина уплотненной зоны и понижение поверхности при уплотнении в г. Одессе составили 150 см и 23 см, а в г. Измаиле соответственно 255 см и 64 см, при приблизительно равном весе трамбовки. При близких значениях средней величины плотности скелета грунта до уплотнения (1,43...1,4 г/см<sup>3</sup>) ее среднее значение после уплотнения составило соответственно 1,52 и 1,58 г/см<sup>3</sup>. При этом относительные значения осадки в результате уплотнения  $s_n$  к общей величине понижения уплотняемой поверхности  $s_n$  имеют близкие значения: 0,4 и 0,44 от общей величины (см. табл.8.2).

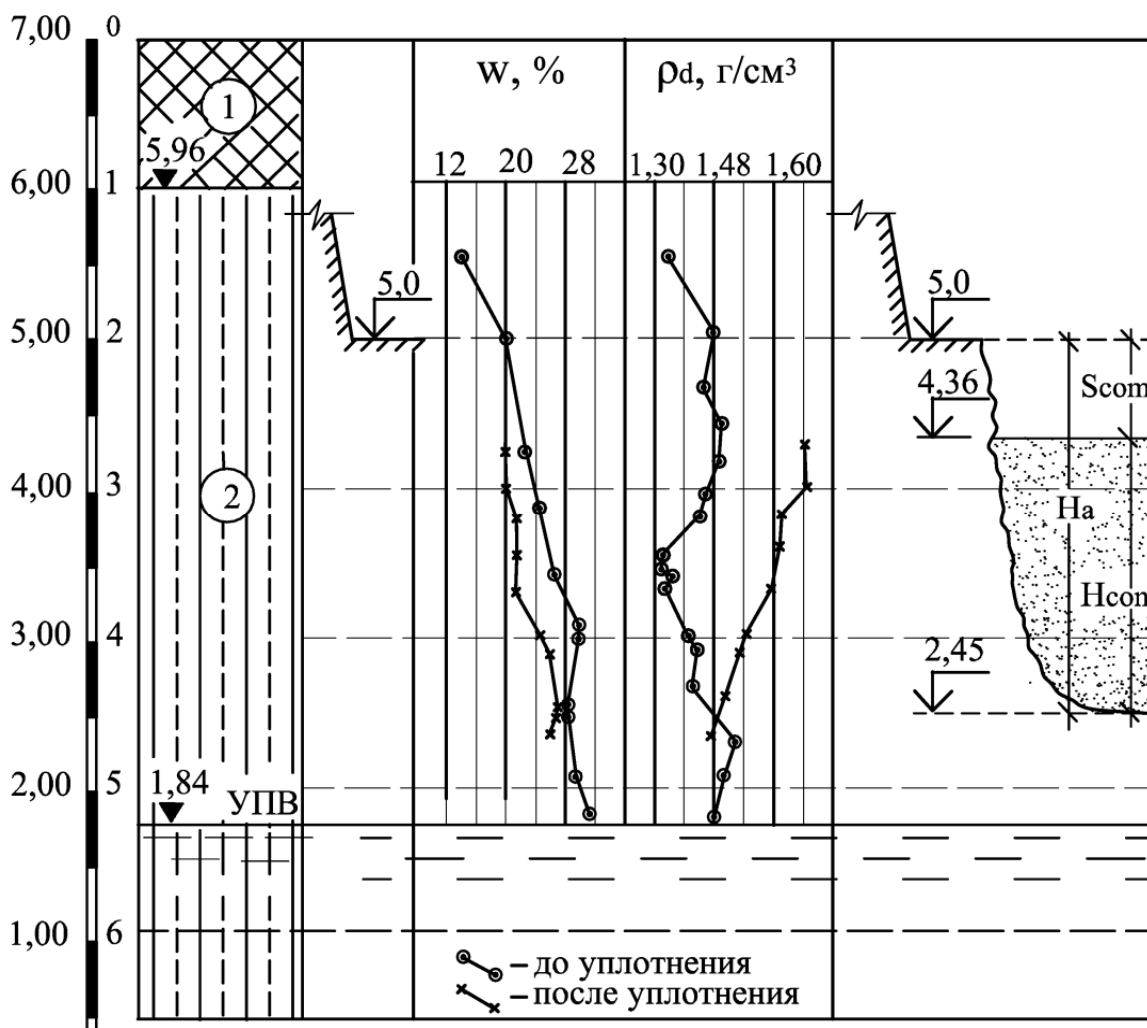


Рис.8.3. Характеристики грунтов и параметры зоны уплотнения на участке №2

### 8.1.3. Изменения емкостей фазовых компонентов после уплотнения грунта трамбовкой на участке №2.

Следствием уплотнения лессовых грунтов при влажности, превышающей максимальную молекулярную влагоемкость (для лессовых грунтов  $w_m=0,16$ ), является сокращение объема пор, заполненных водой и газом. Поровая вода находится в двух состояниях– молекулярно-связном (молекулярная влагоемкость) и свободном (гравитационная).

Сокращение объема пор происходит в результате вытеснения из пор гравитационной части воды и газа. При этом молекулярная влагоемкость возрастает. Ниже приведены результаты определения емкостей фазовых компонентов в грунтах до и после уплотнения на участке №2.



В пределах зоны уплотнения на отметках 4,21 и 3,54 м определены соотношения емкостей фазовых компонентов уплотненного грунта. Начальное положение этих горизонтов находилось на отметках 4,82 и 3,91 м. Их положение установлено по совмещенным эпюрам послойных перемещений и конечных деформаций, представленным на рис.8.4.

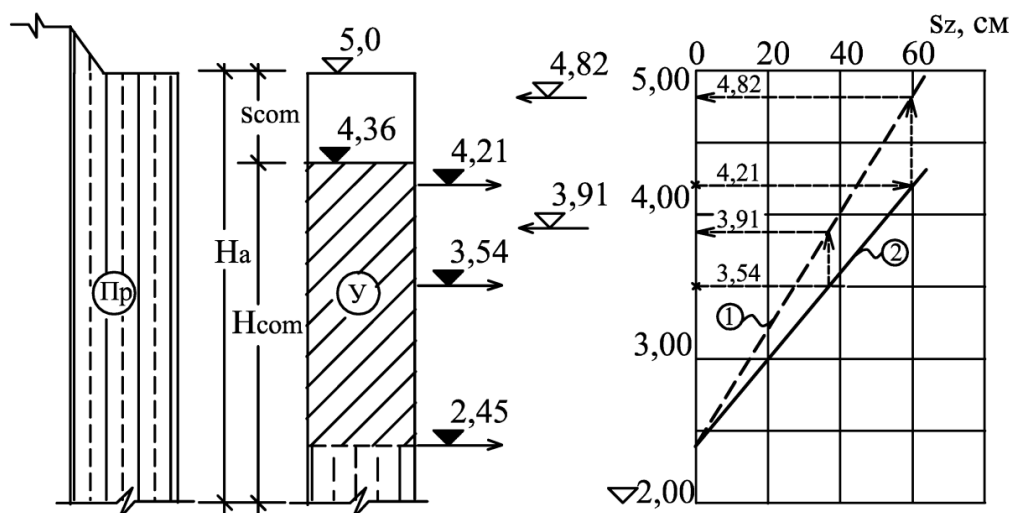


Рис.8.4. Схема определения отметок начального положения природного грунта, до уплотнения по ее положению, после уплотнения. Например, отметке после уплотнения 3,54м соответствует ее начальное положение – 3,91м. Графики послойных (1) и конечных (2) деформаций по глубине

По результатам определения плотности скелета грунта и влажности определены объемы фазовых компонентов, приведенные в табл.8.3 и на рис. 8.5.

Таблица 8.3. Емкости фазовых компонентов в природном грунте (до уплотнения) и в пределах зоны уплотнения

Отм., м	$w$ , д.е.	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$n$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$S_{r, m}$ , д.е.	$\Delta m$ , —	$\Delta n$ , —	$\Delta w$ , —	$\Delta w_m$ , —	$\Delta w_{zp}$ , —	$\Delta g$ , —
▽4,82	0,21	1,43	0,45	0,67	0,51	0,55	0,45	0,30	0,23	0,07	0,15
▼ 4,21	0,19	1,69	0,34	0,93	0,78	0,66	0,34	0,31	0,27	0,04	0,03
▽ 3,91	0,24	1,43	0,45	0,77	0,51	0,55	0,45	0,35	0,23	0,12	0,10
▼ 3,54	0,20	1,62	0,37	0,87	0,70	0,63	0,37	0,32	0,26	0,06	0,05

Примечания: отметки горизонтов в пределах зоны уплотнения (▼) и их начальное положение до уплотнения (▽).

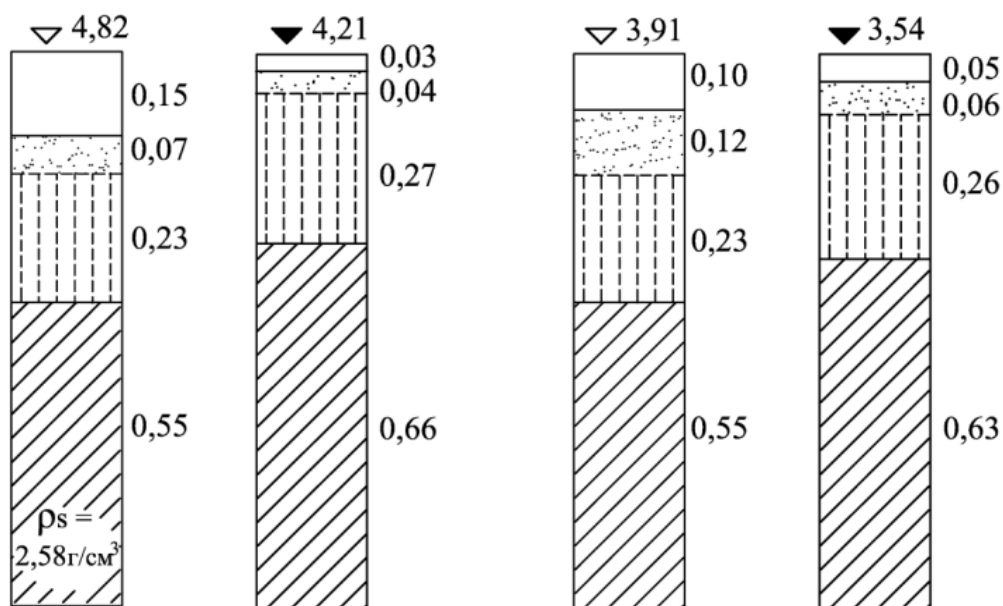


Рис. 8.5. Колонки емкостей фазовых компонентов грунта до уплотнения  $\nabla \nabla 4,82$  и  $3,91$  и после  $\blacktriangledown \blacktriangledown 4,21$  и  $3,54$

### **Выводы**

1. Генетические особенности лессовых отложений оказывают влияние на их свойства. Лессовые отложения на Причерноморском плато, эолового происхождения имеют более высокие значения структурной прочности, чем отложения в долине р. Дунай.

2. Величина структурной прочности оказывает влияние на параметры уплотнения. При близких значениях массы трамбовки глубина зоны уплотнения и понижения поверхности после уплотнения имеют большие значения в лессовых грунтах с меньшим значением структурной прочности.

## **8.2. ФАЗОВАЯ МОДЕЛЬ ОЦЕНКИ СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ ДО И ПОСЛЕ УПЛОТНЕНИЯ**

Остаточная часть осадки фундамента (штампа), возникающая под влиянием внешней нагрузки, является следствием двух процессов: уплотнения в продольном и поперечном направлении. Оба процесса проходят одновременно в пределах сжимаемого объема, ограниченного площадью подошвы фундамента, вертикальной поверхностью по его периметру и до глубины нижней границы зоны остаточных деформаций. Следствием уплотнения является уменьшение объема пор.

Поры заполнены водой и газом. Вода находится в двух состояниях: молекулярной и гравитационной влагоемкости. Молекулярная влагоемкость сохраняется в порах при очень больших давлениях и в процессе уплотнения не вытесняется из пор. Ее максимальное значение в лессовых грунтах достигается при весовой влажности равной 0,16. В процессе уплотнения происходит вытеснение газа и гравитационной части воды. Некоторое количество газа остается зацементированным.

Состояние газа в процессе уплотнения изменяется. В начальной стадии при наличии газопроницаемости происходит его эффузия. После зацементирования газ сжимается. В процессе сжатия происходит его диффузия. Часть растворенного в воде газа вытесняется за пределы пор в объеме зоны деформации.

Изменения фазовых компонентов в основаниях опытных фундаментов определены по результатам проведенных исследований.

**8.2.1.Методика испытаний.** Опытные работы проведены в Измаильском районе Одесской области в долине р. Дунай. В опытном котловане выполнено контрольное уплотнение грунта тяжелой трамбовкой массой 2,2 т с размерами уплотненной поверхности 1,2х3,6 м, по трем смежным «следам». Испытания грунтов проведены одновременно четырьмя опытными штампами площадью 0,1 м<sup>2</sup>. Два испытания на грунтах с ненарушенной структурой и два в пределах уплотненной зоны. Схема испытаний, графики плотности скелета и влажности приведены на рис.8.6.

Послойные деформации измерены по перемещениям "вскрытых" фиксаторов деформаций, заложенных в вертикальной осевой плоскости опытных штампов. Загрузка штампов выполнена одной ступенью на полную величину до давления 240 кПа на штампах, установленных на грунтах с ненарушенной структурой и 260 кПа – в пределах уплотненного грунта. После стабилизации осадок проведено замачивание оснований. Вода для замачивания оснований штампов подавалась из колодца, оборудованного в пределах опытного котлована. После окончания испытаний вдоль плоскости установки фиксаторов пройдены шурфы, из которых измерены перемещения фиксаторов и отобраны образцы для определения влажности и плотности скелета грунта.

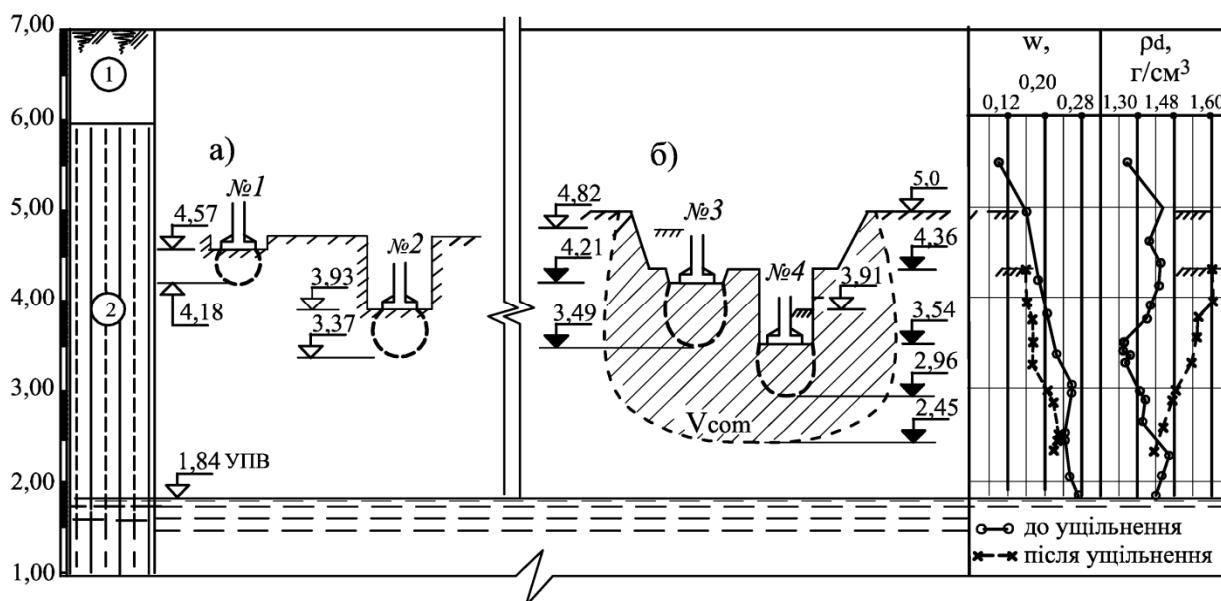


Рис. 8.6. Схема установки опытных штампов и характеристики состояния грунтов основания: а) на естественном основании; б) в пределах зоны уплотнения;  $V_{com}$  – объем зоны уплотнения

**8.2.2. Методика оценки характеристик грунтов и параметров фазовых компонентов до и после уплотнения.** Под влиянием внешней нагрузки происходит уплотнение грунта. Следствием уплотнения является повышение плотности скелета в результате снижения пористости.

Состояние грунтов оценивается по результатам измерений послойных деформаций и определения плотности скелета и влажности до и после испытаний. По их значениям определяются изменения параметров фазовых компонентов грунта.

Осадка поверхности под загруженной площадью является следствием уплотнения грунта. Состояние уплотненного грунта определяется значениями плотности его скелета и влажности в природном состоянии и после уплотнения.

Плотность скелета природного грунта определяется по образцам, отобраным по глубине, за пределами зоны уплотнения, а уплотненного по оси уплотняющей площади, с интервалом по глубине 0,2...0,25 от размера штампа. За среднее принимается среднеарифметическое значение из полученных определений в пределах глубины зоны уплотнения.

Другим методом, результаты которого согласуются с предыдущим, является определение среднего значения плотности

природного грунта по приведенной методике, а для уплотненного принимается как полусумма максимального значения на отметке подошвы штампа или трамбовки и среднего значения природного грунта. Достоверность этого метода подтверждается сравнением определений в основаниях опытных фундаментов и уплотненных тяжелыми трамбовками. Расхождение не превышает 8%. В выполненных исследованиях среднее значение плотности скелета в пределах зоны уплотнения определено по второму методу.

**8.2.3. Методика оценки изменения параметров фазовых компонентов грунта под влиянием нагрузки.** Параметры фазовых компонентов грунта трансформируются под влиянием внешней нагрузки. Для их оценки измерены послойные перемещения в основании и определены характеристики природного грунта до и после его уплотнения.

В процессе уплотнения происходит понижение грунта с отметки  $z_n$  до отметки  $z_i$ . Величину понижения  $-\Delta z_i = z_i - z_n$  можно определить по эпюре деформаций, совмещенной с графиком понижения начальных отметок в пределах глубины зоны уплотнения. Принцип построения графиков приведен на рис.8.7.

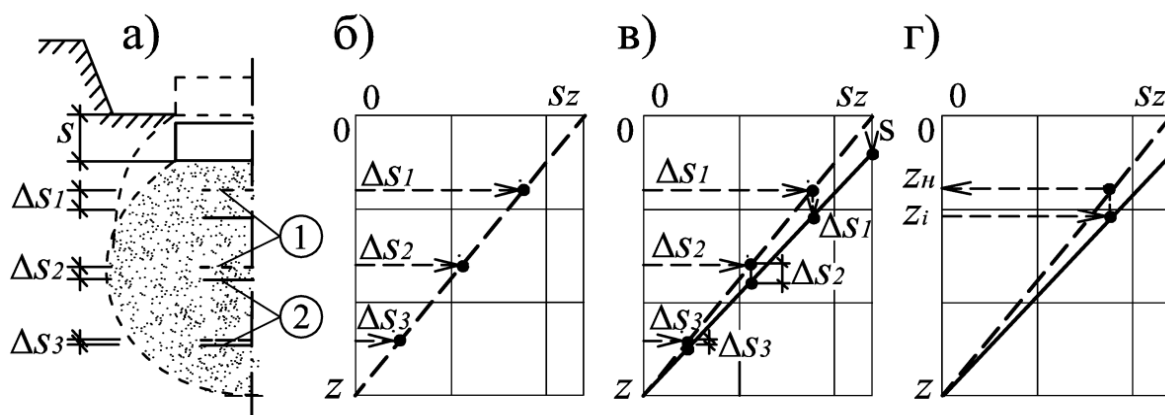


Рис.8.7. Схема последовательности построения графиков конечных деформаций. а) сечение основания опытного фундамента: 1; 2 – положение фундамента и фиксаторов деформаций до загрузки и после окончания испытания;  $s$ ,  $\Delta S_i$  – осадка фундамента и грунтовых марок; б) эпюра послойных перемещений; в) совмещенные графики деформаций; г) определение  $z_n$  – начального положения отметки  $z_i$  в пределах зоны деформации

В осевом сечении основания ниже подошвы штампа до начала испытаний установлены грунтовые марки, фиксаторы деформаций (рис.8.3,а). В конце опыта по их перемещениям строится график послойных перемещений – эпюра осадок по глубине основания (рис.8.3,б). Эпюра послойных деформаций, на которой перемещения откладываются от начального положения фиксаторов по оси штампа, совмещается с графиком конечных деформаций, на котором соединяются точки конечных перемещений (вниз, по вертикали, рис.8.3,в).

Графики послойных перемещений позволяют определить начальное положение  $z_n$  любой точки  $z_i$  по оси уплотненного основания. По результатам полевых опытов, графики деформаций имеют вид, близкий к прямолинейному. Средние отклонения, вызванные неоднородностью грунтовой толщи, в выполненных опытах не превышали 5...10 %. Поэтому их можно строить прямолинейными по данным осадки и глубины уплотненного слоя.

На рис.8.8 приведен пример построения графиков деформаций по измеренным перемещениям фиксаторов деформаций и по спрямленным графикам. Средняя погрешность определений в этом опыте около 4%.

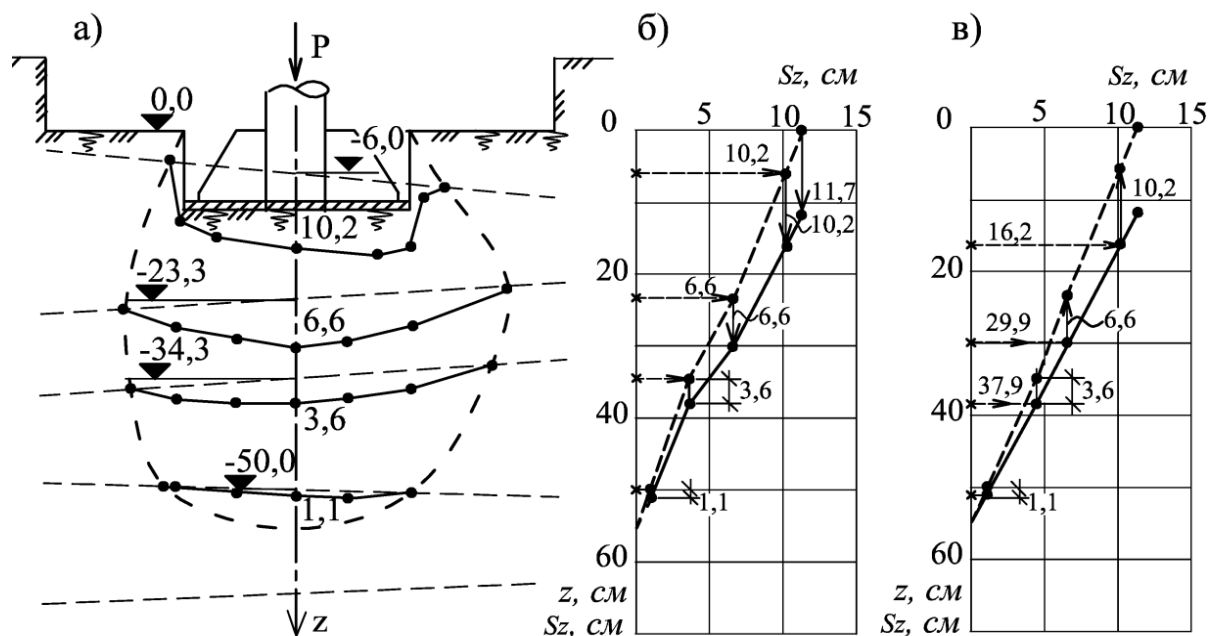


Рис. 8.8. Эпюры деформаций в опыте №3: а) измеренные значения перемещений фиксаторов деформаций; б, в) графики послойных перемещений по фактическим замерам вдоль оси штампа и по упрощенной схеме

**8.2.4. Анализ результатов исследований, выполненных опытными штампами.** Высотное положение опытных штампов и графики характеристик грунтов приведены на рис.8.6, а графики нарастания осадок во времени – на рис.8.9.

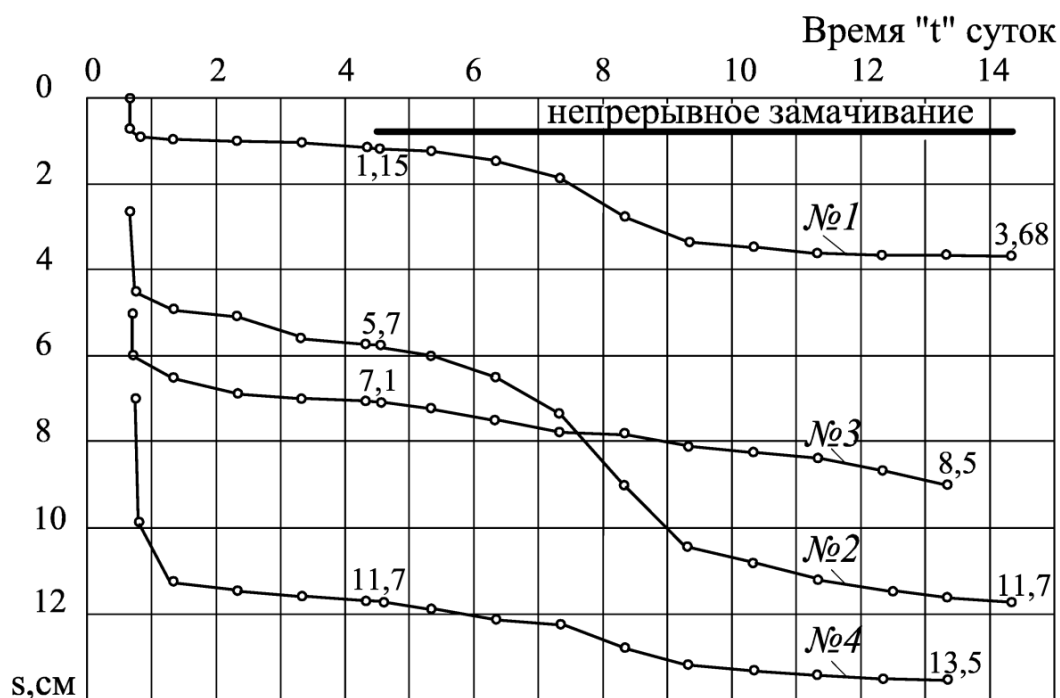


Рис 8.9. Графики нарастания осадки во времени

После окончания испытаний измерены перемещения фиксаторов, по которым определены границы зон остаточных деформаций. Результаты измерений представлены на рис. 8.10.

По перемещениям фиксаторов вдоль центральной оси построены эпюры деформаций – графики изменения послыонных перемещений по глубине. Эпюра деформаций для однородных грунтов имеет вид, близкий к линейному.

Характерным в этих опытах является наличие осадочной «воронки» вокруг площади штампов, испытания которыми проведены в пределах глубины зоны уплотненной трамбовкой. Эти факты можно объяснить разрушением структурных связей при уплотнении грунтов с влажностью, превышающей максимальную молекулярную влагоемкость. В результате увеличивается часть общей осадки за счет деформаций в поперечном направлении. Так, в опытах №№ 3 и 4 часть осадки, возникшая вследствие уплотнения под подошвой штампов, составила соответственно 30 и 10%, а в поперечном направлении – 70 и 90% от измеренной (табл.8.5).

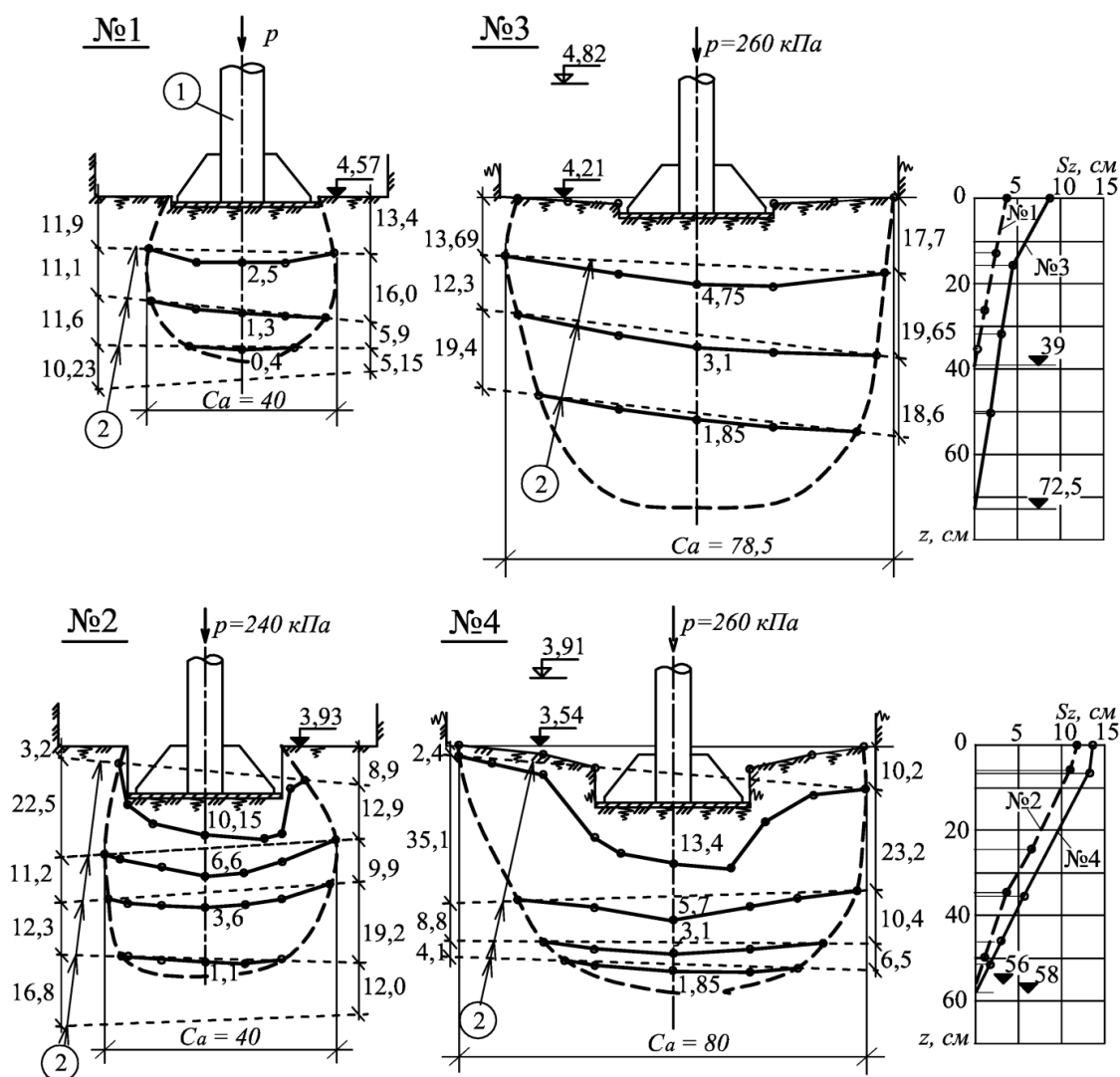


Рис. 8.10. Результаты измерения деформаций в опытах 1...4; 1 – опытные штампы; 2–фиксаторы деформаций

Таблица 8.5. Основные параметры НДС грунтов в основаниях опытных штампов

№ опыта	$p$ , кПа	$s$ , см	$H_a$ , см	$\rho_{d, cp}$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d, com, cp}$ , г/см <sup>3</sup>	$\epsilon$ , —	$\epsilon_n$ , —	$S_n$ , см	$S_n/s$ , —
1	240	3,67	39	1,42	1,55	0,094	0,084	3,27	0,89
2	240	11,7	56	1,36	1,47	0,208	0,078	4,37	0,37
3	260	8,53	72,5	1,66	1,72	0,118	0,035	2,54	0,30
4	260	13,5	58	1,60	1,64	0,23	0,024	1,41	0,10

Примечания:  $p$  – давление;  $s$  – осадка штампа;  $H_a$  – глубина зоны деформации;  $\rho_{d, cp}$  – среднее значение плотности скелета природного грунта в пределах глубины зоны деформации;  $\epsilon$  – относительная деформация  $\epsilon = s/H_a$ ;  $\epsilon_n$  – относительная деформация уплотнения  $\epsilon_n = 1 - \rho_{d, cp} / \rho_{d, com, cp}$ .



**8.2.5. Изменение фазовых компонентов после уплотнения статической нагрузкой.** Повышение плотности скелета грунта под влиянием нагрузки от штампов происходит в результате сокращения объема пор. До уплотнения поры заполнены водой и газом. Вода находится в двух состояниях: молекулярно-связанном и гравитационном. Молекулярная влагоемкость повышается в процессе уплотнения. Сокращение пор происходит в результате вытеснения гравитационной части воды и газа.

В таблице 8.6 приведены результаты определения фазовых компонентов на отметке подошвы штампов до испытания и после окончания опытов. Образцы отобраны в верхней части зоны деформации, примыкающей к подошве штампов. На рис.8.11 приведены схематические колонки единичных объемов с указанием емкостей компонентов.

Таблица 8.6. Фазовые компоненты  
на отметке подошвы штампов № 1 –4 до и после уплотнения

№	Абс. № тм., м	w, д.е.	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	n, д.е.	$S_r$ , д.е.	$S_{r,m}$ , д.е.	$\Delta m$ , д.е.	$\Delta n$ , д.е.	$\Delta w$ , д.е.	$\Delta w_m$ , д.е.	$\Delta w_{zp}$ , д.е.	$\Delta g$ , д.е.
1	4,57	0,22	1,44	0,44	0,72	0,52	0,56	0,44	0,32	0,23	0,09	0,12
		0,17	1,70	0,34	0,85	0,80	0,66	0,34	0,29	0,27	0,02	0,05
2	3,93	0,24	1,39	0,46	0,72	0,48	0,54	0,46	0,33	0,22	0,11	0,13
		0,21	1,61	0,38	0,85	0,68	0,62	0,38	0,32	0,26	0,06	0,06
3	4,21	0,19	1,69	0,34	0,93	0,78	0,66	0,34	0,31	0,27	0,04	0,03
		0,17	1,76	0,32	0,94	0,89	0,68	0,32	0,30	0,28	0,02	0,02
4	3,54	0,20	1,62	0,37	0,87	0,70	0,63	0,37	0,32	0,26	0,06	0,05
		0,17	1,76	0,32	0,34	0,89	0,68	0,32	0,30	0,28	0,02	0,02

Примечание: В каждом опыте в первой строке –показатели до проведения опыта, а во второй – после.

Сокращение объема пор при уплотнении является следствием увеличения объема минеральных частиц с пленками молекулярно-связанной воды.

Повышение плотности сопровождается вытеснением гравитационной части воды и газа. Результаты изменения соотношений фазовых компонентов приведены в табл.8.7.

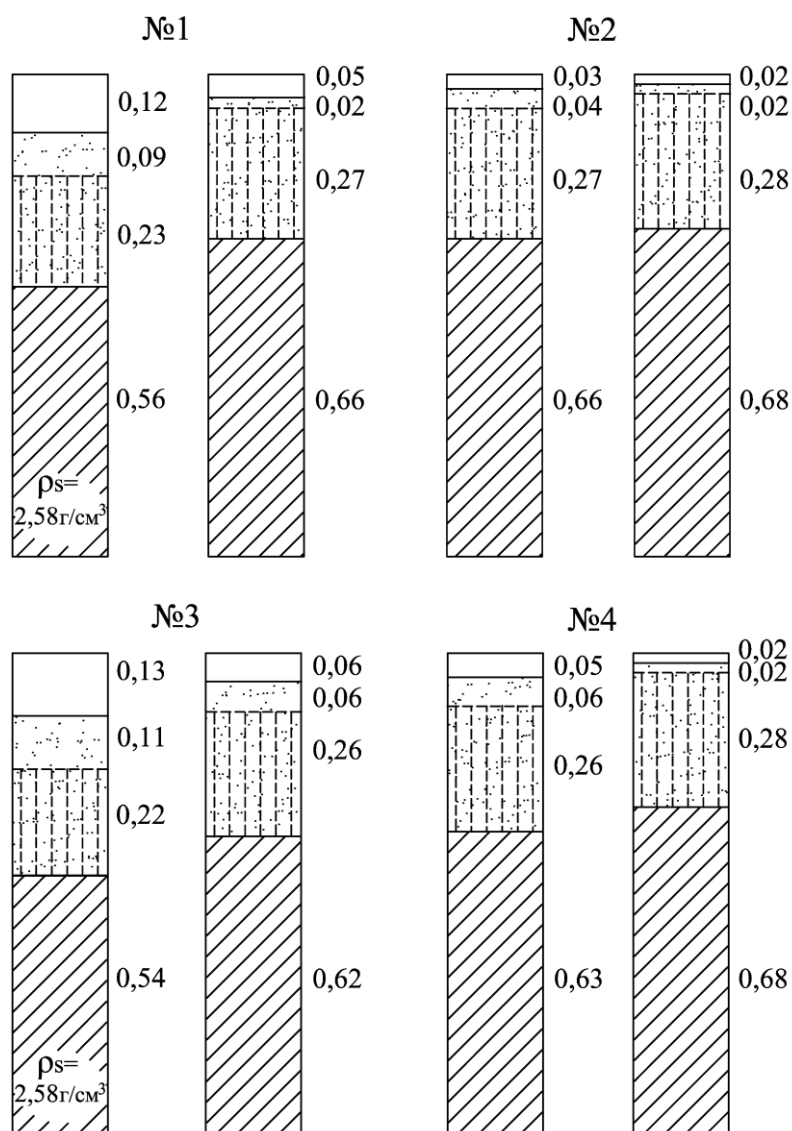


Рис.8.11. Колонки соотношений фазовых компонентов в грунтах на отметке подошвы штампов до и после испытаний

Так, в основании опытного штампа №1 на отметке примыкания зоны деформации к подошве штампа объем пор под влиянием приложенной нагрузки снизился на 10%. При этом в оставшихся порах емкость молекулярно-связанной воды увеличилась на 4 %, а емкость гравитационной части воды и газа по каждому компоненту снизились на 7 %.

Под влиянием давления сжатого газа происходит вытеснение гравитационной части воды. Объем газа увеличивается в результате вытеснения воды со снижением порового давления. В этот период (стабилизации деформаций) наблюдаются дополнительные деформации уплотнения, скорость которых снижается во времени.

Таблица 8.7. Состояние фазовых компонентов на отметке подошвы опытных штампов до и после уплотнения статической нагрузкой

№ опыта	Состояние грунтов до и после уплотнения	В долях единицы					
		$\Delta m$ , д.е.	$\Delta n$ , д.е.	$\Delta w$ , д.е.	$\Delta w_m$ , д.е.	$\Delta w_{gp}$ , д.е.	$\Delta g$ , д.е.
1	до	0,56	0,44	0,32	0,23	0,09	0,12
	после	0,66	0,34	0,29	0,27	0,02	0,05
	изменения	+0,1	-0,1	-0,03	+0,04	-0,07	-0,07
2	до	0,54	0,46	0,33	0,22	0,11	0,13
	после	0,62	0,38	0,32	0,26	0,06	0,06
	изменения	+0,08	-0,08	-0,01	+0,04	-0,05	-0,07
3	до	0,66	0,34	0,31	0,27	0,04	0,03
	после	0,68	0,32	0,30	0,28	0,02	0,02
	изменения	+0,02	-0,02	-0,01	+0,01	-0,02	-0,01
4	до	0,63	0,37	0,32	0,26	0,06	0,05
	после	0,68	0,32	0,30	0,28	0,02	0,02
	изменения	+0,05	-0,05	-0,02	+0,02	-0,04	-0,03

Примечание: изменения фазовых компонентов:

"+" – увеличение, "-" – уменьшение.

Длительность процесса вытеснения сжатым воздухом воды определяет продолжительность стабилизации деформаций, которая зависит от объема зоны деформации. В основаниях штампов малой площади  $0,03 \dots 0,1 \text{ м}^2$  с малым объемом зоны деформации процесс стабилизации деформаций до условной величины скорости ее нарастания продолжается в лессовых грунтах несколько суток [7]. В основаниях фундаментных плит площадью более  $400 \text{ м}^2$  ее продолжительность составляет несколько десятилетий [5].

### **Выводы**

1. Процесс уплотнения сопровождается снижением объема пор в результате увеличения объема минеральных частиц и молекулярно-связанной воды.

2. Сокращение объема пор сопровождается снижением гравитационной влагоемкости и газоемкости.

2.1. Сокращение гравитационной части воды происходит в результате ее вытеснения из пор грунта.

2.2. Сокращение газоемкости является следствием эффузии газа, его сжатия и диффузии.

3. В период стабилизации деформаций под влиянием постоянной нагрузки в результате вытеснения воды происходит увеличение объема газа и снижение его давления.

4. Процесс стабилизации сопровождается незначительным нарастанием деформаций уплотнения.

5. Теоретически максимально возможный объем уплотнения равен сумме емкостей, занимаемых гравитационной частью воды и газа. Практически его значение меньше в результате наличия защемленной части воды и газа.

### **8.3. ВЛИЯНИЕ ВЛАГОЕМКОСТИ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ НА ПРОЦЕССЫ УПЛОТНЕНИЯ УДАРНОЙ НАГРУЗКОЙ**

Особенностью ударной нагрузки является условно-мгновенная ее передача на уплотняемую поверхность. При кратковременном ударном импульсе происходит сокращение объема пор в результате перемещения частиц грунта. Следствием сокращения объема пор является вытеснение из них гравитационной части воды и газа. При каждом ударном импульсе происходит сжатие газа. Его удаление из пор зависит от газопроницаемости породы, которая снижается с повышением плотности. В процессе снижения газо- и водопроницаемости сжатие защемленного газа создает дополнительное давление на поровую воду, способствуя ее вытеснению. Снижение проницаемости грунта ограничивает сокращение объема пор. В табл. 8.8 и на рис.8.12 приведены обобщенные опубликованные результаты исследований определения влияния начальной влагоемкости лессовых грунтов на характеристики уплотнения.

Влагоемкость можно оценивать коэффициентом водонасыщения. При максимальной молекулярной влагоемкости его значение находится в пределах  $S_r=0,5...0,3$ . При снижении молекулярной влагоемкости увеличивается емкость газа, вытеснение которого позволяет достигать плотности скелета, равной  $1,9...2,0 \text{ г/см}^3$ .

Таблица 8.8. Характеристики состояния грунтов до и после уплотнения тяжелыми трамбовками

№ №	Город	Индекс	Характеристики состояния грунтов						
			до уплотнения			после уплотнения			
			$w$ , д. е.	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$S_r$ , д. е.	$\rho_d$ на глубине, м			$S_r$ , д. е.
0,0	0,5	средн.							
1	Грозный	1	0,175	1,42	0,53	1,73	1,68	1,61	0,85
2	Волжский К-А Волгоградск. обл. К-Б	2.1	0,105	1,53	0,36	–	1,87	1,78	0,74
		2.2	0,106	1,65	0,36	–	2,03	1,86	0,98
3	Тольятти	3	0,105	1,53	0,37	1,98	1,83	1,76	0,91
4	Измаил, отм.5,0 Одесск. обл, отм.4.3.	4.1	0,20	1,39	0,69	1,68	–	1,61	0,88
		4.2	0,22	1,37	0,70	1,73	–	1,57	1,0
5	Набережные челны	5	–	1,54	–	1,87	1,82	1,75	–
6	НефтетерминалО десск. обл.	6.1	0,14	1,44	0,48	1,82	–	1,74	0,8
		6.2	0,11	1,40	0,34	2,04	–	1,78	1,0
		6.3	0,12	1,40	0,34	1,90	–	1,84	0,79
7	Ростов– на– Дону Волгодонск	7.1	0,145	1,42	0,41	1,90	1,87	1,78	0,93
		7.2	0,165	1,48	0,53	1,80	1,75	1,72	0,89

Примечание: глубина определения показана от отметки уплотненной поверхности, а среднее значение – в пределах глубины зоны уплотнения.

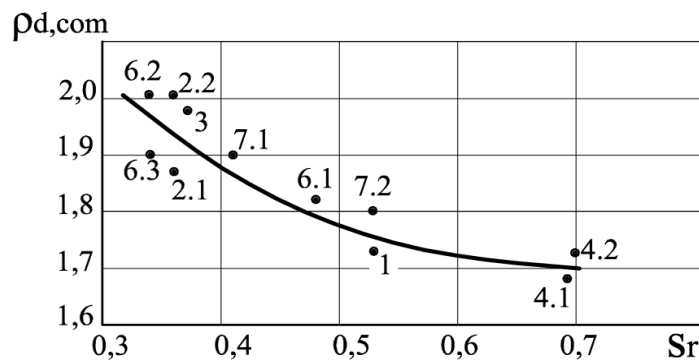


Рис.8.12. Зависимость максимального значения плотности скелета уплотненного грунта от коэффициента его водонасыщения

При повышении влагоемкости, состоящей из молекулярно-связанной и капиллярной воды, снижается емкость газа. Плотность скелета грунта после уплотнения составляет 1,7...1,75 г/см<sup>3</sup>(рис.8.12 и табл.8.9).

Наличие гравитационной воды способствует проявлению гидродинамических импульсов в поровой воде при каждом ударе трамбовки, которые разрушают структурные связи между минеральными частицами. Защемление и сжатие газа ограничивает сокращение объема пор. В результате возникают поперечные деформации, являющиеся следствием уплотнения объема. Понижение уплотняемой поверхности является следствием двух процессов: уплотнения в продольном и поперечном направлении.

В табл. 8.9 приведены результаты влияния влажности на параметры лессовых грунтов после уплотнения.

Таблица 8.9. Влияние влажности на параметры уплотняемого грунта

Индекс	w, д.е.	$s_{com}$ , см	$H_y$ , м	$H_{com}$ , м	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,com}$ , г/см <sup>3</sup>	$\epsilon$ , д.е.	$\epsilon_{п}$ , д.е.	$s_{п}$ , см	$s_{п}/s_{com}$ , д.е.	$s_v$ , см	$v$ , д.е.
1	0,175	43	2,2	1,77	1,42	1,61	0,195	0,118	26	0,60	17	0,20
4.1	0,20	64	2,5	1,86	1,40	1,55	0,256	0,097	24	0,38	40	0,31
6.2	0,115	69	3,45	2,76	1,41	1,72	0,20	0,18	62	0,90	7	0,05
7.2	0,116	52	3,70	3,18	1,48	1,70	0,141	0,13	48	0,92	4	0,04

Примечания: w;  $\rho_d$ ;  $\rho_{d,com}$  – средние значения влажности и плотности скелета грунта до и после уплотнения в пределах глубины уплотнения;  $s_{com}$  – понижение уплотняемой поверхности – осадка в результате уплотнения;  $\epsilon = s_{com}/H_y$  – общая относительная деформация;  $H_y$  – глубина уплотнения;  $H_{com}$  – мощность уплотненного ядра;  $\epsilon_{п} = 1 - \rho_d/\rho_{d,com}$  – относительная деформация уплотнения;  $s_{п} = \epsilon_{п} \cdot H_y$  – часть осадки в результате уплотнения;  $s_v = s_{com} - s_{п}$  – часть осадки, вызванная поперечным расширением;  $v = s_v/2s_{com}$  – коэффициент поперечного расширения.

При влажности, меньшей максимальной молекулярной влагоемкости (16% для лессовых грунтов), оболочка связанной воды вокруг частиц не оказывает влияние на процессы уплотнения, которые сопровождаются снижением пористости. Высокая газопроницаемость способствует свободному удалению газа из пор грунта. Уплотнение происходит преимущественно под площадью подошвы трамбовки (около 90%) с незначительными деформациями в поперечном направлении (опыты 6.2 и 7.2, табл. 8.8).

С повышением гравитационной влагоемкости (капиллярной) увеличивается влияние микрогидравлических импульсов в порах грунта, вызванных ударом от падения трамбовки. Наличие капиллярной влагоемкости снижает проницаемость грунтов, ограничивая возможность их уплотнения. Наряду с уплотнением по вертикали нарастают деформации уплотнения в поперечном направлении по периметру уплотняемого объема. Так, по результатам опытного уплотнения в г. Грозном, проведенном при оптимальной влажности, равной 0,175, понижение уплотненной поверхности явилось следствием уплотнения по вертикали около 40%, а в поперечном направлении около 60% (индекс 1, табл.8.9).

По результатам опытного уплотнения в г. Измаиле, Одесской области при влажности грунта, равной 0,20, осадка грунта по вертикали составила 38% и 62% – в поперечном направлении (индекс 4.1 табл. 8.9).

### **Выводы**

1. На процессы динамического уплотнения лессовых грунтов оказывает влияние их влагоемкость.

1.1. При влажности, равной или меньше максимальной молекулярной влагоемкости, уплотнение происходит преимущественно под площадью подошвы трамбовки (до 90% от объемной осадки) при незначительном поперечном расширении уплотняемого объема.

1.2. Максимальная плотность скелета грунта может достигать величины  $2 \text{ г/см}^3$  при среднем значении в пределах уплотненного ядра близком  $1,7 \text{ г/см}^3$ .

2. Наличие гравитационной влагоемкости снижает возможность уплотнения. Возникают поперечные деформации, возрастающие с повышением влажности, являющиеся следствием изменения формы уплотняемого объема.

2.1. При влажности 0,175, полученной после предварительного увлажнения, максимальная плотность скелета после уплотнения составила  $1,72 \text{ г/см}^3$  при среднем значении  $1,61 \text{ г/см}^3$ . При влажности 0,20 – соответственно  $1,61$  и  $1,55 \text{ г/см}^3$ .

2.2. Понижение поверхности уплотненного грунта за счет уменьшения пористости при его влажности 0,12 составило 90% от общей величины понижения. Увеличение влажности грунта изменяет это соотношение, соответственно: 0,175 – 60% и 0,20 – 38%.

# ВЛИЯНИЕ ВЛАГОЕМКОСТИ ГРУНТОВ НА ИХ СЖИМАЕМОСТЬ В ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

## 9.1. ВВЕДЕНИЕ

В г. Одессе выполнены экспериментальные длительные наблюдения за нарастанием осадок зданий и перемещением грунтовых марок, установленных ниже подошвы фундаментов, в основаниях шести многоэтажных жилых домов, возведенных на лессовых водонасыщенных грунтах. На пяти объектах применены фундаментные плиты, а на одном – ленточные фундаменты. Период наблюдений составил от 12 до 39 лет. Грунты основания ниже подошвы фундаментов представлены лессовой толщей с чередованием слоев водонасыщенных лессовых суглинков (ИГЭ-2, 4 и 6) и супесей (ИГЭ-3 и 5), подстилаемых красно-бурими глинами мощностью 1,5...5,0 м, далее залегают понтические известняки.

Перечень наблюдаемых объектов приведен в табл. 9.1, а геологическое строение оснований фундаментов – на рис. 9.1.

Уровень подземных вод к началу строительства залегал на глубине от 0,8 до 3,7 м ниже подошвы фундаментов. На двух объектах (№№ 3 и 4) выполнялись наблюдения за его положением в процессе строительства и эксплуатации: колебания составили от 2,5 до 3,0 м с периодическим подтоплением подвальных помещений.

Особенностью лессовых водонасыщенных грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, является наличие защемленного газа  $\Delta g$ , находящегося в порах в дисперсном состоянии в виде мелких пузырьков. Его количество, при равных прочих условиях, зависит от размеров частиц, плотности скелета грунта, чем больше плотность, тем меньше объем защемленного газа.



Таблица 9.1. Характеристики наблюдаемых объектов и параметры НДС их оснований

№ объекта	Жилые дома в г. Одессе по улице	Этажность	$p$ , кПа	$A$ , м <sup>2</sup> ; $b$ , м	Длительность наблюдений, лет в период:		Осадка, см			Глубина зоны деформации, м	
					стр-ва	экспл.	$s_p$	$s_u$	$s_{cmp}$	$H_c$	$H_a$
1	Дзержинского	9	156	440	2,4	28	16,9	32	22,4	17,1	9,6
2	И. Франко	9	127	630	1,5	23	15,2	27,9	22,2	13,7	6,3
3	Перекопской дивизии	16	187	621	1,9	37	30,1	79,3	60,2	20,1	14,8
4	Щорса: ось Б ось В	9	161	4,1	2,4	21	12,5	29,4	18	11,3	5,7
			160	3,3			15,9	31,8	19,6	13,5	6,1
5	Ген. Петрова	9	142	764	1,1	19	20,4	28,3	21,3	15,3	6,4
6	Маршала Жукова	16	279	645	5,8	6,5	68,5	97,6	88,3	–	–

Примечания:  $p$  – давление по подошве фундаментов;  $A$ ,  $b$  – площадь фундаментных плит или ширина ленточных фундаментов;  $s_p, s_u$  и  $s_{cmp}$  – осадка расчетная, измеренная и за период строительства;  $H_c$  и  $H_a$  – глубина сжимаемой толщи расчетная и измеренная

В табл.9.2 приведены средние значения основных физических и прочностных характеристик по материалам изысканий на участках застройки наблюдаемых объектов, а в табл.9.3 – расчетные значения их состояния.

Таблица 9.2. Средние значения характеристик грунтов в основаниях объектов

№ ИГЭ	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д.е.	$w_p$ , д.е.	$w_L$ , д.е.	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
3	2,67	в	1,38	0,26	–	–	–
		н	1,42	0,26	–	–	–
		ср	1,40	0,26	0,19	0,20	18
4	2,68	1,62	0,22	0,18	0,33	18	25
5	2,68	1,55	0,24	0,20	0,27	19	20

Примечание: Для ИГЭ-3 приведены данные для верхней (в) и нижней (н) половины слоя и их средние значения.

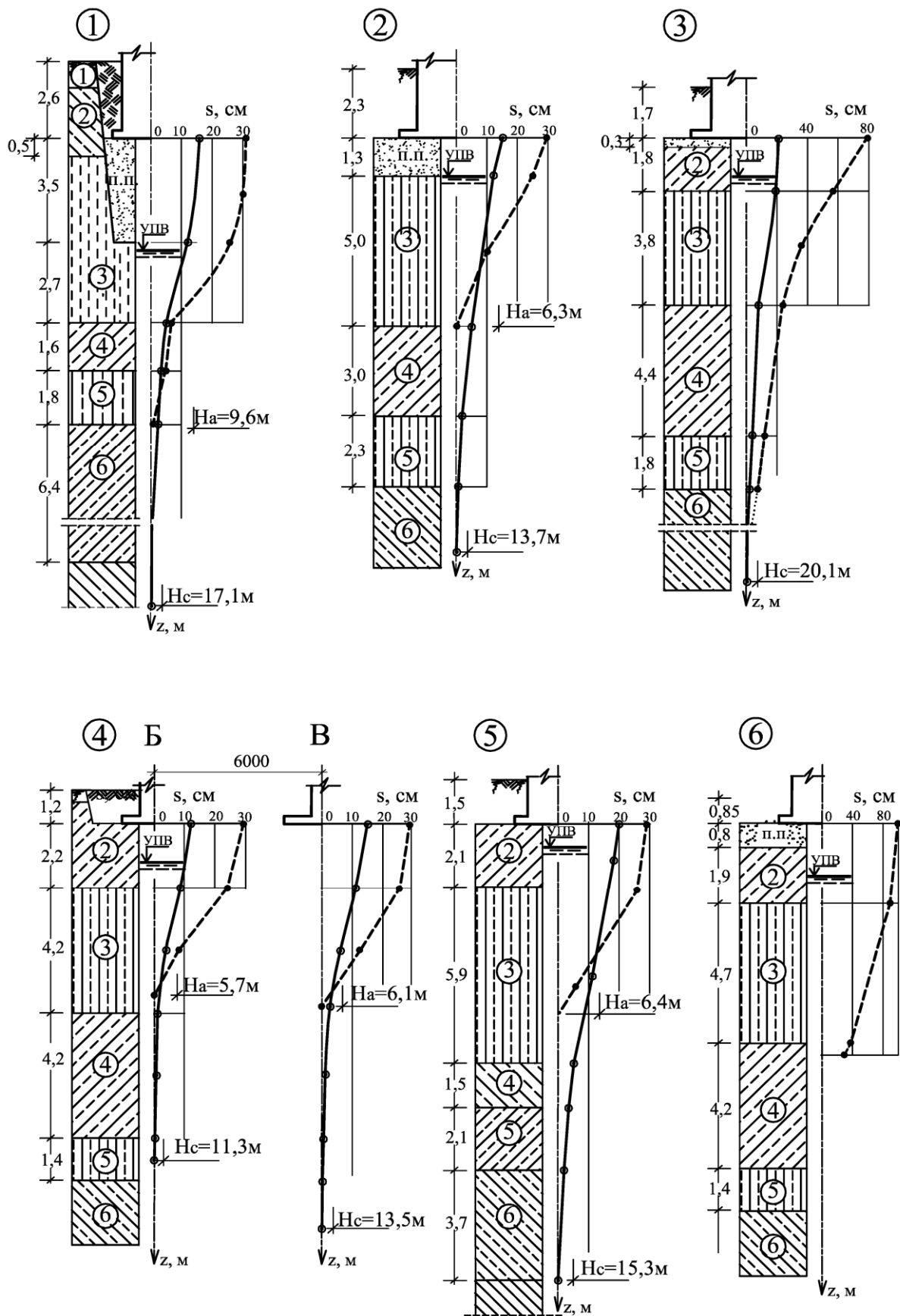


Рис. 9.1. Геологическое строение в основаниях фундаментов. Эпюры деформаций по глубине:  $\circ\text{---}\circ$  — расчетные;  $\bullet\text{---}\bullet$  — измеренные; п.п. — песчаная подушка

Таблица 9.3. Расчетные значения физических характеристик и фазовых компонентов грунтов

№ ИГЭ	$n$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$S_{r,m}$ , д.е.	$S_g$ , д.е.	$\Delta m$ , д.е.	$\Delta n$ , д.е.	$\Delta w_m$ , д.е.	$\Delta w_{zp}$ , д.е.	$\Delta g$ , д.е.	$\Delta w$ , д.е.	
3	в	0,48	0,74	0,46	0,25	0,52	0,48	0,22	0,14	0,12	0,36
	н	0,47	0,79	0,48	0,21	0,53	0,47	0,22	0,15	0,10	0,37
	ср	0,48	0,77	0,47	0,23	0,52	0,48	0,22	0,15	0,11	0,37
4		0,39	0,90	0,66	0,10	0,61	0,39	0,26	0,09	0,04	0,35
5		0,42	0,88	0,59	0,12	0,58	0,42	0,25	0,12	0,05	0,37

Примечания:  $S_r$ ,  $S_{r,m}$  и  $S_g$  – коэффициенты общего и молекулярного водонасыщения и газосодержания;  $\Delta m$ ;  $\Delta g$  – емкости минеральных частиц и заземленного газа;  $\Delta n$ ,  $\Delta w_m$  и  $\Delta w_{zp}$  – емкости воды: общей, молекулярной и гравитационной

Из таблиц 9.2 и 9.3 видно, что для супеси ИГЭ-3 при средней плотности скелета грунта, равной  $1,4 \text{ г/см}^3$ , емкость заземленного газа  $\Delta g$  составила 23% от объема пор (11% в единице объема грунта). В супеси ИГЭ-5 при плотности  $1,55 \text{ г/см}^3$  соответственно 12 и 5 %.

## 9.2. ХАРАКТЕРИСТИКИ ОБЪЕКТОВ

1. 9-этажный жилой дом с подвальным этажом. Стены в подвале из бетонных блоков, а выше – из силикатного кирпича. Здание возведено на фундаментной плите. Песчаная подушка устроена в связи с наличием демонтируемых подземных помещений под "пятном" фундамента здания.

2. 9-этажный жилой дом с подвальным этажом. Котлован после разработки был заполнен водой на высоту 0,2...0,3 м в результате подъема уровня подземных вод. Фундаментная плита выполнена по слою песчаной подушки толщиной 1,3 м. Стены подвала из бетонных блоков, выше из кирпича, перекрытия из многопустотных железобетонных плит.

3. 16-этажный жилой дом на сплошной железобетонной плите. Под фундаментом принята песчаная подушка толщиной 30 см (на величину расчетной осадки). Стены выполнены в переставной опалубке на всю высоту здания. Сборные плиты междуэтажных перекрытий монтировались после окончания возведения стен.

4. 9-этажный жилой дом на ленточных фундаментах. Стены из кирпича, перекрытия из многопустотных железобетонных плит.

5. 9-этажный жилой дом на сплошной железобетонной плите. Стены из кирпича, перекрытия из многопустотных железобетонных плит.

6. 16-этажный жилой дом на сплошном железобетонном плитном фундаменте с подвальным этажом. Стены из силикатного кирпича, перекрытия из многопустотных железобетонных плит. Под фундаментной плитой предусмотрена песчаная подушка толщиной 0,8 м (строительный подъем на величину расчетной осадки).

### **9.3. МЕТОДИКА НАБЛЮДЕНИЙ**

На перечисленных объектах проведены измерения осадок зданий и перемещений грунтовых марок, заложенных ниже подошвы фундаментов. Осадки здания измерялись двумя независимыми методами: высокоточным геометрическим нивелированием и гидростатическим нивелированием. На объектах 1, 2, 4 и 5 использован третий метод – измерения от грунтовых марок, заложенных ниже зоны деформации. Марки служили глубинными реперами, неизменяемость положения которых периодически контролировалась нивелированием. Послойные перемещения измерялись грунтовыми марками, стержни от которых выведены в подвальные помещения. Марки установлены в непосредственной близости от центральной вертикальной оси фундамента, через отверстия в фундаментной плите. На каждом горизонте установлено по две грунтовые марки, по одной в каждом из двух кустов. На объекте 6 установлены магнитные марки в пределах ИГЭ-3 с повышенной точностью измерений. Расстояния между ними по глубине около метра. Наблюдения проводились в период строительства и эксплуатации.

Нарастание осадок фундаментов зданий и перемещений грунтовых марок в процессе строительства при росте давления и в период эксплуатации при его практически постоянном значении является внешним проявлением процессов уплотнения в грунтах основания.

### **9.4. ВЛИЯНИЕ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ НА НАРАСТАНИЕ ОСАДОК**

Характер нарастания осадок фундаментов отражает процессы уплотнения грунтов в пределах зоны деформаций.

На рис. 9.2 приведены графики нарастания во времени среднего значения давления по подошве фундамента, осадок фундаментной плиты и грунтовых марок, а также скорость ее протекания на объекте №3.

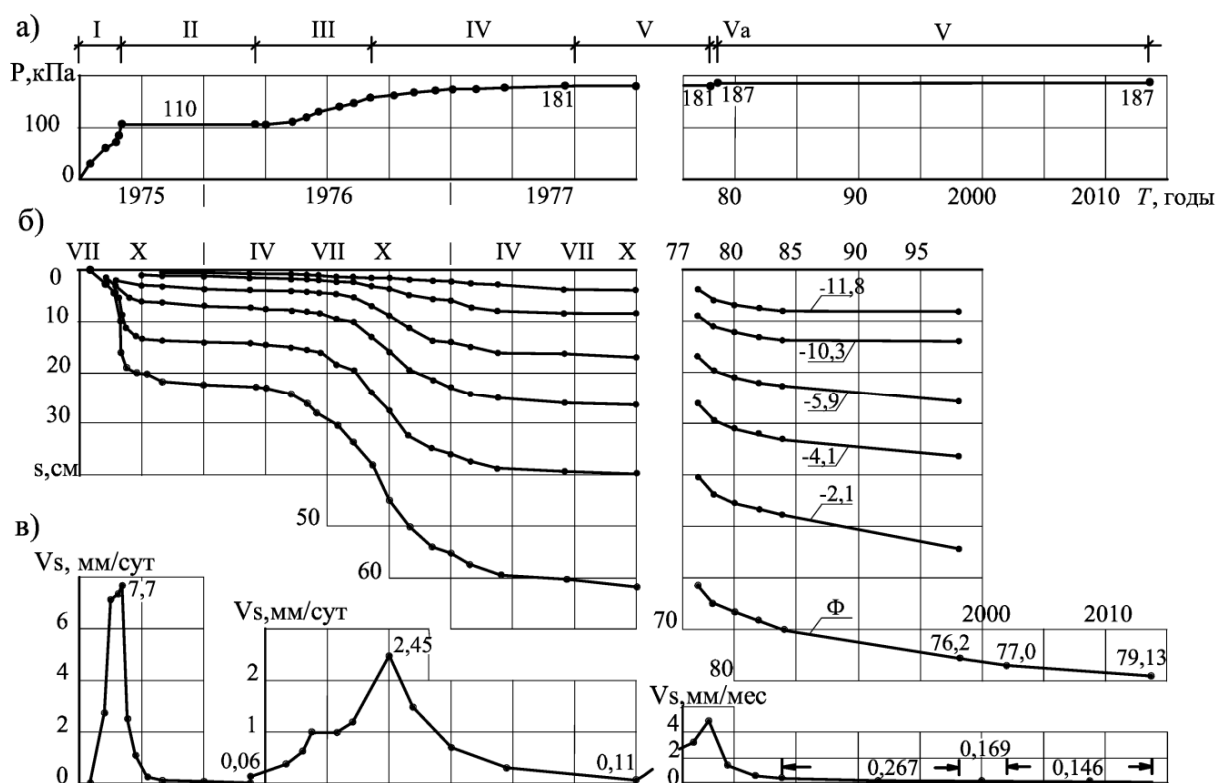


Рис. 9.2. Графики совместной деформации фундаментной плиты и грунтов основания. Нарастание во времени: а) давлений; б) осадки фундамента и грунтовых марок; в) скорости протекания осадки

При возведении стен (I) можно отметить два периода нарастания осадок. До давления по подошве 65 кПа, меньшем структурной прочности, величина осадки составила около 5 см, а при его повышении до 110 кПа увеличилась до 20 см. В этот период отмечена максимальная скорость нарастания осадок (7,7 мм/сутки). После возведения стен, вследствие технологического перерыва длительностью 7 месяцев (II), скорость нарастания осадки уменьшилась и к его окончанию составила 0,06 мм/сутки.

Монтаж междуэтажных перекрытий (III) вызвал увеличение скорости осадки, достигшей 2,45 мм/сутки, которая в процессе

отделочных работ и монтажа инженерных коммуникаций уменьшилась (IV) и к окончанию строительства составила 0,11 мм/сутки.

Эксплуатационная нагрузка с 1977 г. (V), а также утепление внешних стен с их оштукатуриванием привели к краткосрочному "всплеску" скорости осадки ( $V_a$ ) и постепенному ее уменьшению, достигнувшей к концу периода наблюдений величины 0,146 мм/мес.

## **9.5. ПРОЦЕССЫ УПЛОТНЕНИЯ ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ЛЕССОВЫХ ГРУНТОВ**

На процессы уплотнения оказывает влияние соотношение параметров состояния грунтовой среды. На рис. 9.3,а приведена качественная схема фазовых компонентов в единице объема грунта. Лессовые грунты, находящиеся ниже уровня подземных вод, являются трехфазной системой, состоящей из объема минеральных частиц, пор, заполненных водой и защемленным газом. Вода в порах находится в двух состояниях: одна ее часть определяется молекулярной влагоемкостью, а вторая – гравитационной.

В лессовых грунтах максимальной молекулярной влагоемкости соответствует весовая влажность, равная 0,16. Эта часть воды не вытесняется из деформируемого объема под влиянием механических нагрузок и сохраняется при уплотнении. В процессе уплотнения из пор вытесняется гравитационная часть воды, а защемленный газ, в основном, остается в порах. Таким образом, потенциально возможная максимальная плотность для данного грунта может быть достигнута при вытеснении гравитационной части воды.

Внешняя нагрузка вызывает сокращение объема пор, в результате чего происходит практически мгновенное сжатие защемленного газа и постепенное вытеснение воды. Сжатый газ оказывает дополнительное давление на воду, способствуя ее вытеснению. Длительность вытеснения воды из пор увеличивается с повышением плотности скелета грунта, о чем свидетельствует зависимость на графике рис. 9.2,в.

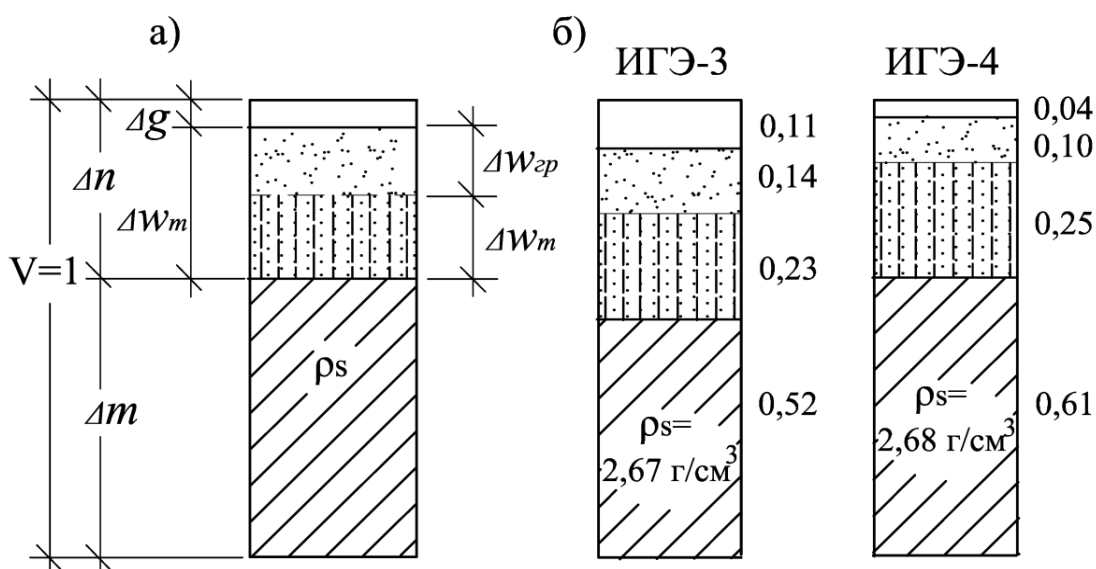


Рис. 9.3. а) Схема основных фазовых компонентов в единице объема водонасыщенного грунта:  $V$  – единица объема грунта;  $\Delta m$ ,  $\Delta n$ ,  $\Delta w_{m}$   $\Delta g$  – емкости минеральных частиц, пор, воды и заземленного газа;  $\Delta w_{m}$  и  $\Delta w_{gp}$  – емкости молекулярной и гравитационной частей воды;  $\rho_s$  – плотность частиц грунта; б) емкости фазовых компонентов для ИГЭ-3 и 4

Начальная, относительно высокая проницаемость обеспечивает значительную скорость нарастания осадки при росте нагрузки и кратковременный период ее снижения при постоянном давлении, равном 110 кПа. Последующее увеличение давления снижает водопроницаемость грунтов, вследствие чего длительность вытеснения воды из пор увеличивается, снижая скорость нарастания осадки. После окончания строительства при постоянной нагрузке скорость нарастания осадки снижается. На объекте №3 через 37 лет наблюдений в период эксплуатации стабилизации деформаций не зафиксировано.

Параметры процессов уплотнения лессовых водонасыщенных грунтов в основаниях фундаментных плит многоэтажных зданий определены по результатам измерений осадок и послойных перемещений.

На рис. 9.3,б показана схема количественных значений емкостей фаз и фазовых компонентов грунтов ИГЭ-3 и ИГЭ-4 в основании объекта №3.

Под влиянием внешней нагрузки объем пор сокращается в результате сжатия и частичного растворения газа и вытеснения гравитационной части воды. Сжатие газа происходит одновременно

с повышением нагрузки, а вытеснение воды из пор – длительный период времени, который зависит от водопроницаемости грунтов. Принимая допущение о сохранении объема защемленного газа постоянным, максимально возможное значение относительной деформации для водонасыщенных лессовых грунтов определено как отношение объема гравитационной воды к объему образца по выражению

$$\varepsilon_{\max} = V_{w,зр} / V. \quad (9.1)$$

Значение относительной деформации каждого слоя возрастает с увеличением давления. Большая часть относительных деформаций, отражающих результаты уплотнения, наблюдается при росте давлений и изменяется в зависимости от свойств грунтов и длительности возведения здания с 60 до 80% от общей величины, измеренной за период наблюдений (см. табл.9.4 и рис.9.4,г и 9.5,г).

Таблица 9.4. Значения относительных деформаций на объекте № 3

№ ИГЭ	$\varepsilon_{\max}$ , д.е.	$\varepsilon$ , д.е.	$\varepsilon'$ , д.е.	$\varepsilon''$ , д.е.	$\varepsilon'/\varepsilon$ , д.е.	$\varepsilon''/\varepsilon$ , д.е.	
3	в	0,14	0,088	0,07	0,018	0,80	0,20
	н	0,15	0,064	0,053	0,011	0,83	0,17
	ср	0,15	0,076	0,061	0,014	0,81	0,19
4	0,09	0,026	0,018	0,008	0,69	0,31	
5	0,12	0,038	0,023	0,015	0,61	0,39	

Примечания:  $\varepsilon_{\max}$ ,  $\varepsilon$ ,  $\varepsilon'$  и  $\varepsilon''$  – относительные деформации: максимально возможная, измеренная, за период строительства и эксплуатации.

По результатам измерений осадок грунтовых марок определены значения относительных деформаций условных слоев, находящихся в интервале глубины между ними и отношением разности их перемещений к начальному расстоянию между марками по зависимости:

$$\varepsilon_i = \Delta s_{z,i} / \Delta h_i, \quad (9.2)$$

где  $\Delta s_{z,i} = s_{z,i+1} - s_{z,i}$ ;  $\Delta h_{z,i} = h_{z,i+1} - h_{z,i}$ ;  $s_{z,i+1}$  и  $s_{z,i}$  – осадки смежных по глубине марок условного «i»-го слоя, а  $h_i$  – начальное расстояние между ними.



Полученные значения использованы для построения графиков зависимостей средних значений относительных деформаций от давлений. Такие графики выполнены для ИГЭ-3, 4 и 5, находящихся ниже уровня подземных вод в пределах глубины зоны деформаций, и показаны на рис. 9.4 и 9.5.

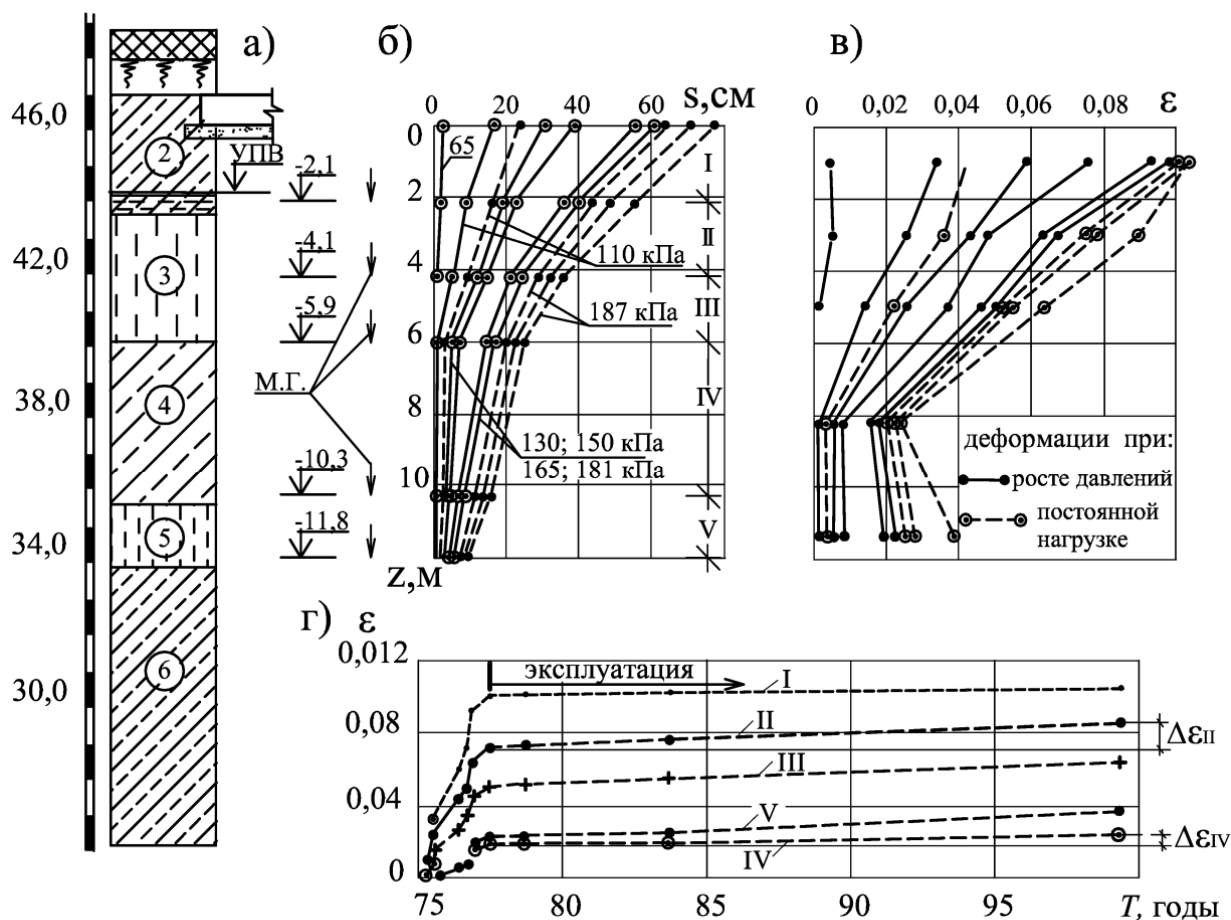


Рис. 9.4. Деформации в грунтах основания объекта №3 (табл.9.1): а) геологическая колонка и схема высотного положения грунтовых марок; б, в) эпюры послойных перемещений и относительных деформаций; г) графики нарастания относительных послойных деформаций во времени (для условных слоев I...V, ограниченных марками)

Для ИГЭ-3 приведены две зависимости: для верхней (в) и нижней (н) половины слоя, которые учитывают измеренную величину полной осадки, включающей упругую и остаточную составляющие. Значение относительной деформации от упругой части осадки по результатам исследований опытных фундаментов

площадью  $1,0 \dots 10,0 \text{ м}^2$  составляет около  $0,003$ , поэтому средняя погрешность полученных результатов не превышает  $2 \dots 5\%$ .

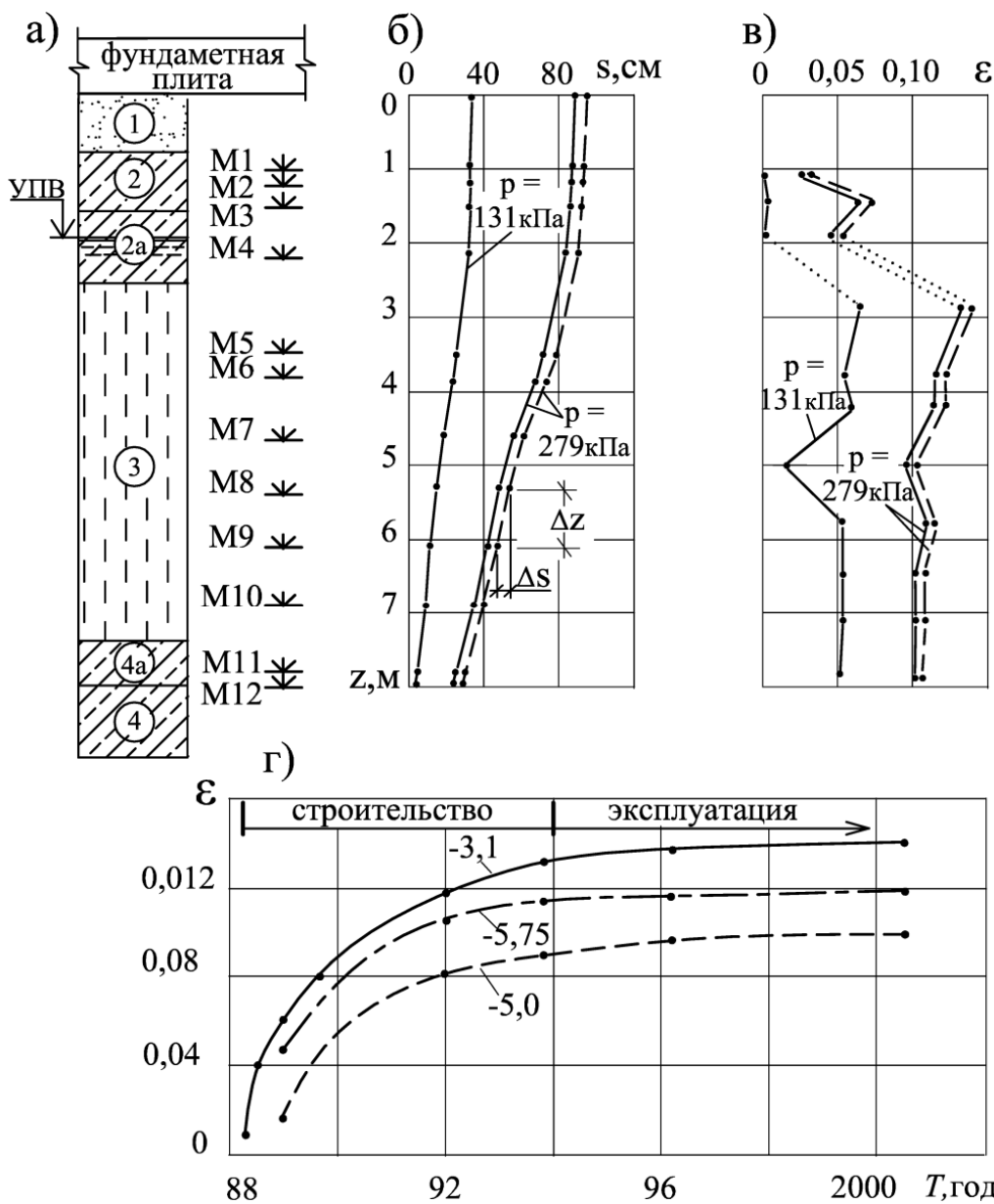


Рис. 9.5. Деформации в грунтах основания объекта № 6: а) геологическая колонка и схема установки грунтовых марок; б; в) эпюры послойных перемещений и относительных деформаций; г) график нарастания относительных деформаций во времени

По экспериментальным графикам зависимости относительных деформаций от напряжения определены значения плотности скелета уплотненного грунта по формуле

$$\rho_{d,com} = \rho_d / (1 - \varepsilon), \quad (9.3)$$

где  $\rho_d$  – среднее значение плотности скелета грунта по материалам изысканий, а значения  $\varepsilon$  взяты из графика на рис.9.6,а, построенного по результатам исследований на объектах, приведенных в табл.9.1.

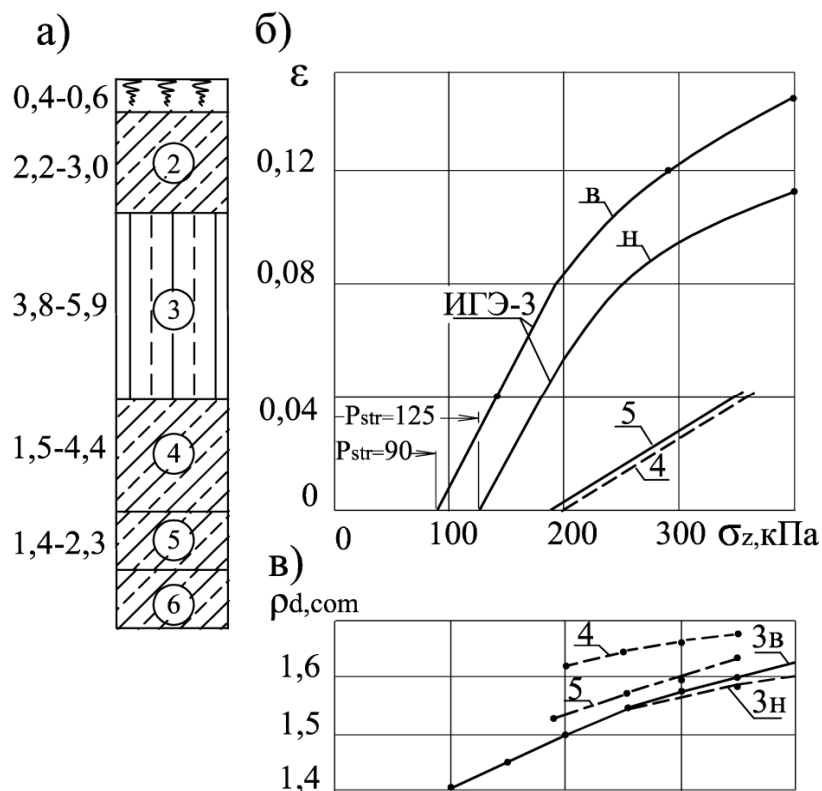


Рис.9.6. Деформации грунтов в основаниях фундаментов многоэтажных зданий: а) обобщенная инженерно-геологическая колонка; зависимости относительных деформаций (б) и плотности скелета грунтов (в) от средних напряжений в ИГЭ в пределах зоны уплотнения

Процессы уплотнения, протекающие в грунтах основания, определяют характер нарастания осадок фундаментов сооружения. При увеличении давлений (период строительства) происходит сокращение пор грунта в результате сжатия защемленного газа и вытеснения поровой воды. После прекращения роста давления вытеснение воды из пор продолжается давлением сжатого газа. Повышение плотности происходит до достижения равновесия между напряжением от внешней нагрузки и сопротивлением скелета на контактах между частицами, сжатым воздухом и

поровой водой, отжатие которой постепенно уменьшается в результате снижения водопроницаемости грунта.

Факт снижения порового давления воды, вытесняемой сжатым защемленным газом, зафиксирован инструментально. Специальными датчиками, установленными в пределах зоны уплотнения, формирующейся вокруг ствола сваи в процессе ее погружения, измерено поровое давление сразу после погружения свай и в течение длительного времени в период «отдыха». Значительное возрастание его значения после забивки сменилось уменьшением, которое наблюдалось около 45 суток.

По результатам вычислений построены графики зависимости плотности скелета уплотненного грунта от напряжения, представленные на рис.9.6,б.

При росте нагрузки скорость протекания осадки зависит от скорости вытеснения воды из пор грунтов. На скорость ее вытеснения оказывает влияние водопроницаемость, которая снижается в процессе уплотнения. Поэтому скорость нарастания осадки в начальный период времени роста нагрузки при меньшем давлении выше, чем в течение второго периода строительства. Это было зафиксировано в процессе строительства объекта № 3 (см. рис.9.2,в).

После окончания строительства скорость нарастания осадок фундаментов снижается. За период наблюдений в течение 37 лет на объекте № 3 полная стабилизация не достигнута. Результаты наблюдений за снижением скорости нарастания осадок зданий в период эксплуатации приведены на рис.9.2 и 9.7. Интенсивное снижение скорости осадки наблюдается в течение первых 3–4 лет после окончания строительства. Величина осадки зданий за время строительства составила 70...80% от измеренной в течение всего периода наблюдений.

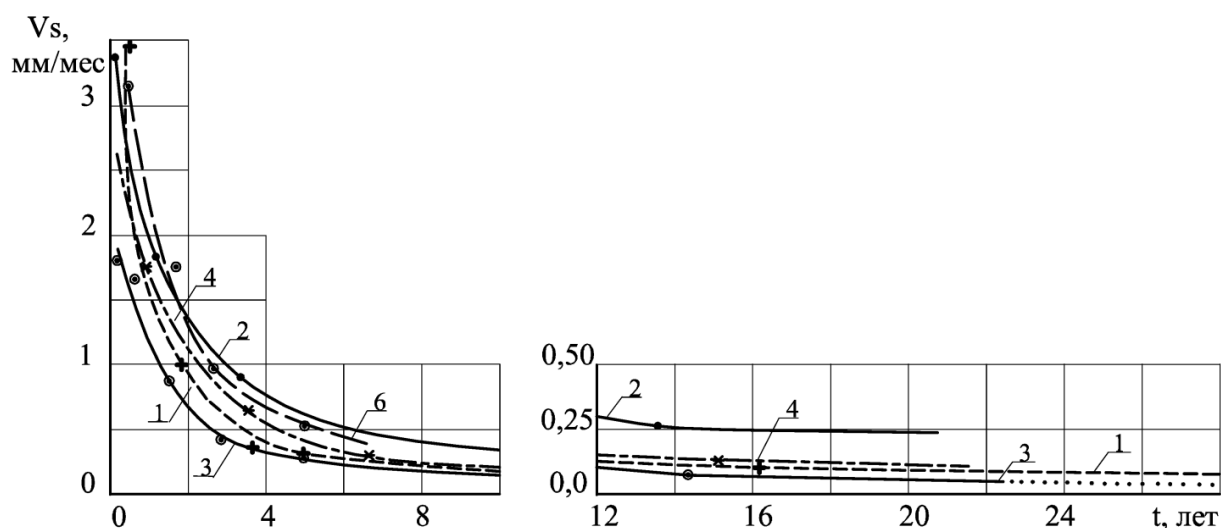


Рис. 9.7. Графики снижения скорости осадок наблюдаемых зданий в период эксплуатации

### **Выводы**

1. Лессовые водонасыщенные грунты являются трехфазной системой, состоящей из объема минеральных частиц, воды и защемленного газа.

2. Вода, заполняющая поры грунта, находится в двух состояниях: молекулярной и гравитационной влагоемкости.

3. Уплотнение грунта под влиянием статической нагрузки является следствием вытеснения гравитационной части воды.

4. Защемленный газ сжимается сразу после приложения нагрузки, оказывая давление на поровую воду.

5. Отжатие гравитационной части воды зависит от водопроницаемости грунтов: в процессе уплотнения ее значение снижается, уменьшая скорость движения отжимаемой воды.

6. В основаниях объектов, за которыми велись наблюдения, значения относительных деформаций в период строительства (роста нагрузки) составили 60...80%, а в период эксплуатации 20...40%.

7. За период наблюдений в процессе эксплуатации длительностью до 37 лет полной стабилизации деформаций не зафиксировано.

# ФАЗОВАЯ МОДЕЛЬ ОЦЕНКИ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

## 10.1. ФАЗЫ И ФАЗОВЫЕ КОМПОНЕНТЫ

Грунтовая среда, являющаяся основанием фундаментов зданий и сооружений, обладает особенностями физического состояния и деформативных свойств, которые отличаются от свойств материалов строительных конструкций.

Грунты не являются сплошной средой, это дисперсная раздробленная система, состоящая из накопления частиц разных размеров, между которыми находятся пустоты – поры. Поры могут быть заполнены водой и воздухом (газом), (рис.10.1).

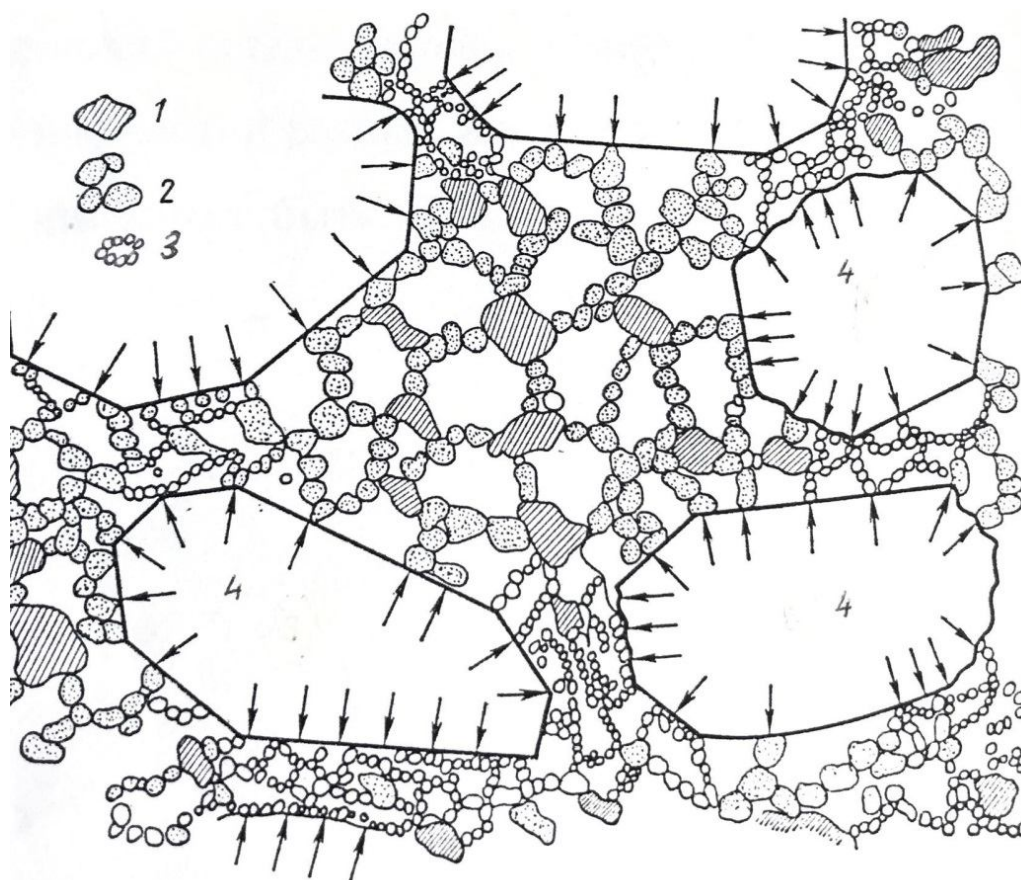


Рис.10.1. Схема строения глинистого грунта: 1) частицы глины; 2; 3) хлопьевидные коллоидные частицы, слабо- и сильноуплотненные поры; 4) зерна песка

Грунтовую среду относят к трехфазной системе, состоящей из твердых частиц различных минералов, воды и газа. Каждая фаза обладает своими особенностями.

**Твердая фаза** является следствием накопления частичек разных размеров, от песчаных до глинистых. Рассмотрим систему из глинистых грунтов с размерами частиц от 0,05 до <0,001 мм, являющихся продуктом разрушения (обломками) кристаллических горных пород (гранит, базальт, кварц, полевой шпат, слюда и др.). Особенностью этих накоплений является наличие в них совокупности частичек разной формы (близкой к сферической, игольчатой, пластинчатой), размеров и минералогического состава.

**Удельная поверхность.** Решающее влияние на механические свойства грунтовой среды оказывает размер частиц и их взаимодействие с жидкой фазой – водой. С уменьшением размера частиц увеличивается их удельная поверхность пропорционально уменьшению масштаба. Если уменьшить размер частиц в единичном объеме в десять раз, их удельная поверхность повысится также в десять раз. Например, если объем куба с ребром 1,0 м раздробить на малые элементы с размерами ребра в 10 см (в 10 раз), то сумма их удельной поверхности возрастет от 6 м<sup>2</sup> до 60 м<sup>2</sup> (рис.10.2). Свойства твердой фазы зависят от размера частиц, их формы, минералогического состава и суммарной площади поверхности в единице объема. Условно твердая фаза считается однокомпонентной.

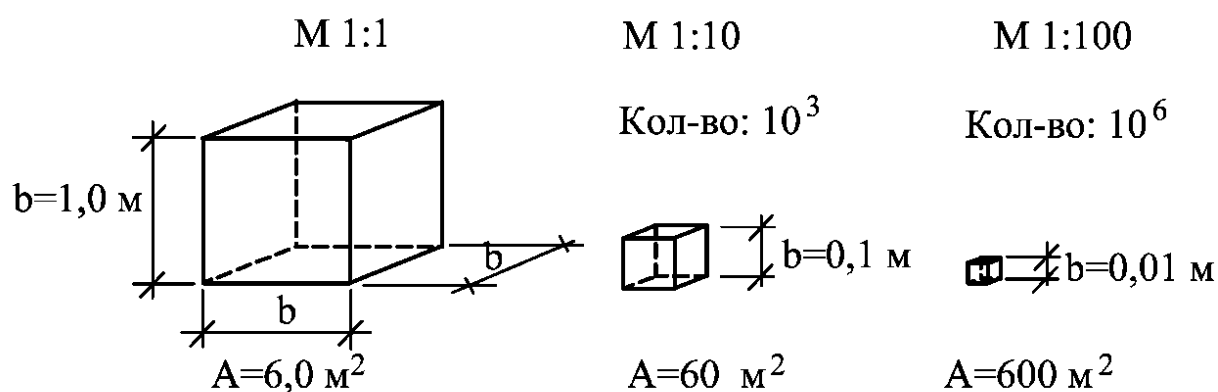


Рис. 10.2. Схема возрастания удельной поверхности при уменьшении размера объема: М – масштаб объемов; А – сумма площадей боковой поверхности

**Жидкая фаза** это вода, заполняющая часть пор между минеральными частицами. Вода и ее состояние оказывают очень большое влияние на сжимаемость грунтов. В грунтах различают несколько видов воды, основными компонентами которых являются молекулярно-связанная, заземленная и свободная вода.

**Молекулярно-связанная** образует оболочку вокруг минеральных частиц, показанную на рис.10.3. Минеральная частица заряжена отрицательным статическим электричеством.

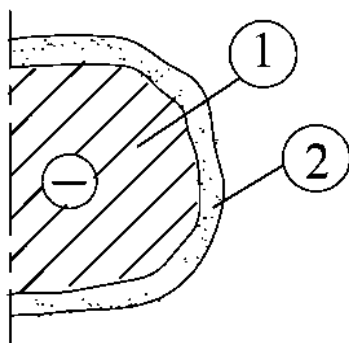


Рис. 10.3. Схема минеральной частицы (1) с оболочкой молекулярно-связанной воды (2)

Молекулы воды являются диполями – имеют два полюса, «+» и «-». Отрицательный заряд частицы прочно удерживает на ее поверхности водяную оболочку. Ее толщина зависит от многих факторов и, по данным разных исследователей, колеблется от нескольких десятков до нескольких сотен рядов молекул воды (размер молекул воды 0,276нм – нанометра). Характерной особенностью молекулярно-связанной воды является невозможность ее удаления механическим путем. Например, А.Ф. Лебедевым в центрифуге, при достижении ускорения, в 70000 раз превышающего ускорение силы тяжести, такую воду не удалось отделить от частиц грунта. Ее максимальное количество, которое удерживается частицами, он назвал **максимальной молекулярной влагоемкостью**. Под влиянием внешней нагрузки эта часть воды сохраняется в грунтах, препятствуя их уплотнению. В материалах инженерно-геологических изысканий значение этой части воды не приводится. По одному из косвенных методов ее количество принимается на 2...3% меньше влажности на пределе раскатывания. В данном разделе весовая влажность при



максимальной молекулярной влагоемкости принимается по зависимости

$$w_{m,max} = w_p - 0,02. (10.1)$$

**Защемленная вода** образуется вокруг точек контактов между частицами. Ее можно удалить механически при очень больших усилиях. При действующих нагрузках от фундаментов ее количество в лессовых грунтах составляет около 4% весовой влажности, а с учетом максимальной молекулярной влагоемкости общая влажность может достигать 20%. Защемленная вода образует кольцевую «шайбу» воды вокруг точек контактов между частицами. Защемленная часть воды появляется при влажности, превышающей максимальную молекулярную влагоемкость. Схема ее положения приведена на рис.10. 4.

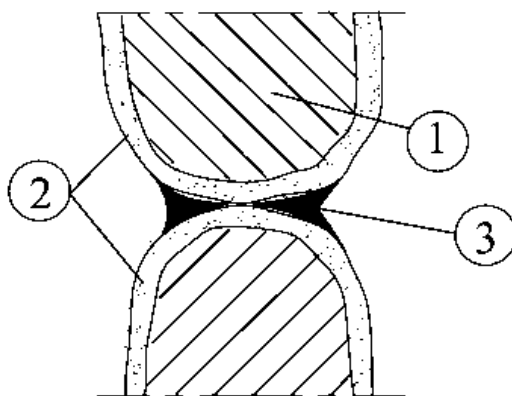


Рис.10.4. Схемы защемленной и связанной воды на контакте двух частиц: 1 – минеральная частица; 2 – оболочка молекулярно – связанной воды; 3 – защемленная вода

**В свободной части воды** выделяют компоненты капиллярной и гравитационной влагоемкости. Вода несжимаема. При наличии гравитационной части воды уплотнение сопровождается ее вытеснением.

**Газообразная фаза** – часть пор, заполненных газом. В большинстве видов грунтов уплотнение происходит в результате вытеснения газа. Газ сжимаем – в процессе уплотнения часть его вначале вытесняется из пор, а после достижения газонепроницаемости – сжимается, создавая внутреннее упругое поровое давление. Часть сжатого газа растворяется в поровой воде.

При коэффициенте водонасыщения  $S_r > 0,9$  часть воздуха в порах оказывается защемленной.

## 10.2. ЕМКОСТИ ФАЗ И ФАЗОВЫХ КОМПОНЕНТОВ

Условную единицу объема грунта можно представить в виде суммы емкостей составляющих ее фаз и фазовых компонентов. В этом случае емкости каждой фазы и фазовых компонентов являются величиной относительной к единице объема, выраженной в долях единицы или %. Каждая из них представляет собой часть единичного объема. В дальнейшем, условно, твердую и газообразную фазы будем считать однокомпонентными, а жидкую – многокомпонентной, к главным из которых относятся молекулярно-связанная, защемленная и гравитационная части воды.

В действующем стандарте физические характеристики определяются по соотношению их веса к объему (размерные)  $\rho_s$ ,  $\rho_d$  либо по соотношению их веса или объемов (безразмерные)  $n$ ,  $w$ ,  $S_r$  и др.

В фазовой модели оценки используются объемные соотношения. Каждая фаза оценивается ее емкостью в единице объема. Значения емкостей приводятся в табличной и графической форме. Схема и условные обозначения емкостей приведены на рис. 10.5.

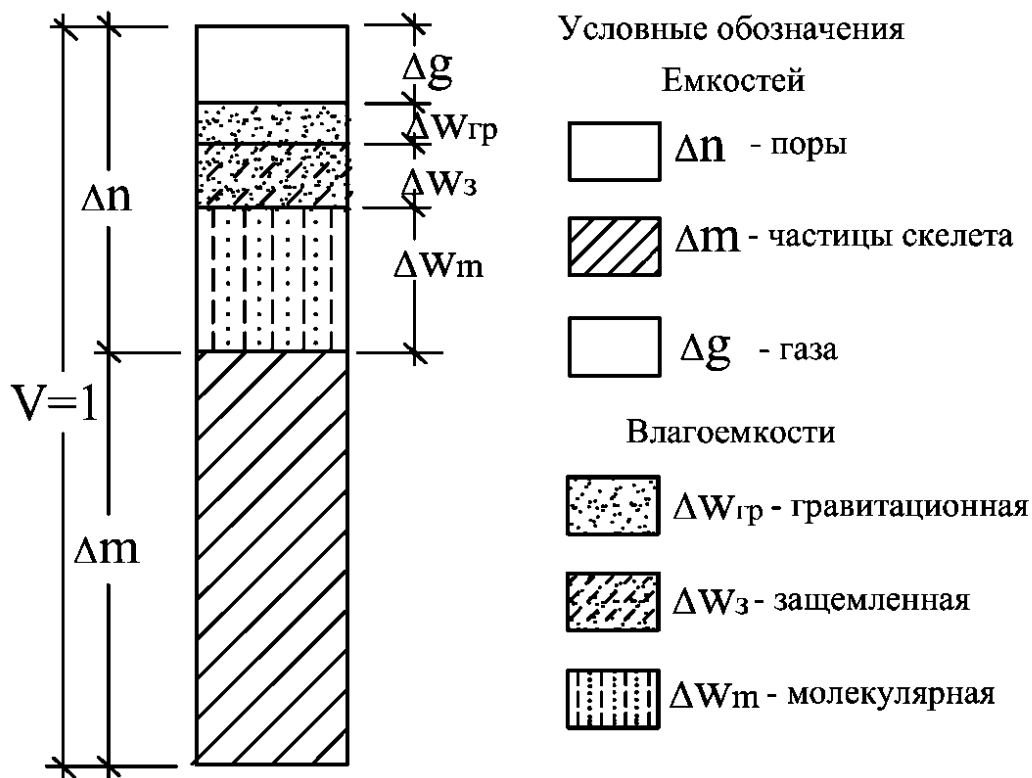


Рис. 10.5. Схема емкостей фаз и фазовых компонентов  
 Определение емкостей фаз и фазовых компонентов выполняется по зависимостям, приведенным в таблице 10.1.

Таблица 10.1. Определение значений фаз и фазовых компонентов

Наименование фаз и их компонентов	Обозначение	Формулы для определения
Коэффициенты водонасыщения	$S_r$	$S_r = \rho_s \cdot w / (\rho_s / \rho_d - 1) \cdot \rho_w$
	$S_{r,m}$	$S_{r,m} = \rho_s \cdot w_m / (\rho_s / \rho_d - 1) \cdot \rho_w$
Объем	частиц скелета $\Delta m$	$\Delta m = \rho_d / \rho_s$
	пор $\Delta n$	$\Delta n = 1 - \rho_d / \rho_s$
Влагоемкость	общая $\Delta w$	$\Delta w = \Delta n \cdot S_r$
	Молекулярная $\Delta w_m$	$\Delta w_m = \Delta n \cdot S_{r,m}$
	защемленная $\Delta w_з$	$\Delta w_з = 0,2 \cdot \Delta w_m$
	гравитационная $\Delta w_{гр}$	$\Delta w_{гр} = \Delta w - (\Delta w_m + \Delta w_з)$
Газоемкость	$\Delta g$	$\Delta g = \Delta n - \Delta w$

Примечание: весовая влажность при определении  $S_{r,m}$  принимается по формуле (10.1).

### 10.2.1. Переход от фазовых к стандартным характеристикам

По схеме соотношений фаз и фазовых компонентов можно определить стандартные физические характеристики грунтов и оценку их деформативных свойств. Их определение выполняется по соотношениям, приведенным в таблице 10.2.

Таблица 10.2. Переход от фазовых к стандартным характеристикам

Наименование характеристик	Обозначение	Зависимости для определения
Пористость	$n$	$n = \Delta n$
Влажность	$w$	$w = \Delta w \cdot \rho_w / \Delta m \cdot \rho_s$
Коэффициент водонасыщения	$S_r$	$S_r = \Delta w / \Delta n$
Плотность скелета	$\rho_d$	$\rho_d = \Delta m \cdot \rho_s$

Примечание:  $\Delta w = \Delta w_m + \Delta w_3 + \Delta w_{2p}$ .

### 10.2.2. Определение сжимаемости

Сжимаемость является следствием сокращения пор заполненных газом и гравитационной частью воды. Максимально возможное уплотнение достигается при их вытеснении из пор грунта. Сумма этих фазовых компонентов является максимальным значением относительной деформации уплотнения  $\varepsilon_{n,max}$ :

$$\varepsilon_{n,max} = \Delta g + \Delta w_{2p}. \quad (10.2)$$

Сокращению объема пор препятствуют молекулярно-связанная вода (капиллярно-стыковое состояние) и газ. Накопление заземленной воды происходит в результате ее капиллярного перемещения. Емкость заземленного газа может достигать 2...3% единицы объема грунта.

## 10.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ФАЗОВЫХ ХАРАКТЕРИСТИК

*Пример1.* Оценка сжимаемости ИГЭ-3 – лессовой супеси по фазовой модели. Характеристики грунта и их фазовые соотношения приведены в табл. 10.3.

Таблица 10.3. Характеристики грунта и их фазовые соотношения

$\rho_s$	$\rho_d$	$w$	$w_p$	$w_m$	$S_r$	$S_{r,m}$	$\Delta m$	$\Delta n$	$\Delta w$	$\Delta w_m$	$\Delta w_3$	$\Delta w_{2p}$	$\Delta g$
----------	----------	-----	-------	-------	-------	-----------	------------	------------	------------	--------------	--------------	-----------------	------------

г/см <sup>3</sup>	г/см <sup>3</sup>	д.е.	д.е.	д.е.	д.е.	д.е.	—	—	—	—	—	—	—
2,68	1,42	0,19	0,18	0,16	0,57	0,48	0,53	0,47	0,27	0,23	0,04	—	0,20

Примечание:  $w_m = w_p - 0,02$ .

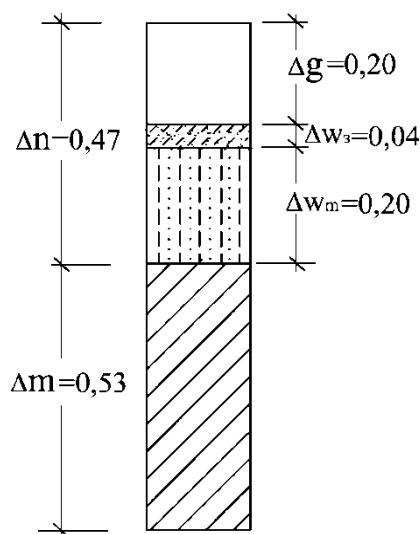


Рис.10.6. Схема фазовых компонентов для ИГЭ-3

Для данного ИГЭ-3 под влиянием внешней нагрузки сокращение объема пор может проходить только в результате вытеснения газа, см. рис.10.6. Молекулярно-связанная и заземленная вода не вытесняются. Максимально возможное значение коэффициента относительного уплотнения на отметке подошвы фундамента равно  $\varepsilon_{n,max}=0,20$ . Практически оно будет на 2...3% ниже в связи с заземлением газа в процессе уплотнения.

**Пример 2.** Определение стандартных физических характеристик по схеме емкостей фазовых компонентов, формулы для их определения приведены в табл. 10.4.

Таблица 10.4. Определение стандартных физических характеристик грунта

Характеристики	Формулы для определения
$\rho_d$	$\rho_d = \Delta m \cdot \rho_s = 0,53 \cdot 2,68 = 1,42 \text{ г/см}^3$
$w$	$w = \Delta w \cdot \rho_w / \Delta m \cdot \rho_s = 0,27 \cdot 1,0 / 0,53 \cdot 2,68 = 0,19$
$S_r$	$S_r = \Delta w / \Delta n = 0,27 / 0,47 = 0,57$

## 10.4.ВЛИЯНИЕ МОЛЕКУЛЯРНОЙ ВЛАГОЕМКОСТИ НА ПРОЦЕССЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ

На величину плотности скелета уплотняемого грунта оказывает влияние значение молекулярной влагоемкости. Чем выше емкость молекулярно-связанной воды, тем ниже максимально возможная плотность скелета. Так, при максимальной влагоемкости максимально возможное значение плотности скелета грунта достигает 1,65...1,7 г/см<sup>3</sup>. При ее снижении плотность скелета грунта повышается до 2,0 г/см<sup>3</sup>. При этом значительно повышаются затраты энергии при достижении максимальной плотности (энергия при трамбовании, либо величина давления по подошве фундамента).

Применение фазовой модели позволяет прогнозировать степень уплотнения по характеристикам состояния грунта.

**Пример 3.** Определение ожидаемой плотности скелета грунта после уплотнения тяжелой трамбовкой на двух участках I и II (Пример 3).

По характеристикам природного состояния грунтов, приведенных в табл.10.5, определены их фазовые соотношения, схемы которых приведены на рис.10.7.

Таблица 10.5. Характеристики грунтов и их фазовые соотношения на уплотняемых участках для ИГЭ-3

№ уч.	$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w$ , д.е.	$w_m$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$S_{r,m}$ , д.е.	$\Delta m$ , -	$\Delta n$ , -	$\Delta w$ , -	$\Delta w_m$ , -	$w_z$ , -	$\Delta w_{zp}$ , -	$\Delta g$ , -
I	2,68	1,4	0,12	0,16	0,35	0,47	0,52	0,48	0,17	0,17	-	-	0,31
II	2,68	1,4	0,17	0,16	0,50	0,47	0,52	0,48	0,24	0,23	0,01	-	0,24

Уплотнение происходит в результате сокращения объема газа. Принимаем допущение, что после уплотнения сохраняется около 3% заземленного газа. Результаты определения плотности скелета после уплотнения приведены в табл.10.6.

Таблица 10.6. Максимальное и среднее значения плотности скелета грунта

№ уч-ка	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$\Delta g - 0,03$	$1 - (\Delta g - 0,03)$	$\rho_{d,com,max}$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,com,ср}$ г/см <sup>3</sup>
I	1,4	0,28	0,72	1,94	1,67
II	1,4	0,21	0,79	1,80	1,60

- Примечания: 1)  $\rho_{d,com,max} = \Delta m \cdot \rho_s / [1 - (\Delta g - 0,03)]$ ;  
 2)  $\rho_{d,com,cp} = (\rho_{d,com,max} + \rho_d) / 2$ .

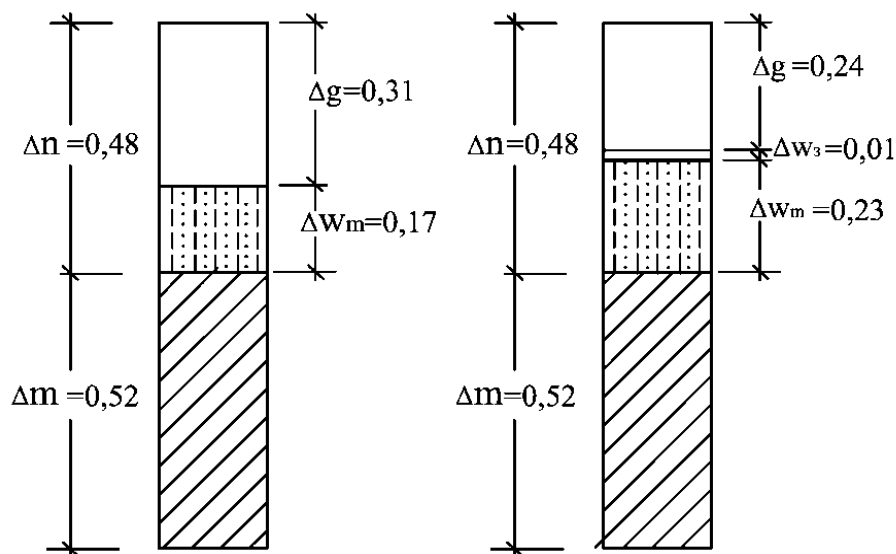


Рис. 10.7. Схемы фаз и фазовых компонентов на участках I и II

Чем меньше значение молекулярной влагоемкости грунта, тем выше плотность его скелета после уплотнения. В первом случае емкость пор, заполненных газом, больше, чем во втором. Поэтому значение плотности скелета на первой площадке выше, чем на второй.

## 10.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ОТСУТСТВИИ ЗНАЧЕНИЙ МАКСИМАЛЬНОЙ МОЛЕКУЛЯРНОЙ ВЛАГОЕМКОСТИ

А.Ф. Лебедевым значение максимальной молекулярной влагоемкости определялось методом центрифугирования. Для изучения этих характеристик разработаны некоторые косвенные методики. Ряд авторов полагают, что значения этих характеристик близко к значению нижнего предела пластичности ( $w_p$ ). По нашим исследованиям, для лессовых грунтов весовая влажность при максимальной молекулярной влажности на 0,02...0,03 меньше влажности на пределе раскатывания.

При строительстве зернового терминала возле с. Визирка (г. Южный Одесской области) встречены высокодисперсные грунты, значения максимальной молекулярной влагоемкости у которых неизвестны. За критерий оценки принята влажность на нижнем пределе пластичности и вычислено значение максимальной

молекулярной влагоемкости ( $w_p=0,03$ ) для ИГЭ-9 и 10, по которому выполнена оценка их сжимаемости.

**Пример 4.** Определение максимальной молекулярной влагоемкости и оценка максимально возможного повышения плотности скелета грунта. Характеристики грунтов по результатам инженерно-геологических изысканий приведены в табл. 10.7.

Таблица 10.7. Характеристики грунтов

№№ слоев	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д.е.	$w_p$ , д.е.	$w_m$ , д.е.
ИГЭ-9	2,67	1,58	0,23	0,23	0,20
ИГЭ-10	2,74	1,55	0,25	0,28	0,25

По значениям физических характеристик определены соотношения фаз и фазовых компонентов, значения которых приведены в табл. 10.8. и на рис. 10.8.

Таблица 10.8. Определение емкостей фаз и фазовых компонентов

№ ИГЭ	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д.е.	$w_m$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$S_{r,m}$ , д.е.	$\Delta m$ , —	$\Delta n$ , —	$\Delta w$ , —	$\Delta w_m$ , —	$w_3$ , —	$\Delta w_{zp}$ , —	$\Delta g$ , —
9	2,67	1,58	0,23	0,20	0,89	0,77	0,59	0,41	0,36	0,32	0,04	—	0,05
10	2,74	1,55	0,25	0,25	0,89	0,89	0,57	0,43	0,38	0,38	—	—	0,05

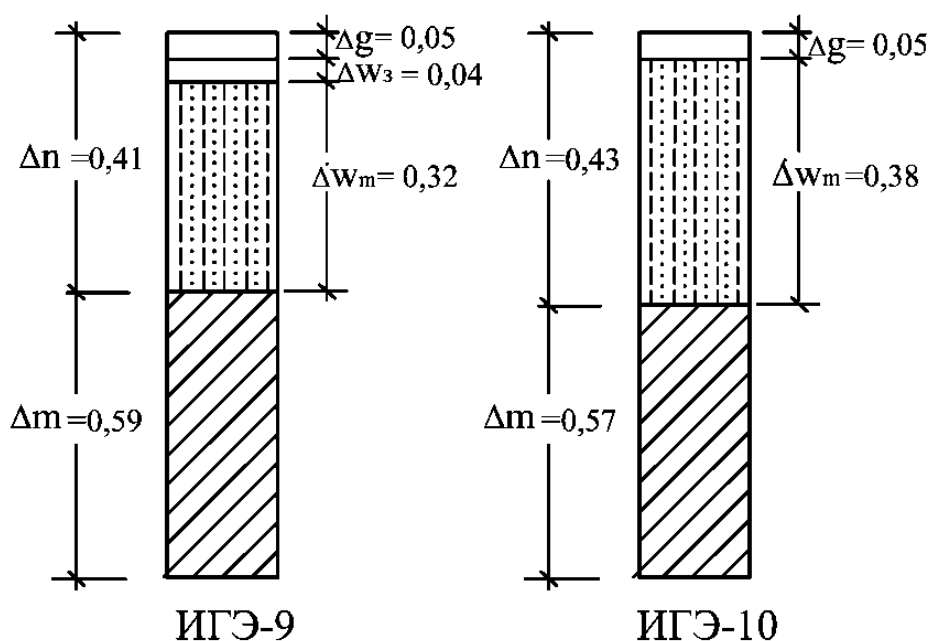




Рис.10.8. Схемы соотношений емкостей фаз и фазовых компонентов

В рассматриваемых ИГЭ уплотнение возможно в результате сокращения емкости газа. Газ сжимаем. При небольших давлениях (0,2...0,5МПа) возможно сжатие защемленного газа и растворения его части в воде. При значительных давлениях в основаниях свай (2,0...3,0МПа) возможно исключение его емкости в результате растворения в поровой воде.

В табл. 10.9 и 10.10 приведены результаты определения возможной плотности скелета при наличии защемленного газа и его отсутствии.

Таблица 10.9. Максимально возможные и средние значения повышения плотности при сохранении защемленного газа

№ уч-ка	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$\Delta g - 0,03$	$1 - (\Delta g - 0,03)$	$\rho_{d,com,max}$ ,* г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,com,ср}$ ,* г/см <sup>3</sup>
9	1,58	0,02	0,98	1,61	1,60
10	1,55	0,02	0,98	1,58	1,57

\* - см. примечания к табл.10.6.

Таблица 10.10. Максимально возможные и средние значения повышения плотности при исключении емкости защемленного газа

№ уч-ка	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$\Delta g - 0,03$	$1 - (\Delta g - 0,03)$	$\rho_{d,com,max}$ ,* г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,com,ср}$ ,* г/см <sup>3</sup>
9	1,58	0,05	0,95	1,66	1,62
10	1,55	0,05	0,95	1,63	1,59

\* - см. примечания к табл.10.6.

## 10.6. ВЛИЯНИЕ ВЛАЖНОСТИ НА УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ

В строительной практике уплотнение грунтов, в основном, происходит под влиянием двух видов нагрузок: ударной и статической (рис.10.9). Ударной – при уплотнении трамбовками, а статической – в основаниях фундаментов.

В пределах зоны уплотнения плотность скелета грунта снижается от максимального значения  $\rho_{d,com,max}$  до природного – на

нижней границе. Его среднее значение принимается равным полусумме максимального и природного значения.

Уплотнение является следствием вытеснения из пор грунта емкостей газа и гравитационной части воды. В порах уплотненного грунта остается часть емкости заземленного газа (0,02...0,04, в среднем 0,03). Тогда максимально возможная плотность на поверхности уплотненного объема достигается вытеснением газа, за вычетом его заземленной части и гравитационной части воды ( $\Delta g - 0,03 + \Delta w_{zp}$ ).

Максимальное значение плотности скелета грунта определяется отношением плотности скелета  $\rho_d = \Delta m \cdot \rho_s$  к емкости сократившейся части единичного объема после вытеснения газа и воды ( $1 - (\Delta g - 0,03 + \Delta w_{zp})$ ) по зависимости

$$\rho_{d,com,max} = \rho_d / 1 - (\Delta g - 0,03 + \Delta w_{zp}). \quad (10.3)$$

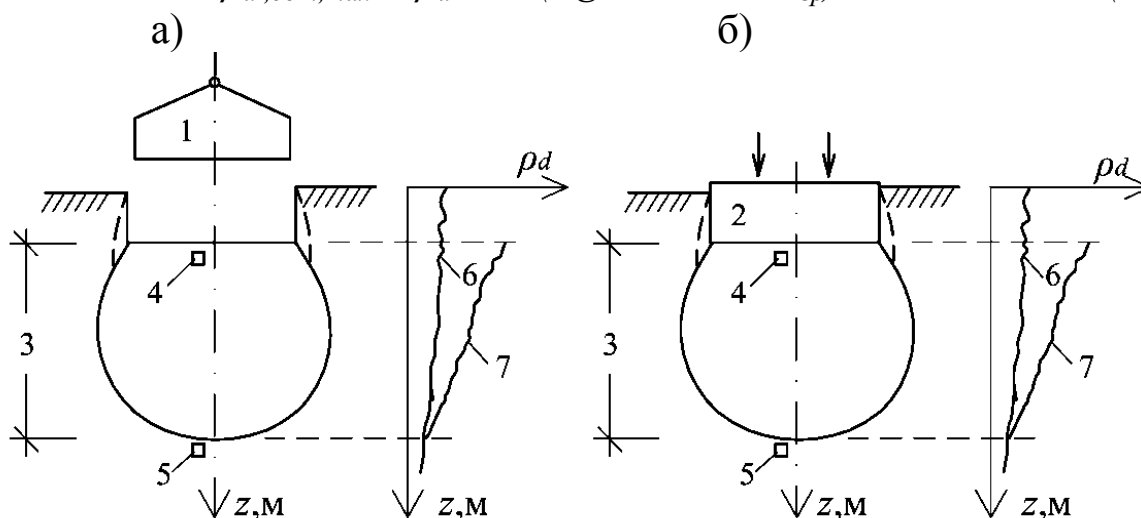


Рис. 10.9. Схемы уплотненного основания: а) трамбовкой; б) фундаментом; 1 – трамбовка; 2 – фундамент; 3 – зона уплотнения; 4, 5 – максимальная и природная плотность скелета грунта; 6, 7 – графики изменения плотности по глубине, природной и после уплотнения

Среднее значение плотности скелета в пределах зоны уплотнения определяется как полусумма максимального и природного значений:

$$\rho_{d,com,cp} = \rho_{d,com,max} + \rho_d / 2. \quad (10.4)$$

На значение плотности скелета уплотненного грунта оказывает влияние соотношение компонентов жидкой и

газообразной фаз. При повышении влажности плотность скелета снижается, а при снижении – повышается.

**Пример 5.** *Определение влияния влажности на значения плотности скелета уплотняемого грунта. Характеристики ИГЭ-3 лессовой толщи г. Одессы приведены в примере №1.*

*Последовательность расчета:*

1) Выполнить определения соотношений фаз и фазовых компонентов для четырех значений влажности.

2) Определить значения плотности скелета после уплотнения для каждого значения влажности.

В табл.10.11 и на рис. 10.10 приведены результаты определения фазовых соотношений при изменении влажности грунта с характеристиками, приведенными в примере №1.

Начальное значение влажности ( $w=0,12$ ) принято меньшим максимальной молекулярной влагоемкости ( $0,16$ ), а конечное ( $0,23$ ) при наличии всех компонентов воды ( $\Delta w_m; \Delta w_3; \Delta w_{gp}$ ).

При повышении влажности достигается максимальная влагоемкость, формируется заземленная часть воды и емкость ее гравитационной части. Этот процесс сопровождается сокращением емкости газа.

Таблица 10.11. Изменение фазовых соотношений при повышении влажности

$\rho_s$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$w$ , д.е.	$w_p$ , д.е.	$w_m$ , д.е.	$S_r$ , д.е.	$S_{r,m}$ , д.е.	$\Delta m$ , –	$\Delta n$ , –	$\Delta w$ , –	$\Delta w_m$ , –	$\Delta w_3$ , –	$\Delta w_{gp}$ , –	$\Delta g$ , –
2,68	1,42	0,12	0,18	0,16	0,36	0,48	0,53	0,47	0,17	0,17	–	–	0,30
2,68	1,42	0,15	0,18	0,16	0,45	0,48	0,53	0,47	0,21	0,21	–	–	0,26
2,68	1,42	0,19	0,18	0,16	0,57	0,48	0,53	0,47	0,27	0,23	0,04	–	0,20
2,68	1,42	0,23	0,18	0,16	0,69	0,48	0,53	0,47	0,32	0,23	0,04	0,05	0,15

Применение соотношений фаз и фазовых компонентов позволяет с высокой достоверностью прогнозировать значения плотности скелета в пределах уплотненной зоны.

В табл. 10.12 приведены результаты определения максимальных значений плотности скелета уплотненного грунта по соотношениям емкостей фаз и фазовых компонентов в зависимости от влажности.

Максимальное и среднее значения плотности скелета после уплотнения определены по зависимостям (10.3; 10.4).

Из приведенных данных видно влияние влажности на эффективность уплотнения.

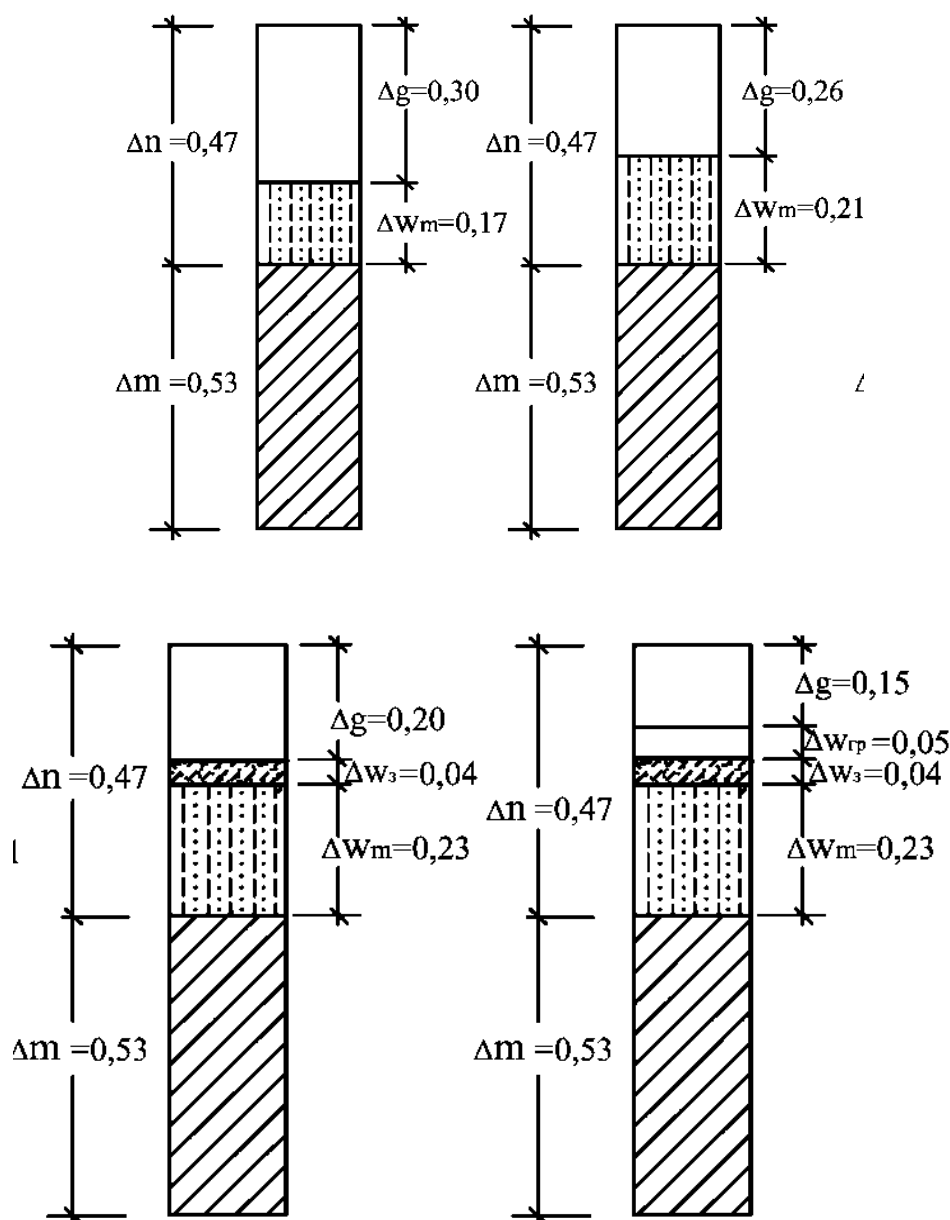


Рис.10.10. Схемы изменения фазовых соотношений при повышении влажности

Таблица.10.12 Максимально возможные и средние значения

характеристик уплотнения

$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	$\Delta g - 0,03 + \Delta w_{zp}$	$I - (\Delta g - 0,03 + \Delta w_{zp})$	$\rho_{d,com,max}$ г/см <sup>3</sup>	$\rho_{d,com,cp}$ г/см <sup>3</sup>
1,42	0,27	0,73	1,94	1,68
1,42	0,23	0,77	1,84	1,63
1,42	0,17	0,83	1,71	1,57
1,42	0,17	0,83	1,71	1,57

## 10.7. ВЛИЯНИЕ ДИСПЕРСНОСТИ ГРУНТОВОЙ СРЕДЫ НА ПРОЦЕССЫ УПЛОТНЕНИЯ

С повышением дисперсности увеличивается удельная поверхность минеральных частиц, что повышает емкость молекулярно-связанной воды. Уплотнение в данных условиях возможно при сокращении емкости газа. В защемленном состоянии, при невозможности его вытеснения, происходит сжатие и растворение газа в поровой воде.

Качественно дисперсность грунтов можно условно оценивать по значению влажности на пределе раскатывания и числу пластичности. Увеличение этих характеристик отражает повышение дисперсности.

Классификация глинистых грунтов по их дисперсности пока отсутствует. В первом приближении предлагается выделить три категории с обозначением их границ действующими характеристиками, приведенными в таблице 10.13.

Таблица 10.13 Категории дисперсности

№ категории	Категория дисперсности	Границы	
		$w_p$	$I_p$
I	малодисперсные	<0,15	<0,10
II	среднедисперсные	0,15–0,25	0,10–0,20
III	тонкодисперсные	>0,25	>0,20

В табл. 10.14 и на рис.10.11 приведены результаты определения емкостей фаз и фазовых компонентов грунта из двух ИГЭ: 4 и 12 (табл.10.21), составленных по материалам инженерно-геологических изысканий.

Таблица 10.14. Соотношение емкостей фаз и фазовых компонентов в грунтах с разной дисперсностью

№ ИГЭ	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	w, д.е.	w <sub>p</sub> , д.е.	w <sub>L</sub> , д.е.	w <sub>m</sub> , д.е.	S <sub>r</sub> , д.е.	S <sub>r,m</sub> , д.е.	$\Delta m$ , д.е.	$\Delta n$ , д.е.	$\Delta w$ , д.е.	$\Delta w_m$ , д.е.	$\Delta w_3$ , д.е.	$\Delta g$ , д.е.
4	2,70	1,37	0,20	0,21	0,34	0,19	0,56	0,53	0,51	0,49	0,27	0,26	0,05	0,22
12	2,74	1,53	0,25	0,27	0,55	0,25	0,86	0,80	0,56	0,44	0,38	0,38	—	0,06

Примечание: характеристики грунтов взяты из табл. 10.21

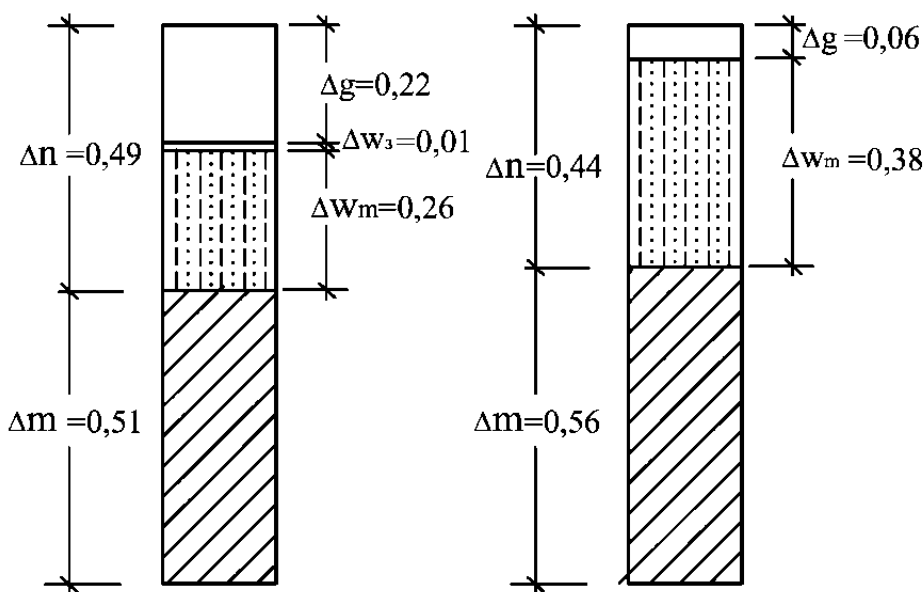


Рис. 10.11. Схема соотношений емкостей фазовых компонентов в грунтах: а) низкодисперсных; б) высокодисперсных

ИГЭ-12 можно отнести к высокодисперсной системе. Сумма емкостей минеральных частиц и молекулярно-связанной воды составляет 0,94, а газа – 0,06.

Уплотнение обусловлено сокращением емкости газа, т.к. газ сжимаемый. При больших давлениях 2...3 МПа (в основании подошвы свай) происходит его значительное сжатие и растворение. Не исключена возможность полного вытеснения емкости газа.

В таблице 10.15 приведены результаты определения значений плотности скелета в результате уплотнения. Для ИГЭ-12 приведены два значения: при сохранении защемленного газа и при его отсутствии.

Таблица 10.15. Максимальные и средние значения характеристик уплотнения

№	$\rho_d$	$\Delta g - 0,03$	$\Delta g$	$I - (\Delta g -$	$\rho_{d\text{ com,max}}$	$\rho_{d\text{ ,com, ср}}$	Защем-
---	----------	-------------------	------------	-------------------	---------------------------	----------------------------	--------

ИГЭ	г/см <sup>3</sup>			- 0,03)	г/см <sup>3</sup>	г/см <sup>3</sup>	ленный газ
4	2,7	0,19	-	0,081	-	1,69	+
12	2,74	0,03	-	0,097	-	1,58	+
12	2,74	-	0,06	-	0,94	1,63	-

Примечание: " + " ; " - " - соответственно наличие или отсутствие заземленного газа.

## 10.8. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПЛОЩАДОК СТРОИТЕЛЬСТВА

В табл. 10.16; 10.17; 10.18; 10.19; 10.20; 10.21 и 10.22 приведены характеристики инженерно-геологических элементов, залегающих на площадках строительства реальных объектов, которые могут быть использованы при работе над курсовыми и магистерскими работами.

Таблица 10.16. Характеристики инженерно-геологических элементов пос. Кулендорово, завод «Эпсилон»

№ ИГЭ	Наименование грунтов	$h$ , м	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д. е.	$w_p$ , д. е.	$w_L$ , д. е.	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
2	Суглинок лессовидный	2,7	2,77	1,82	1,56	0,17	0,19	0,37	27	12
3	Лесс палевый	3,2	2,73	1,67	1,44	0,16	0,15	0,29	26	10
4	Суглинок лессовидный	3,9	2,77	1,69	1,57	0,27	0,19	0,37	25	27

Таблица 10.17. Характеристики инженерно-геологических элементов г. Орджоникидзе, 5-этажный жилой дом

№ ИГЭ	Наименование грунтов	$h$ , м	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д. е.	$w_p$ , д. е.	$w_L$ , д. е.	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
2	Суглинок лессовый	2,9	2,68	1,77	1,54	0,17	0,21	0,31	28	47
2	Суглинок лессовый уплотненный	1,5	2,68	2,00	1,69	0,18	0,21	0,30	26	39
3	Суглинок лессовый	4,8	2,68	1,55	1,31	0,18	0,21	0,29	26	32
4	Суглинок лессовый	7,2	2,68	1,78	1,50	0,19	0,21	0,31	35	44
5	Суглинок лессовый	2,0	2,68	1,70	1,45	0,17	0,23	0,31	32	33

Таблица 10.18. Характеристики инженерно-геологических элементов г. Никополь, 2-этажный блок детсада-яслей

№ ИГЭ	Наименование грунтов	$h$ , м	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д. е.	$w_p$ , д. е.	$w_L$ , д. е.	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
3	Суглинок лессовый естественного сложен.	8,1	2,68	1,57	1,35	0,16	0,21	0,29	26	14
3	Суглинок лессовый естественного сложен.	3,5	2,68	1,98	1,68	0,18	0,20	0,29	24	23
4	Супесь лессовая	8,8	2,65	1,69	1,48	0,14	0,19	0,24	26	5

Таблица 10.19. Характеристики инженерно-геологических элементов г. Одесса, ул. Гастелло, 10-этажный дом

№ ИГЭ	Наименование грунтов	$h$ , м	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д. е.	$w_p$ , д. е.	$w_L$ , д. е.	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
3	Суглинок лессовидный буровато-коричн.	1,8	2,70	1,80	1,50	0,202	0,18	0,33	20	17
4	Супесь лессовая светло-желтая	4,1	2,68	1,82	1,43	0,267	0,18	0,27	19	17
5	Суглинок лессовидный буроватый	3,9	2,70	1,94	1,59	0,222	0,19	0,32	21	24
6	Супесь лессовая светло-желтая	1,6	2,69	1,83	1,45	0,263	0,18	0,28	20	20
7	Суглинок лессовидный коричнево-бурый	2,3	2,71	1,94	1,58	0,224	0,19	0,35	21	50

Таблица 10.20. Характеристики инженерно-геологических элементов г. Одесса, ул. Черноморская дор., 5-этажное промздание

№ ИГЭ	Наименование грунтов	$h$ , м	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w$ , д. е.	$w_p$ , д. е.	$w_L$ , д. е.	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
2	Суглинок лессовидный желтоватый	2,5	2,69	1,77	1,50	0,186	0,185	0,335	21	22
3	Лесс светло-желтый	4,9	2,68	1,83	1,44	0,269	0,199	0,269	19	11
4	Суглинок лессовидный светло-коричневый	4,3	2,69	1,94	1,58	0,224	0,184	0,334	20	40



5	Лесс желтый	2,5	2,68	1,96	1,56	0,260	0,184	0,274	16	18
6	Суглинок лессовидный красно-бурый	2,2	2,69	1,97	1,61	0,226	0,195	0,335	20	47
7	Суглинок буровато-серый		2,70	2,00	1,64	0,221	0,207	0,367	18	71

Таблица 10.21. Характеристики инженерно-геологических элементов с. Визирка, зерновой терминал

№ ИГЭ	Наименование грунтов	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	w, д. е.	w <sub>L</sub> , д. е.	w <sub>p</sub> , д. е.	$\varphi$ , град	c, кПа
2	Суглинок лессовидный светло-бурый	2,68	1,35	0,18	0,32	0,20	20	22
3	Супесь лессовидная палевая	2,68	1,35	0,16	0,27	0,20	22	14
4	Суглинок лессовидный светло-бурый	2,70	1,37	0,20	0,34	0,21	21	22
7	Глина зеленовато- серая	2,74	1,54	0,25	0,48	0,27	20	60
8	Суглинок зеленовато- серый	2,72	1,58	0,24	0,37	0,22	20	32
9	Суглинок зеленовато- серый мергелистый	2,73	1,64	0,21	0,35	0,21	21	30
11	Глина зеленовато- серая	2,74	1,59	0,23	0,50	0,27	20	45
12	Глина зеленовато- серая	2,74	1,53	0,25	0,55	0,27	19	56

Таблица 10.22. Характеристики инженерно-геологических элементов с. Визирка, склад металла

№ ИГЭ	Наименование грунтов	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	w, д. е.	w <sub>L</sub> , д. е.	w <sub>p</sub> , д. е.	$\varphi$ , град	c, кПа
2	Суглинок красно- бурый	2,72	1,56	0,22	0,38	0,22	22	30
3	Глина красно-бурая	2,74	1,58	0,23	0,45	0,25	22	35
4	Глина серо-зеленая	2,74	1,55	0,25	0,49	0,28	23	46

4а	Глина серо-зеленая серая, темно-серая	2,73	1,55	0,23	0,43	0,25	13	6
----	--	------	------	------	------	------	----	---

## Раздел 11

---

### НОВЫЕ МЕТОДИКИ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ СВАЯМИ

#### 11.1. МЕТОДИКА ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ ЦИКЛИЧЕСКИ-ВОЗРАСТАЮЩЕЙ НАГРУЗКОЙ

В Одесской государственной академии строительства и архитектуры разработана новая методика испытаний грунтов сваями вертикальной вдавливающей нагрузкой. Ее достоверность проверена натурными исследованиями. По результатам испытаний выполнена дифференциальная и интегральная оценка характеристик сопротивления грунтов нагрузкам, передаваемым сваями.

Свая является фундаментной конструкцией, передающей нагрузку от сооружения на грунты основания. Ее несущая способность определяется суммой сопротивлений сдвигу по поверхности ствола и сжатию грунта под нижним концом.

В Украине, по действующим нормам, предварительное значение предельной нагрузки на сваю определяется расчетом с использованием табличных значений сопротивления сдвигу и сжатию в зависимости от состава и состояния грунтов. Расчетные значения подлежат корректировке по результатам испытаний грунтов опытными сваями в натуральных условиях.

При новом строительстве на свайном поле объекта проводятся контрольные испытания 0,5% свай от их количества, но не менее двух. Действующим стандартом предусмотрено определение предельной нагрузки на сваю без учета характеристик сопротивления грунтов.

Сваю окружает грунт, уплотненный в процессе ее погружения у забивных свай и природного сложения – у буронабивных. Сопротивление сдвигу по поверхности ствола определяет длину сжатого участка сваи. Поэтому каждой ступени нагрузки соответствует определенный участок длины ствола, в пределах которого наблюдается его упругое сжатие. С ростом нагрузки увеличивается длина сжимаемого участка. Приращение его длины  $\Delta l_{f,i}$  от очередной ступени происходит под влиянием соответствующего приращения нагрузки  $\Delta P_i$ . Это связано с тем, что на предыдущих участках длины ствола сохраняются значения предельного сопротивления сдвигу, что установлено натурными исследованиями.

Упругие деформации состоят из двух частей – упругой и упруго-вязкой. Грунтовая среда, окружающая ствол сваи, является упруго-вязкой. Упругая часть деформации исчезает сразу, практически мгновенно, после снятия нагрузки, а снижение упруго-вязкой составляющей продолжается длительное время.

В новой методике изменена технология приложения нагрузки. Вместо ступенчато-возрастающей, предусмотренной действующим стандартом, применена методика циклически-возрастающей нагрузки. Каждая ступень представляет собой самостоятельный цикл, состоящий из приложения нагрузки, выдерживания до условной стабилизации и разгрузки. На каждой ступени измеряются полная величина осадки и ее остаточная составляющая. По их разности определяется ее упругая часть. В примененной методике определена мгновенная часть упругой деформации по измеренному значению остаточной части осадки, в течение 10...15 минут после ее снятия.

По результатам испытаний строится график зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки  $s_y = f(P)$ . График состоит из двух ветвей: первая – характеризует упругое сжатие ствола, вторая – является суммой упругого сжатия ствола и грунта ниже острия. Точка перелома на графике соответствует нагрузке, уравновешенной предельным сопротивлением сдвигу  $P_f$  вдоль подземной части поверхности сваи  $A_f$ . Полученная зависимость является исходной для оценки характеристик сопротивления грунтов. Начальная точка смещена от начала осей координат, так как не измерена упруго-вязкая составляющая упругих деформаций.

Упругая составляющая зависимости осадки сваи от нагрузки является следствием упругого сжатия ее ствола. Длина сжатого участка по глубине  $\ell_{f,i}$  зависит от величины приложенной нагрузки  $P_i$  и сопротивления сдвигу  $f_i$  на контакте поверхности сваи  $A_{f,i}$  и окружающего грунта. Чем меньше сопротивление сдвигу, тем больше длина сжатого участка.

В практике исследований напряженно-деформируемого состояния системы «свая – грунты основания» применяются два метода оценки сопротивления сдвигу: интегральный и дифференциальный. Интегральным определяют среднее значение сопротивления сдвигу по всей поверхности. С этой целью испытания проводят выдерживающей нагрузкой, применением свай-штампов и др. Дифференциальным – сопротивление сдвигу на отдельных участках длины ствола определяется при применении тензометрических свай, тензоприборов и др.

### ***11.1.1. Оценка предельного сопротивления сдвигу по поверхности ствола сваи***

Применяя методику циклически-возрастающей нагрузки, сопротивление сдвигу по поверхности ствола можно оценить средним значением сдвигу вдоль сваи  $f$  и на отдельных участках ее длины  $\Delta f_i$ . Среднее значение равно частному от деления нагрузки  $P_f$  на площадь поверхности ствола  $A_f$

$$f = P_f / A_f \quad (11.1)$$

Предельную нагрузку  $P_f$  определяют по точке пересечения первой и второй ветви упругой составляющей осадки на графике ее зависимости от нагрузки, рис. 11.1.

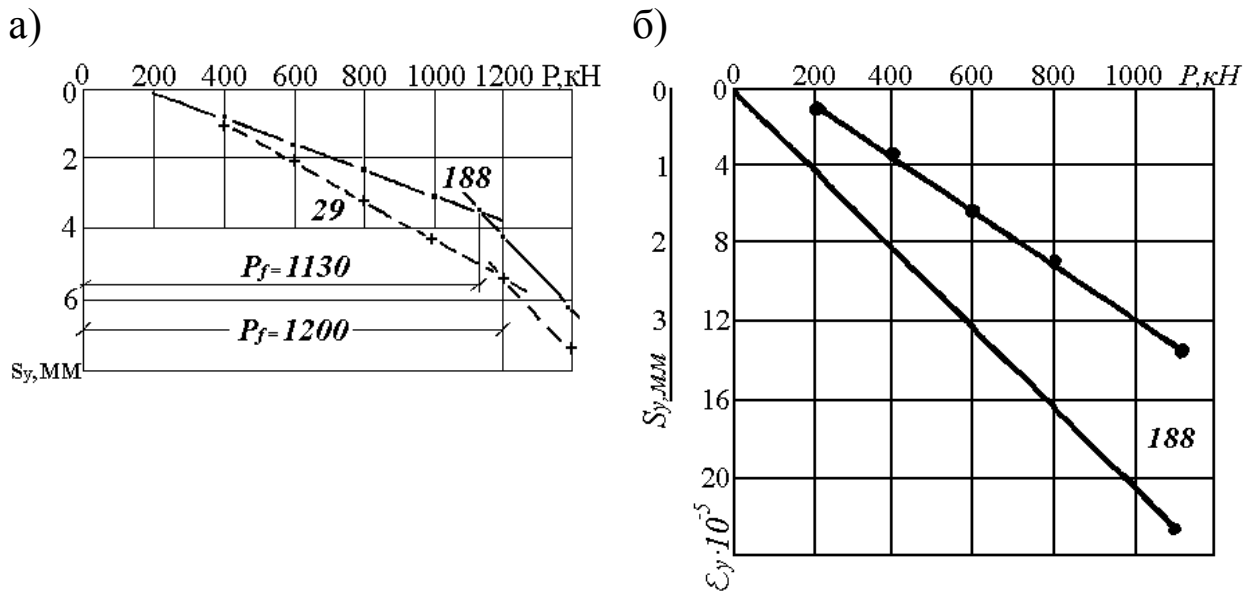


Рис.11.1. Результаты испытаний свай №№ 29 и 188: а) графики зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки; б) графики зависимости упругой составляющей осадки ( $s_y$ ) и относительной деформации ( $\epsilon_y$ ) от нагрузки для сваи №188

Сопротивление сдвигу на любом участке длины ствола можно определить двумя способами: по значению модуля упругости материала сваи или относительной деформации при ее упругом сжатии.

*Оценка сопротивления сдвигу с использованием значения модуля упругости материала сваи*

Модуль упругости железобетона сваи при нагрузке, равной предельному сопротивлению сдвигу  $P_f$ , определяют по зависимости

$$E_y = 0,5 \cdot P_f \ell_f / d^2 \cdot s_y = \sigma_{cp} \cdot \ell_f / s_y, \quad (11.2)$$

где:  $P_f$  — нагрузка равная предельному сопротивлению сдвигу по поверхности ствола сваи;  $\ell_f$  — длина подземной части сваи;  $d^2$  — площадь ее поперечного сечения;  $s_y$  — упругая составляющая осадки, при нагрузке  $P_f$ ;  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot P_f / d^2$  — среднее значение напряжения в поперечном сечении сваи.

Принимая допущение о равенстве модуля упругости в пределах длины сваи, определяют длину сжатого участка для каждой ступени нагрузки по зависимости

$$\ell_{f,i} = E_y \cdot s_y / \sigma_{cp}. (11.3)$$

*Оценка сопротивления сдвигу с использованием значений относительной деформации*

Относительную деформацию упругого сжатия ствола при предельном сопротивлении сдвигу по его поверхности определяют отношением упругой части осадки к длине сваи по зависимости

$$\varepsilon_y = s_y / \ell_f (11.4)$$

По полученным данным строят совмещенный график зависимостей упругой осадки и относительной деформации от нагрузки (рис.11.1, б). Для упругой составляющей осадки график строят по результатам измерений на каждой ступени нагрузки, а для относительной деформации – по двум точкам: начала координат и конечного значения  $P_f$ . По графикам рис.11.1,б определяют значение длины сжатого участка для любой нагрузки  $P_i$  по зависимости

$$\ell_{f,i} = s_{y,i} / \varepsilon_{y,i}. (11.5)$$

Используя зависимость (11.5), строят график  $\ell_f = f(P)$ , по которому определяют величину предельного сопротивления сдвигу на любом участке длины ствола  $\Delta \ell_{f,i}$  по зависимости

$$\Delta f_i = \Delta P_f / \Delta \ell_{f,i} \cdot u, (11.6)$$

где:  $u$  – периметр сваи.

По полученным значениям строят график изменения сопротивления сдвигу по длине ствола сваи.

В качестве примеров приведены результаты испытаний двух свай сечением 0,35×0,35м длиной 16,0 и 15,0 м в г.г. Ильичевске и Южном Одесской области. Показатели свойств грунтов по материалам изысканий приведены в табл. 11.1, а геологическое строение на рис. 11.2, б, д. Геологические колонки показаны от поверхности дна котлованов глубиной 3,5 и 1,0 м.

а)    б)    в)    г)    д)

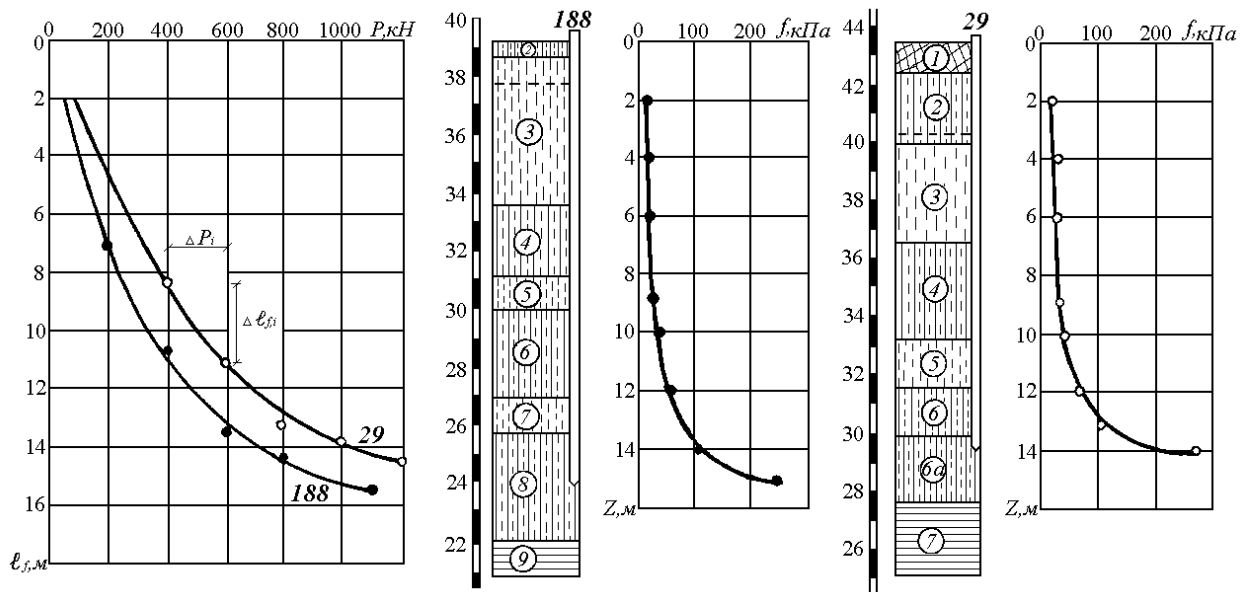


Рис.11.2. Определение сопротивления сдвигу по длине сваи: а) графики зависимости длины упруго-сжатого участка ствола сваи от нагрузки; б, г) инженерно-геологическое строение участков строительства; в, д) графики изменения сопротивления сдвигу по глубине для свай 188 и 29. Пунктирной линией показан уровень подземных вод

Таблица 11.1. Показатели свойств грунтов лессовой толщи

№ ИГЭ	Вид грунта	$\rho_s, г/см^3$	$\rho_d, г/см^3$	$w_L, д. е.$	$w_P, д. е.$	$S_r, д. е.$	$E, МПа$	$\varphi, град$	$c, кПа$
г. Ильичевск, Одесской области (свая №188)									
2	суглинок	2,69	1,44	0,34	0,21	0,68	14/8	22	22
3	супесь	2,67	1,40	0,25	0,18	0,81	4	17	8
4	суглинок	2,68	1,42	0,33	0,21	0,72	13	22	22
5	супесь	2,67	1,40	0,26	0,18	0,80	4	17	8
6	суглинок	2,68	1,41	0,30	0,20	0,62	10	17	15
7	супесь	2,67	1,40	0,25	0,18	0,80	4	17	8
8	суглинок	2,72	1,53	0,38	0,23	0,80	16	23	25
9	глина	2,73	1,63	0,40	0,22	0,81	23	19	50
г. Южный, Одесской области (свая № 29)									
2	суглинок	2,70	1,50	0,33	0,21	0,68	12/8	20	24
3	супесь	2,69	1,46	0,28	0,20	0,93	4	20	6
4	суглинок	2,70	1,61	0,34	0,22	0,96	13	18	23
5	супесь	2,69	1,54	0,28	0,20	0,87	7	15	9
б;ба	суглинок	2,72	1,57	0,42	0,26	0,93	14	21	35
7	глина	2,73	1,55	0,46	0,27	0,93	20	18	30

Примечание: основанием свай служит грунтовая толща, сложенная лессовыми грунтами: суглинками и супесями с высоким уровнем подземных вод.

Параметры деформирования ствола сваи и грунтов основания приведены в табл. 11.2. По полученным данным построены графики их зависимостей, приведенные на рис.11.1, а.

Упругое деформирование сваи по длине ее ствола происходит неравномерно и зависит от сопротивления сдвигу слоев грунта пройденных сваяей. При равных приращениях нагрузки в слоях с меньшим сопротивлением сдвигу приращение длины сжимаемого участка больше, чем в слоях с большим его значением. На рис. 11.2,а приведены зависимости длины сжатого участка от нагрузки.

По графику рис. 11.2, а можно определить величину сопротивления сдвигу на любом участке длины ствола по зависимости 11.5. На рис.11.2, в, д приведены их значения по длине сваи, определенные по результатам исследований.

Таблица 11.2. Параметры деформирования ствола сваи и грунтов основания

№ сваи	$P, MN$	$s_y, см$	$\ell_{fi}, см$	$\Delta P_i, кН$	$\Delta \ell_{fi}, см$	$f_i, кПа$
г. Ильичевск, Одесской области						
188	0,2	0,029	699	200	699	20,4
	0,4	0,085	1052	200	353	40,5
	0,6	0,16	1336	200	284	50,3
	0,8	0,226	1419	—	—	—
	1,13	0,346	1540	530	204	185,6
						1540
г. Южный, Одесской области						
29	0,4	0,103	822	400	822	34,8
	0,6	0,210	1144	200	322	44,4
	0,8	0,319	1312	200	168	85,0
	1,0	0,420	1382	—	—	—
	1,2	0,527	1440	400	128	223,2
						1440

### 11.1.2. Определение предельной нагрузки на сваю и структурной прочности грунта несущего слоя



Ствол сваи после ее погружения окружает уплотненный грунт, а ниже острия уплотненное ядро. Схема состояния грунтов в ее нижней части приведена на рис. 11.3, д. При нагрузке, превышающей предельное сопротивление сдвигу на боковой поверхности  $P > P_f$ , ниже острия сваи наблюдаются упругие и остаточные деформации. В глинистых грунтах при формировании уплотненного ядра происходит повышение плотности их скелета и снижение структурной прочности, значение которой ниже, чем в окружающем природном грунте. Поэтому вначале остаточные деформации возникают внутри уплотненного ядра, до нагрузки, при которой напряжения на границе зоны уплотнения уравниваются структурной прочностью окружающего природного грунта. Для лессовых супесей и суглинков глубина уплотненного ядра  $H_{com}$  колеблется в пределах  $1,9...2,0 d$ . Тогда напряжение на нижней границе зоны уплотнения будет равным

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_R / d^2, \quad (11.7)$$

где:  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления в грунте (рис. 11.3, д), определяется по ДБН.

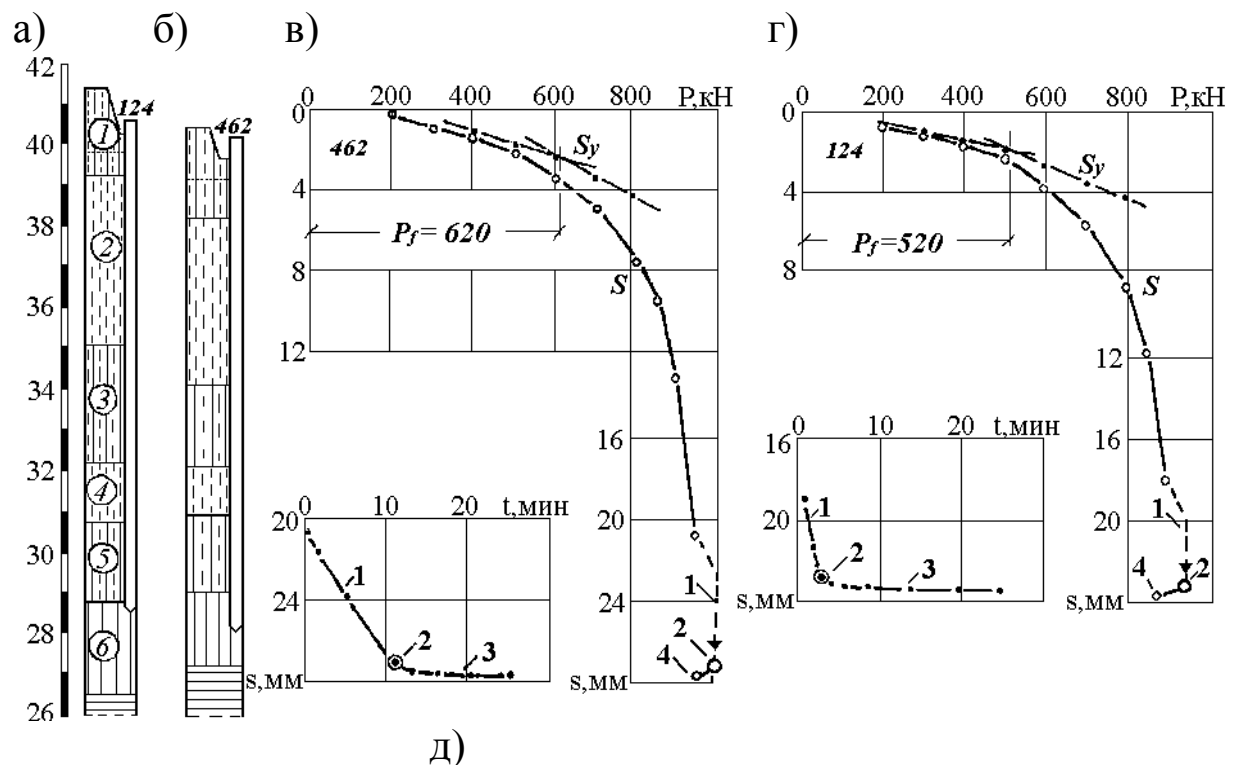
Изложенное иллюстрируется результатами испытаний грунтов сваями с приложением вертикальных вдавливающих и выдергивающих нагрузок, проведенных на четырех площадках участка застройки комплекса жилых зданий по ул. Затонского, угол Крымского бульвара в г. Одессе. Сваи с поперечным сечением 0,35 x 0,35 м и длиной 12,0 м. Геологическое строение двух опытных площадок с противоположных сторон участка приведены на рис. 11.3, а б, а показатели свойств грунтов в табл. 11.3.

Таблица 11.3. Показатели свойств грунтов

№ ИГЭ	Вид грунта	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$w_L$ , д. е.	$w_P$ , д. е.	$S_r$ , д. е.	$E$ , МПа	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
г. Одесса (сваи №№ 124 и 624)									
1	суглинок	2,70	1,41	0,32	0,20	0,62	6	18	15
2	супесь	2,69	1,38	0,27	0,19	0,79	3	15	6
3	суглинок	2,69	1,53	0,29	0,17	0,78	7	17	18
4	супесь	2,70	1,52	0,28	0,19	0,80	5	16	9
5	суглинок	2,71	1,57	0,33	0,18	0,82	10	19	24
6	суглинок	2,71	1,59	0,35	0,19	0,85	12	20	36

7	глина	2,73	1,58	0,40	0,21	0,90	15	20	41
---	-------	------	------	------	------	------	----	----	----

Уровень подземных вод в период испытаний залегал на глубине 1,8 м ниже природного рельефа (0,4...0,6 м ниже дна котлована). По результатам исследований определены значения предельной нагрузки  $F_u$  и структурной прочности  $p_{str}$  несущего слоя. С этой целью после достижения критической нагрузки, при постоянстве которой наблюдается незатухающее нарастание осадки, нагрузка сохраняется до значения осадки 5,0 – 7,0 мм, после чего прекращается подкачка масла в камеру домкрата. В результате релаксационной нагрузки значительно сокращается длительность стабилизации деформации.



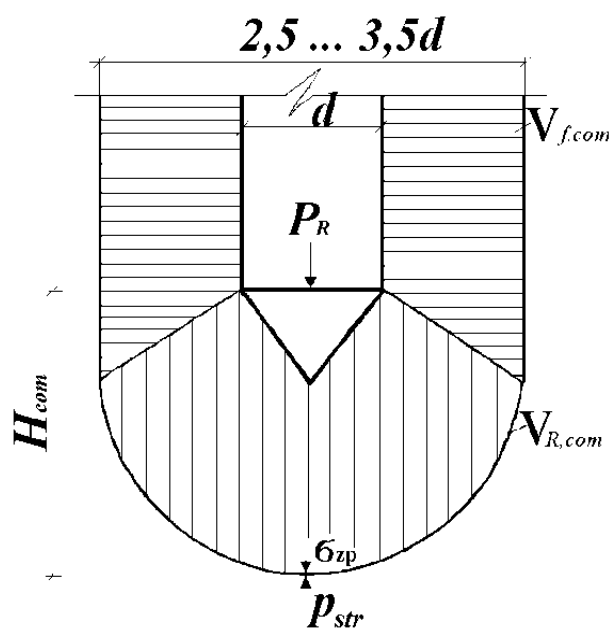


Рис.11.3. Результаты испытаний грунтов сваями на вертикальную вдавливающую нагрузку: а; б) инженерно - геологические колонки участков испытания свай; в; г) графики зависимости осадки от нагрузки; 1) «срыв» свай; 2) прекращение подкачки масла в камеру домкрата; 3) процесс релаксации нагрузки и стабилизации деформаций; 4) нагрузка, уравновешенная силами сопротивления грунтов; д) состояние грунтовой среды после погружения свай;  $V_{f.com}$  – объем уплотненного грунта вокруг ствола свай;  $V_{R.com}$  – уплотненное грунтовое ядро под острием свай

После достижения равновесия величина нагрузки является предельной и уравнивается суммой сопротивлений сдвигу по поверхности ствола ( $P_f$ ) и сжатию ниже острия свай ( $P_R$ ). Ее значение определено по зависимости

$$F_u = P_f + P_R. (11.8)$$

Структурная прочность равна напряжению на границе уплотненного ядра от предельного значения части нагрузки ниже острия  $P_R$ . Результаты определений приведены в табл. 11.4.

Таблица 11.4. Сопротивление грунтов по результатам испытаний сваями

№ сваи	$P_{lim}$ , кН	$P_{кр.}$ , кН	$F_w$ , кН	$P_f$ , кН	$P_R$ , кН	$P_R/d^2$ , кПа	$p_{str}$ , кПа	$p_{str,ср.}$ , кПа
124	900	950	880	520	360	2939	317	293
404	850	900	850	580	270	2204	238	

462	950	1000	950	620	330	2694	291	
129	900	950	930	570	370	3020	326	

Значения структурной прочности по результатам испытаний грунтов сваями для ИГЭ-6 составили  $p_{str}=240...330$  кПа, что близко совпадает с результатами определения опытными штампами  $p_{str}=250$  кПа.

### ***11.1.3. Достоверность определения характеристик сопротивления грунтов по методике циклически-возрастающей нагрузки***

Достоверность примененной методики определения среднего значения сопротивления сдвигу по поверхности ствола подтверждена результатами испытаний грунтов сваями на вдавливающую и выдергивающую нагрузки.

Испытания на вертикальную выдергивающую нагрузку проведены в непосредственной близости от сваи № 462 и выполнены дважды, рис. 11.4. Первый раз через 11 дней после погружения и повторно, после интервала продолжительностью 12 дней. Результаты испытаний приведены в таблице 11.5.

Исследования выполнены по методике циклически возрастающей нагрузки. При испытании на выдергивание растягивающие усилия воспринимает рабочая арматура в упругой стадии деформирования. При первом испытании наблюдались значительные остаточные деформации, объяснить которые можно появлением микротрещин в бетоне сваи на контакте с арматурой при приложении вертикальной выдергивающей нагрузки.

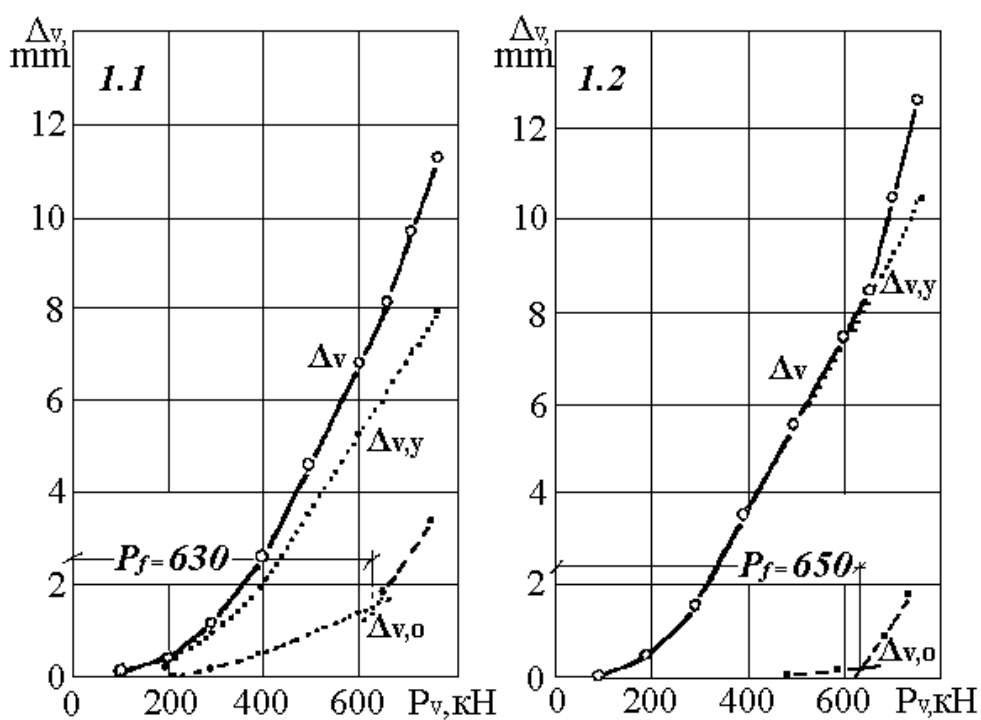


Рис.11.4. Результаты испытаний сваи на вертикальную выдергивающую нагрузку: 1.1 – первое испытание; 1.2 – повторное

Таблица 11.5. Сопротивление сдвигу по поверхности ствола сваи

№ дома	№ сваи	$P_f$ , кН	$l_f$ , м	$A_{f,2}$ , м <sup>2</sup>	$P_f + G_{св}$ , кН	$P_f - G_{св}$ , кН	$f_{ср.}$ , кПа
3	124	520	11,67	16,3	555	–	34
3а	404	580	11,58	16,2	615	–	38
7	462	620	11,38	15,9	655	–	41
8	129	560	11,56	16,2	595	–	37
7	1.1	630	11,52	16,1	–	595	37
7	1.2	650	11,52	16,1	–	615	38

Примечания:  $P_f$  – предельная нагрузка, уравновешенная сопротивлением по боковой поверхности сваи;  $l_f$  и  $A_{f,2}$  – длина подземной части сваи и площадь ее боковой поверхности;  $G_{св}$  – вес сваи, равный 35 кН;  $f_{ср.}$  – среднее значение сдвигу на боковой поверхности

При повторном испытании остаточные деформации составили доли миллиметра. Зависимость остаточных деформаций от нагрузки имеет две ветви. Первая характеризует совместную деформацию рабочих стержней арматуры с бетоном сваи, а вторая определяет «выход» сваи из грунтового основания. Их пересечение фиксирует нагрузку, соответствующую началу

«выхода» свай из основания. Полученное значение нагрузки за вычетом веса свай определяет предельную величину выдерживающей нагрузки, по которой определено среднее значение сопротивления сдвигу по поверхности ствола. Результаты определений приведены в табл.11.5. Расхождение между результатами определения предельного значения сопротивления сдвигу вдоль поверхности ствола при испытаниях в давливающей и выдерживающей нагрузками двух рядом расположенных свай составило около 8%.

### ***Выводы***

1. Методика циклически-возрастающей нагрузки позволяет определить дополнительные параметры напряженно-деформируемого состояния системы «свая – грунты основания»: сопротивление сдвигу по поверхности ствола и сжатию ниже острия.

2. Ее применение возможно при использовании стандартных стендов и не требует дополнительного оборудования и измерительных систем.

3. Достоверность полученных результатов проверена натурными исследованиями в давливающей и выдерживающей нагрузками.

## **11.2.ПОВЫШЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ С УЧЕТОМ ФАКТОРА ВРЕМЕНИ**

Несущая способность одиночных свай предварительно определяется аналитическим путем по действующим нормам, а окончательно – по результатам натуральных испытаний. Силы трения на боковой поверхности свай и сопротивление под нижним концом, определенные по табличным значениям соответствующих действующих норм, отличаются от значений, полученных при натуральных испытаниях свай в грунтовых условиях Одесского региона.

В данной работе приведены результаты контрольных испытаний рабочих свай на площадке возведения 24-этажного жилого дома по ул. Разумовской, 3 в г. Одессе. Геологическое строение площадки представлено обводненной лессовой толщей. Уровень подземных вод во время испытаний находился на глубине 5,2 м от дневной поверхности (1,3 м от дна котлована).

Геологическая колонка с привязкой опытных свай приведена на рис. 11.6,*a*, а показатели физико-механических свойств грунтов в табл. 11.6.

Таблица 11.6. Показатели свойств грунтов  
в пределах ствола свай

Показатели, размерность	№№ ИГЭ						
	4	5	6	7	8	9	10
$\rho_s, \text{г/см}^3$	2,68	2,69	2,68	2,68	2,69	2,70	2,73
$\rho_d, \text{г/см}^3$	1,51	1,48	1,58	1,54	1,55	1,54	1,55
$w$	0,27	0,26	0,23	0,28	0,24	0,22	0,23
$w_L$	0,25	0,31	0,34	0,30	0,34	0,38	0,41
$w_p$	0,19	0,20	0,20	0,20	0,20	0,22	0,23
$I_L$	>1,0	0,63	0,18	0,73	0,29	0,06	0,02
$S_r$	0,97	0,99	0,90	0,96	0,91	0,75	0,78
$E_{сав}, \text{МПа}$	4,0	6,0	9,0	5,0	8,0	10,0	13,0
$\varphi, \text{град}$	6	7	16	8	17	18	19
$c, \text{кПа}$	2	3	26	5	22	29	33

На строительной площадке испытаны три сваи С160.35-10, погруженные в грунт методом вдавливания на глубину 15,5 м. Испытания проведены через 41, 72 и 103 суток после погружения. Разница в «отдыхе» свай №212 и №381 составила 61 день. В проведенных исследованиях не определено повышение сил трения в течение 41 суток с момента погружения.

Испытания проведены по методике циклически возрастающей нагрузки. Для каждой ступени определена осадка сваи, ее остаточная и упругая составляющие. В табл. 11.7 приведены параметры свай, средние значения напряженно-деформированного состояния (НДС) ее ствола и сопротивление по боковой поверхности.

Таблица 11.7. Результаты полевых исследований  
призматических свай

№ сваи	$l_f$ м	«отдых» $t$ , сутки	$P_f$ МН	$A_f$ м <sup>2</sup>	$s_{f,y}$ см	$f_{ср}$ кПа	$E$ , МПа
212	15,50	41	1,06	21,74	0,248	48,7	29913
160	15,50	72	1,16	21,74	0,252	53,3	30061

381	15,50	103	1,50	21,74	0,341	68,9	28727
по ДБН	15,50	–	0,71	21,74	–	38,0	–

Примечания:  $l_f$  – длина подземной части свай;  $P_f$  – предельная величина нагрузки, уравновешенная силами бокового трения;  $A_f$  – площадь боковой поверхности свай;  $s_{f,y}$  – упругая составляющая сжатия ствола при предельном сопротивлении грунтов по боковой поверхности;  $f$  – среднее значение сопротивления трению по боковой поверхности;  $E$  – модуль упругости бетона свай.

На рис. 11.5,а приведены графики зависимости осадки испытанных свай от нагрузки. С увеличением интервала времени от погружения свай до ее испытания увеличивается сопротивление грунтов внешней нагрузке, приложенной к свае.

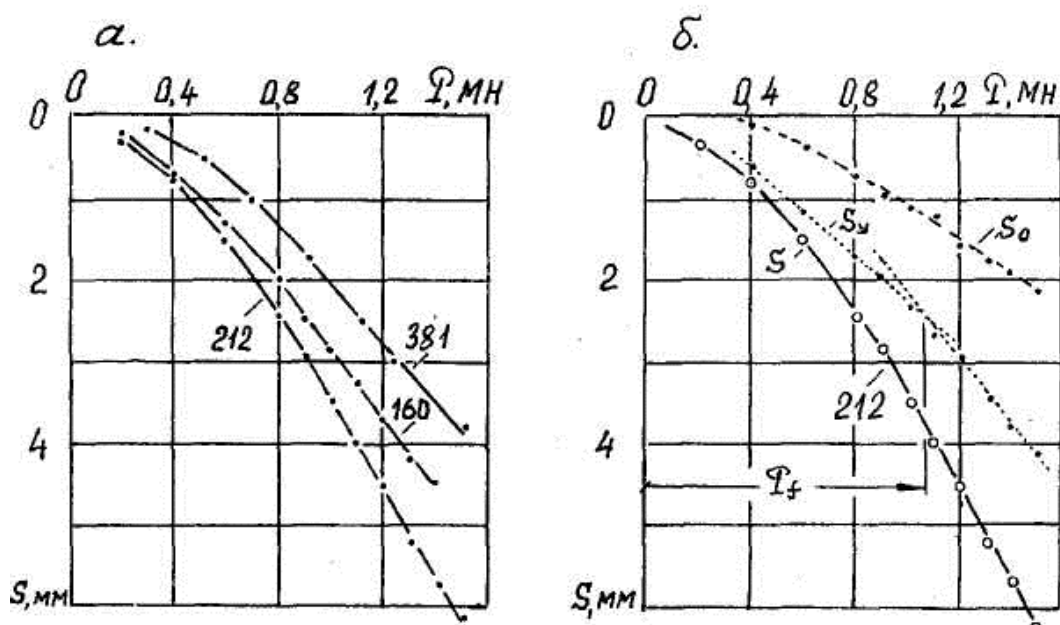


Рис. 11.5. Результаты натурных испытаний свай: а) графики зависимости осадки опытных свай от нагрузки; б) графики зависимости осадки и ее упругой и остаточной составляющих от нагрузки для сваи №212.

Для каждой испытанной сваи построены графики зависимости осадки, ее остаточной и упругой составляющих от нагрузки. На рис.11.5,б такие графики приведены для сваи № 212.

Первая ветвь зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки характеризует упругое сжатие ствола сваи при сохранении неподвижности ее острия. Точка перелома на графике



свидетельствует о начале деформирования грунта ниже подошвы сваи, сопровождающегося ее перемещением.

Оценка средних значений сопротивления грунтов основания сдвигу по поверхности ствола выполнена по зависимости упругой составляющей сжатия ствола от нагрузки. Результаты вычислений приведены в табл. 11.7.

В пределах первой ветви приложенная нагрузка уравнивается силами трения. На рис 11.6,в приведены графики зависимости упругих составляющих осадки от нагрузки в пределах первой ветви для свай №№212 и 381, характеризующих упругое сжатие ствола.

По полученным зависимостям определены величины упругих деформаций для промежуточных значений нагрузок, по которым подсчитаны значения сопротивления грунтов для каждого фрагмента длины сваи. Графики зависимости сопротивления грунтов вдоль боковой поверхности по глубине для свай № 212 и № 381 приведены на рис 11.6, б. В пределах слоя лессовой супеси в водонасыщенном состоянии и в пределах части сваи, заглубленной в слой плотной глины повышение сопротивления с учетом фактора времени не зафиксировано.

Увеличение сил бокового трения отмечено в пределах ИГЭ–6...9 (см. рис. 11.6,б). Полученные данные согласуются с результатами исследований, проведенных в аналогичных грунтовых условиях.

На рис. 11.6,б приведен график расчетных значений сил трения по боковой поверхности сваи, определенных по таблице ДБН. В табл.11.7 представлены средние значения сопротивления грунтов вдоль боковых граней, полученные расчетом и определенные по результатам натурных исследований. Из приведенных данных следует, что опытные величины сопротивления грунтов по поверхности ствола для лессовых водонасыщенных грунтов Одесского региона значительно превышают расчетные. Разница в их значениях возрастает с увеличением длительности «отдыха» свай.

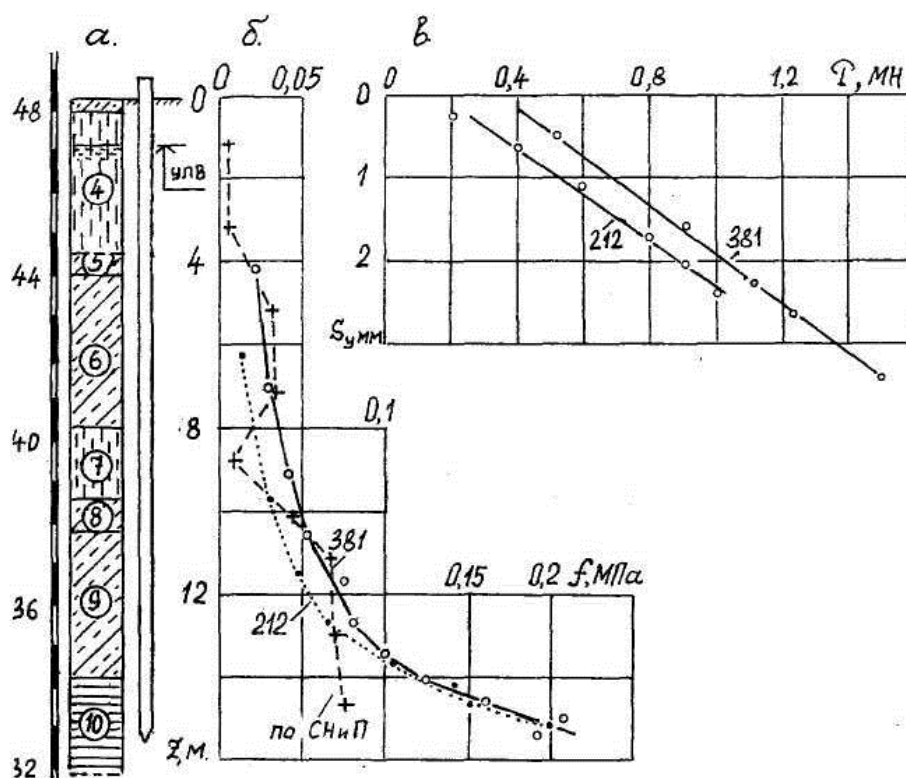


Рис. 11.6. Данные о напряженно-деформируемом состоянии свай и грунтов основания: а) геологическое строение участка и высотное положение свай: 4 и 7 – лессовые супеси; 5, 6, 8 и 9 – лессовые суглинки; 10 – глина; б) графики зависимости сопротивления трению по глубине вдоль боковой поверхности ствола свай; в) графики зависимости упругой составляющей деформаций ствола свай от нагрузки

### Выводы

1. Проведенными исследованиями установлено повышение сил сопротивления на боковой поверхности свай в интервале времени от 41 до 103 суток с момента их погружения в среднем на 41%.

2. Повышение сопротивления по боковой поверхности свай с учетом фактора времени отмечено в суглинках, в том числе лессовых, ИГЭ – 5, 6, 7 и 8. В слоях водонасыщенной лессовой супеси ИГЭ-4 и плотной глины ИГЭ-9 такого повышения не зафиксировано.

3. Для условий Одесского региона расчетные значения сопротивления грунтов трению по боковой поверхности забивных свай ниже значений, измеренных при натурных исследованиях.

### 11.3. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ ПРИЗМАТИЧЕСКОЙ И БУРОНАБИВНОЙ СВАЯМИ

На участке застройки многоэтажных зданий по ул. Солнечной, 4 в г. Одессе проведены испытания грунтов двумя сваями. Одна погружена методом вдавливания и испытана через 10 дней после погружения, а вторая – буронабивная, диаметром 600мм – через 6 лет после изготовления.

Геологическое строение в пределах длины ствола, по материалам изысканий, представлено следующими ИГЭ: суглинками: легкими – 3; средними – 4; тяжелыми – 5; глинами – 6, 7; дресвой известняка – 8.

Показатели физико-механических свойств грунтов приведены в табл.11.8, а геологический разрез и схема высотного положения свай в грунтах основания – на рис. 11.9.

Таблица 11.8. Физико-механические показатели грунтов

№ ИГЭ	$w$ , д.е.	$w_L$ , д.е.	$w_P$ , д.е.	$\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$S_r$ , д.е.	$E/E_{sat}$ , МПа	$\varphi$ , град	$c$ , кПа
2	0,22	0,34	0,21	1,44	2,70	0,68	8/5	17	12
3	0,28	0,29	0,19	1,40	2,70	0,81	5/3	16	8
4	0,24	0,36	0,22	1,47	2,71	0,77	9/6	18	18
5	0,26	0,39	0,23	1,47	2,72	0,83	12/10	18	27
6	0,25	0,43	0,25	1,47	2,73	0,80	14/14	18	39
7	0,28	0,44	0,24	1,53	2,74	0,98	15/15	21	46

Примечание: Значения  $\varphi$  и  $c$  приведены для грунтов в водонасыщенном состоянии

Испытания выполнены по методике циклически-возрастающей нагрузки, п.11.1. Каждый последующий цикл состоит из предыдущей и очередной ступеней нагрузки.

Для сокращения длительности стабилизации деформаций на каждой ступени загрузки применен метод релаксации нагрузки, предусмотренный действующим стандартом и доработанным с учетом опыта его применения.

**Призматическая свая** погружена методом вдавливания.«отказ»зафиксирован при нагрузке 1,2 МН после достижения отметки 22,25 м.Увеличением нагрузки до 1,6 МН

зафиксировано незначительное перемещение. Приращение осадки в этом интервале нагрузок составило 0,55 мм. Этот факт можно объяснить наличием ниже уплотненного ядра слоя плотной глины с возможным включением жерствы известняка-ракушечника. Высокая плотность скелета ( $1,53 \text{ г/см}^3$ ) и практически полное заполнение пор грунта водой ( $S_r=0,98$ ) определяют ее низкую сжимаемость. Это подтверждено результатами испытаний, которые приведены на рис. 11.7,а в виде графиков зависимости осадки сваи №122, ее упругой и остаточной составляющих от нагрузки. По точке перелома зависимости упругой составляющей осадки от нагрузки определено ее предельное значение, уравновешенное силами сдвига вдоль ствола  $P_f=0,75 \text{ МН}$ , и значение относительной деформации упругого сжатия ствола  $\epsilon_y$  по зависимости (11.4). На рис.11.7,б приведены зависимости упругой составляющей осадки и относительной деформации от нагрузки. По двум графикам для каждой ступени нагрузки определено значение длины сжатого участка ствола.

По графику  $l_f = f(P)$  подсчитаны значения сопротивления сдвигу на отдельных участках длины ствола  $\Delta f_i$  по зависимости 11.6.

Результаты приведены в табл.11.9 и на рис. 11.7, б.

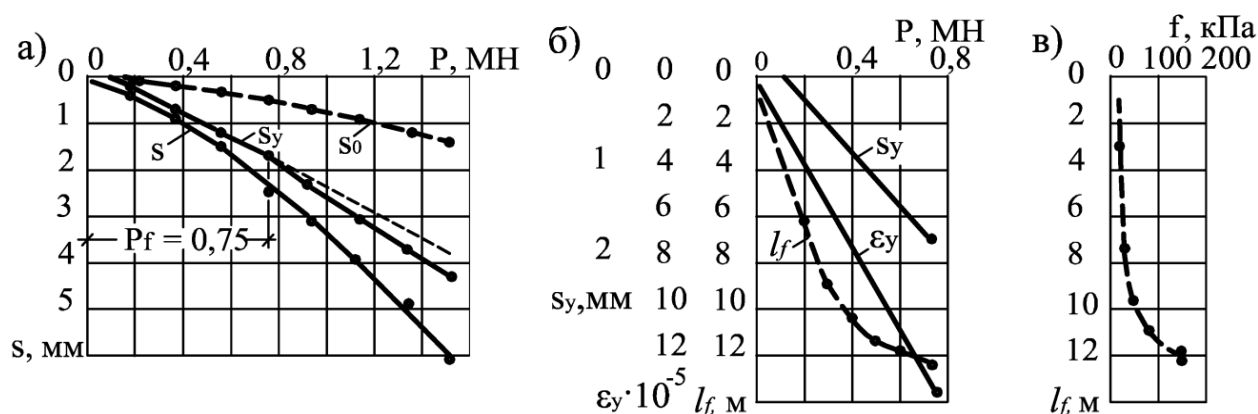


Рис. 11.7. Результаты испытаний сваи № 122. Графики зависимости: а) осадки сваи, ее упругой и остаточной составляющих от нагрузки; б) упругой части осадки относительной деформации и длины сжатого участка от нагрузки; в) сопротивления сдвигу по длине ствола

Результаты определений приведены в табл. 11.10 и на рис.11.7,в. По графику зависимости остаточной деформации от нагрузки можно судить о деформировании грунта ниже острия сваи. Так, в данном исследовании в интервале нагрузок 0,75 –1,52 МН величина сжатия грунта ниже острия составила около 0,5 мм. Это свидетельствует о его низкой сжимаемости в пределах уплотненного ядра и ниже его границы (ИГЭ-7). По условиям деформирования эта свая является свайей-стойкой.

Таблица 11.9. Параметры упругого деформирования ствола сваи № 122

Параметры	Значение параметров					
$P_i, \text{МН}$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,75
$s_{y,i}, \text{см}$	0,022	0,048	0,075	0,102	0,128	0,17
$\varepsilon_{y,i} \cdot 10^{-5}$	3,6	5,4	7,2	9,0	10,8	13,5
$l_{f,y,i}, \text{см}$	611	889	1042	1138	1185	1258

Таблица 11.10. Определение сопротивления грунтов сдвигу на отдельных участках длины ствола сваи №122

Параметры	Значения параметров					
$P_i \dots P_{i+1}, \text{МН}$	0...0,2	0,2...0,3	0,3...0,4	0,4...0,5	0,5...0,6	0,6...0,75
$\Delta P_i, \text{МН}$	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,15
$\Delta l_{f,y}, \text{м}$	6,11	2,78	1,53	0,91	0,5	0,73
$\Delta A_{f,i}, \text{м}^2$	8,53	3,89	2,14	1,27	0,7	1,02
$\Delta f_i, \text{кПа}$	23,4	25,7	46,7	78,7	142,8	147,0

**Буронабивная свая** испытана через 6 лет после изготовления. По результатам ее испытаний построены графики зависимости остаточной и упругой составляющих осадки от нагрузки, представленные на рис.11.8,а.

Предельное сопротивление сдвигу вдоль ствола равно  $P_f=1,02\text{МН}$ . По методике, приведенной выше, определены значения и построены графики зависимости от нагрузки упругой части осадки, упругого значения относительной деформации и длины сжатого участка ствола. Результаты приведены в табл. 11.11 и на рис.11.8, б.

По приведенной выше методике определены значения упругого сжатия, относительной деформации и сопротивления сдвигу на отдельных участках длины сваи. Результаты приведены в табл. 11.12 и на рис. 11.8, в.

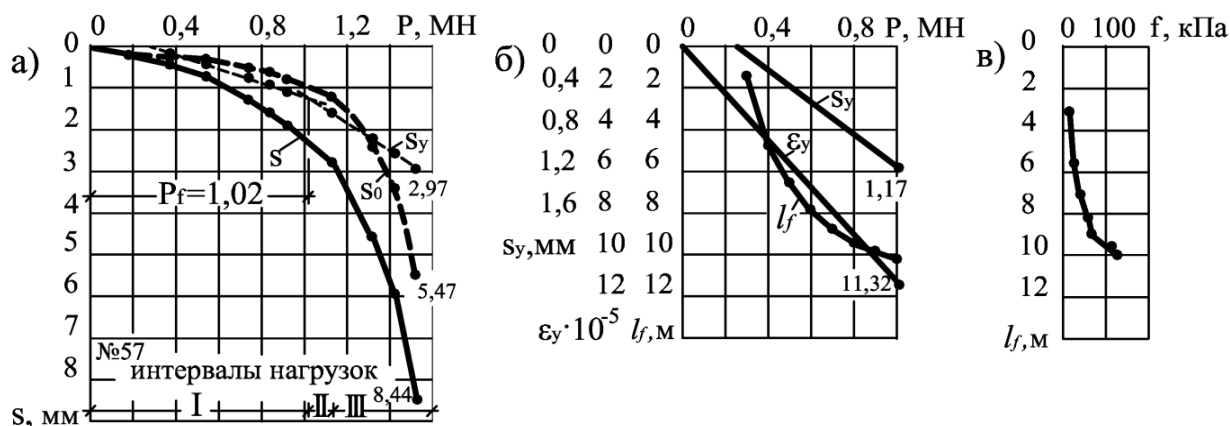


Рис. 11.8. Результаты испытания буронабивной сваи №57: а) графики зависимости осадки сваи и ее составляющих от нагрузки; б) зависимости от нагрузки упругой части осадки, относительной упругой деформации и длины сжатого участка; в) зависимость сопротивления сдвигу по длине сваи

Таблица 11.11. Определение параметров упругого деформирования ствола сваи №57

Параметры	Параметры упругих деформаций								
	$P_i \dots P_{i+1}, \text{ MN}$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,02
$s_{y,i}, \text{ см}$		0,005	0,021	0,036	0,052	0,067	0,083	0,098	0,117
$\varepsilon_{y,i} \cdot 10^{-5}$		3,4	4,45	5,5	6,6	7,7	8,8	9,9	11,32
$\Delta l_{fy}, \text{ см}$		147	472	654	788	870	943	990	1033

Таблица 11.12. Определение сопротивления грунтов сдвигу на отдельных участках длины ствола сваи № 57

Параметры	Значения параметров								
	$P_i - P_{i+1}, \text{ MN}$	0-0,3	0,3-0,4	0,4-0,5	0,5-0,6	0,6-0,7	0,7-0,8	0,8-0,9	0,9-1,02
$\Delta P_i, \text{ MN}$		0,3	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,102
$\Delta l_{f,y}, \text{ м}$		1,47	3,25	1,82	1,34	0,82	0,73	0,47	0,43
$\Delta A_{f,i}, \text{ м}^2$		2,77	6,12	3,43	2,52	1,54	1,38	0,88	0,81
$\Delta f_i, \text{ кПа}$		-	16	29	40	65	73	114	127

Нагрузка на подошву сваи равна разности ее конечного значения (1,52 МН) и нагрузки, равной предельному сопротивлению сдвигу (1,02 МН). Зависимость остаточной составляющей осадки от нагрузки является следствием необратимого сжатия ствола сваи и уплотнения грунта ниже ее подошвы. На графике зависимости остаточной осадки от нагрузки условно можно выделить три интервала нагрузки.

Первый наблюдается в процессе сжатия ствола в интервале нагрузок  $0...P_{ли}$  является следствием необратимых деформаций бетона сваи. Второй характеризует начальную стадию деформирования грунта ниже подошвы сваи, в которой преобладают упругие деформации. В пределах третьего интервала происходит деформирование грунта под влиянием давления, передаваемого подошвой сваи. Здесь преобладают остаточные деформации. В табл. 11.13 приведены результаты определения осадок, являющихся следствием деформирования системы «свая – грунты основания».

Таблица 11.13. Значения осадки и ее составляющих в процессе приложения нагрузки на сваю №57

№	Нагрузка, МН		$p$ , МПа	Приращение осадок, мм		
	интервалы	$\Delta P$		$\Delta s$	$\Delta s_y$	$\Delta s_0$
I	0...1,02	1,02	–	2,3	1,2	0,9
II	1,02...1,14	0,12	0,42	0,5	0,3	0,2
III	1,14...1,52	0,38	1,34	5,6	1,4	4,2

Примечания:  $\Delta P$  – приращение нагрузки между интервалами приложения;  $p$  – давление по подошве сваи, площадью  $0,283 \text{ м}^2$ ;  $\Delta s$ ,  $\Delta s_y$ ,  $\Delta s_0$  – приращения осадок, определенные по графикам рис. 2, а.

На рис. 11.9 приведено высотное положение свай, совмещенное с колонкой геологического строения участка. На графике показаны изменения сопротивления сдвигу по длине ствола сваи. В верхней части основания, сложенного слабыми лессовыми грунтами, залегающими ниже уровня подземных вод (ИГЭ-3; 4) значения сопротивления сдвигу у двух свай близко совпадают. В нижней части в пределах ИГЭ-5; 6 сопротивление сдвигу у буронабивной сваи в 1,5 раза выше, чем у призматической. Этот факт, зафиксированный по результатам

исследований, можно объяснить условиями технологии изготовления свай и фактором времени.

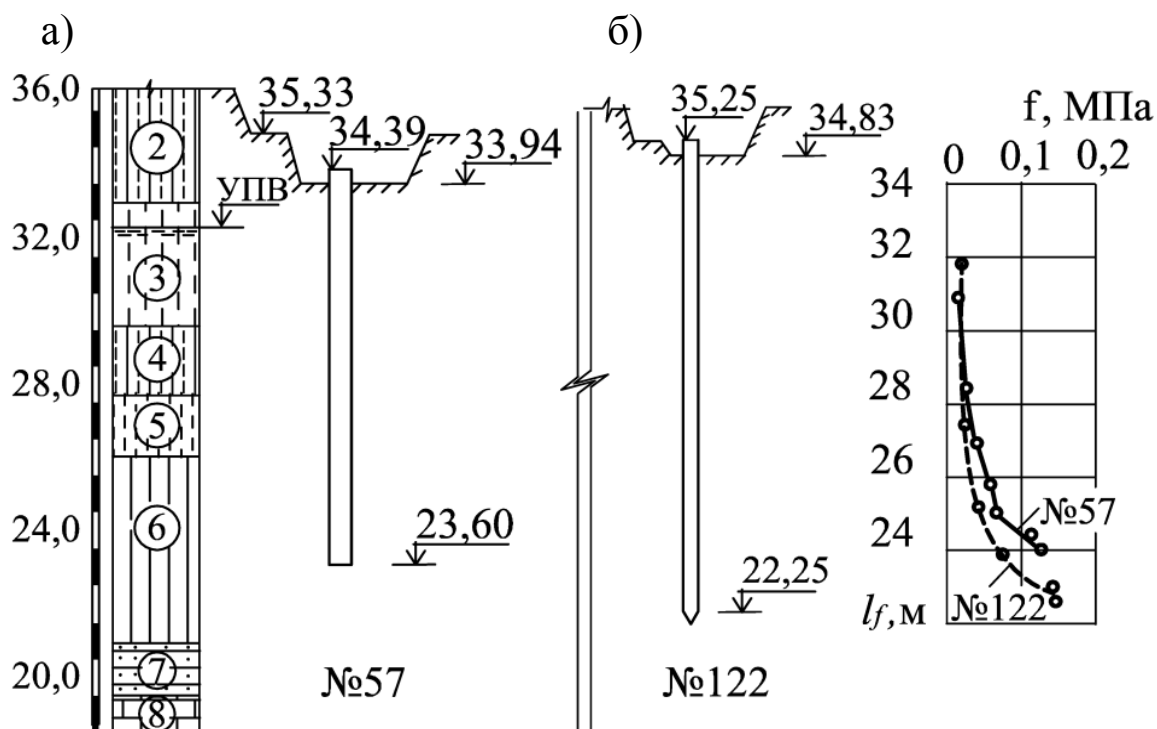


Рис. 11.9. а) высотная схема расположения свай, совмещенная с геологическим разрезом; б) графики изменения сопротивления сдвигу по глубине

Нагрузка, приложенная к призматической свае, уравнивается суммой сопротивлений сдвигу по контакту поверхности ствола и уплотненного грунта, окружающего сваю и сжатия ниже острия.

Буронабивная свая изготовлена в пройденной скважине. На стенки скважины и грунт ниже подошвы оказывает давление пластичная масса бетонной смеси до начала его схватывания. Это способствует плотному примыканию бетонной смеси к стенкам скважины и возможному уплотнению окружающего грунта. При длине сваи 10,0 м давление на стенки скважины у забоя составляет 250 кПа. Его значение снижается до нуля на отметке дна котлована. Вторым фактором может быть длительность «отдыха» после изготовления. Буронабивная свая испытана через 6 лет после изготовления, а призматическая – через 10 дней.



## ***Выводы***

1. По результатам исследований грунтов буронабивной и призматической сваями, проведенных методом циклически-возрастающей нагрузки, определены сопротивление сдвигу по поверхности ствола и сжатию ниже подошвы.

2. Сопротивление сдвигу в верхней половине основания имеет близкую сходимость, а в нижней, сложенной тяжелыми суглинком и глиной, у буронабивной в 1,5 раза выше, чем у призматической.

3. По зависимостям упругой и остаточной составляющих осадки определена последовательность деформирования системы «свая – грунты основания» и количественные значения характеристик сопротивления грунтов сдвигу и уплотнению.

## **11.4. ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ СВАЯМИ МЕТОДОМ РЕЛАКСАЦИИ НАГРУЗКИ**

В действующем ДСТУ, кроме стандартного метода испытаний грунтов сваями вертикальной вдавливающей нагрузкой, предложены два рекомендуемых ускоренных. Одним из них является метод релаксации напряжений. По результатам проведенных исследований разработаны новые рекомендации применения этого метода – релаксации нагрузки.

### ***11.4.1. Рекомендации по проведению испытаний.***

1) Нагрузка на сваю прикладывается ступенями, величина которых определяется в соответствии с требованиями действующего стандарта.

2) После достижения нагрузки, равной очередной ступени предусмотренной программой, прекращается поддержка ее постоянства – прекращением подкачки масла в камеру домкрата.

3) Сразу после приложения нагрузки снимают отсчеты: давления по манометру и осадки по прогибомерам. Координаты измерений наносятся на график зависимости осадки  $s$  от нагрузки  $P$  – точка «а». На рис. 11.10 приведен график зависимости осадки от нагрузки по их изменениям в процессе релаксации.

4) После прекращения поддержки постоянства нагрузки отсчеты по манометру и прогибомерам снимаются со следующими интервалами: первые три отсчета через 5 минут и последующие через 10. За критерий условной стабилизации следует принять

приращение осадки за последующие 10 минут наблюдений, не превышающее 0,03 мм.

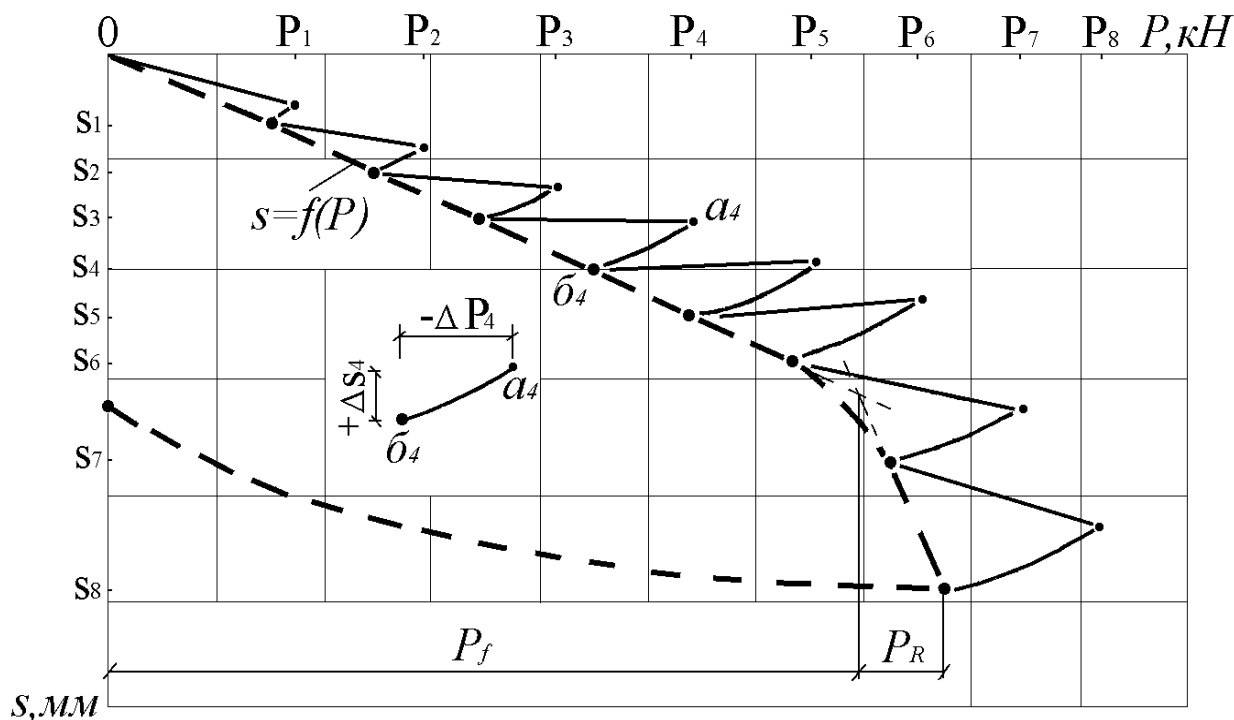


Рис.11.10. График зависимости осадки от нагрузки;  $P_f$  и  $P_R$  – части нагрузки, уравновешенные сопротивлением сдвигу по поверхности ствола и сжатию ниже острия

5) Процесс релаксации сопровождается увеличением осадки ( $+\Delta s$ ), уменьшением нагрузки ( $-\Delta P$ ) и заканчивается при их стабилизации (точка «б», рис. 11.10).

6) Границами нагрузок для каждой ступени являются точка «а» – приложенная нагрузка и точка «б» – ее значение после релаксации.

7) По результатам измерений строится график зависимости осадки от нагрузки  $s=f(P)$ , представленный на рис. 11.10. График состоит из двух ветвей. Первая определяет часть нагрузки, уравновешенной сопротивлением сдвигу вдоль поверхности ствола  $P_f$ . Вторая – сопротивление сжатию ниже острия  $P_R$ . Их границей является нагрузка, соответствующая точке пересечения участков двух ветвей, продленных вблизи их перегиба. Схема ее определения приведена на рис. 11.10.

8) Релаксация сопровождается двумя процессами: стабилизацией продолжающейся осадки и уменьшающейся

нагрузки. На рис. 11.11 приложения «И» ГОСТа, показан график релаксации нагрузки во времени по результатам испытаний сваи.

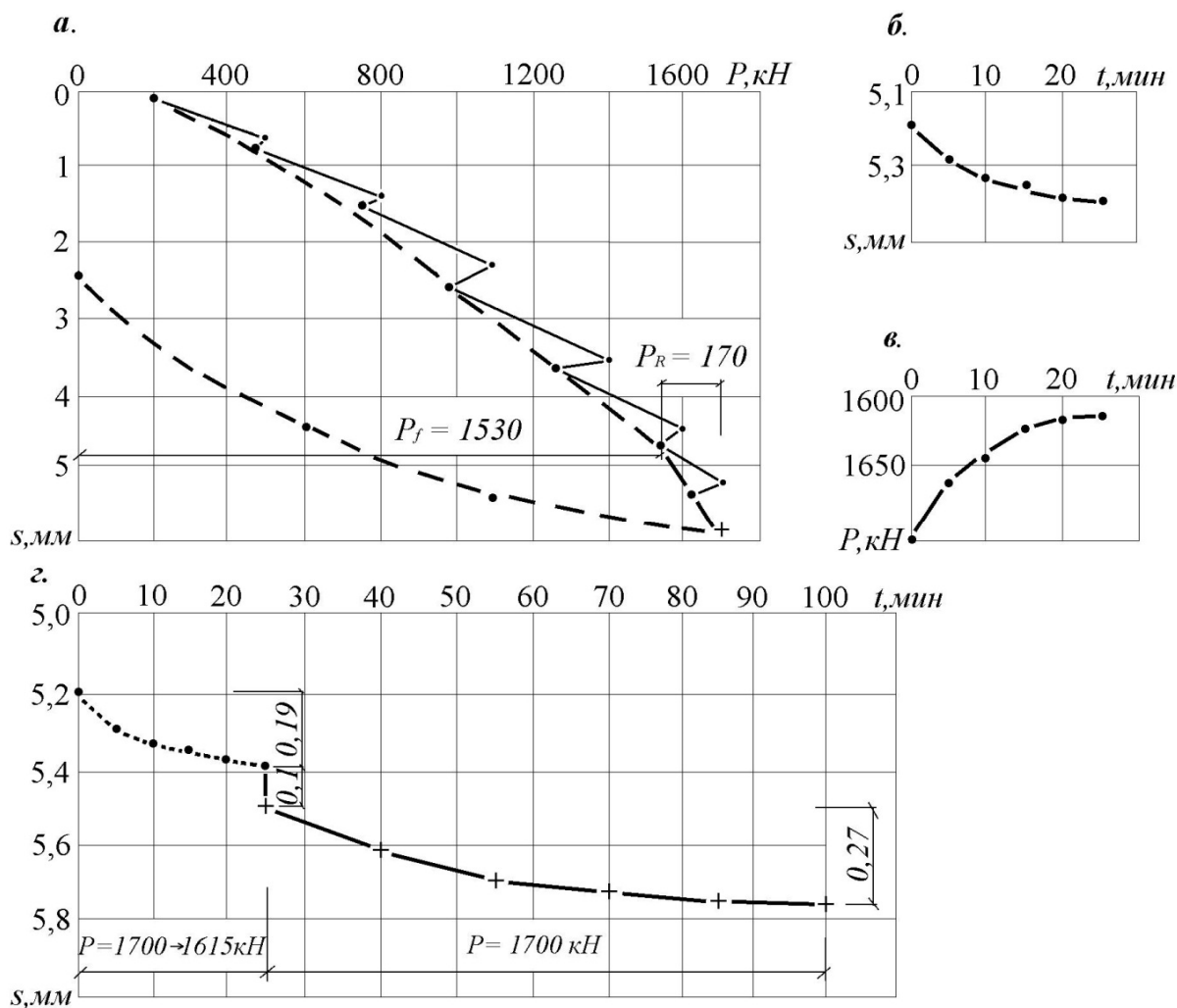


Рис. 11.11. Результаты испытаний грунтов свай СП-12/70 методом релаксации нагрузки: а) график зависимости осадки от нагрузки; б; в) стабилизация осадки  $s$  и релаксация нагрузки во времени на последней ступени нагрузки; г) стабилизация осадки в процессе релаксации нагрузки и при ее постоянном значении

#### 11.4.2. Результаты полевых исследований

Ускоренный метод испытаний релаксацией нагрузки по приведенной методике применен при контрольных испытаниях грунтов сваями на ряде объектов. Ниже приведены результаты испытаний на двух свайных полях (СП). На первом – сваи сечением  $0,35 \times 0,35$  м, длиной  $12,0$  м, погруженными в глинистые, тонкодисперсные грунты. К свае приложена нагрузка, на 30% превышающая расчетную. Ее величина ограничена предельной

прочностью продольных стержней арматуры анкерных свай. Осадка нарастала, в основном, в результате упругого деформирования системы свая-грунты основания.

По данным изысканий, основание сваи представлено чередующимися слоями: а) в пределах длины ствола: ИГЭ-4 – суглинок лессовидный, мощностью 2,9 м; ИГЭ-7 – суглинок делювиальный – 2,7 м; ИГЭ-9 – супесь опесчаненная – 1,9 м; ИГЭ-10 – глина серая – 4,5 м; б) ниже острия сваи: ИГЭ-10 – глина серая мощностью 2,9 м. Характеристики грунтов по данным изысканий на участке № 1 приведены в таблице 11.14.

Таблица 11.14. Характеристики грунтов на участке № 1

№ ИГЭ	Доли единицы						г/см <sup>3</sup>		МПа	град.	кПа
	$w$	$w_L$	$w_p$	$I_p$	$I_L$	$S_r$	$\rho_s$	$\rho_d$	$E$	$\varphi$	$c$
4	0,20	0,34	0,21	0,13	<	0,63	2,69	1,45	14/6	12	14
7	0,20	0,33	0,21	0,12	0	0,64	2,69	1,46	14,0	15	16
9	0,23	0,30	0,23	0,07	<	0,89	2,67	1,58	11,0	15	4
10	0,25	0,50	0,29	0,21	0	0,89	2,74	1,55	21	21	50

По результатам измерений параметров напряженно-деформируемого состояния грунтов основания построен график зависимости осадки от нагрузки, определенной после релаксации, который приведен на рис. 11.11, а. Координаты измеренных значений показаны точками. Зависимость представлена двумя ветвями. Первая – определяет сопротивление сдвигу вдоль поверхности ствола  $P_f$ , а вторая – сопротивление сжатию ниже острия  $P_R$ .

Граница двух ветвей зависимости определена точкой условного перелома, которая находится на пересечении продленных участков двух ветвей вблизи их перегиба.

В данном испытании точке перелома соответствует нагрузка 1530 кН, которая уравнивается предельным сопротивлением сдвигу.

На рис. 11.11, б, в приведены графики стабилизации осадки и релаксации нагрузки во времени на последней ступени приложенной нагрузки (1700 кН), длительность которой составила 25 минут.

В проведенных исследованиях последняя ступень нагрузки

(1700 кН) приложена дважды. После первого приложения, в результате релаксации длившейся 25 минут, нагрузка снизилась на 85 кН, а осадка увеличилась на 0,19 мм. При повторном приложении этой ступени и сохранении ее постоянства длительность стабилизации, принятой согласно ДСТУ, составила 75 минут, а приращение осадки 0,27 мм. Результаты исследований приведены на рис. 11.11, *з* и в таблице 11.15. Увеличение осадки в процессе ее стабилизации при постоянной нагрузке является следствием упруго-вязких деформаций. Снижение нагрузки в процессе ее релаксации сокращает длительность их нарастания.

Таблица 11.15. Параметры НДС системы «свая–грунты основания» от последней ступени нагрузки

Метод испытаний	Нагрузка Р, кН		Осадка s, мм, после			t, минут
	приложенная	конечная	приложения нагрузки	стабилизации	$\Delta s$	
релаксации нагрузки	1700	1615	5,19	5,38	0,19	25
ДСТУ	1700	1700	5,48	5,75	0,27	75

Значения осадок оказались близкими для соответствующих нагрузок. Координаты НДС после стабилизации осадки при постоянной нагрузке, приложенной повторно, близки к продленному участку зависимости  $s=f(P)$ , полученной по результатам испытаний методом релаксации нагрузки (рис. 11.11, *а*).

На втором свайном поле применены сваи длиной 8,0 м, сечением 0,35 x 0,35 м. Геологическое строение представлено суглинками красно-бурыми (ИГЭ-2а) твердой и полутвердой консистенции мощностью до 14,0 м. В пределах толщи суглинков залегают линзы и слои красно-бурых, палево-бурых суглинков от полутвердой до текучей консистенции (ИГЭ2 и 2б). Показатели физико-механических свойств приведены в таблице 11.16.

Контрольное испытание грунтов сваей № 112 проведено методом релаксации нагрузки. Результаты испытаний приведены в графической форме на рис. 11.12.

В процессе приложения ступеней нагрузок, равных 1140 и 1100 кН, их предельные значения после релаксации составили 970 и 965 кН. Аналогичные результаты получены на других свайных полях при двух- и трехкратном приложении нагрузок,

превышающих предельные, с близкой сходимостью предельных значений.

Таблица 11.16. Характеристики грунтов на участке № 2

№ ИГЭ	Доли единицы						г/см <sup>3</sup>		МПа	град.	кПа
	$w$	$w_L$	$w_p$	$I_p$	$I_L$	$S_r$	$\rho_s$	$\rho_d$	$E$	$\varphi$	$c$
2а	0,22	0,33	0,19	0,14	0,29	0,77	2,73	1,50	10	17	17
2	0,22	0,38	0,22	0,16	0	0,80	2,72	1,56	15	22	30
2б	0,34	0,31	0,20	0,14	1,27	1,13	2,70	1,49	9	11	11

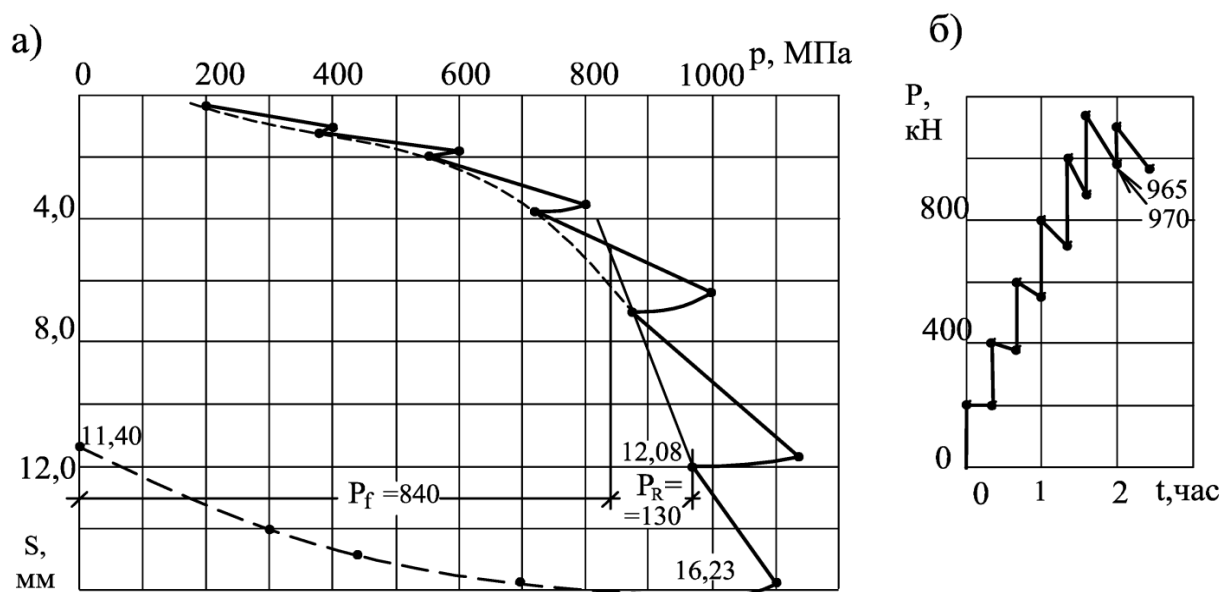


Рис.11.12. Результаты испытаний грунтов сваей № 112: а) график зависимости осадки от нагрузки; б) график релаксации нагрузки во времени

### Выводы

1. По результатам испытаний разработана новая редакция рекомендаций по применению метода релаксации нагрузки.
2. Применение метода релаксации нагрузки позволяет в 2...3 раза сократить длительность испытаний.
3. Достоверность полученных результатов подтверждена результатами испытаний, проведенных по стандартной методике.
4. Разработана методика определения части нагрузки, уравновешенной сопротивлением сдвигу по поверхности ствола, сжатию ниже острия, и значения предельной нагрузки по результатам испытаний, проведенных методом релаксации.

### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Аршакуни Д.Е. Исследования совместной работы забивных коротких свай с грунтами основания / Д.Е. Аршакуни, И.М. Нагорных, В.Н. Голубков, Ю.Ф. Тугаенко // Транспортное строительство. – 1974. – № 4. – С. 41–42.
2. Бабков В.Ф. Основы грунтоведения и механики грунтов / В.Ф. Бабков, А.В. Гербурт-Гейбович. – Издание 2-е. – М.: Издательство «Высшая школа». – 1964. – 366 с.
3. Бартоломей А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно-допустимым осадкам / А.А. Бартоломей. – М.: Стройиздат, 1982. – 222 с.
4. Бахолдин Б.В. Исследование напряженно-деформированного состояния основания одиночной сваи в глинистом грунте при действии кратковременной нагрузки / Б.В. Бахолдин, В.И. Стуров // Основания, фундаменты и подземные сооружения. – Сб. № 71 НИИ Оснований. – М.: Стройиздат, 1980. – С. 68-72.
5. Бойко І.П. Дослідження несучої здатності буроін'єкційної палі великого діаметру / І.П. Бойко, Ю.В. Карпенко, С.М. Новофастовський, В.С. Подпрятков // Основи і фундаменти. – К.: КНУБА, 2002. – Вип. 27.
6. Burland I.B. A simple and precise borehole extensometer / I.B. Burland, I.F.A. Moore, P.D.K. Smith // Geotechnique. – 1972. – Vol. 22, № 1. – P.174–177.
7. Васильев Б.Д. Основания и фундаменты / Б.Д. Васильев. – ОНТН. – Главная редакция строительной литературы. – Ленинград, Москва. – 1937. – 595 с.
8. Галицкий В.Г. Опыт уплотнения лёссовых просадочных грунтов на строительстве в г. Тольятти / В.Г. Галицкий, И.Н. Круглов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – № 4. – С. 17–19.
9. Герсеванов Н.М. Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на грунт на основе экспериментальных работ / Собрание сочинений. – Том 1. – Стройвоениздат, 1947. – С. 236 – 260.
10. Герсеванов Н.М. Теоретические основы механики грунтов и их практические применения / Н.М. Герсеванов, Д.Е. Польшин. – М.: Стройиздат, 1948. – 274 с.
11. Глубинная марка. А.с. 1065531 СССР, МКИ Е 02D 1/00. / Тугаенко Ю.Ф., Стоянова Т.И., Марченко В.М., Ткалич А.П.

- (СССР). – №3420907 / 29 – 33; заявлено 6.04.82; Оpubл. 07.01.84, Бюл. №1. – 2 с.ил.
12. Голубков В.Н. Исследование процесса формирования объема зоны деформации в основаниях опытных фундаментов / В.Н. Голубков, Ю.Ф. Тугаенко, Ю.В. Матус, Г.Н. Плахотный // Известия Вузов: Строительство и архитектура. – 1976. – № 1. – С.37– 41.
  13. Голубков В.Н. Исследования деформаций в основании фундаментной плиты 16-этажного жилого дома / В.Н. Голубков, Ю.Ф. Тугаенко, Ю.В. Матус и др. // Основания, фундаменты и механика грунтов. –1980. –№6. –С.13–14.
  14. Голубков В.Н. Основа целенаправленного проектирования свайных фундаментов уплотнения / Расчет и проектирование свай и свайных фундаментов. Труды II Всесоюзной конференции: «Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР». Пермь.1990. –С. 14–15.
  15. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. – М:Стройиздат, 1973. –375с.
  16. Григорян А.А. О боковом давлении в лессовых грунтах / А.А. Григорян // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1960. – №4. – С. 20 – 21.
  17. Григорян А. А. О работе висячей сваи в просадочном грунте / А. А.Григорян, В.М. Мамонов // Сборник докладов и сообщений по свайным фундаментам. М. 1968. С. 246–252.
  18. Григорян А.А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах / А.А. Григорян. – М.: Стройиздат, 1984. – 162 с.
  19. ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ5686-94) Грунти. Методи польових випробувань палями. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури. – Київ, 1997. – 57 с.
  20. Ермолаев Н.Н. Основные направления развития и задачи науки по динамике оснований и фундаментов / Н.Н. Ермолаев, И.В. Прокудин // Известия высших учебных заведений Министерства высшего и среднего специального образования СССР. Строительство и архитектура. 1976. №1. С. 3 –20.
  21. Зотов В.А. Уплотнение лессовых грунтов Ростовской области трамбовками повышенной массы / В. А. Зотов, О.Е. Приходченко Н.В. Воляник, С. В. Трусова и др. // Закрепление и уплотнение грунтов в строительстве. Тезисы докладов на X Всесоюзном



- научно-техническом совещании. – М: Стройиздат, 1983. – С.142 – 143.
22. Коваль В.Г. Новый метод статических испытаний свай / В.Г. Коваль, В.И. Ищенко // Будівництво України. – 2002. – №4. – С. 42 – 43.
  23. Корнієнко М.В. Дослідження несучої здатності основи по глибині при підсиленні фундаментів вдавлюваними палями / М.В. Корнієнко, О.Ф. Лебеда, В.О. Мовчан // Будівельні конструкції. - Випуск 61. - Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: НДІБК, 2004. – Том 1. –С. 332–337.
  24. Краев В.Ф. Об инженерно-геологическом значении ритмичного строения грунтов лессового покрова Украины / В.Ф. Краев. – Основания и фундаменты. – К.: Будівельник, 1980.–Вип. 13. – С.66–68.
  25. Крутов В. И. Уплотнение просадочных грунтов / А.Г. Галицкий, А.А. Мусаэлян, И.Г. Рабинович, Б.А.Сальников, и др./ Под ред. В.И. Крутова. – М.: Стройиздат. – 1974. – 207 с.
  26. Лебедев А.Ф. Почвенные и грунтовые воды / А.Ф. Лебедев // Издание четвертое. – Изд-во Академии наук СССР. –М. –Л. – 1936. – 314 с.
  27. Марченко М.В. Оценка бокового давления в полевых условиях /М.В. Марченко, Ю.Ф. Тугаенко // Збірник наукових праць «Галузеве машинобудування, будівництво». – Вип.4(34). –Т. 2. –ПолтНТУ, 2012. –С. 147–151.
  28. Новожилов Г.Ф. Испытания тензометрических свай в различных грунтовых условиях Ленинграда / Г.Ф. Новожилов, Ю.Н. Платонов // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. Тезисы докладов научно-технического семинара. Ленинград. 1974. –С. 56 – 60.
  29. Новский А.В. Результаты комплексных исследований грунтов буронабивными сваями, используемыми при усилении фундаментов Кирхи в г. Одессе / А.В. Новский, А.П. Ткалич, Ю.Ф. Тугаенко, Л.А. Василевская, В.А. Новский // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: зб. наук. праць. – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2007. – Вип. 25. – С. 240–246.

30. Новый метод испытаний свай (испытания свай нагрузкой в течение 10 мин.). «Load Test a Pile in a Ten Minutes». Melvin J. Esrig. «Engineering News – Record» 1963, January. Материалы по проектированию сложных фундаментов и оснований и по производству изысканий №2. Главспецстрой, Фундаментпроект. Центральное бюро технической информации. – Москва, 1963. – С. 39 – 40.
31. Основи та фундаментиспоруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10-2009. Зміна 1. Палі і пальові фундаменти. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінбуд України, 2011. – 56 с.
32. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 11 с. – (Державний стандарт України).
33. Пономар В.С. Особенности строения и физико-механические свойства лессовых пород западного причерноморья / В.С. Пономар, В.М. Мигуля // Вопросы гидрогеологии и инженерной геологии Украины. – К.: «Будівельник», 1974. – С.10–17.
34. Приклонский В.А. Грунтоведение / В.А. Приклонский. – Издание третье. – Ч.1. – М.: Госгелиоиздат, 1955. – 430 с.
35. Работников А.И. Исследования деформации лессовых грунтов в скважинах штампами / А. И. Работников Корякин В.С. // Межведомственный Республиканский научный сборник. Основания и фундаменты. Киев. 1969. Вып.2. С. 77– 80.
36. Работников А.И. О сопротивлении грунта по боковой поверхности и под пятой буронабивной свай / А. И. Работников, Б.М. Кованев, А.Н. Нахмуров // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях. Тезисы докладов научно-технического семинара. Ленинград. 1974. С. 39 – 42. Свайные фундаменты СНиП 2.02.03-85 // М.: Госстрой СССР. – 1986. – 45 с.
37. Трофименков Ю.Г. Совершенствование методов определения несущей способности свай / Ю. Г. Трофименков, Б. В. Бахолдин, В. Б. Швец, Л.Г. Мариупольский и др. Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. М. 1973. С. 150–161.

38. Тугаенко Ю.Ф. Экспериментальные исследования совместной работы основания и фундаментов в лессовых грунтах первого типа / Ю.Ф. Тугаенко // Известия вузов: Строительство и архитектура, 1966. – Вып. 2. – С.22–31.
39. Тугаенко Ю.Ф. Исследования деформаций в основании опытных фундаментов в лессовых грунтах первого типа / Ю.Ф. Тугаенко // Основания, фундаменты и подземные сооружения. – Сб. науч. раб. – Вып. 2. – М.: Высшая школа, 1967. – С.39–49.
40. Тугаенко Ю.Ф. Некоторые особенности уплотнения просадочных грунтов тяжёлыми трамбовками / Ю.Ф. Тугаенко. Основания и фундаменты. – К. Будівельник, 1969. – Выпуск 2 – С.99-103.
41. Тугаенко Ю.Ф. Методика определения параметров деформаций глинистых грунтов / Ю.Ф. Тугаенко, М.В. Марченко // Инженерная геология. – 1984. – №1. С.86 – 94.
42. Тугаенко Ю. Ф. Опыт уплотнения просадочных грунтов на объектах Одесского морского нефтеперевалочного комплекса "Терминал" / Ю.Ф. Тугаенко, В. А. Поберий, Л.И. Зильбер // Будівництво України. – 1998. – № 4. – С. 34–36.
43. Тугаенко Ю.Ф. Развитие деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса: Астропринт, 2003. – 222с.
44. Тугаенко Ю.Ф. Влияние локального замачивания на несущую способность свай, заглубленных в малосжимаемые породы / Ю.Ф. Тугаенко, А.П. Ткалич, А.Р. Гевондян // Будівельні конструкції. – Выпуск 61. – Механіка ґрунтів, геотехніка, фундаментобудування. – К.: – НДІБК. – 2004. – Том 1. – С.478 – 481.
45. Тугаенко Ю.Ф. Методика и результаты исследований сопротивления грунтов нагрузке, приложенной к буронабивной свае / Ю. Ф. Тугаенко, А. П. Ткалич, А.Р. Гевондян // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Выпуск 18. – Одеса, 2005. – С. 260–264.
46. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П. Результаты экспериментальных исследований НДС системы «свая–грунты основания». // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. – Труды международной научно-технической конференции,

- посвященной 50-летию Баш. – Том 1. – Свайные фундаменты. – Уфа. – 2006 г. – С. 142–147.
47. Тугаенко Ю.Ф. Дифференциальный подход к оценке повышения сил трения по боковой поверхности свай во времени /Ю.Ф.Тугаенко, А.В. Новский, А. П.Ткалич, Л.А. Василевская //Збірник наукових праць (галузевого машинобудування, будівництво). Вип. 19. Полтава. ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка. 2007. С. 114–120.
48. Тугаенко Ю.Ф. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов, свай и свайных фундаментов. – Одесса. – Астропринт, 2008. – 216с.
49. Тугаенко Ю.Ф. Трансформация напряженно-деформированного состояния грунтов основания и ее учет при проектировании фундаментов. / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса: Астропринт, 2011. – 120 с.
50. Тугаенко Ю.Ф. Новая методика определения характеристик сопротивления грунтов по результатам испытаний свай /Ю.Ф. Тугаенко, А.П. Ткалич, М.В. Марченко, Л.А. Логинова//Науково-технічний збірник «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві». Науково-технічний збірник. – Вінниця: УНІВЕРСУМ – Вінниця. – 2014. – № 2 (17) С. 57 – 63.
51. Тугаенко Ю.Ф. Определение характеристик уплотнения в основаниях фундаментов по изменению фаз и фазовых компонентов / Ю.Ф. Тугаенко, М.В. Марченко, Л.А. Логинова // Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип.37. –К.:КНУБА, 2015. –С.201–210.
52. Финаев И.В. Исследования несущей способности свай в лессовидных грунтах г. Горького / И.В. Финаев // Сб. докладов и сообщений по свайным фундаментам. –М. –1968. – С.184–191.
53. Цытович Н.А. Вопросы теории и практики строительства на слабых водонасыщенных грунтах / Н.А. Цытович.–Таллинн, 1965. – С.5–17.
54. Швец В.Б. Исследование эффективности уплотнения лёссовых грунтов тяжелыми трамбовками / В.Б. Швец.– Сборник трудов совещания по строительству на лёссовых грунтах. – Киев – 1960. – С. 261–273.

55. Feda I. ActivZoneBeneathFoundations / I. Feda, I. Havlicek, I. Seycek, I. Skopek // Proc. IXICSMFE. – Tokyo. – 1977. – P. 505–510.
56. Ji. Seytek. Field test of soil deformation beneath foundation / Ji. Seytek // Труды V Дунайско-Европейской конференции по механике грунтов и фундаментостроению. – Т. 3: ЧССР. – Братислава, 1977. – С. 275 – 287.
57. Seycek I. Prubehsedanizakladovepade do hloubky / I. Seycek // Inzenyrskestarby. – Bratislava. – 1982. – №8. – P. 368–379.
58. Melvin J. Esrig. Load Test a Pile in as Ten Minutes / Melvin J. Esrig. // EngineeringNew – Record 1963, January. (Новый метод испытания свай, испытание нагрузкой в течение 10 мин). Проектный институт «Фундаментпроект». Материалы по проектированию сложных фундаментов и оснований и по производству изысканий. – №2. – Центральное бюро технической информации. Москва, 1963. – С. 39–40.

# СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
<b>Раздел 1. ФАЗЫ И ФАЗОВЫЕ КОМПОНЕНТЫ ГРУНТОВОЙ СРЕДЫ.....</b>	<b>5</b>
1.1. Особенности лессовых грунтов одесского региона и их характеристики.....	6
1.2. Характеристика фаз.....	6
1.2.1. Твердая фаза.....	6
1.2.2. Жидкая фаза.....	6
1.2.3. Газообразная фаза.....	11
1.3. Фазовая модель оценки деформаций уплотнения.....	12
<b>Раздел 2. СТРУКТУРНАЯ ПРОЧНОСТЬ.....</b>	<b>14</b>
2.1. Зависимость структурной прочности от влагоемкости грунта.....	14
2.2. Влияние плотности скелета грунта на величину структурной прочности.....	15
2.3. Влияние структурной прочности на процессы деформирования грунтов.....	15
2.4. Изменение структурной прочности по глубине лессовой толщи одесского региона.....	21
<b>Раздел 3. УПРУГИЕ ДЕФОРМАЦИИ.....</b>	<b>22</b>
3.1. Введение.....	22
3.2. Методика исследований упругих деформаций опытными штампами.....	23
3.3. Природа упругих деформаций.....	25
3.4. Определение упругих деформаций.....	26
<b>Раздел 4. УПРУГИЕ И ОСТАТОЧНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ</b>	<b>30</b>
4.1. Методика проведения исследований.....	30
4.2. Результаты исследований.....	32
4.3. Фазовая модель оценки деформирования грунтов.....	33
<b>Раздел 5. ДЕФОРМАЦИИ В ВЕРТИКАЛЬНОМ И         ГОРИЗОНТАЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ.</b>	

<b>БОКОВОЕ ДАВЛЕНИЕ.....</b>	<b>40</b>
5.1. Методика проведения испытаний.....	40
5.2. Результаты исследований искусственно приготовленной грунтовой среды.....	40
5.2. Оценка опытных данных.....	42
5.4. Испытания природного и уплотненного грунта.....	45
<b>Раздел 6. КАПИЛЛЯРНАЯ ВЛАГОЕМКОСТЬ.....</b>	<b>50</b>
6.1. Методика испытаний.....	50
6.2. Оценка изменений емкостей фаз и фазовых компонентов при локальном замачивании.....	52
6.3. Определение влияния капиллярного увлажнения на соотношение емкостей фазовых компонентов в лабораторных условиях.....	55
<b>Раздел 7. ВЛИЯНИЕ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ НА         ИЗМЕНЕНИЕ ФАЗОВЫХ СООТНОШЕНИЙ.....</b>	<b>59</b>
7.1. Введение.....	59
7.2. Изменения фазовых компонентов при локальном замачивании за пределами загруженной площади.....	61
<b>Раздел 8. УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТОВ УДАРНОЙ         НАГРУЗКОЙ.....</b>	<b>67</b>
8.1. Влияние генетических особенностей на процессы уплотнения.....	67
8.1.1. Введение.....	69
8.1.2. Результаты испытаний.....	71
8.1.3. Изменения емкостей фазовых компонентов после уплотнения грунта трамбовкой на участке №2.....	73
8.2. Фазовая модель оценки состояния грунтов до и после уплотнения.....	75
8.2.1. Методика испытаний.....	74
8.2.2. Методика оценки характеристик грунтов и параметров фазовых компонентов до и после уплотнения.....	75
8.2.3. Методика оценки изменения параметров фазовых компонентов грунта под влиянием нагрузки. ....	76
8.2.4. Анализ результатов исследований выполненных	

опытными штампами.....	78
8.2.5. Изменение фазовых компонентов после уплотнения статической нагрузкой.....	80
8.3. Влияние влагоемкости лессовых грунтов на процессы уплотнения ударной нагрузкой.....	83
<b>Раздел 9. ВЛИЯНИЕ ВЛАГОЕМКОСТИ ГРУНТОВ НА ИХ СЖИМАЕМОСТЬ В ОСНОВАНИЯХ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ.....</b>	<b>87</b>
9.1. Введение.....	87
9.2. Характеристики объектов.....	90
9.3. Методика наблюдений.....	91
9.4. Влияние внешней нагрузки на нарастание осадок.....	92
9.5. Процессы уплотнения водонасыщенных лессовых грунтов.....	93
<b>Раздел 10. ФАЗОВАЯ МОДЕЛЬ ОЦЕНКИ СВОЙСТВ ГРУНТОВ.....</b>	<b>101</b>
10.1. Фазы и фазовые компоненты.....	104
10.2. Емкости фаз и фазовых компонентов.....	105
10.2.1. Переход от фазовых к стандартным характеристикам.....	106
10.2.2. Определение сжимаемости.....	107
10.3. Определение фазовых характеристик.....	107
10.4. Влияние молекулярной влагоемкости на процессы уплотнения грунтов.....	107
10.5. Определение деформативных свойств глинистых грунтов при отсутствии значений максимальной молекулярной влагоемкости.....	110
10.6. Влияние влажности на уплотнение грунтов.....	112
10.7. Влияние дисперсности грунтовой среды на процессы уплотнения.....	116
10.8. Инженерно-геологические условия площадок строительства.....	118
<b>Раздел 11. НОВЫЕ МЕТОДИКИ ИСПЫТАНИЙ ГРУНТОВ СВЯЯМИ.....</b>	<b>121</b>
11.1. Методика испытаний грунтов циклически- возрастающей нагрузкой.....	121



11.1.1. Оценка предельного сопротивления сдвигу по поверхности ствола сваи.....	123
11.1.2. Определение предельной нагрузки на сваю и структурной прочности грунта несущего слоя...	127
11.1.3. Достоверность характеристик сопротивления грунтов определенных по методике циклически-возрастающей нагрузки .....	130
11.2. Повышение несущей способности свай с учетом фактора времени.....	132
11.3. Результаты испытаний грунтов призматической и буронабивной свай.....	137
11.4. Испытания грунтов сваями, методом релаксации нагрузки.....	143
11.4.1. Рекомендации по проведению испытаний.....	143
11.4.2. Результаты полевых исследований.....	145
Список использованных источников	149

У монографії розглянуто дві теми: 1) природа і процеси деформування ґрунтів; 2) нові методики випробування ґрунтів палями. Для прогнозу і оцінки деформацій у ґрунтах основ фундаментів застосовано фазову модель розрахунку. Нові методики випробування ґрунтів палями розроблено для диференційної оцінки характеристик їх опору навантаженням від паль.

*Наукове видання*

**ТУГАЄНКО** Юрій Федорович  
**МАРЧЕНКО** Михайло Васильович  
**ТКАЛІЧ** Анатолій Павлович  
та інші

**ПРИРОДА ДЕФОРМУВАННЯ ҐРУНТІВ**

Монографія

*Російською мовою*

Надруковано в авторській редакції  
з готового оригінал-макета  
Формат 60x84/16 Ум. друк арк. 9,3  
Тираж 300 прим. Зам. №313(71)  
Видавництво і друкарня «Астропринт»  
65091 м. Одеса, вул. Разумовська, 21  
Тел.: (0482) 37-07-95, 37-14-25, 33-07-17, (048) 7-855-855  
e-mail: [astraprint@ukr.net](mailto:astraprint@ukr.net) [www.stranichka.in.ua](http://www.stranichka.in.ua)  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи

.....